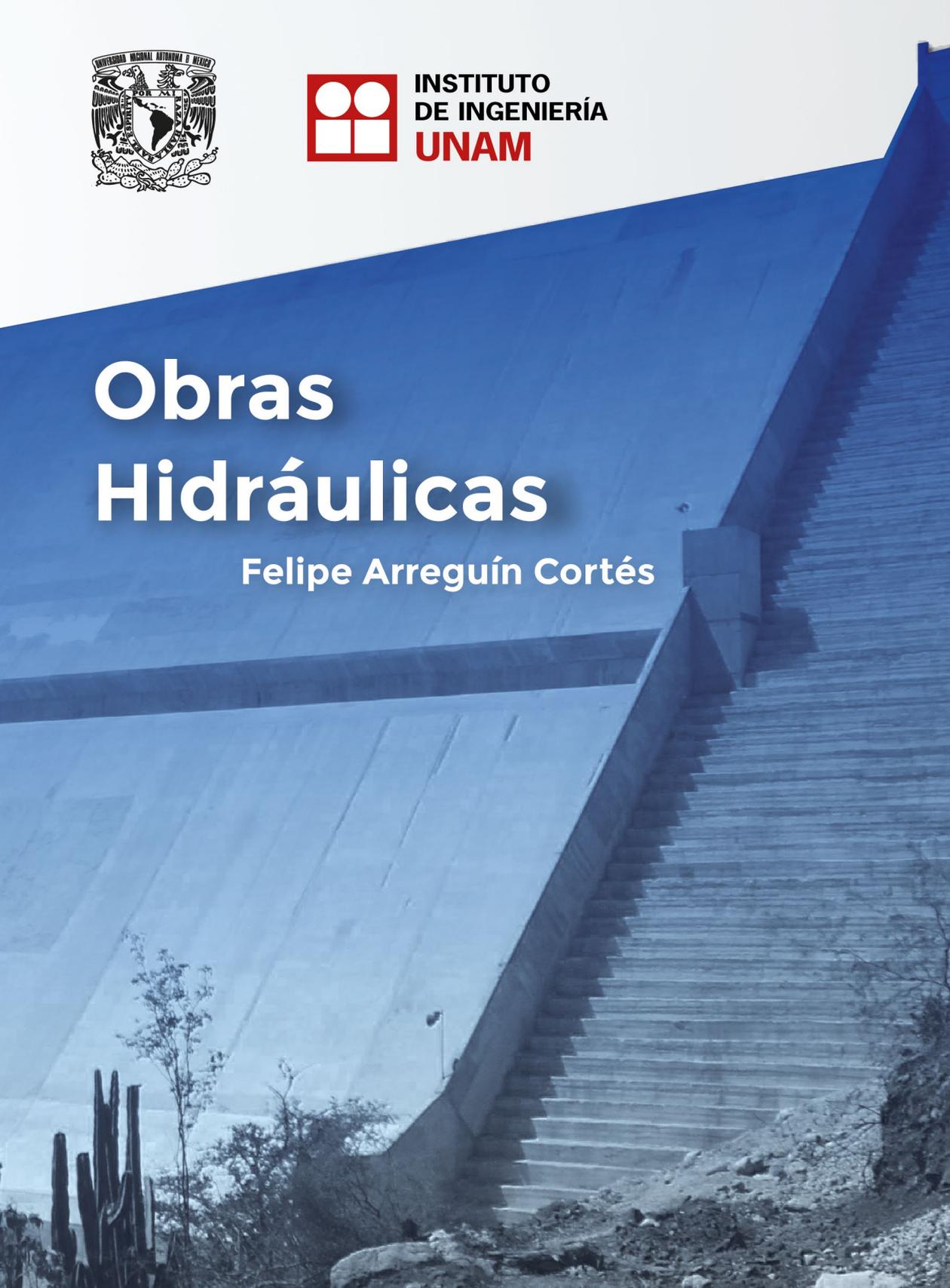


**INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM**

Obras Hidráulicas

Felipe Arreguín Cortés





INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM[®]

Obras Hidráulicas

Felipe Arreguín Cortés

Obras Hidráulicas

Autor: Felipe Arreguín Cortés

1ª Edición, Universidad Nacional Autónoma de México
Instituto de Ingeniería UNAM, 2021.

D.R. © Universidad Nacional Autónoma de México
Instituto de Ingeniería.
Av. Universidad 3000, Ciudad Universitaria,
Delegación Coyoacán, C.P. 04510, Ciudad de México.
ISBN: 978-607-30-4895-8

Impreso y hecho en México

A mis hijos: Felipe Ignacio y Luz Amalia

A mis nietos: Santiago Felipe y Juan Felipe

A Alejandra

A toda mi familia.

ÍNDICE

Prólogo.....	xii
Agradecimientos	xiv
1. Presas de almacenamiento y derivación (Repaso).....	1
1.1. Objetivos de las presas.....	2
1.1.1. Aprovechamiento.....	2
1.1.2. Defensa.....	2
1.2. Elementos de un aprovechamiento hidráulico superficial	2
1.2.1. Cuenca.....	2
1.2.2. Vaso de almacenamiento o embalse.....	2
1.2.3. Boquilla.....	2
1.3. La presa y sus estructuras auxiliares	4
1.3.1. Cortina.....	4
1.3.2. Obra de toma.....	4
1.3.3. Obra de excedencias	4
1.3.4. Desagüe de fondo.....	7
1.3.5. Estructura de limpia o desarenador.....	7
1.3.6. Obra de desvío.....	7
1.4. Estudios y proyectos.....	7
1.4.1. Objetivo, disponibilidad y concesión	7
1.4.2. Estudios hidrológicos	9
1.4.3. Topografía.....	10
1.4.4. Geología	12
1.4.5. Efectos sísmicos en las cortinas	12
1.4.6. Tipo, cantidad y localización de materiales	14
1.4.7. Acceso a la obra.....	15

1.4.8. Climatología.....	15
1.4.9. Evaluación del impacto ambiental.....	16
1.4.10. Análisis socioeconómicos.....	17
1.4.11. Aspectos legales.....	18
1.4.12. Estudios arqueológicos.....	18
1.5. Clasificación de las cortinas.....	18
1.6. Cortinas flexibles.....	20
1.6.1. Cortinas de tierra.....	20
1.6.1.1. Cortinas de sección homogénea.....	20
1.6.1.2. Cortinas de materiales graduados.....	21
1.6.1.3. Cortinas con corazón de asfalto.....	21
1.6.1.4. Elementos de las cortinas tierra.....	22
1.6.1.4.1. Corazón impermeable de arcilla.....	22
1.6.1.4.2. Filtros.....	25
1.6.1.4.3. Transiciones.....	27
1.6.1.4.4. Respaldos de enrocamiento.....	27
1.6.1.4.5. Trincheras.....	28
1.6.1.4.6. Delantales.....	29
1.6.1.4.7. Tablaestacados.....	30
1.6.1.4.8. Pantallas rígidas.....	30
1.6.1.4.9. Pantallas de inyección.....	30
1.6.1.4.10. Pozos de alivio.....	30
1.6.1.4.11. Ataguías.....	32
1.6.1.4.12. Conductos a través de la cortina.....	32
1.6.1.4.13. Cresta o corona.....	33
1.6.1.4.14. Bordo libre.....	35
1.6.2. Cortinas de enrocamiento.....	35
1.6.2.1. Plinto.....	37
1.6.2.2. Enrocamiento.....	38
1.6.2.3. Cara de concreto.....	38
1.6.3. Presas subterráneas.....	39

1.7. Cortinas rígidas.....	43
1.7.1. Cortinas de gravedad.....	43
1.7.1.1. Factores que afectan	43
la estabilidad de una cortina de gravedad	
1.7.1.1.1. El vuelco.....	43
1.7.1.1.2. El deslizamiento	45
1.7.1.1.3. Esfuerzos excesivos	45
1.7.1.2. Talud mínimo que garantiza la estabilidad de la cortina	45
1.7.1.2.1. Ejemplos.....	46
1.7.1.3. Medidas para reducir la subpresión.....	49
1.7.1.4. Cargas sobre una cortina de gravedad	49
1.7.1.4.1. Peso propio	49
1.7.1.4.2. Empuje hidrostático	50
1.7.1.4.3. Empuje de azolves	50
1.7.1.4.4. Empuje por hielo	51
1.7.1.4.5. Sismo	51
1.7.1.4.6. Subpresión	52
1.7.1.5. Combinaciones de carga	52
1.7.1.5.1. Condiciones normales	52
1.7.1.5.2. Condiciones extraordinarias	53
1.7.1.5.3. Condiciones extremas	53
1.7.1.5.4. Otras condiciones de carga especiales a juicio del proyectista	53
1.7.1.6. Condiciones de seguridad	53
1.7.1.7. Esfuerzos permisibles	54
1.7.1.8. Ejemplo.....	56
1.7.1.9. Cortinas de Concreto compactado con rodillo. CCR	74
1.7.2. Cortinas de contrafuertes	75
1.7.2.1. Estabilidad de una cortina de contrafuertes	75
1.7.2.2. Cargas en una cortina de contrafuertes.....	76
1.7.2.3. Cortinas de contrafuertes tipo Ambursen.....	77

1.7.2.4. Cortinas de contrafuertes de arcos múltiples	78
1.7.2.5. Cortina de machones masivos	78
1.7.2.6. Cortina de machones tipo Marcello.....	82
1.7.2.7. Diferencias entre las cortinas de contrafuertes y las de gravedad	82
1.7.3. Cortinas de arco.....	83
1.7.3.1. Cortinas de arco delgado	83
1.7.3.2. Cortinas de arco gravedad.....	83
1.7.3.3. Cortinas de arco-bóveda (Bóvedas de doble curvatura)	84
1.7.3.4. Cargas	84
1.7.3.5. Cálculo de las cortinas en arco.....	86
1.8. Cortinas plásticas	86
1.8.1. Presas derivadoras.....	90
1.8.1.1. Estructuras de las presas derivadoras pequeñas	90
1.8.1.1.1. Cortinas vertedoras	90
1.8.1.2. Desarenadores	93
1.8.1.2.1. Obras de toma	96
1.8.1.2.2. Disipadores de energía	98
1.9. Falla de presas.....	99
1.10. Problemas propuestos.....	103
1.11. Referencias.....	106
2. Obras de Desvío.....	109
2.1. Factores que influyen en la selección de la obra de desvío.....	109
2.1.1. Régimen del escurrimiento y magnitud y frecuencia de las avenidas	109
2.1.2. Período de retorno del gasto de diseño.....	110
2.1.3. Características topográficas y geológicas de la boquilla.....	114
2.1.4. Compromisos de abastecimiento aguas abajo.....	114
2.1.5. Aspectos ambientales.....	114
2.1.6. Operación y mantenimiento de la obra de desvío	114

2.1.7. La opinión pública.....	115
2.1.8. Planeación de la obra y procesos constructivos	115
2.2. Métodos de desvío.....	115
2.2.1. Obras de desvío con tajos o canales	115
2.2.1.1. Ataguías.....	116
2.2.1.2. Casos de desvíos con tajos	117
2.2.1.2.1. Obra de desvío de la presa Álvaro Obregón (Oviachic)	117
2.2.1.2.2. Obra de desvío de la presa Adolfo López Mateos (El Humaya).....	119
2.2.1.2.3. Obra de desvío con tajo de la presa Adolfo Ruiz Cortínez (Mocúzari).....	121
2.2.1.3. Diseño hidráulico de las obras de desvío con tajo	122
2.2.1.4. Bordo libre	123
2.2.1.5. Ejemplos.....	123
2.2.2. Obras de desvío con túneles	135
2.2.2.1. Casos de obras de desvío con túneles.....	135
2.2.2.1.1. Obra de desvío con túneles de la presa Solís	135
2.2.2.1.2. Obra de desvío de la presa Marte R. Gómez (El Azúcar).....	136
2.2.2.1.3. Obra de desvío de la presa Sanalona	137
2.2.2.1.4. Obra de desvío de la presa de El Tintero	138
2.2.2.1.5. Obra de desvío de la presa Nezahualcoyotl (Malpaso)	139
2.2.2.2. Diseño hidráulico	140
2.2.2.3. Cálculo hidráulico de una obra de desvío con varios túneles	141
2.2.2.4. Ejemplos	144
2.2.3. Obras de desvío a través y sobre cortinas de concreto	161
2.2.3.1. Casos de obras de desvío a través o sobre la cortina	161
2.2.3.1.1. Obra de desvío de la presa Luis Donald Colosio (Huites).....	161
2.2.3.1.2. Obra de desvío de la presa Ing. Juan Guerrero Alcocer (Vinoramas).....	161

2.2.4. Obras de desvío mixtas.....	164
2.2.5. Cierre del cauce.....	165
2.2.5.1. Cierre frontal.....	165
2.2.5.2. Cierre lateral.....	165
2.2.5.2.1. Preparación.....	165
2.2.5.2.2. Estrechamiento del cauce.....	166
2.2.5.2.3. Cierre final.....	166
2.2.5.3. Cierre mixto.....	167
2.2.5.4. Cierre de la presa.....	167
2.2.6. Modelos físicos, matemáticos y compuestos.....	168
2.2.7. Efectos de escala.....	168
2.2.8. Problemas propuestos.....	169
2.3. Referencias.....	173
3. Obras de excedencia.....	177
3.1. Introducción.....	177
3.2. Avenida de diseño y capacidad del vertedor.....	181
3.3. Vertedores de servicio y auxiliares.....	184
3.4. Elementos de los vertedores de demasías.....	185
3.4.1. Canal de Acceso o de llamada.....	185
3.4.2. Estructuras de Control.....	186
3.4.2.1. Compuertas deslizantes.....	187
3.4.2.2. Compuertas radiales.....	188
3.4.2.3. Agujas y presas plásticas inflables, “rubber dams”.....	188
3.4.3. Conductos de descarga.....	190
3.4.4. Estructura Terminal.....	190
3.5. Tipos de vertedores.....	192
3.5.1. Vertedores de caída libre.....	193
3.5.2. Vertedores con conducto de descarga.....	194
3.5.3. Vertedores de embudo.....	195
3.5.4. Vertedores en rápida.....	195

3.5.5. Sifones vertedores	197
3.5.6. Vertedores de laberinto	197
3.5.7. Vertedores escalonados	200
3.6. Diseño hidráulico de cimacios	201
3.6.1. Criterio General del USBR.....	203
3.6.2. Criterio USACE	207
3.6.2.1. Velocidad de llegada despreciable y talud aguas arriba vertical.....	207
3.6.2.2. Velocidad de llegada despreciable y talud del paramento aguas arriba inclinado. Criterio USACE	208
3.6.2.3. Velocidad de llegada considerable y talud 1 a 1. Criterio USACE, (1990)	212
3.6.3. Ejemplos.....	214
3.7. Descarga sobre la cresta de un cimacio sin control	221
3.7.1. Coeficiente de descarga.....	224
3.7.1.1. Efecto de la profundidad de llegada.....	224
3.7.1.2. Efecto de cargas diferentes a las de proyecto	226
3.7.1.3. Efecto de la pendiente del talud aguas arriba	227
3.7.1.4. Efecto de ahogamiento	228
3.7.1.5. Ejemplo.....	229
3.7.2. Longitud o ancho efectivos de la cresta.....	230
3.7.2.1. Ejemplos	234
3.8. Perfil del agua sobre el cimacio	246
3.9. Presiones sobre el cimacio del vertedor.....	250
3.10. Cimacios controlados por compuertas	252
3.11. Diseño hidráulico del conducto de descarga	255
3.11.1. Perfil del conducto y bordo libre	258
3.11.2. Ejemplos	260
3.12. Estructuras terminales.....	265
3.12.1. Saltos de esquí.....	265
3.12.2. Cubeta lisa tipo Lievi-Chertousov	268

3.12.3. Cubetas tipo USBR.....	271
3.12.3.1. Diseño hidráulico de la cubeta dentada tipo USBR.....	272
3.12.4 Tanques amortiguadores.....	274
3.12.4.1. Tanque rectangular tipo St. Anthony Falls (SAF).....	274
3.12.4.2. Tanque Rectangular tipo USBR (I).....	278
3.12.4.3. Tanque Rectangular tipo USBR (II).....	278
3.12.4.4. Tanque Rectangular tipo USBR (III).....	278
3.12.5. Ejemplos.....	283
3.13. Vertedores de caída libre.....	295
3.14. Vertedores de abanico.....	295
3.14.1. Ejemplo.....	299
3.15. Vertedores de canal lateral.....	302
3.15.2. Localización de la sección de control.....	308
3.15.3 Ejemplos.....	311
3.16. Vertedores de embudo.....	320
3.17. Vertedores escalonados.....	329
3.17.1. Vertedores escalonados con flujo escalón a escalón.....	331
3.17.2. Vertedores escalonados con flujo rasante.....	332
3.17.3. Aireación del flujo sobre un vertedor escalonado.....	332
3.17.4. Diseño de un vertedor escalonado con flujo rasante.....	333
3.18. Proyecto Estructural.....	335
3.18.1. Análisis de estabilidad del cimacio.....	335
3.18.1.1. Ejemplo.....	335
3.18.2. Análisis de estabilidad de los muros de contención del canal de llamada.....	349
3.18.2.1. Cargas actuantes.....	349
3.18.2.2. Combinaciones de carga.....	353
3.18.2.3. Ejemplo.....	354
3.19. Detalles de diseño.....	365
3.19.1. Revestimiento de los canales.....	365
3.19.2. Drenaje de los canales.....	367

3.19.2.1. Drenes longitudinales	
con tubos porosos bajo la plantilla.....	367
3.19.2.2. Lloraderos.....	370
3.19.2.3. Juntas de construcción.....	371
3.19.3. Dentellones.....	374
3.19.3.1 Anclas.....	375
3.20. Problemas propuestos.....	377
3.21. Referencias.....	399
4. Cavitación y aireación en obras de excedencia.....	403
4.1. Cavitación.....	404
4.1.1. Métodos de estimación de riesgo de cavitación.....	406
4.1.2. Evaluación de riesgo de cavitación.....	410
4.1.2.1. Ejemplos.....	411
4.1.3. Inspección de vertedores con riesgo de cavitación.....	412
4.1.4. Protección contra daños debidos a cavitación.....	413
4.2. Aireación.....	414
4.2.1. Aireación natural.....	414
4.2.1.1. Regionalización del flujo de aireación natural.....	417
4.2.1.2. Zona en desarrollo. Flujo parcialmente aireado.....	418
4.2.1.3. Zona en desarrollo. Flujo totalmente aireado.....	419
4.2.2. Aireación inducida.....	421
4.2.2.1. Antecedentes.....	421
4.2.2.2. Geometría de los aireadores.....	422
4.2.2.3. Mecanismo de la aireación.....	424
4.2.2.4. Demanda de aire.....	424
4.2.2.5. Espaciamiento de los aireadores.....	426
4.2.2.6. Separación de aireadores.....	426
4.2.2.7. Incremento de la velocidad.....	429
4.2.2.8. Incremento de tirantes.....	429
4.2.2.9. Impacto del chorro.....	430

4.2.2.10. Fluctuaciones de presión	
provocadas por los aireadores.....	430
4.2.2.11. Desaireación.....	430
4.2.2.12. Efectos de escala de la modelación de aireadores.....	431
4.2.2.13. Aireadores construidos.....	431
4.2.2.14. Comportamiento del aire después de un aireador.....	439
4.2.2.15. Método propuesto por Arreguín F., (1985).....	442
4.2.2.15.1. Ejemplos	442
4.2.2.16. Los vertedores escalonados,	
una forma de prevenir la cavitación	445
4.3. Referencias.....	447
5. Obras de toma.....	445
5.1. Clasificación de las obras de toma.....	456
5.2. Componentes de las obras de toma	462
5.2.1. Estructura de entrada.....	462
5.2.1.1. Rejillas.....	467
5.2.1.2. Transiciones de entrada	470
5.2.2. Conductos	471
5.2.2.1. Obras de toma con conducción a superficie libre.....	471
5.2.2.2. Obras de toma con tubería a presión	471
5.2.2.3. Obras de toma a pie de presa	474
5.2.2.4. Obras de toma con conducción mixta.....	475
5.2.2.5. Dispositivos de control y cierre	475
5.3.3. Disipadores de energía.....	475
5.2.4. Diseño hidráulico.....	476
5.2.4.1. Cálculo de las pérdidas	481
5.2.4.1.1. Pérdidas por entrada, h_e	481
5.2.4.1.2. Pérdidas por rejilla, h_r	482
5.2.4.1.3. Pérdidas por cambio de dirección, h_{cd}	483

5.2.4.1.4. Pérdidas por cambio de dirección	
en curva horizontales, h_{cd}	483
5.2.4.1.5. Pérdidas por reducción de área, h_{rd}	484
5.2.4.1.6. Pérdidas por válvula de mariposa, h_{vm}	484
5.2.4.1.7. Pérdidas por válvula de chorro heco, h_{vc}	484
5.2.4.1.8. Pérdidas por bifurcación, h_b	485
5.2.4.1.9. Pérdidas por cortante en las tuberías h_f	485
5.2.4.2. Ejemplo.....	486
5.3. Fallas de las obras de toma	502
5.4. Problemas Propuestos.....	503
5.5. Referencias.....	506

Prólogo

Desde las primeras civilizaciones se observó la necesidad de construir infraestructura que permitiera protegerlas contra inundaciones, paliar las sequías y aprovechar el agua en diversas actividades, incluso en regiones alejadas de los cuerpos de agua. Sin lugar a dudas, las presas han demostrado ser las obras hidráulicas que mejor permiten aumentar la resiliencia y disminuir la vulnerabilidad de las poblaciones.

El primer registro de este tipo de estructuras data del año 3,000 antes de Cristo y se ubica en la antigua Mesopotamia. A partir de este momento, prácticamente todas las civilizaciones han construido presas, sumando en la actualidad más de 58,000 alrededor del mundo.

De acuerdo con el Comité Internacional de Grandes Presas, México ocupa la posición 14 entre los países con el mayor número de este tipo de estructuras, con 571 grandes presas registradas. En realidad, este número es mayor. Hasta el momento se tienen inventariadas únicamente 5,600 presas de diferentes alturas, sin embargo, se estima que pueden haber más de 8,000 en todo el país. Todas estas infraestructuras requieren una minuciosa evaluación.

La Organización Meteorológica Mundial estima que la temperatura global ha incrementado 1.1 °C desde entre 1850 y 2019. Por su parte, la *National Oceanic and Atmospheric Administration* señala que ese parámetro anualizado ha aumentado su tasa de crecimiento a más del doble a partir de la década de los 80. Además, el Panel Intergubernamental sobre Cambio Climático advierte que el impacto de este fenómeno genera ya precipitaciones y temperaturas extremas.

El aumento de temperatura, en conjunto con el crecimiento poblacional y el cambio en la cobertura y uso del suelo, impactarán en la disponibilidad, la calidad y la cantidad de agua necesaria para garantizar la seguridad hídrica de millones de habitantes y la conservación de los ecosistemas.

Las proyecciones de los modelos del impacto del cambio global sobre el ciclo hidrológico obligan a un replanteamiento general de las formas de abastecer de agua a las

poblaciones y protegerlas de los eventos hidrometeorológicos extremos. En esta labor será necesario garantizar la seguridad de las presas existentes y construir nuevas bajo criterios más estrictos de sustentabilidad económica, ambiental y social. Para alcanzar este objetivo, es imperativo fortalecer las capacidades técnicas de las y los ingenieros mexicanos que, en este momento y en un futuro, serán los responsables de diseñar, construir, operar y evaluar las obras hidráulicas. Este libro es una pequeña contribución a este desafío.

La obra integra la experiencia acumulada durante 35 años en la impartición del curso Obras Hidráulicas, principalmente en el Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, y retoma las ideas centrales de dos libros de presas de almacenamiento y derivación^{1 y 2}; uno de obras de excedencia³, otro de diseño hidráulico de vertedores⁴ y, finalmente, uno de cavitación y aireación en obras de excedencia⁵. Los contenidos se nutren, además, con la experiencia del autor en la supervisión de obras de este tipo durante su paso por la administración pública federal en la Comisión Nacional del Agua.

El texto presenta un repaso de los principales temas relacionados con las presas de almacenamiento y derivación para centrarse después en las obras de desvío, de excedencias y de toma. Debido a su importancia y transversalidad en las obras descritas, se plantea también un apartado sobre cavitación y aireación.

El libro pretende facilitar el proceso de enseñanza y aprendizaje en un tema central de la ingeniería, de ahí que se incluyan respuesta a problemas comunes en la materia y más de 220 referencias clásicas y actualizadas que permitirán al lector interesado extender sus conocimientos.

Felipe Ignacio Arreguín Cortés

1. Vega R, Arreguín F, "Presas de Almacenamiento y derivación", publicación D/32, DEPMI, UNAM 6a. Ed, México, D.F., México, junio 1987.
2. Arreguín F, "Presas de almacenamiento y derivación", en "Planificación, diseño, modernización y operación de la red principal en zonas de riego". Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Segunda Edición, México, 2001.
3. Arreguín F, "Obras de Excedencia", Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México 2000.
4. Arreguín F. y Alcocer V., "Diseño Hidráulico de Vertedores", Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Cuernavaca, Mor., México, 241 pp. 2011.
5. Arreguín F. "Cavitación y aireación en obras de excedencia", Asociación Mexicana de Hidráulica e Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México, mayo de 2005.

Agradecimientos

Durante los 35 años de impartición del curso Obras Hidráulicas, tres destacados profesionistas colaboraron conmigo en su impartición: los Doctores Leonel Ochoa Alejo y Víctor Alcocer Yamanaka; y la Maestra en Ingeniería, Claudia Elizabeth Cervantes Jaimes. Agradezco todas sus aportaciones que, de una u otra forma, están integradas en el libro.

Mi agradecimiento a todos mis alumnos que durante todo este período aportaron ideas con sus preguntas, dudas, tareas, proyectos e investigaciones. Mi aprecio a todos ellos. Espero que se vean reflejados en este trabajo.

Los libros base para la elaboración de esta obra fueron posibles gracias a las contribuciones de la Comisión Nacional del Agua, la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua y la Asociación Mexicana de Hidráulica. Mi más extenso reconocimiento.

Mi agradecimiento al Centro Regional de Seguridad Hídrica de México, y al Comité Editorial del Instituto de Ingeniería.

La publicación que ahora comparto es producto de mi colaboración con el Instituto de Ingeniería de la UNAM, en particular, con el Dr. Fernando González Villarreal.

1

Presas de almacenamiento y derivación (Repaso)

La infraestructura hidráulica es un valioso activo nacional que permite el aprovechamiento del recurso hídrico, el manejo de las avenidas para protección de la población y la reserva de volúmenes para las épocas de estiaje o de sequía prolongada, Ortega G. (2013). Conocer la información relevante sobre las obras de almacenamiento, control de avenidas y derivación en el país, es decir el inventario de las presas es fundamental para México. Se recomienda ver Arreguín F. *et al* (2013).

Una presa es un conjunto de estructuras (cortina, obra de tomas, obra de excedencias, desagüe de fondo) que se emplea para almacenar el agua que escurre de una cuenca de captación (presas de almacenamiento), o para desviar dicho recurso (presas derivadoras), de acuerdo con los objetivos establecidos en el aprovechamiento hidráulico, (Arreguín F. *et al*, 1987; USBR 1960), ver Figura 1.1.

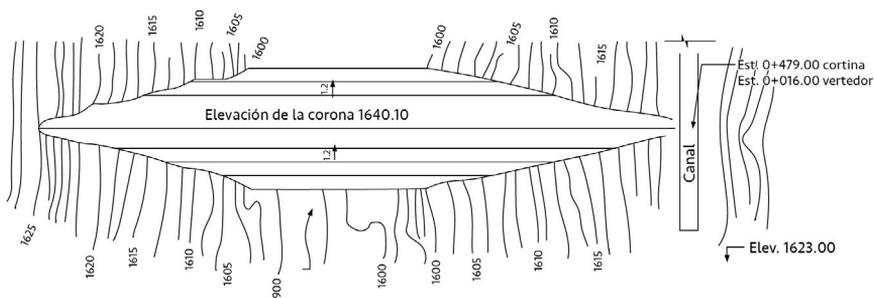


Figura 1.1. Planta de una presa de materiales graduados.
Disco compacto: Grandes presas de México. Tomos 1 a 19. (Comisión Nacional del Agua, 2009)

1.1. Objetivos de las presas

En general los objetivos de una presa se pueden agrupar en dos grandes áreas: aprovechamiento y defensa. A continuación, se presentan una serie de objetivos, debiendo notar que no son excluyentes, es decir una presa puede estar diseñada para el logro de varios de ellos a la vez.

1.1.1. Aprovechamiento

- a) Riego,
- b) abastecimiento de agua para consumo humano y servicios municipales,
- c) usos industriales,
- d) producción de energía eléctrica,
- e) navegación,
- f) esparcimiento,
- g) acuicultura y/o
- h) mejoramiento y conservación del medio ambiente.

1.1.2. Defensa

- a) Control de avenidas y
- b) control de azolves

1.2. Elementos de un aprovechamiento hidráulico superficial

Los componentes naturales de un aprovechamiento hidráulico son los siguientes:

1.2.1. Cuenca

Es el área tributaria que capta y conduce el agua hasta un determinado punto sobre una corriente, y está separada de las cuencas adyacentes por el parteaguas, ver Figura 1.2.

1.2.2. Vaso de almacenamiento o embalse

Es el espacio físico aguas arriba de la cortina, en donde es almacenado el recurso agua, ver Figura 1.3.

1.2.3. Boquilla

Es el estrechamiento topográfico en donde se ubica la cortina, ver Figura 1.4.

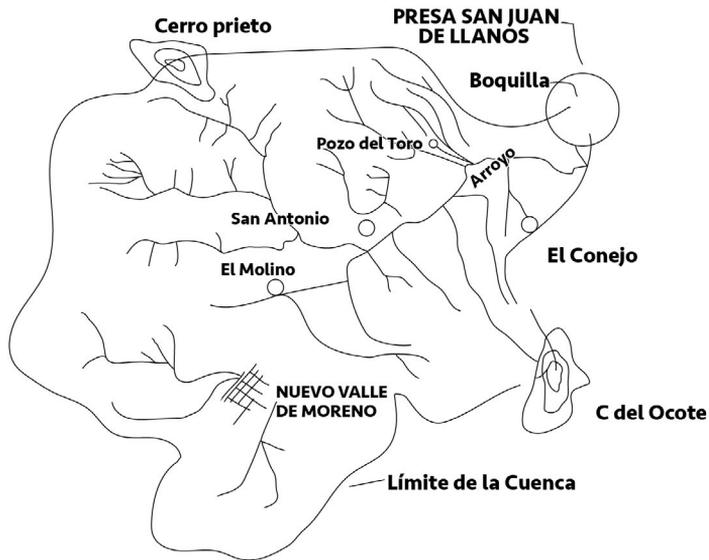


Figura 1.2. Cuenca hidrológica. Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

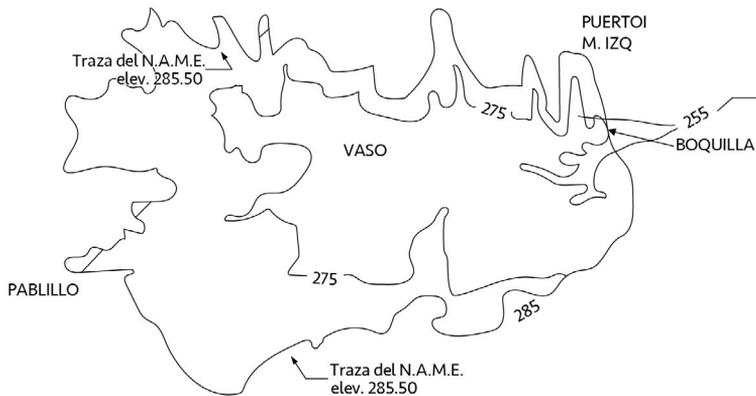


Figura 1.3. Vaso de una presa. Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

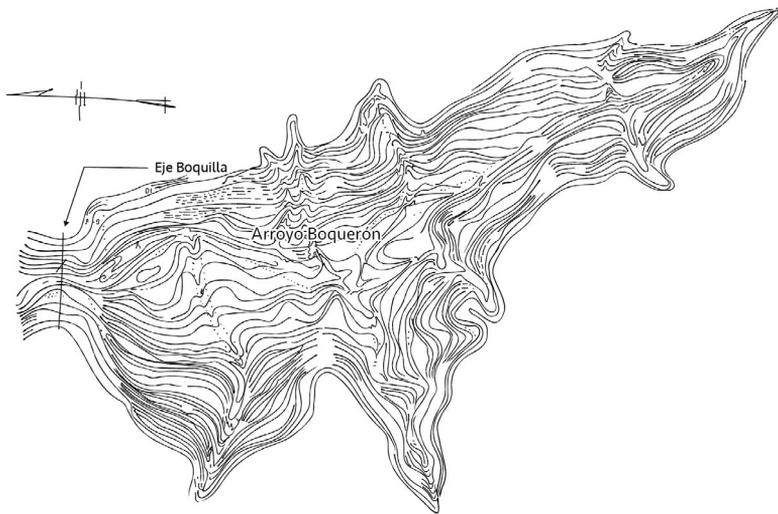


Figura 1.4. Boquilla de una presa. Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19.)

1.3. La presa y sus estructuras auxiliares

La presa está integrada por una serie de estructuras, entre las que destacan la cortina, la obra de toma, la obra de excedencias y el desagüe de fondo.

1.3.1. Cortina

Es una estructura construida al paso de la corriente para almacenar y/o derivar el agua que fluye hacia la misma, ver Figura 1.5.

1.3.2. Obra de toma

Permita la extracción de agua del embalse de acuerdo con una ley de demanda establecida, ver Figura 1.6.

1.3.3. Obra de excedencias

Es la estructura que permite que los excedentes de agua del vaso de almacenamiento regresen a la corriente, sin peligro para la presa, ver Figura 1.7 y Figura 1.8.

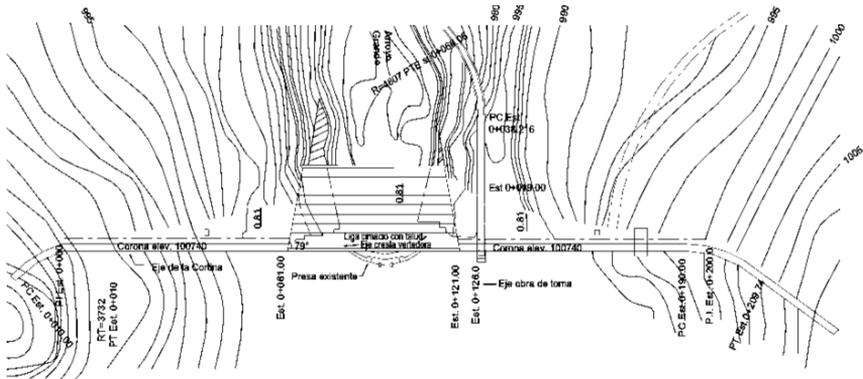


Figura 1.5. Planta de una cortina de gravedad. Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

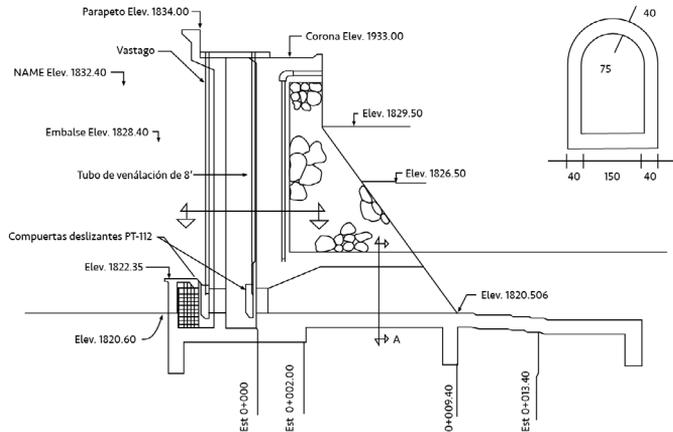


Figura 1.6. Obra de toma en una presa sección gravedad. Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

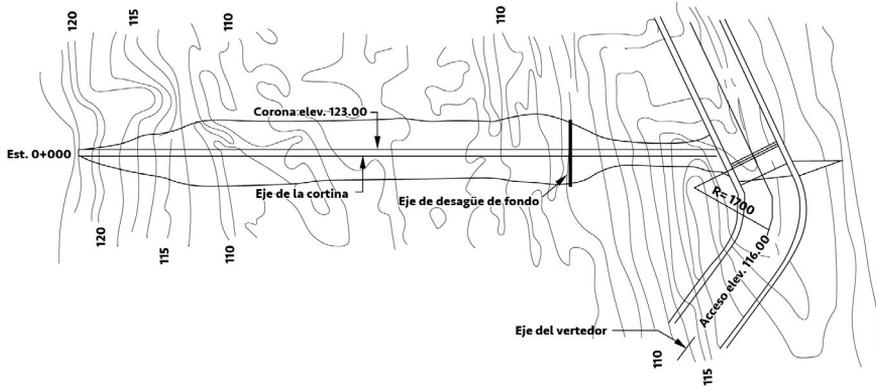


Figura 1.7. Planta de un vertedor de excedencias.
 Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, Tomos 1 a 19. 2009)

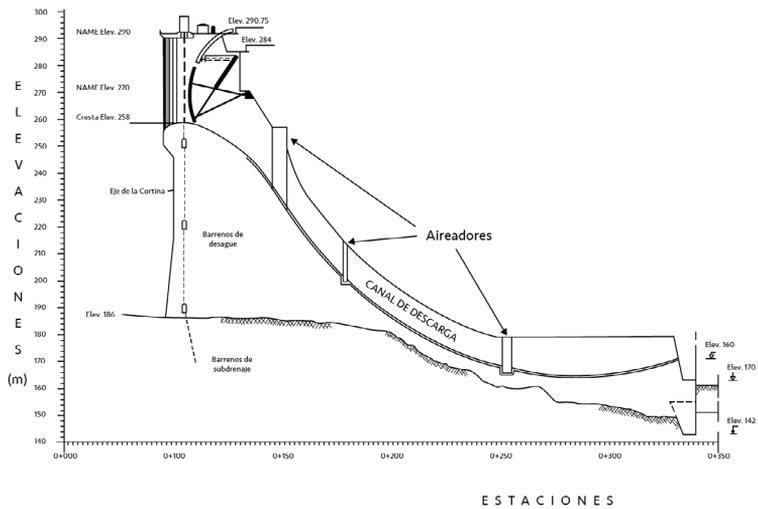


Figura 1.8. Sección de una obra de excedencias.
 Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, Tomos 1 a 19. 2009)

Cuando en las presas se desarrollan altas velocidades existe el riesgo de que se presente el fenómeno llamado cavitación, que puede causar grandes problemas de erosión en las obras, una forma de evitarlos es el empleo de aireadores como el mostrado en la Figura 1.8.

1.3.4. Desagüe de fondo

Contribuye a la seguridad de la cortina al ubicarse por debajo de la obra de toma y permitir el vaciado de la presa si fuera necesario, cumple además otras funciones como dar paso al gasto ecológico o extraer sedimentos del fondo del vaso, “flushing”, ver Figura 1.9.

1.3.5. Estructura de limpia o desarenador

En las presas derivadoras, se construyen estructuras con el objeto de proveer una limpieza periódica a la obra de toma. La estructura consiste en un canal llamado desarenador, que se forma por dos paredes verticales paralelas, una separa el cauce del río del desarenador y la otra el desarenador de la margen del río, es precisamente en ésta última pared donde se localiza la obra de toma, ver Figura 1.79.

1.3.6. Obra de desvío

Son obras normalmente de carácter temporal, que tienen por objeto controlar adecuadamente la corriente durante la construcción de la cortina. Sin embargo, muchas veces pueden integrarse a la obra definitiva como parte de la obra de excepciones (canal o túnel), o pueden utilizarse (el canal) para formar la trinchera en el caso de presas de tierra y enrocamiento, como se muestra en la Figura 1.10.

1.4. Estudios y proyectos

Durante las etapas de planeación, factibilidad, anteproyecto y proyecto, se deben realizar una serie de estudios que son útiles en todas las etapas del proceso, variando en cada una de ellas su profundidad, de acuerdo con los objetivos y la magnitud de la obra. A continuación, se citan algunos de ellos.

1.4.1. Objetivo, disponibilidad y concesión

Aun cuando pudiera parecer una obviedad establecer claramente el (los) objetivo(s) de la obra, es fundamental para el desarrollo de los proyectos de todas las estructuras de la presa y de las obras anexas: campamento, caminos de acceso,



Figura 1.9. Desagüe de fondo en una cortina de gravedad. Confederación Hidrográfica del Duero.

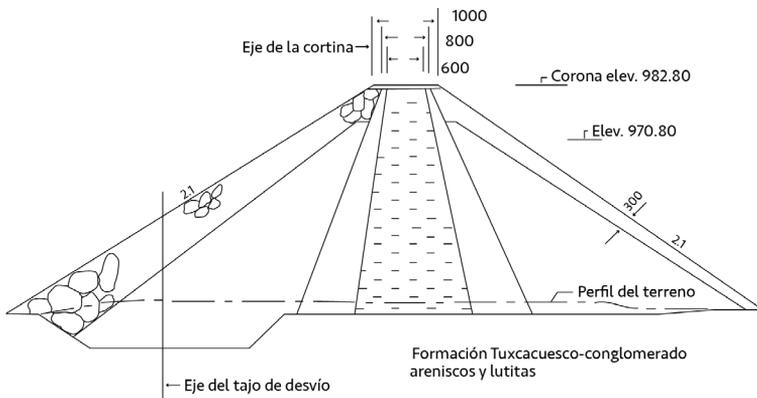


Figura 1.10. Integración de una obra de desvío en tajo, a una cortina de materiales graduados como la excavación de una trinchera. Disco compacto: Grandes presas de México. .(Comisión Nacional del Agua, Tomos 1 a 19. 2009)

reforzamiento de infraestructura existente como carreteras o puentes y apoyo al desarrollo de poblaciones cercanas; así como para la obtención de permisos, financiamiento y estudios ambientales.

El análisis de la disponibilidad de agua es otro estudio fundamental, la existencia física de una cantidad de agua en el sitio donde se pretende construir una presa no es suficiente para pretender utilizarla, pues puede ser que el agua ya esté comprometida para usuarios ubicados aguas abajo, por ello es necesario atender a toda la normatividad y a los volúmenes disponibles publicados por la autoridad correspondiente en cada país.

La concesión o asignación del agua y de las áreas de suelo necesarias para el proyecto serán requisitos indispensables para poder construir la presa, definiendo perfectamente dónde y cómo se hará el aprovechamiento, las garantías de cómo se conservará la calidad del agua, pagar los derechos que correspondan e incluso las condiciones particulares de descarga en caso de que las hubiera.

1.4.2. Estudios hidrológicos

Los objetivos de los estudios hidrológicos son determinar la avenida de diseño del vertedor y la obra de desvío, el gasto de diseño para los periodos de retorno de 10,000 años y 25 años respectivamente, serán fijados por la autoridad del agua, (CONAGUA, 2019); así como las dimensiones de la cortina, y los periodos para el cierre del cauce y de la presa.

Los análisis que habrá que realizar son la estimación de los volúmenes de escurrimiento, el funcionamiento del embalse y el cálculo del volumen de azolves, con ello se podrá determinar:

- a) NAMO (Nivel de Aguas Máximas Ordinarias): a veces es llamado también N. A. N. (Nivel de Aguas Normales), es el máximo nivel en que se puede operar el embalse para satisfacer las demandas, coincide con el nivel de la cresta en vertedores de cresta libre.
- b) NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias): es el nivel máximo que debe alcanzar el embalse bajo cualquier condición.
- c) NAMINO (Nivel de Aguas Mínimas de Operación): es el nivel mínimo en el que la obra de toma opera sin problemas.
- d) NAMIN (Nivel de Aguas mínimo): es el nivel que se espera alcancen los azolves del embalse en toda su vida útil.
- e) BL, Bordo Libre: es la distancia entre el NAME y la cresta de la cortina que permite tener un margen de seguridad, durante emergencias, condiciones de oleaje y para compensar asentamientos.

- f) Volumen muerto o de azolves: es el volumen considerado para almacenamiento de azolves durante toda la vida útil de la obra, sin que la operación del embalse se vea afectado, también puede incluir un volumen para otros fines sin embargo este es el más importante. Se encuentra debajo del NAMINO.
- g) Volumen o capacidad útil: almacenamiento entre el NAMINO y el NAMO, destinado al o los usos para los que fue diseñado el embalse.
- h) Volumen de superalmacenamiento o capacidad de retenidas: volumen comprendido entre el NAMO y el NAME.

1.4.3. Topografía

Una vez hecho un reconocimiento, preferentemente satelital y aéreo complementado con apoyo terrestre, se fijarán los monumentos para apoyar los levantamientos topográficos, y los controles horizontales y verticales establecidos por cualquier sistema de triangulación. La longitud de los lados, y las escalas de los planos deberán establecerse de acuerdo con el tipo de terreno y las dimensiones de éste, también será importante construir un sistema de coordenadas de la región en estudio.

La forma de la boquilla influye en la selección del tipo de presa, una boquilla amplia con taludes muy tendidos, en forma de *U*, será propicia para la construcción de una cortina de materiales graduados, gravedad o contrafuertes, ver Figura 1.11, cosa que no sucede en una muy estrecha, en forma de *V*, ver Figura 1.12, ya que, debido a que parte de la cortina estará construida sobre los taludes de la boquilla, estará sujeta a hundimientos diferenciales debido a la heterogeneidad de la compresibilidad de los materiales de la cortina y los taludes, pudiendo provocar tensiones y como consecuencia fisuras en la cortina. La topografía permitirá determinar la capacidad del vaso, por medio de sus curvas de área y capacidades, ver Figura 1.13.

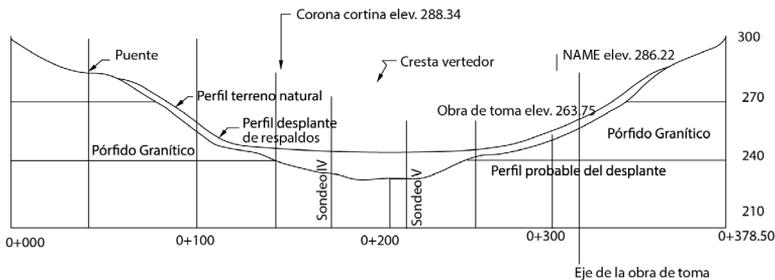


Figura 1.11. Boquilla de una presa de materiales graduados.

Disco compacto: Grandes presas de México. . (Comisión Nacional del Agua, Tomos 1 a 19. 2009)

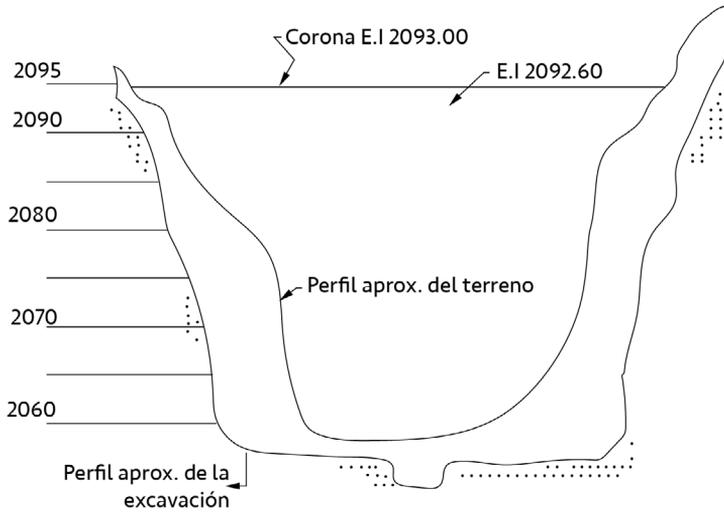


Figura 1.12. Boquilla de una presa en arco. Disco compacto: Grandes presas de México. . (Comisión Nacional del Agua, Tomos 1 a 19. 2009)

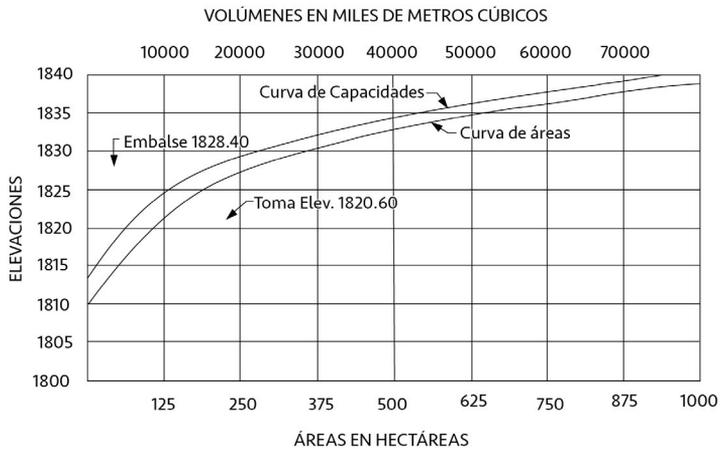


Figura 1.13. Curvas de áreas capacidades de una presa. Disco compacto: Grandes presas de México. . (Comisión Nacional del Agua, Tomos 1 a 19. 2009)

1.4.4. Geología

Simultáneamente a los estudios topográficos es conveniente iniciar los geológicos, algunos de ellos son los siguientes:

- a) Obtención de secciones transversales geológicas en el sitio, ver Figura 1.14, análisis de las formaciones geológicas, poniendo especial atención en
- b) zonas de calizas cavernosas, gravas, depósitos glaciales permeables, depósitos de sal o cualquier otra que pueda afectar la viabilidad de la presa,
- c) determinación del nivel freático en el embalse y la boquilla,
- d) ubicación de manantiales en la zona de estudio,
- e) localización de afloramientos de roca,
- f) sondeos con posteadora o pozos de prueba, y/o perforaciones con broca de diamante y recuperación de corazones, en la zona de cimentación, ver Figura 1.15,
- g) muestras del suelo y subsuelo en el vaso,
- h) ubicación de fallas, fracturas, echado de las rocas y
- i) localización de los materiales con que se va a construir la cortina.

El flujo del agua y las fallas en la cimentación, transmiten esfuerzos a la cortina e influyen directamente en la selección del tipo de presa. En general, se puede decir que una cortina de arco requerirá una mejor calidad de terreno que una de contrafuertes, y ésta que una de gravedad y finalmente, la de gravedad necesita mejores condiciones que una de materiales graduados, debido en parte a que la primera tiene una menor área de apoyo. La dirección de los echados (sentido de las capas de roca) también es determinante para efectos de selección. Además, se deben considerar aspectos geológicos que puedan ser factores que influyan en la ubicación de sitios de posibles fugas o deslizamientos de taludes.

1.4.5. Efectos sísmicos en las cortinas

El análisis sísmico de las cortinas de las presas es sumamente complejo pues se debe considerar la interacción presa-agua-cimentación, ver Figura 1.16. Las acciones dinámicas que se presentan son las fuerzas sísmicas horizontales y verticales en la cortina, las fuerzas hidrodinámicas en el agua, la posibilidad de excitación múltiple en la base, los efectos sísmicos en los sedimentos y terreno, la disipación de energía mediante histéresis del concreto, la radiación y la absorción de ondas.

El análisis sísmico se puede hacer mediante métodos pseudo-estáticos, dinámicos, pseudo-dinámicos o espectrales y temporales. El tratamiento de un tema tan específico sale de los alcances de este libro, se recomienda consultar, (Alva J. *et al*, 1999; Botero E. *et al*, 2011).

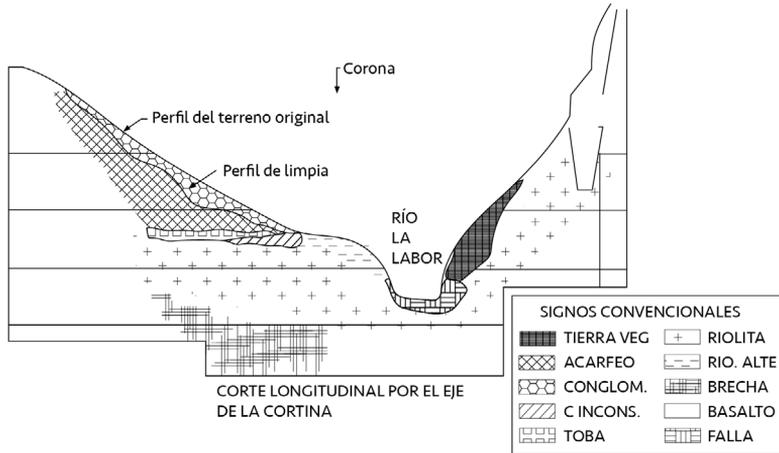


Figura 1.14. Corte geológico de la boquilla de una presa.
Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, Tomos 1 a 19. 2009)

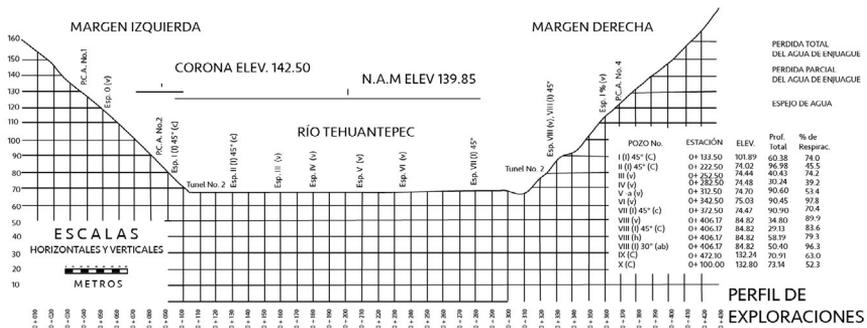


Figura 1.15. Perfil de exploraciones geológicas para una cortina.
Disco compacto: Grandes presas de México. . (Comisión Nacional del Agua, Tomos 1 a 19. 2009)

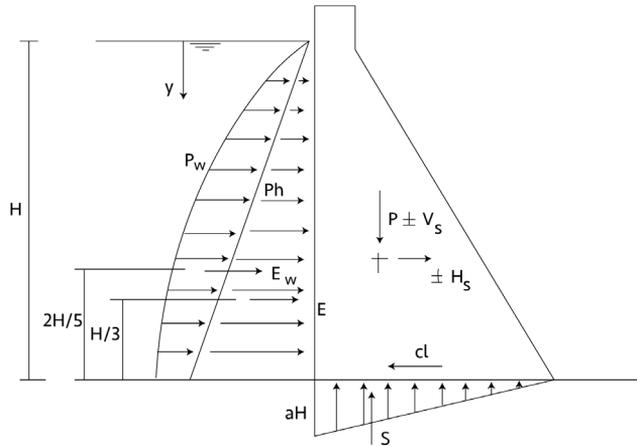


Figura 1.16. Fuerzas actuantes por efectos sísmicos en una cortina

Donde:

- P Peso propio
- V_s Componente vertical de la fuerza sísmica
- H_s Componente horizontal de la fuerza sísmica
- p_w Presión hidrodinámica de Westergaard
- E_w Empuje hidrodinámico de Westergaard
- S Subpresión
- P_h Presión hidrostática
- H Carga hidráulica

1.4.6. Tipo, cantidad y localización de materiales

Dentro de los reconocimientos geológicos, debe incluirse la localización y descripción con detalle de los materiales que se propone usar. Una vez seleccionados los bancos, evaluando las características de los materiales, ver Figura 1.17, y otras posibles fuentes de materiales, debe realizarse un estudio económico comparativo, donde se consideren

distancias de acarreo y costos de obtención (compra o extracción y proceso de materiales), y seleccionar la opción de costo mínimo. Otro aspecto importante a considerar es la factibilidad de obtener mano de obra en la región de construcción.

PROPIEDADES MECÁNICAS

MATERIAL	CLASIFICACIÓN	GRANULOMETRÍA			LÍMITES DE CONSISTENCIA			DENSIDAD DE SÓLIDOS	PESOS VOLUMÉTRICOS			
		C %	A %	FINOS %	LL %	LP %	lp	S _s	s	h	sum	e
1	Bp	3.6	30.4	66.0	40	21.2	18.8	2.71	1800	2090	1135	505
2 y 3	Am	37	63					2.61	2000		1235	505
4	ENROCAMIENTO							2.71	1600		1010	

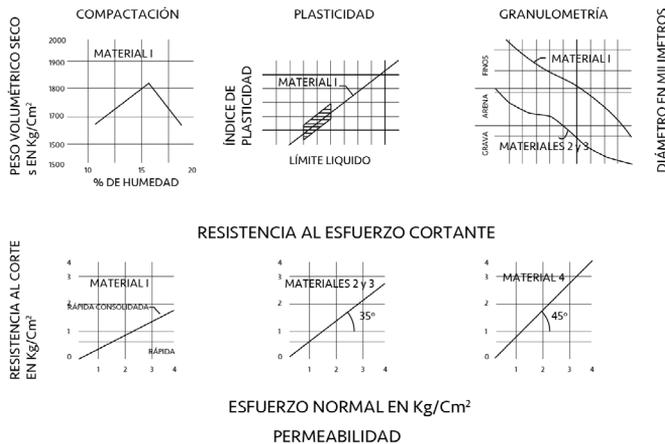


Figura 1.17. Propiedades de los materiales para la construcción de una cortina de materiales graduados. Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

1.4.7. Acceso a la obra

Se deben localizar los caminos de acceso a la obra, ver Figura 1.18, el campamento para trabajadores, la posibilidad de llevar hasta el lugar la energía requerida por la maquinaria y el campamento, determinar distancias a estaciones de ferrocarriles o a cualquier otro punto de interés para los fines constructivos.

1.4.8. Climatología

Conocer las condiciones climatológicas es importante para el correcto diseño de la presa, así como para la programación de las etapas de construcción. La lluvia, por

ejemplo, puede afectar al diseño de las obras de desvío y a la construcción de presas de tierra o enrocamiento, ya que dificulta el control del contenido del agua durante la compactación; además de que esto mismo originaría grandes aumentos de la presión de poro. En una presa de concreto, influiría sobre el revenimiento, y así se podrían citar muchos problemas más ocasionados por la lluvia. En algunas regiones donde el clima es extremo, las presas de concreto no diseñadas adecuadamente podrían sufrir desintegración por intemperismo.



Figura 1.18. Localización de un sitio para la construcción de una presa.
Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

1.4.9. Evaluación del impacto ambiental

“La evaluación de impacto ambiental es un instrumento de la política ambiental, cuyo objetivo es prevenir, mitigar y restaurar los daños al ambiente, así como la regulación de obras o actividades para evitar o reducir sus efectos negativos en el ambiente y en la salud humana. A través de este instrumento se plantean opciones de desarrollo que sean compatibles con la preservación del ambiente y manejo de los recursos naturales.

El objetivo de la evaluación del impacto ambiental es la sustentabilidad, pero para que un proyecto sea sustentable debe considerar además de la factibilidad económica y el beneficio social, el aprovechamiento razonable de los recursos naturales”, (SEMARNAT, 2019).

Esta evaluación la realiza la autoridad ambiental, y hay tres opciones: Informe preventivo, Manifestación de impacto ambiental modalidad particular y Manifestación de impacto ambiental modalidad regional. Normalmente en el caso de presas se debe hacer una Manifestación de Impacto Ambiental modalidad particular, que “es un documento con base en estudios técnicos con el que las personas (físicas o morales) que desean realizar alguna(s) obra(s) o actividad (es), analizan y describen las condiciones ambientales previas a la realización del proyecto con la finalidad de evaluar los impactos potenciales que la construcción y operación de dichas obras o la realización de las actividades que pudieran causar al ambiente, definen y proponen las medidas necesarias para prevenir, mitigar y/o compensar los impactos ambientales generados por el proyecto que incluya actividades altamente riesgosas.”, (SEMARNAT, 2019).

Otros estudios que deben hacerse son aquellos que justifiquen el cambio de uso del suelo en terreno forestal, que se definen como la remoción total o parcial de la vegetación de esos terrenos para destinarlos a actividades no forestales. Esto requerirá ubicar y delimitar el conjunto de predios en los que se pretenda realizar el cambio de uso del suelo, definir los elementos físicos, biológicos (fauna y flora), climáticos, topográficos e hidrológicos. La estimación del volumen por especie de las materias forestales a remover. El tiempo y la forma en que se ejecutarán las acciones de cambio de uso del suelo. La vegetación que deba respetarse o establecerse para proteger tierras frágiles. Las medidas de prevención y mitigación de impactos sobre recursos de la flora y fauna durante el desarrollo del cambio de uso del suelo. Los servicios ambientales que se puedan poner en riesgo y la justificación técnica, económica y social que motive la autorización de cambio de uso del suelo, y finalmente la estimación económica de los recursos biológicos sujetos al cambio de uso del suelo y el costo de las actividades de restauración.

1.4.10. Análisis socioeconómicos

Este análisis compara los beneficios que se esperan para la sociedad, es decir el impacto que tendrá en el bienestar de los habitantes de la región. Es necesario realizar un estudio económico de las alternativas técnicamente factibles y escoger la que tenga un costo total mínimo esperado, si todas ellas pueden producir los mismos beneficios. Usualmente, la comparación se hace sobre la base de los presupuestos de construcción y equipo, adicionando las indemnizaciones.

1.4.11. Aspectos legales

Aunque no compete directamente al ingeniero hacer consideraciones de tipo legal, es muy conveniente que sepa que existe un conjunto de leyes que rigen la prioridad en el uso del agua, las zonas federales en ríos y en playas de lagunas y océanos, así como las áreas susceptibles de ser empleadas como vaso de almacenamiento.

1.4.12. Estudios arqueológicos

Las investigaciones arqueológicas permiten registrar la presencia de flora y fauna de diferentes eras geológicas, como osamentas de mamut, caballo, garza o bisonte. También se registrarán basamentos piramidales, obras hidráulicas, unidades domésticas, esculturas, figurillas, vasijas y otros objetos que datan de épocas antiguas, así como monedas, armas, municiones, botellas, osamentas humanas, y materiales orgánicos de diferentes periodos que se han conservado hasta la actualidad. Los bienes recuperados serán catalogados y resguardados por la autoridad competente, en donde además serán sometidos a procesos de restauración y consolidación que aseguren su preservación y estabilidad, y se señalará a quien va a construir la obra, los procedimientos correspondientes para su preservación.

1.5. Clasificación de las cortinas

Las cortinas se pueden clasificar de varias formas: atendiendo a su altura la ICOLD denomina grandes presas a las que miden más de 15 metros desde su desplante, otra clasificación llama presa grande a la que mide entre 5 y 15 metros de altura y almacena más de tres hectómetros cúbicos de agua, (Murillo, 2012); pueden hacerse otras atendiendo a sus funciones: de almacenamiento y derivación; de aprovechamiento y defensa; o a otras características, sin embargo, la clasificación más común responde a sus materiales de construcción y a su concepción estructural, ver Figura 1.19

Nota: Existen muchos otros tipos de cortinas, como las de las presas de jales, utilizadas para depositar el material de extracción de las minas junto con el agua del proceso; las cortinas rastrillo, utilizadas para el control de arrastre de material producto de los deslaves en las montañas; las cortinas con corazón hueco, con filtros reticulares, de gaviones, de concreto, combinadas, y varias más que no se tratarán porque son variantes de los temas aquí tratados. Se recomienda consultar (USB, 2011), para ver otra clasificación de cortinas.

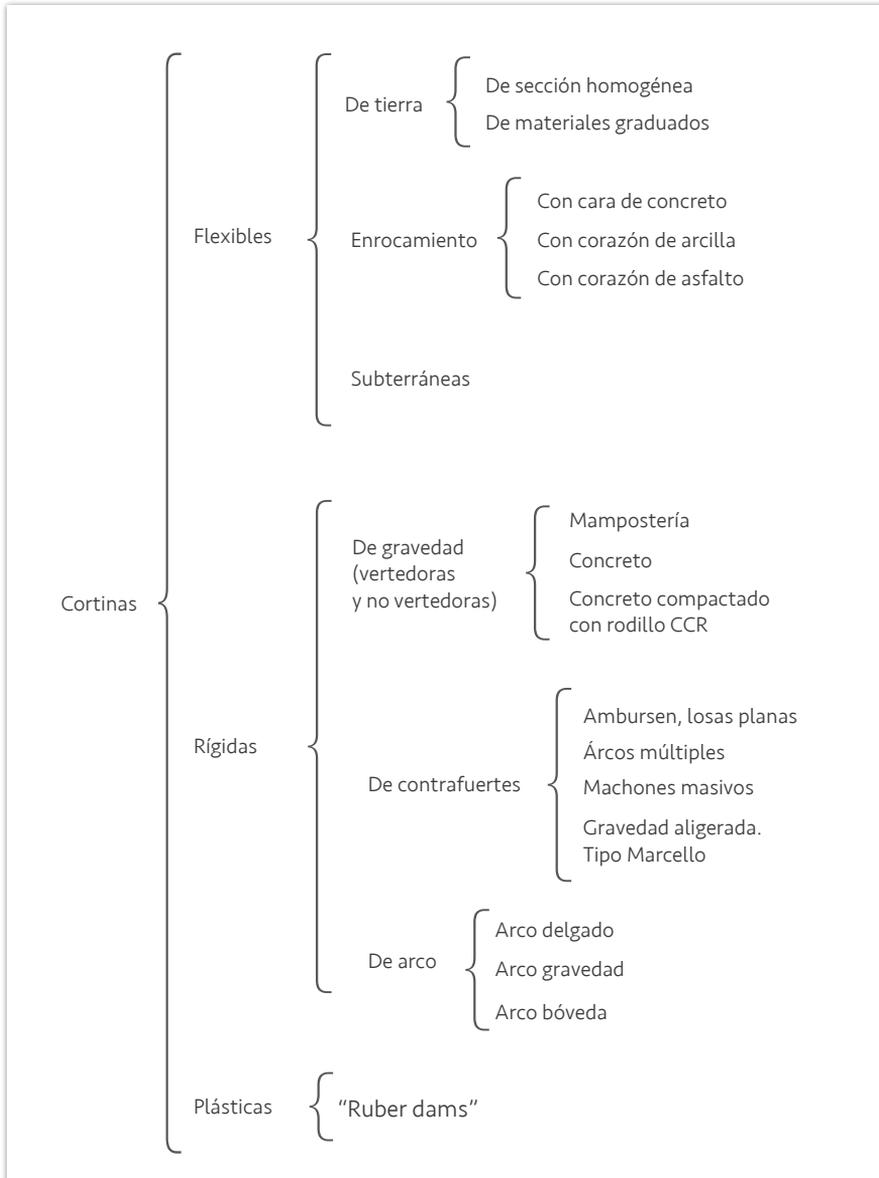


Figura 1.19. Clasificación de cortinas atendiendo a sus materiales de construcción y su concepción estructural.

1.6. Cortinas flexibles

Como su nombre lo indica están construidas con materiales que no tienen ningún cementante, y existen tres grupos básicamente: de tierra, de enrocamiento y subterráneas.

1.6.1. Cortinas de tierra

A su vez se dividen en cortinas de sección homogénea y de materiales graduados.

1.6.1.1. Cortinas de sección homogénea

Esta clase de cortinas se construyen con un sólo tipo de material, normalmente arcilla, a excepción de las partes que necesitan protección, como los taludes o la corona. Son recomendables donde existe la cantidad necesaria de un material suficientemente impermeable para retener el agua, y si resultan más económicas que otras, ver Figura 1.20.

El talud aguas arriba de este tipo de presas debe ser lo suficientemente tendido para evitar su deslizamiento cuando se presente un vaciado rápido; el talud aguas abajo debe garantizar la estabilidad de la presa.

A través del cuerpo de la presa pasarán filtraciones que aparecerán en el talud aguas abajo, ocasionando además de la pérdida de agua, posibilidades de tubificación. Debido a este problema se debe controlar el sitio donde pudieran aflorar las filtraciones; esto se logra construyendo filtros que proporcionen el drenaje deseado, ver Figura 1.21.

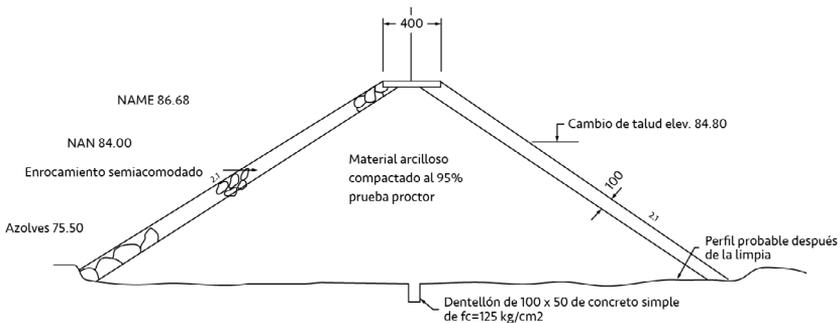


Figura 1.20. Sección homogénea de una presa.

Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19.)

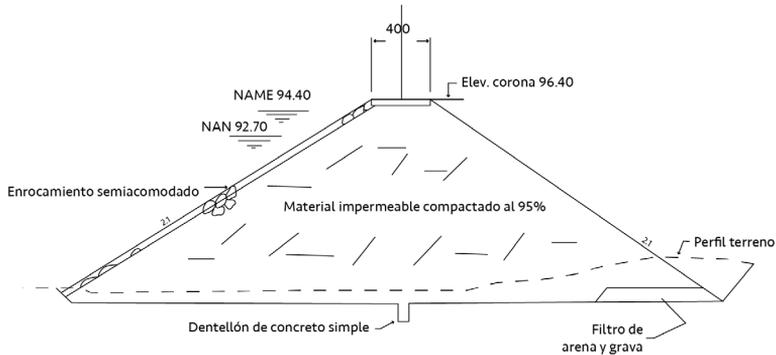


Figura 1.21. Colocación de un filtro de arena y grava para reducir riesgos de tubificación. Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

1.6.1.2. Cortinas de materiales graduados

Este tipo de presas consta de un núcleo central impermeable y de zonas de permeabilidad creciente del centro hacia los taludes. La zona permeable de aguas arriba proporciona estabilidad en los vaciados rápidos y la zona permeable aguas abajo actúa como dren para abatir el límite superior de las filtraciones y como respaldo estabilizante, (USBR, 2012). Este tipo de presas son de las que más se han construido en México, ver Figura 1.22. A continuación, se presentan los principales elementos de este tipo de cortinas.

1.6.1.3. Cortinas con corazón de asfalto

En la década de los años sesenta en países con climas gélidos donde el viento y el frío limitaban la construcción de núcleos tradicionales de arcilla, optaron por construirlos de concreto asfáltico, esta tecnología se ha extendido a otros países con climas de todo tipo.

El concreto asfáltico tiene la ventaja de que sus propiedades viscoelásticas-plásticas y de ductibilidad facilitan los procesos constructivos, es muy flexible y entonces se adapta fácilmente a las deformaciones por asentamientos o las provocadas por sismos, es prácticamente impermeable y no requiere juntas, (Pujol A., 2010).



Figura 1.22. Sección de una cortina de materiales graduados. Disco compacto: Grandes presas de México. . (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

1.6.1.4. Elementos de las cortinas tierra

Las cortinas de sección homogénea, materiales graduados, con corazón de arcilla, con pantallas modulares y otras, contienen uno o más de los siguientes elementos.

1.6.1.4.1. Corazón impermeable de arcilla

Es el elemento de la cortina que cierra el paso al agua contenida en el vaso. Existen varios criterios para el diseño del núcleo impermeable, aquí se presenta el propuesto por el United States Bureau of Reclamation, USBR. Esta institución hace las siguientes definiciones:

a) Núcleo mínimo

Es aquél construido sobre una cimentación impermeable, o sobre una permeable atravesada completamente por una trinchera de tierra impermeable.

b) Núcleo mínimo para las cimentaciones permeables

Es el que se construye sobre una cimentación permeable parcialmente atravesada por una trinchera de tierra impermeable.

c) Núcleo máximo

Se construye sobre una cimentación permeable sin dentellón, ver Figura 1.23.

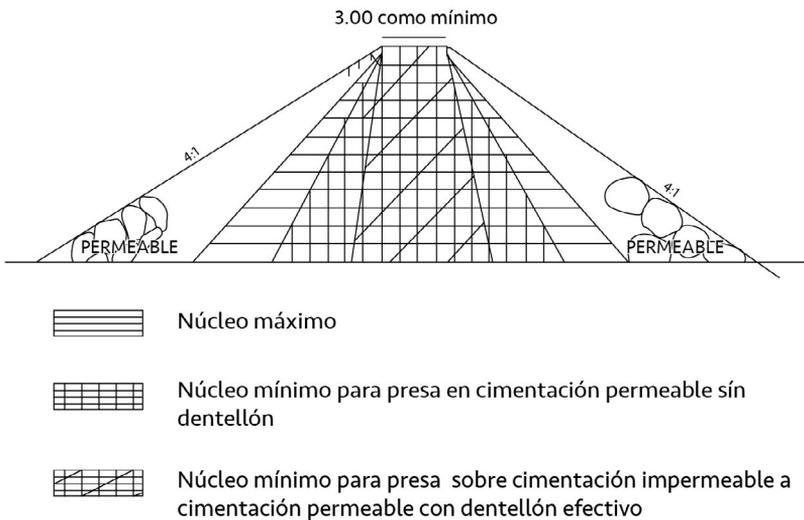


Figura 1.23. Variación de tamaños de los núcleos impermeables en los terraplenes compuestos. (USBR, 2012)

El ancho mínimo de tres metros (10') en la corona se eligió tomando en consideración la factibilidad de maniobra del equipo de construcción y la posibilidad de transitar sobre la cortina, también se considera que el espesor del núcleo a cualquier elevación no puede ser menor que la altura del terraplén a ese nivel, para que el promedio de la pendiente hidráulica a través del núcleo sea menor que la unidad, pues un valor mayor produce grandes fuerzas de filtración lo cual implica la construcción de filtros de mejor calidad. Por otro lado, si el núcleo fuera más delgado, existiría el peligro de que se rompiera debido a agrietamiento por distintas causas.

Independientemente de este criterio existen varios factores que deben tomarse en cuenta para el diseño del núcleo impermeable. Se preferirá un corazón impermeable delgado porque generalmente será más económico, además las cantidades de material impermeable pueden llegar a ser escasas en el lugar de construcción; las condiciones climatológicas y disponibilidades de tiempo también son factores que influyen en la selección del núcleo. Existe la posibilidad de colocar el corazón en forma vertical o inclinada, ver Figura 1.24 y Figura 1.25.

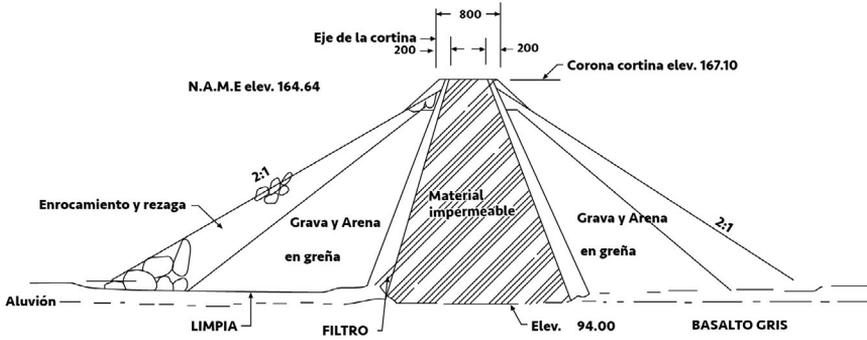


Figura 1.24. Colocación vertical del corazón impermeable. disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

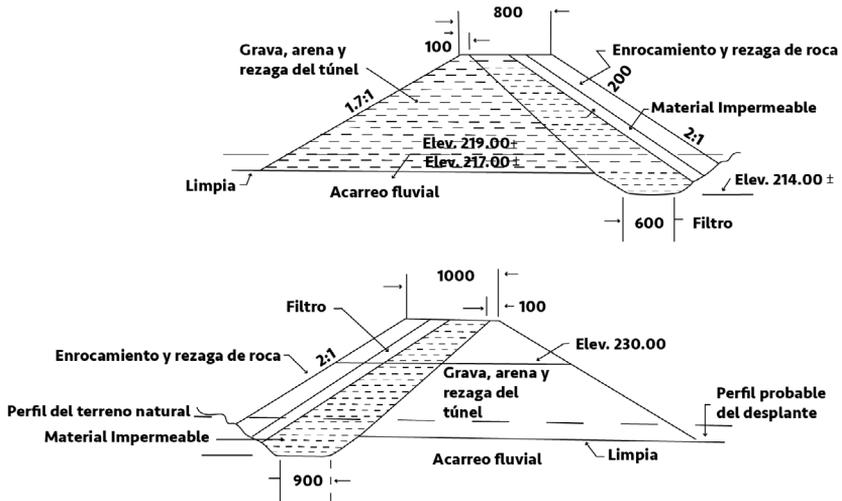


Figura 1.25. Ejemplos de la colocación inclinada del corazón impermeable. Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

El corazón colocado verticalmente brinda mayor protección contra el agrietamiento en la zona de contacto con la cimentación, debido a que ahí existen mayores presiones, por otro lado, para un mismo volumen de material, el ancho de un corazón vertical es mayor que el de un corazón inclinado. El corazón inclinado tiene la ventaja de que permite construir primero la parte del talud aguas abajo, esto es bueno en lugares donde la época seca necesaria para la compactación es corta.

1.6.1.4.2. Filtros

Cuando el agua fluye a través de un medio poroso, ejerce un empuje dinámico sobre las partículas sólidas, éste se representa como la fuerza de filtración. Ésta tiende a provocar un desplazamiento de las partículas, que al ser arrastradas formarán tubos, presentándose así el fenómeno llamado tubificación; éste es un problema que puede presentarse en el núcleo impermeable, por lo que debe colocarse un material adecuado aguas abajo y aguas arriba del corazón para evitar que las partículas se desplacen, (USBR, 2011), ver Figura 1.26.

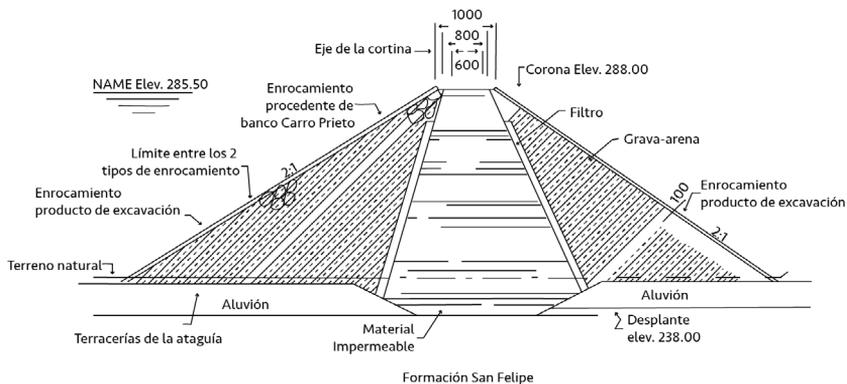


Figura 1.26. Filtros en una presa de materiales graduados.
Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

Un buen filtro debe cumplir dos requisitos:

1. Que sea más permeable que el material por proteger, para que le sirva como dren, y que sea lo suficientemente fino para evitar que el material protegido pase a través de sus vacíos. Esto sucede cuando se cumple la ecuación:

$$5 < \frac{D_{15\text{filtro}}}{D_{15\text{material protegido}}} \quad (1.1)$$

Donde:

$D_{15\text{filtro}}$ Es el diámetro tal, que el 15 % en peso de las partículas del material del filtro son menores que él.

$D_{15\text{material protegido}}$ Es el diámetro tal, que el 15 % en peso de las partículas del material protegido son menores que él.

Esto garantiza que la permeabilidad del filtro sea cien veces mayor que el material por proteger.

2. Que sea lo suficientemente fino para evitar que el material protegido pase a través de sus vacíos. Esto sucede cuando se cumple la ecuación:

$$\frac{D_{15\text{filtro}}}{D_{85\text{material protegido}}} < 5 \quad (1.2)$$

Ambas condiciones garantizan la imposibilidad de arrastre de finos.

Cuando el material por proteger tiene un alto contenido de grava, las reglas anteriores deben aplicarse a la porción de material menor que la malla de 2.54 cm, y debe cumplirse que el material que constituye el filtro tenga menos de un 5% en peso de partículas menores que la malla no. 200, y su curva granulométrica sea parecida a la del material por proteger, siempre y cuando éste no sea muy uniforme.

Se han establecido espesores mínimos para los filtros, limitados por los problemas constructivos. Lo usual es especificar un espesor mínimo de 1.00 m, y tender el material en capas horizontales. Si se trata de arena el espesor de las capas será del orden de 15 cm y si es grava de 30 cm.

1.6.1.4.3. Transiciones

Muchas veces la diferencia de tamaños de los materiales en contacto, por ejemplo, en la frontera entre el enrocamiento y un filtro, es tan grande que puede suceder que los vacíos del enrocamiento sean de tal tamaño, que permitan el flujo del material del filtro a través de ellos, entonces será necesario colocar materiales de transición que eviten dicha fuga de materiales. Las transiciones, en su caso deberán cumplir con los requisitos de los filtros, ver Figura 1.27.

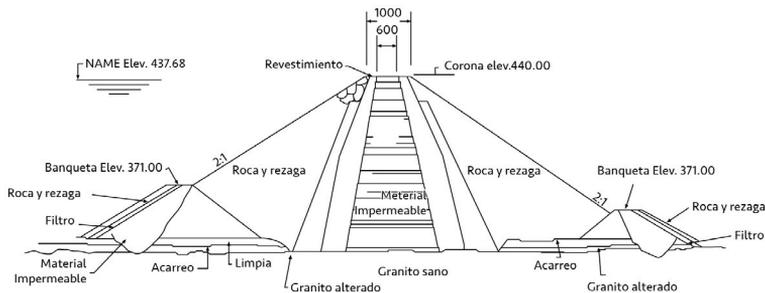


Figura 1.27. Transición colocada en una presa de materiales graduados. Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

1.6.1.4.4. Respaldos de enrocamiento

Los respaldos de una cortina tienen por objeto darle estabilidad, además proporcionan protección a los paramentos, sobre todo al de aguas arriba, al defenderlo de los efectos de oleaje, ver Figura 1.27. Existen tres formas de colocar el material:

a) Enrocamiento colocado a volteo

Consiste en descargar los fragmentos de roca o piedra a volteo desde

una altura determinada. La eficacia de estos enrocamientos depende de varios factores: la calidad, peso, tamaño y forma de las rocas; y el talud de la cortina.

b) Enrocamiento acomodado a mano

En este caso las piedras son colocadas a mano siguiendo un patrón determinado que ofrezca el mínimo de huecos, este procedimiento es costoso y a veces se emplea en los paramentos de los respaldos.

c) Enrocamiento compacto

El enrocamiento a volteo tiene algunos inconvenientes debido a que forma una masa suelta, muy segregada y susceptible de deformaciones por reacomodamiento; debido a esto el enrocamiento debe ser colocado en capas de 1 a 2.5 m, "bandedas" con tractor pesado; en algunos casos, la limitación del tamaño máximo del enrocamiento a valores comprendidos entre 30 y 60 cm, reduce el espesor de la capa de 50 a 100 cm, permitiendo incrementar la energía de compactación por unidad de volumen con equipos menos pesados. Además, se han usado con bastante éxito vibradores mecánicos para llevar a cabo la compactación, debido a la influencia de la vibración sobre los "suelos" granulares.

1.6.1.4.5. Trincheras

Cuando el material de la cimentación es muy permeable y además su espesor no es demasiado grande, puede llevarse el corazón hasta el estrato impermeable, por medio de una trinchera, ver Figura 1.28.

Una trinchera es una excavación de gran magnitud, que trae aparejados otros problemas que pueden influir en el criterio de selección de la cortina, por ejemplo, el bombeo de las filtraciones y la estabilidad de los taludes. El material de relleno y su colocación deben cumplir las mismas especificaciones que las del corazón impermeable.

Otro tipo de trinchera es la llamada pantalla de lodos, ésta es una excavación de una zanja de 1 a 3 m de ancho y la profundidad requerida para llegar a la roca. El relleno es una mezcla de arena, grava y bentonita, con una buena graduación, el principal problema que se puede presentar es la segregación del material de relleno.

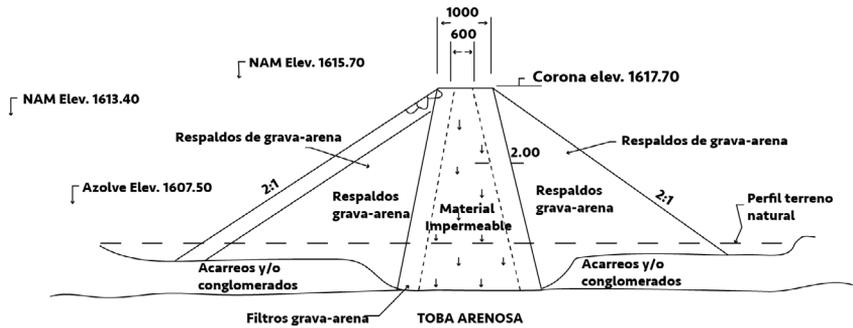


Figura 1.28. Trincheras en una cortina de materiales graduados.
Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

1.6.1.4.6. Delantales

Cuando la profundidad desde la base de la presa a la roca impermeable es grande pero la permeabilidad es baja, una solución al problema de filtraciones y como consecuencia de tubificaciones, es la construcción de delantales impermeables, que son la prolongación del corazón impermeable hacia aguas arriba, ver Figura 1.29. La longitud del delantal dependerá de la altura o carga del embalse, y de la permeabilidad y espesor de la cimentación.

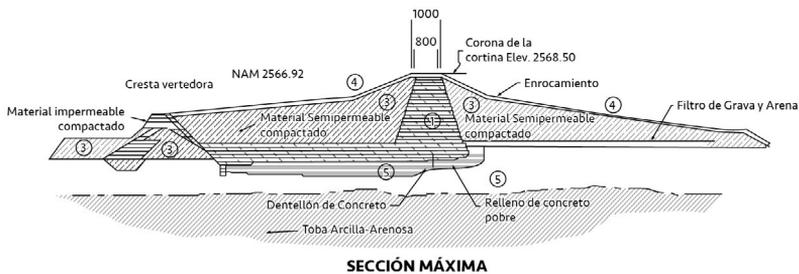


Figura 1.29. Presa con delantal. Disco compacto:
Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

1.6.1.4.7. Tablaestacados

Cuando la cimentación es permeable y no contiene boleos o materiales de gran tamaño, se pueden usar tablaestacas (las más usuales son las de acero).

1.6.1.4.8. Pantallas rígidas

Cuando el estrato permeable es muy grande se pueden usar pantallas rígidas, que son obstáculos que parten de una zona impermeable de la presa, hasta la región impermeable de la cimentación. Las pantallas se pueden formar inyectando materiales impermeables, o colando pilotes o tableros de concreto.

1.6.1.4.9. Pantallas de inyección

En depósitos de aluvión hasta profundidades de más de 100 m se pueden usar pantallas de inyección, ver Figura 1.30 y Figura 1.31, para impermeabilizar las cimentaciones. Una cortina de inyecciones se inicia haciendo varias filas de barrenos a distancias de 2 a 3 m, encamisadas para evitar derrumbes. Una vez hecho se procede a inyectar el producto seleccionado a presión.

Los productos inyectables son de tres tipos: líquidos y suspensiones estables e inestables. Los primeros son soluciones de silicato de sodio con un reactivo, resinas sintéticas o hidrocarburos; los segundos son mezclas de arcilla, cemento, arena y agua; y los últimos son lechadas de agua y cemento.

Las lechadas inestables se usan para tratar rocas fracturadas, las suspensiones estables se emplean para tratar depósitos de aluvión grueso, y los productos químicos se utilizan para llenar huecos de arenas finas, conglomerados o areniscas.

1.6.1.4.10. Pozos de alivio

En casos en que la cimentación de una presa está constituida por estratos donde se alternan capas impermeables con otras permeables, pueden presentarse subpresiones que dañan a las capas impermeables superiores, para evitar este fenómeno se hacen perforaciones verticales de 50 a 100 cm de diámetro, con objeto de evitar derrumbes se introducen tubos con perforaciones, los cuales se rodean de un filtro para impedir que el material externo los tape, éstos son los llamados pozos de alivio que se colocan aguas debajo de la cortina.

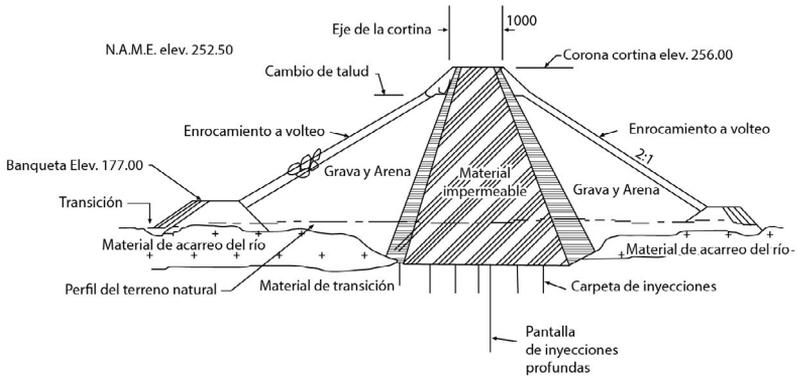


Figura 1.30. Pantalla de inyección.
Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

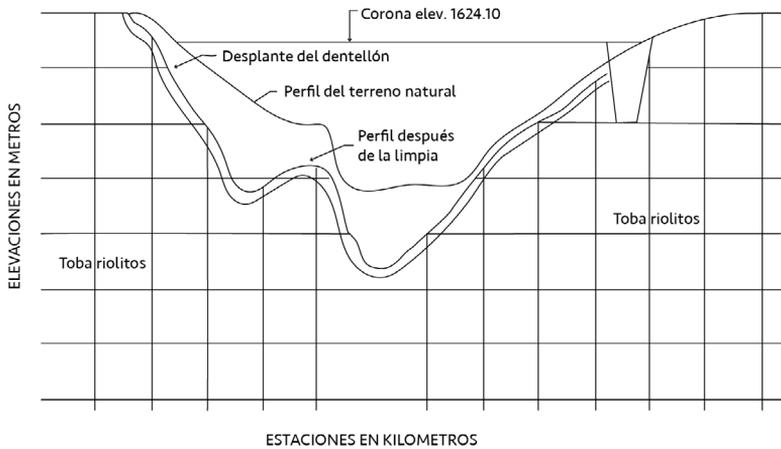


Figura 1.31. Pantalla de inyección.
Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

1.6.1.4.11. Ataguías

Son presas pequeñas o simplemente barreras que se construyen para impedir que el agua penetre en la zona de construcción de la cortina. Las ataguías pueden tener carácter temporal como es el caso usual de las de acero, concreto o madera, pero muchas veces estas obras son construidas con carácter permanente al integrarse al cuerpo de la cortina, ver Figura 1.32, donde las ataguías están señaladas con el número cuatro.

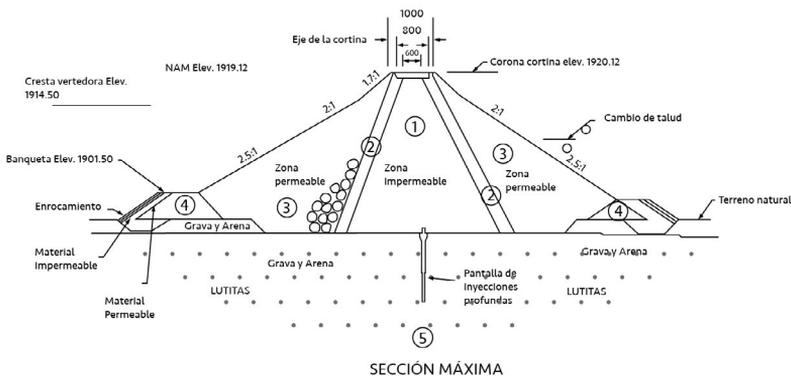


Figura 1.32. Presa con ataguías integradas.
Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19))

1.6.1.4.12. Conductos a través de la cortina

Los conductos a través de una cortina (generalmente pertenecen a la obra de toma), pueden ocasionar grandes problemas; algunos de ellos son los siguientes:

1. Fugas a través de juntas o fisuras,
2. fallas del ducto por deformación diferente al cuerpo de la cortina y
3. formación de vías para el agua entre la pared del tubo y el terreno o el terraplén de la presa.

Por todos estos problemas deberá evitarse hasta donde sea posible la colocación de ductos a través del cuerpo de la cortina, debiendo colocarlos en una trinchera situada sobre el terreno natural, ver Figura 1.33.

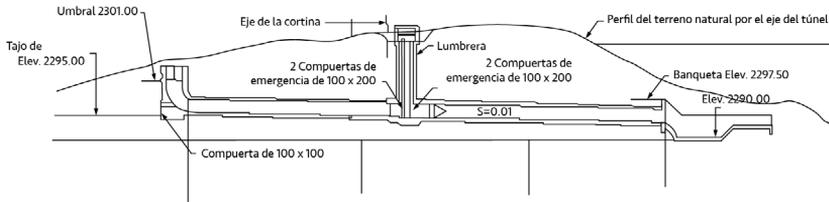


Figura 1.33. Colocación aceptable de un conducto bajo el terraplén.
Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

1.6.1.4.13. Cresta o corona

La anchura de la corona de una presa de materiales graduados debe ser tal que mantenga la línea superior de filtraciones dentro de la presa, cuando el vaso esté lleno. La selección del ancho mínimo puede estar regida por factores como la posibilidad del paso de carreteras o ferrocarriles sobre ella, la factibilidad de construcción, el tipo de material del cuerpo de la cortina o de la altura de ésta. Basado en este último factor el USBR propone la siguiente ecuación:

$$B = \frac{h_d}{5} + 3.05 \quad (1.3)$$

Donde:

B Anchura de la corona en m

h_d Altura de la presa en m

La corona debe cubrirse con algún tipo de material para evitar la posibilidad de erosión, y debe tener bombeo con inclinación hasta el talud aguas arriba, a menos que el talud aguas abajo tenga protección contra erosión tan eficiente como la del talud aguas arriba. Deberán colocarse barandales protectores, alumbrado si es necesario, un retorno en caso de que uno de los extremos de la corona no tenga salida, y todo aquello que sea necesario atendiendo a los objetivos de la obra, ver Figura 1.34.

Generalmente a las cortinas de tierra se les dan contraflechas, para que después de los asentamientos de la cimentación y de la estructura se siga conservando el bordo libre. No existe un criterio definido, la práctica mexicana utiliza la siguiente fórmula propuesta por el USBR para presas sobre cimentaciones relativamente incompresibles.

$$C_f = 0.01h \tag{1.4}$$

Donde:

- C_f Contra flecha en m
- h Altura de la presa en m

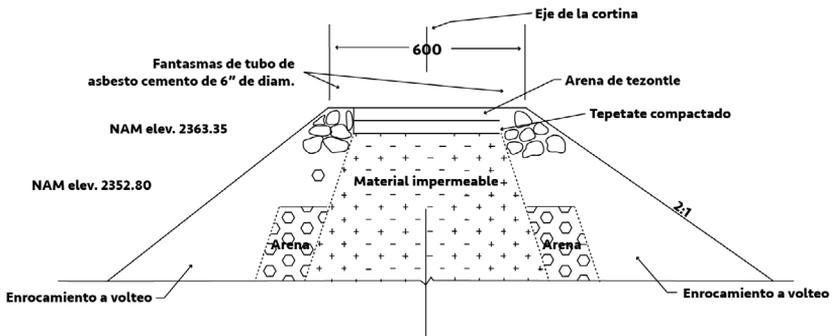


Figura 1.34. Detalle de la corona de una presa de materiales graduados.
 Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

1.6.1.4.14 Bordo libre

Se define como la distancia vertical del NAME al punto más bajo de la corona. Es importante la correcta selección del bordo libre en una presa de tierra, ya que éstas no pueden en ningún momento trabajar como estructuras vertedoras, salvo pequeñas presas diseñadas específicamente para ello, pues corren el riesgo de falla por erosión, (USBR, 2012). Por lo tanto, el cálculo de la avenida de diseño debe ser muy cuidadoso, así como la consideración del oleaje en el vaso. El bordo libre puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$B.L. = H_1 + H_2 + H_3 \quad (1.5)$$

Donde:

BL Bordo libre

H_1 Sobreelevación del agua por efectos del viento

H_2 Altura de rodamiento de las olas sobre el talud de la presa

H_3 Altura adicional de seguridad

Las sobreelevaciones H_1 y H_2 se pueden calcular con la teoría de T. Saville, Campos D., (1993).

1.6.2. Cortinas de enrocamiento

En este tipo de cortinas, como su nombre lo indica, el material del cuerpo es rocoso (agrupando en este término material granular grueso, desde gravas y arenas hasta rocas grandes). Para evitar el paso del agua existen varias opciones: colocar un núcleo de material impermeable (arcilla, asfalto) en el centro de la sección, o construir losas de concreto en el paramento aguas arriba, ver Figura 1.35. Vale la pena señalar que a partir de la década de los sesentas las presas de enrocamiento con cara de concreto y con núcleo de asfalto han sustituido a las presas con núcleo de arcilla, por ser más económicas.

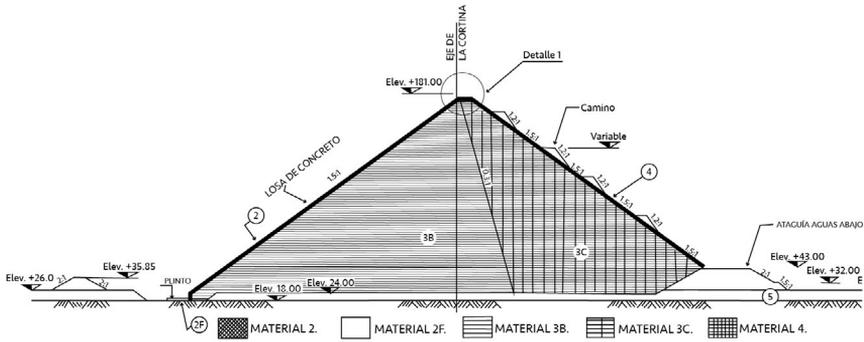


Figura 1.35. Sección de una presa de enrocamiento con cara de concreto

Desde el primer tercio del siglo pasado se construyeron grandes presas de enrocamiento con núcleo de arcilla en varios países, en particular en México se construyeron algunas como el Infernillo con una altura de 157 metros en el año 1964, Malpaso de 138 metros en 1966, ver Figura 1.36, La Angostura de 162 m de altura en 1976, y Chicoasén-Manuel Moreno Torres de 262 m de altura, en 1980.

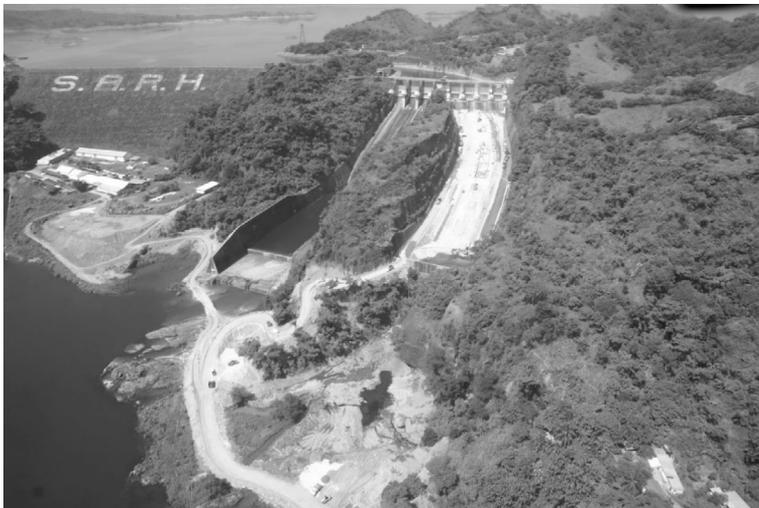


Figura 1.36. Presa Malpaso-Nezahualcoyotl

Una de las ventajas de este tipo de cortinas es que se puede aprovechar el volumen de excavación en las obras de desvío, de excedencias y de la misma cortina. Su construcción se incrementó en la medida en que se mejoraron las técnicas de explotación de la roca y de los bancos de materiales, cuando los sistemas de transporte se hicieron más eficientes; y cuando los equipos de compactación (vibrocompactadores) alcanzaron los parámetros de seguridad requeridos en este tipo de cortinas.

El diseño de este tipo de cortinas con corazón de arcilla o de asfalto es muy similar al de las de materiales graduados. En el caso de cortinas con cara de concreto se pueden resaltar tres conceptos: el plinto, las secciones de enrocamiento (zonificación) y la cara de concreto.

1.6.2.1. Plinto

El plinto es la liga entre la losa de concreto y la cimentación, es una zapata construida en forma perimetral, su trazo está definido por la topografía y la geología del sitio con un ancho entre 5 y 8 metros, y un espesor de 40 a 80 cm, ver Figura 1.37. El contacto entre la losa y el plinto se llama junta perimetral, y debe garantizarse un buen sellado mediante inyecciones de consolidación e impermeabilización de la roca para evitar fugas una vez que la presa se llene.

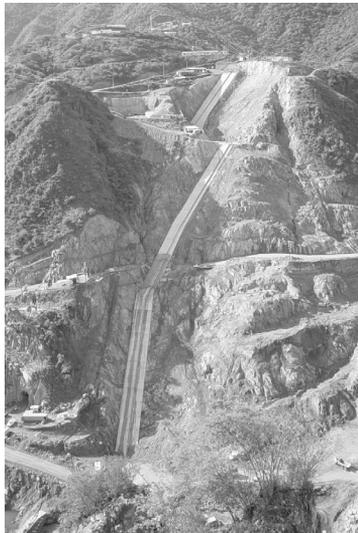


Figura 1.37. Plinto de una cortina de enrocamiento con cara de concreto, (Marengo, 2015)

1.6.2.2. Enrocamiento

Es el cuerpo de la cortina propiamente dicho, le da estabilidad y sirve de apoyo a la losa de concreto. La selección de la roca, la compactación y en general el proceso constructivo debe preverse para evitar o reducir al máximo los asentamientos. Los materiales que conforman la cortina son:

- a) Material 2, que sirve de respaldo a la losa,
- b) Material 2F, se coloca a todo lo largo de la junta perimetral para reducir filtraciones,
- c) Material 3B, es el principal material del cuerpo de la cortina, en general debe colocarse el de mejor calidad en la sección aguas arriba y
- d) Material 4, es el enrocamiento grueso que se coloca en el talud aguas abajo para brindar protección a la cortina.

1.6.2.3. Cara de concreto

Es la losa que le da estanqueidad al vaso de almacenamiento, y debe diseñarse para adaptarse a las deformaciones del enrocamiento sin perder su impermeabilidad. Para que no se agriete la losa ante las deformaciones de la cortina, se construye con juntas que absorben los movimientos, y es necesario entonces que estas juntas tengan sellos que eviten el paso del agua.

Una fórmula empírica recomienda el siguiente espesor de la losa:

También será necesario colocar acero de refuerzo para reducir los efectos de

$$e = 0.30 + 0.002 H \quad (1.6)$$

Donde:

e Espesor de la losa

H Altura de la cortina

cambios de temperatura y deformación de la cortina. Se recomienda un 0.4 % de refuerzo de acero en el sentido longitudinal y 0.3 % en el sentido paralelo al eje vertical.

En México se han construido las presas Aguamilpa de 187 m, en el año 2006;

El Cajón de 189 m, en 2007; y la Yesca de 210 m, en el año 2012. Todas ellas con excelente comportamiento.

1.6.3. Presas subterráneas

Una presa subterránea es una pantalla impermeable dentro de una excavación o zanja que se rellena con material deformable para contener el agua que se almacena en un acuífero, ver Figura 1.38. Este tipo de cortinas pueden tener dos objetivos almacenar agua arriba de la cortina o impedir la intrusión salina.

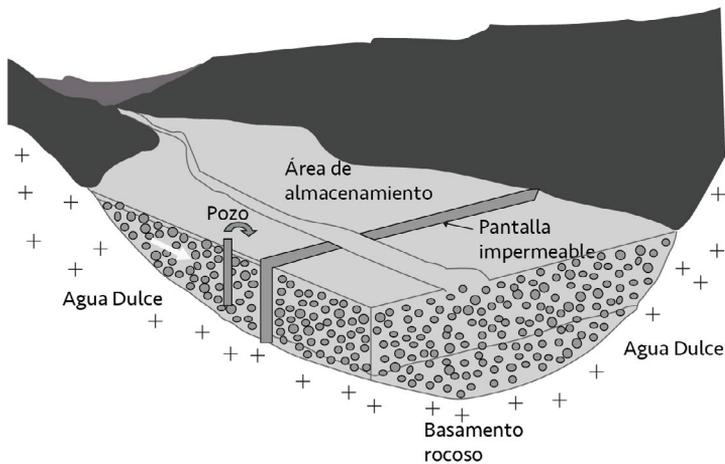


Figura 1.38. Esquema de una presa subterránea

Este tipo de presas han tenido gran desarrollo en países que no cuentan con territorio para construir presas superficiales como Japón, en la Tabla 1.1 y Tabla 1.2, se presentan las principales características de varias de ellas.

Tabla 1.1. Presas subterráneas en abanicos aluviales, Japón

Nombre de la presa subterránea	Localización		Año de construcción	Altura de la pantalla (m)	Longitud de la pantalla (m)	Capacidad total de almacenamiento (m ³)	Caudal de diseño (m ³ /día)
	Prefectura	Municipalidad					
Kabashima	Nagasaki	Nomozaki	1974	24.8	59	9,340	300
Tsunegami	Fukui	Mikata	1982-1984	18.5	202	73,000	400
Tengakuma	Fukuoka	Umi	1987-1988	12.5	129	17,500	900
Waita	Nagasaki	Toyotama	1991-1992	7.5	105	12,000	280
Nakajima	Ehime	Nakajima	1991-1992	26.1	87	27,000	500
Ayasatogawa	Iwate	Sanriku	1991	4.2	120	30,000	
Miko	Fukui	Mikata	1996	39.3	196	23,000	460

Tabla 1.2. Presas subterráneas en calizas, Japón

Nombre de la presa subterránea	Localización		Año de construcción	Altura de la pantalla (m)	Longitud de la pantalla (m)	Capacidad total de almacenamiento (m ³)	Caudal de diseño (m ³ /día)
	Prefectura	Municipalidad					
Minafuku	Okinawa	Gusukube	1979	16.5	500	720,000	7,000
Sunagawa	Okinawa	Gusukube	1987-1994	50	1,677	9,500,000	24,000
Fukusato	Okinawa	Gusukube	1993-2000	27	1,790	10,500,000	30,000
Kikai	Kagoshima	Kikai	1993-2002	36	2,190	1,681,000	
Komesu	Okinawa	Itoman	1993-2003	80	2,489	3,457,000	8,900
Giiza	Okinawa	Gushikami	1998-2003	51	955	389,000	1,200
Kanjin	Okinawa	Gushikami	1996-2003	52	1,088	1,580,000	

Las presas subterráneas tienen varias ventajas, entre ellas se pueden citar:

- a) Pueden permanecer sin un soporte estructural adicional,
- b) es posible almacenar agua sin inundar terrenos,
- c) no daña el medio ambiente, ni afecta estructuras superficiales,
- d) aun fallando la cortina no habría daños humanos ni materiales y
- e) las pérdidas por evaporación son mínimas,

Algunas desventajas son las siguientes:

- a) La construcción requiere de un buen control de calidad,
- b) se requiere un costo adicional por bombeo,
- c) la selección del sitio idóneo es más difícil que en el caso de un aprovechamiento superficial,
- d) es difícil conocer con precisión el volumen de almacenamiento.

Las condiciones naturales requeridas son:

- a) Debe existir un valle subterráneo,
- b) el acuífero debe tener una porosidad efectiva y una conductividad hidráulica alta,
- c) el nivel freático debe tener la profundidad adecuada pues la retención del flujo provocará una sobre elevación del nivel freático,
- d) en el caso de que se utilice para detener la intrusión salina debe tratarse de que la cuña salina sea lo más pequeña posible.

Además, deben considerarse posibles efectos sociales como los siguientes:

- a) Al construir una presa subterránea, aguas abajo del cuerpo de la cortina disminuirá el agua subterránea aprovechable,
- b) es necesario obtener un consenso entre el total de la población local con relación a los propósitos de construcción de la presa subterránea y
- c) el almacenamiento de agua subterránea no deberá afectar de manera considerable a las estructuras existentes.

En México la Comisión Nacional del Agua elaboró en el año 2005 el proyecto de una presa subterránea en el Acuífero La Misión en Baja California, en la Figura 1.39 se presenta la localización del eje de la cortina y en la Figura 1.40, una sección de ésta.

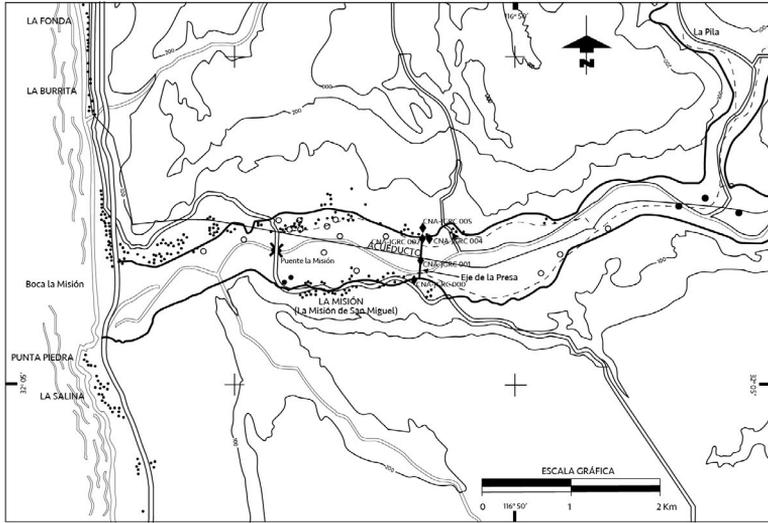


Figura 1.39. Ubicación del eje de la cortina de la presa subterránea en el acuífero la Misión, B. C.

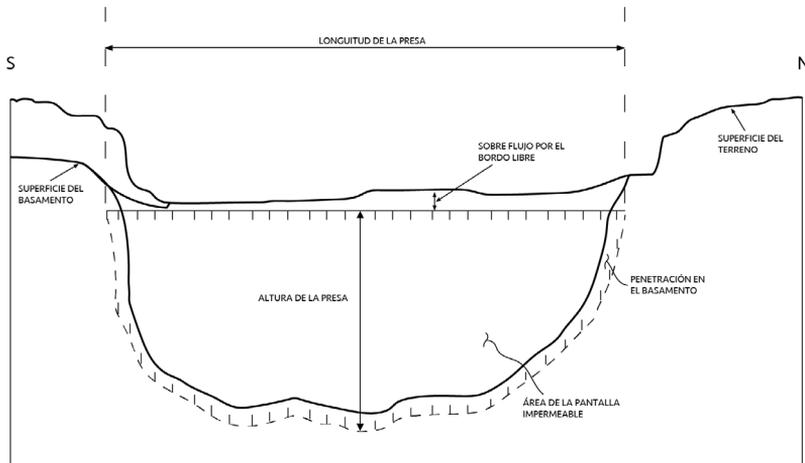


Figura 1.40. Sección de la cortina de la presa subterránea en el acuífero la Misión, B. C.

Algunas características del proyecto son:

- a) La presa subterránea sería del tipo bloqueo a la intrusión marina,
- b) la pantalla impermeable tendría una longitud de 500.00 m, una profundidad máxima de 60 m, un ancho de la cortina de aproximadamente 0.80 m, y una sección de 21,000 m²,
- c) la elevación de su cresta (corona) sería de 1.00 msnm y tendría una sección abierta de 1.60 m entre la cresta y la superficie del terreno (la elevación más baja del terreno natural sobre el eje de la presa será de 2.60 msnm) y
- d) la obra tendrá una capacidad de almacenamiento total del orden de 8.50 Mm³ (Considerando una porosidad efectiva de 0.15).

1.7. Cortinas rígidas

Dentro de este grupo se clasifican todas aquellas cortinas que utilizan un cementante para darle rigidez a la estructura.

1.7.1. Cortinas de gravedad

Son estructuras cuya estabilidad frente a las fuerzas externas actuantes sobre ella, se debe fundamentalmente a la fuerza de su peso propio, (Sparrow E., 2009; USBR, 1960). La Figura 1.41, muestra una sección de una cortina de gravedad.

1.7.1.1. Factores que afectan la estabilidad de una cortina de gravedad

Los tres factores que atentan contra la estabilidad de una presa de este tipo de estructuras son:

1.7.1.1.1. El vuelco

Bajo la acción de las fuerzas externas las cortinas de gravedad tienden a girar alrededor de su pie, ver Figura 1.42. Es de notarse que antes de que llegara a voltearse como cuerpo rígido, tendrían que haber fallado sus materiales por tensión (en el talón) o por aplastamiento (en el pie).

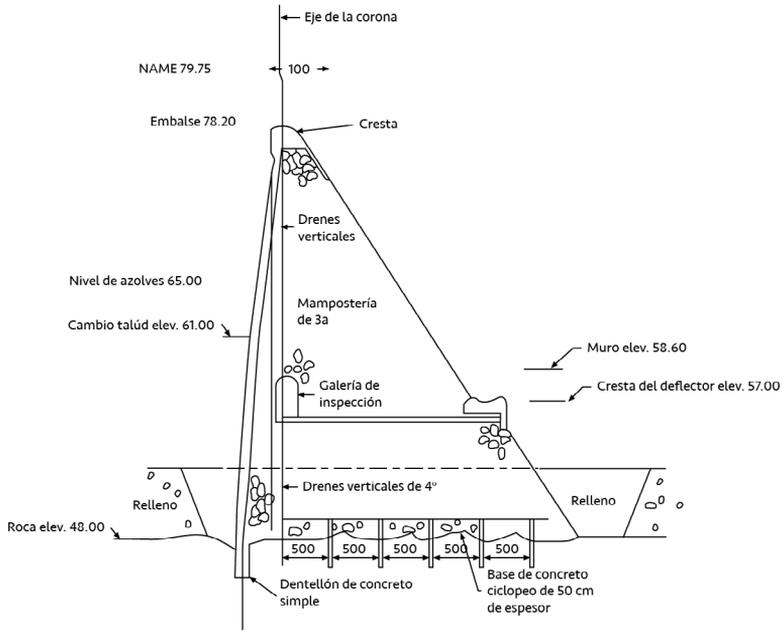


Figura 1.41. Sección de una cortina de gravedad.
 Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

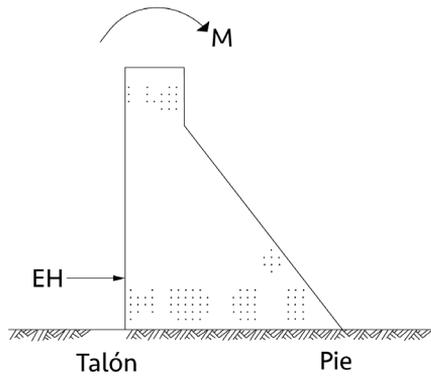


Figura 1.42. Tendencia al giro alrededor del pie de la presa debido a fuerzas externas

1.7.1.1.2. El deslizamiento

La resultante de la fuerza horizontal $\sum H$, tiende a desplazar en dirección horizontal a la cortina, las fuerzas resistentes son las producidas por la fricción y por la resistencia al corte del concreto en la cimentación. Ver Figura 1.43. Antes de que la presa se deslizara como cuerpo rígido, habrían fallado sus materiales (o la liga con la cimentación, o esta última) por esfuerzo cortante.

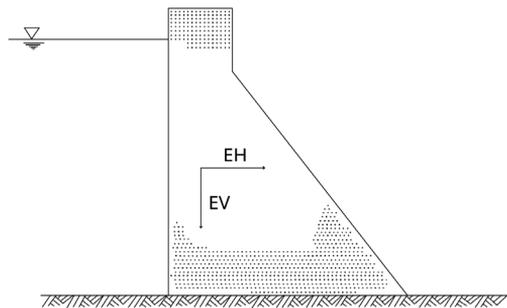


Figura 1.43. Deslizamiento de la cortina

1.7.1.1.3. Esfuerzos excesivos

La falla de la estabilidad de la estructura irá asociada siempre a la ruptura de sus materiales por esfuerzos excesivos, por lo que el proyecto debe enfocarse a mantenerlos dentro de límites establecidos por la normatividad correspondiente. En general, al menos en lo que respecta a la compresión, es relativamente fácil cumplir con esa condición, pues los esfuerzos en el concreto de las presas, inducidos por fuerzas externas son normalmente muy bajos si el diseño ha sido elaborado con el suficiente cuidado.

1.7.1.2. Talud mínimo que garantiza la estabilidad de la cortina

El talud que garantiza la estabilidad y la ausencia de tensiones en una cortina de sección gravedad, puede obtenerse considerando el peso de la estructura, el empuje hidrostático que tiende a arrastrar al muro hacia aguas abajo y a voltearlo alrededor del pie de la cortina, y la subpresión.

Si no hay liga entre la cortina y la cimentación, la tendencia al volteo inducirá una posibilidad de levantar el talón de la estructura, lo que facilitaría la introducción del agua entre ella y la cimentación, esta agua producirá un empuje hacia arriba (flotación o subpresión) que tendría también momento volteante respecto al pie de la cortina empeorando sus condiciones de estabilidad del muro. Será entonces conveniente, en principio, evitar toda separación de la cortina de la cimentación, es decir, evitar toda posible tensión (tracción) en el talón. Esto puede lograrse si el peso de la cortina produce esfuerzos de compresión tales que contrarresten la tensión en el talón, bajo esta condición el talud mínimo será $k = 0.645$.

Si se permitiera que el agua produjera subpresión al filtrarse, y considerando que la variación de la subpresión es lineal, pues corresponde al gradiente hidráulico debido sólo a pérdidas por cortante, que son proporcionales a la longitud del camino recorrido por el agua, se obtendría un talud $k = 0.845$.

Puede notarse entonces la importancia de reducir la subpresión, pues al actuar como se ha supuesto, ocasionaría la necesidad de incrementar el volumen de la cortina en un 31%, ver la siguiente ecuación:

$$\frac{0.845 - 0.645}{0.645} = 0.31 \tag{1.7}$$

1.7.1.2.1. Ejemplos

Ejemplo No. 1.1

Deduzca el talud que garantiza la estabilidad de una cortina de gravedad considerando la subpresión. En la Figura 1.44 se presenta el diagrama de cuerpo libre.

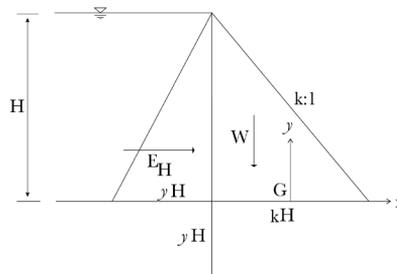


Figura 1.44 Diagrama de Cuerpo Libre

Utilizando la fórmula de la escuadría se obtiene:

$$\sum \mathcal{N} - \frac{6M}{kH} = 0$$

Fuerzas normales actuantes:

$$\sum \mathcal{N} = W - U \text{ (mayor diferencia)}$$

Peso propio de la Cortina (Ton):

$$W = \frac{1}{2} \gamma_m kH^2$$

Fuerza de subpresión (t):

$$U = \frac{1}{2} \gamma H (kH) (1) = \frac{1}{2} \gamma kH^2$$

Momento que provocan las fuerzas, con respecto al centro de la base (L/2)
(t*m)

$$\sum M = 0$$

$$M = E_H \left(\frac{H}{3} \right) - W \left(\frac{kH}{6} \right) + U \left(\frac{kH}{6} \right)$$

Empuje hidrostático (Ton):

$$E_H = \frac{1}{2} \gamma H^2$$

Sustituyendo:

$$W - U - \frac{6M}{kH} = 0$$

$$\frac{1}{2} \gamma_m k H^2 - \frac{1}{2} \gamma k H^2 - \frac{6}{kH} \left[\frac{1}{2} \gamma H^2 \left(\frac{H}{3} \right) - \frac{1}{2} \gamma_m k H^2 \left(\frac{kH}{6} \right) + \frac{1}{2} \gamma k H^2 \left(\frac{kH}{6} \right) \right] = 0$$

$$\frac{1}{2} \gamma_m k H^2 - \frac{1}{2} \gamma k H^2 - \frac{\gamma H^2}{k} + \frac{1}{2} \gamma_m k H^2 - \frac{1}{2} \gamma k H^2 = 0$$

$$\gamma_m k^2 - \gamma k^2 - \gamma = 0$$

$$k^2 (\gamma_m - \gamma) = \gamma$$

Talud que garantiza la estabilidad considerando la subpresión:

$$k = \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_m - \gamma}}$$

Talud para una Presa de Gravedad hecha de Concreto:

$$k_1 = 0.845$$

Talud para una Presa de Gravedad hecha de Concreto:

$$k_2 = 0.913$$

1.7.1.3. Medidas para reducir la subpresión

Es importante reducir las filtraciones a través de la cortina, entre ella y la cimentación y a través de ésta, por medio de impermeabilización, lo cual produce grandes pérdidas de carga (y la consiguiente reducción de presión) en el agua que llegara a filtrarse; o por medio de sistemas de drenaje.

Se recomienda cuidar la calidad uniforme del concreto para evitar huecos, grietas o disgregaciones que faciliten el paso del agua a través del cuerpo de la cortina. En presas de mampostería es necesario controlar la calidad y colocación de la piedra; y de la mezcla de junteo. En caso necesario puede inyectarse lechada de cemento en las zonas que resulten permeables.

Sin embargo, el concreto no es totalmente impermeable, y el agua puede filtrarse a través de él, aunque tarde un tiempo muy largo. Recuérdese que una grieta o una caverna originan subpresión. Debe cuidarse la calidad de la unión presa-cimentación; para esto debe limpiarse perfectamente la superficie de desplante, tratando de que quede rugosa y controlando la primera capa de concreto colocado.

Generalmente se usa una pantalla profunda de inyecciones, que se lleva a una profundidad de entre 0.5 y $0.7 H$, siendo H la altura del nivel máximo aguas arriba, salvo que se hayan detectado posibles vías de agua a mayor profundidad; la pantalla se complementa con una carpeta de inyecciones de consolidación.

Para aliviar la presión del agua se utilizan sistemas de drenaje en la cortina, ver Figura 1.45, donde se presentan detalles de estos arreglos.

1.7.1.4. Cargas sobre una cortina de gravedad

Para analizar la estabilidad de una cortina de gravedad es necesario conocer todas las cargas que actúan sobre ella, sus magnitudes, direcciones, y las fuerzas y momentos que generan sobre la cortina.

1.7.1.4.1. Peso propio

El peso propio de la cortina se calcula con la ecuación $W = \gamma m V$, para el caso del concreto $\gamma m = 2.4 \text{ ton/m}^3$; para la mampostería el valor de γm es cercano a 2.2 ton/m^3 (dependiendo de la densidad de la piedra usada). Generalmente se desprecian en el cálculo las galerías y los volados de la corona, pero sí se toman en cuenta el peso de las pilas, puentes, compuertas y sus mecanismos, considerando cada peso parcial en su línea de acción.

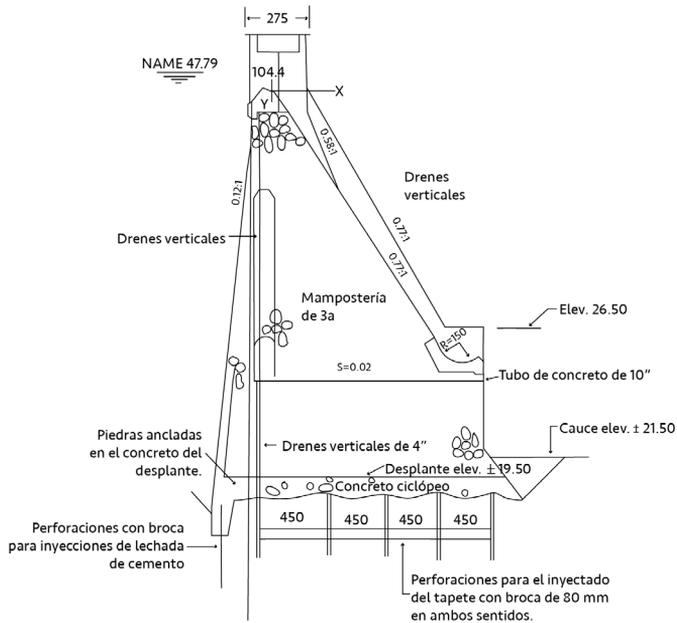


Figura 1.45. Sistema de drenaje en una presa de gravedad.
Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

1.7.1.4.2. Empuje hidrostático

En el cálculo de estos empujes se hacen dos hipótesis:

- a) El peso específico del agua es de $1 \text{ ton}/\text{m}^3$ y
- b) Es válida la Ley de Pascal: "La presión actúa en cada punto con igual magnitud en todas las direcciones y sentidos, y los empujes resultantes son normales a las superficies sobre las que actúan"

1.7.1.4.3. Empuje de azolves

Los azolves que acarrea la corriente se depositan en el vaso y ejercen empujes en el paramento aguas arriba de la presa, que son mayores que los empujes hidrostáticos.

Cuando el paramento aguas arriba tiene algún talud, el empuje horizontal D_h será el producido por el suelo, y el empuje vertical D_v será el peso del suelo y se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$D_h = \frac{\gamma' h_d}{2} \frac{1 - \operatorname{sen} \theta}{1 + \operatorname{sen} \theta} \quad (1.8)$$

Donde:

γ' Peso del material sumergido

θ Ángulo de fricción interna

h_d Profundidad de la capacidad de azolves

Para diseños preliminares el USBR recomienda:

$$D_h = \frac{\gamma' h_d}{2} \quad (1.9)$$

Con $\gamma' = 0.36 \text{ ton/m}^3$

Por otro lado, D_v es el peso de la cuña y se calcula con $\gamma' = 0.92 \text{ ton/m}^3$.

1.7.1.4.4. Empuje por hielo

El hielo (en los sitios en que puede ocurrir el congelamiento de la superficie libre del agua) produce un empuje debido a su dilatación. En general se considera que actúa en la superficie libre del agua, con un valor de 15 ton por metro de espesor de la tajada de cortina que se analiza.

1.7.1.4.5. Sismo

Se recomienda ver el inciso 1.4.5. No cabe dentro del alcance de este libro discutir los métodos que se utilizan en estos casos, se sugiere ver referencias especializadas, (USB, 2015).

1.7.1.4.6. Subpresión

Cuando se construyen drenes, el diagrama original de subpresiones se abate como se muestra en la Figura 1.46.

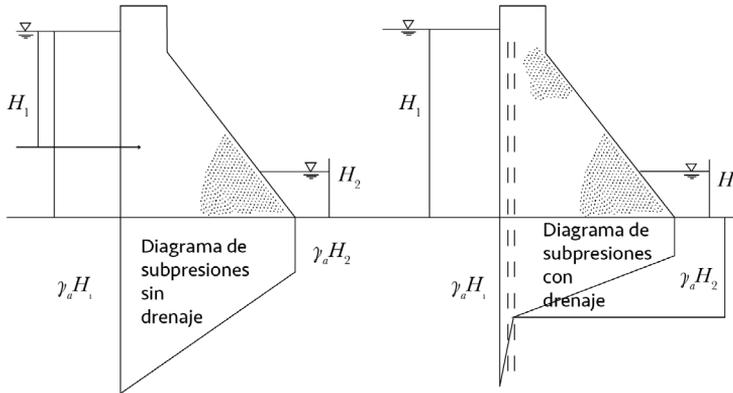


Figura 1.46. Diagramas de subpresión con y sin sistema de drenes

El valor de H_i según el USBR, (1975), se calcula con la siguiente ecuación:

$$H_i = H_2 + 0.33 (H_1 - H_2) \quad (1.10)$$

1.7.1.5. Combinaciones de carga

En el análisis de cargas deben considerarse las siguientes combinaciones:

1.7.1.5.1. Condiciones normales

En este caso se consideran las siguientes cargas:

- a) Presa llena al NAMO,
- b) empuje hidrostático,

- c) peso propio y de accesorios,
- d) subpresión,
- e) azolves,
- f) carga por cambios de temperatura (sólo si la presa va a ser monolítica)
y
- g) hielo

1.7.1.5.2. Condiciones extraordinarias

- a) Presa llena al NAME (o presa al NAMO + SISMO considerado con métodos pseudoestáticos),
- b) empuje hidrostático,
- c) peso propio y de accesorios,
- d) subpresión,
- e) azolves y
- f) carga por cambios de temperatura (sólo si la presa va a ser monolítica)

1.7.1.5.3. Condiciones extremas

- a) Presa llena al NAMO,
- b) empuje hidrostático,
- c) peso propio y de accesorios,
- d) subpresión,
- e) azolves,
- f) cambios de temperaturas (presa monolítica) y
- g) sismo de diseño (sismo máximo creíble y métodos dinámicos de análisis)

1.7.1.5.4. Otras condiciones de carga especiales a juicio del proyectista

1.7.1.6. Condiciones de seguridad

Se deberán analizar los siguientes conceptos:

- a) Esfuerzos máximos de compresión (principales) que deben ser menores que los permisibles,

- b) esfuerzos mínimos (principales), (pueden ser negativos, tensiones en algunos casos), mayores que los permisibles (en valores absolutos, menores) y
- c) resistencia al deslizamiento, que debe ser superior a las fuerzas deslizantes.

1.7.1.7. Esfuerzos permisibles

La resistencia a la compresión que desarrolla el concreto en forma definitiva no la alcanza a los 28 días, sino con una edad que oscila entre los noventa días y los dos años. Esta resistencia vale del orden de $1.75f_c'$.

El USBR recomienda para esfuerzos de compresión:

$$\text{Resistencia de diseño} = \frac{\text{Resistencia última}}{FS} \tag{1.11}$$

Donde:

FS factor de seguridad

$FS=3$ Para combinaciones de carga ordinarias

$FS=2$ para combinaciones de carga extraordinarias

$FS=1$ para combinaciones de carga extremas

Considerando para condiciones iniciales f_c' y para condiciones finales $1.75f_c'$.

Para el cálculo de esfuerzos mínimos se emplea la siguiente ecuación:

$$\sigma_{zu} = p\gamma H - \frac{f_t'}{FS} \tag{1.12}$$

Donde:

γH Subpresión máxima

- p Término de reducción de subpresión: igual a uno si no hay drenes y 0.4 si los hay
- $f't$ Resistencia última a la tensión en el concreto, $f't = 0.05 \times 1.75 f'c'$ en condiciones finales.

Para que no haya deslizamiento se debe cumplir que:

$$FC > FS \quad (1.13)$$

Donde:

FC Coeficiente de fricción cortante

Donde:

FC , coeficiente de fricción cortante

$$FC = \frac{cA + N \tan \emptyset}{\sum f'z_{as} \cdot horizontales} \quad (1.14)$$

Donde:

- c Cohesión del concreto (del orden de 0.1 $f'c$), o de la liga con la cimentación.
- A Área de la superficie de desplante o de la sección horizontal a un nivel z cualquiera, al que se esté realizando el análisis.
- \emptyset Ángulo de fricción interna del concreto (45°), o de la liga en la cimentación.

Los valores de los factores de seguridad recomendados son:

- 3, para condiciones de carga ordinarias,
- 2, para combinaciones de carga extraordinaria y
- 1, para combinaciones de carga extremas.

1.7.1.8. Ejemplo

Ejemplo No. 1.2

Analice la estabilidad de una dovela de ancho unitario de la cortina mostrada en la Figura 1.47, considerando los siguientes datos:

- Peso volumétrico del concreto (γ_c): 2.40 t/m³
- Peso volumétrico de la mampostería (γ_m): 2.20 t/m³
- Elevación a la capacidad de azolves: 1824.00 msnm
- Peso volumétrico sumergido de los azolves (γ_a): 0.36 t/m³
- Coeficiente sísmico para la cortina $\beta=0.1$
- Coeficiente sísmico para el agua $k=0.15$

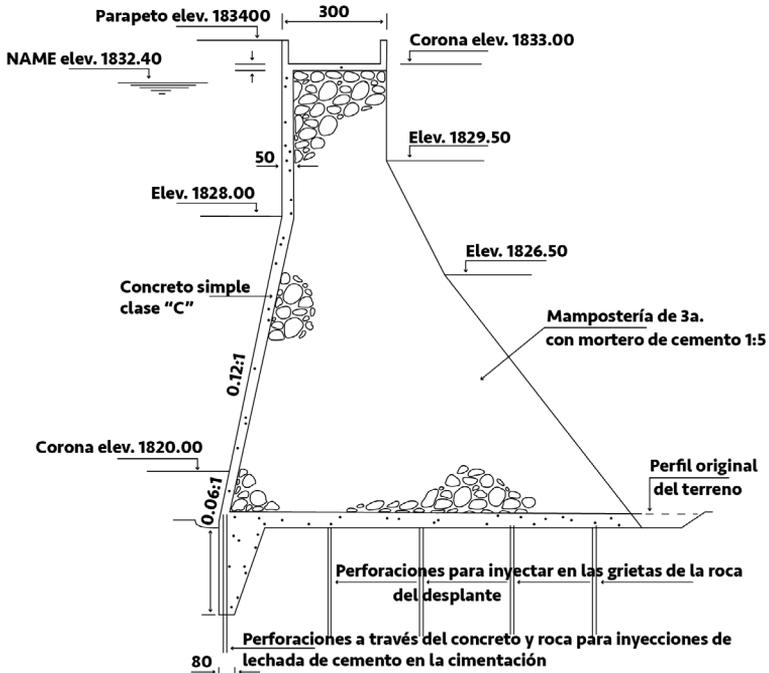


Figura 1.47 Dovela del ejemplo No. 1.2

Cálculo de las cargas actuantes y momentos resultantes.

1.- Peso propio (W)

Peso propio de la cortina, en toneladas, t:

$$W = \gamma_{c,m} V$$

Donde:

γ_c Peso volumétrico del concreto = 2.4 t/m^3

γ_m Peso volumétrico de la mampostería = 2.2 t/m^3

Momento de fuerza con respecto al centro de la longitud de la base (t-m):

$$M = Wx$$

Donde x brazo de palanca de la dovela analizada (m).

2.- Fuerza de sismo en el cuerpo de la presa (F)

El sismo origina fuerzas en el cuerpo de la cortina, en este ejemplo solo se considera la componente horizontal (de izquierda a derecha).

$$F = \beta W$$

Coefficiente sísmico:

$$\beta = 0.1$$

Momento de la fuerza con respecto al centro de la longitud de la base:

$$M = Fy$$

Donde y es el brazo de palanca de la fuerza horizontal provocada por el sismo. Para hacer los cálculos de fuerzas y momentos del peso propio y el sismo, se utilizará la Figura 1.48.

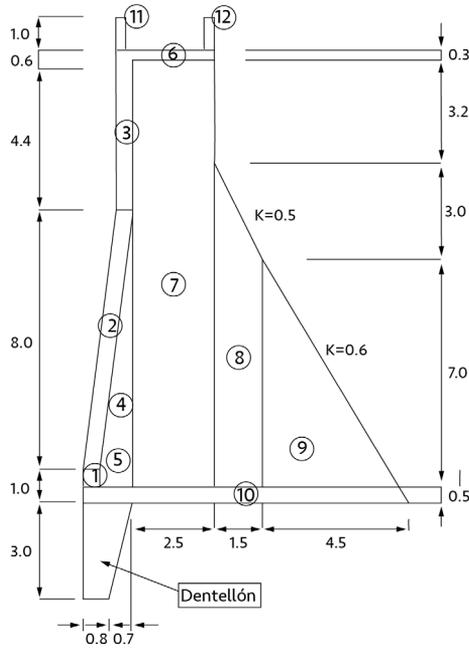


Figura 1.48. Elementos para el análisis del peso propio y la componente horizontal de la fuerza provocada por el sismo en la cortina.

En la Tabla 1.3 se muestran las fuerzas y momentos provocados por el peso propio y la componente horizontal del sismo en el cuerpo de la cortina.

Tabla 1.3. Fuerzas y momentos provocados por el peso propio y la componente horizontal del sismo en el cuerpo de la cortina.

Elemento	$A (m^2)$	$W (t)$	$x(m)$	$M (t * m)$	$F (t)$	$y (m)$	$M (t * m)$
1	0.500	1.200	-4.720	-5.664	0.12	0.500	0.060
2	4.000	9.600	-4.460	-42.816	0.96	5.000	4.800
3	2.500	6.000	-3.730	-22.380	0.6	11.500	6.900
4	3.840	8.448	-3.820	-32.271	0.845	3.667	3.098
5	0.488	1.073	-3.988	-4.277	0.107	0.749	0.080

Elemento	$A (m^2)$	$W (t)$	$x(m)$	$M (t \cdot m)$	$F (t)$	$y (m)$	$M (t \cdot m)$
6	0.750	1.800	-2.250	-4.050	0.18	13.850	2.493
7	33.000	72.600	-2.250	-163.350	7.26	7.100	51.546
8	12.500	27.500	0.294	8.088	2.75	5.794	15.934
9	15.790	34.738	2.000	69.476	3.474	2.833	9.842
10	4.668	11.202	0.183	2.050	1.120	0.249	0.278
11	0.3	0.72	-3.85	-2.772	0.072	14.5	0.957
12	0.3	0.72	-1.15	-0.828	0.072	14.5	0.957
Dentellón	3.450	8.280	-4.407	-36.491	0.828	-1.348	-1.116
Σ	81.486	183.881 vertical, hacia abajo		-235.29 sentido antihorario	18.388 horizontal, hacia la derecha		96.003 Sentido horario

3.- Empuje hidrostático.

$$E_H = \frac{\gamma H^2 b}{2}$$

Donde:

γ Peso volumétrico del agua = $1.0 t/m^3$

H Carga hidrostática = $13.4 m$

b Ancho de la dovela = $1.0 m$

$$E_h = \frac{1 (13.4)^2}{2} = 89.78 t$$

$$M = E_h \left(\frac{H}{3} \right) = 89.78 \left(\frac{13.4}{3} \right) = 401.0173 t \cdot m$$

Peso del agua sobre el talud inclinado aguas arriba de la cortina, ver Figura 1.49:

$$P = \gamma V$$

Donde:

P Peso del agua

γ **Peso volumétrico del agua** = 1.0 t/m³

V Volumen del agua, en m³ = $A(b)$

Momento provocado por el peso del agua (t-m):

$$M = Vx$$

En la Tabla 1.4, se presenta el cálculo de fuerzas verticales y momentos sobre el paramento aguas arriba de la cortina.

Tabla 1.4 Cálculo de fuerzas verticales y momentos sobre el paramento aguas arriba de la cortina

Elemento	A (m ²)	P (t)	x (m)	M (t*m)
1	0.030	0.030	-4.980	-0.149
2	4.320	4.320	-4.659	-20.127
3	4.488	4.488	-4.49	-20.151
Σ		8.838 vertical hacia abajo		-40.427 sentido antihorario

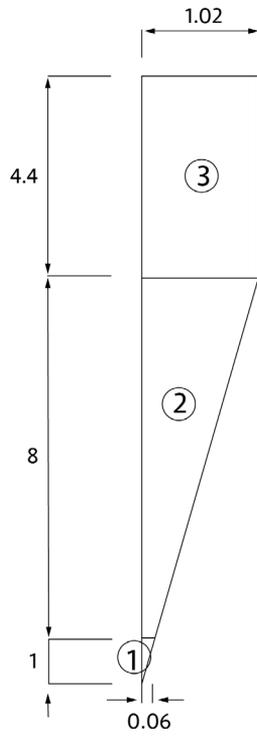


Figura 1.49 Elementos para el análisis del empuje del agua en forma vertical (peso del agua) sobre el paramento aguas arriba de la cortina.

4.- Empuje por Azolve, ver Figura 1.50.

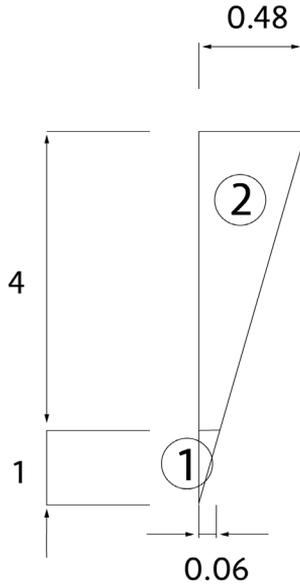


Figura 1.50. Elementos para el análisis del empuje del azolve en forma vertical (peso del azolve) sobre el paramento aguas arriba de la cortina.

4.1 Horizontal (E_h)

Empuje horizontal del azolve (t):

$$E_h = \frac{\gamma_a h^2}{2}$$

Donde:

γ_a Peso volumétrico sumergido del azolve = 0.36 t/m^3

h Altura máxima del azolve = 5 m

$$E_h = \frac{0.36(5)^2}{2} = 4.5 \text{ t}$$

$$M_C = E_h \left(\frac{h}{3} \right) = 4.5 \left(\frac{5}{3} \right) = 7.5 \text{ t} \cdot \text{m}$$

4.2 Vertical (E_v)

Empuje vertical o peso del azolve (t):

$$E_v = W_a$$

$$W_a = \gamma_a \cdot V$$

Donde:

V Volumen del azolve = Ab

B Ancho de la dovela = 1.0 m

$$\gamma_a = 0.92$$

Momento debido al peso del azolve (t-m):

$$M = E_v \cdot x$$

Donde x es la distancia o brazo de palanca (m), ver Tabla 1.5 :

Tabla 1.5 Cálculo de fuerzas y momentos producidos por el azolve

Elemento	$A \text{ (m}^2\text{)}$	$W \text{ (t)}$	$x \text{ (m)}$	$M \text{ (t} \cdot \text{m)}$
1	0.030	0.0276	-4.97	-0.137
2	1.200	1.104	-4.822	-5.323
Σ		1.132 hacia abajo		-5.46 sentido antihorario

5.- Sismo en el Agua

Se considera solo la componente horizontal del sismo en el agua en dirección del cuerpo de la cortina.

Fuerza ejercida debido al sismo en el agua (ton):

$$P = Ck \gamma H^2 b$$

C Coeficiente del agua = 0.53

k Coeficiente sísmico del lugar o de la presa = 0.15

γ Peso volumétrico del agua = 1.0 t/m^3

H Carga hidrostática = 13.4 m

b Ancho de la dovela = 1.0 m

$$P = 0.53(0.15)(1) (13.4)^2 (1) = 14.275 \text{ t.}$$

Momento debido a la fuerza por sismo (t-m):

$$M = Py$$

Distancia al cual está aplicada la fuerza provocada por sismo en agua (m)

$$y = 0.412H$$

Carga hidrostática ($H = 13.4 \text{ m}$)

$$M = 14.275(0.412)(13.4) = 78.8095 \text{ t}\cdot\text{m}$$

6.- Subpresión (U)

La obra tiene inyecciones de lechada de cemento en la cimentación, esto constituye una pantalla en la cimentación razonablemente eficiente. Se supone que la subpresión se reduce a la mitad, ver Figura 1.51.

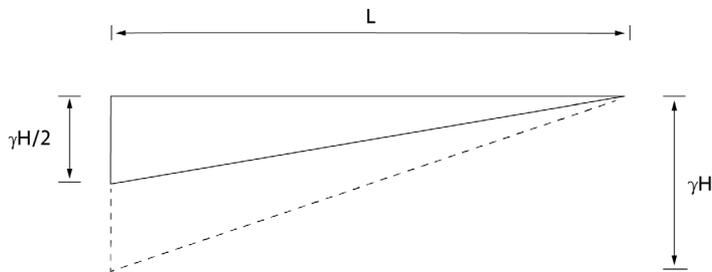


Figura 1.51. Elementos de apoyo para el análisis de la Subpresión

Subpresión con gasto igual a la mitad del total (ton):

$$SP = \frac{1}{2} \gamma H L b = SP' = \frac{1}{4} \gamma H L b$$

Peso volumétrico del agua (γ) = 1.0 t/m^3

Carga hidrostática (h) = 13.4 m

Longitud de la base (L) = 10.0 m

Ancho de la dovela (b) = 1.0 m

$$SP = - \frac{1}{4} (1) (13.4) (10) (1) = -33.5 \text{ t}$$

$$M = SP' \left(\frac{L}{6} \right) = 33.5 \left(\frac{10}{6} \right) = 55.8333 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Las fuerzas y momentos actuantes sobre la cortina se presentan en la Tabla 1.6.

Tabla 1.6. Fuerzas y momentos actuantes sobre la cortina del Ejemplo No. 1.2.

	Fuerza Vertical <i>t</i>	Fuerza Horizontal <i>t</i>	Momento (Fuerza vertical) <i>t * m</i>	Momento (Fuerza horizontal) <i>t * m</i>	Momento Total <i>t * m</i>
Peso Propio	183.881		-235.29		-235.29
Sismo en Concreto		18.388		96.003	96.003
Empuje de Agua	8.838	89.78	-40.427	401.017	360.590
Empuje de Azolve	1.132	4.5	-5.46	7.500	2.04
Sismo en Agua		14.275		78.8095	78.810
Subpresión	-33.5		55.8333		55.833

La suma de fuerzas y momentos con y sin considerar la subpresión se presentan en la Tabla 1.7.

Tabla 1.7. Suma de fuerzas y momentos con y sin subpresión

Sin Subpresión	193.85	126.799	-281.18	581.2415	305.485
Con Subpresión	160.35	126.799	-225.344	581.2415	361.318

La combinación de cargas para condiciones extraordinarias y de presa vacía se presentan en la Tabla 1.8

Tabla 1.8. Combinación de cargas para condiciones extraordinarias y de presa vacía

	Extraordinarias			Vacía		
	Fuerza Vertical (t)	Fuerza Horizontal (t)	Momento Total (t * m)	Fuerza Vertical (t)	Fuerza Horizontal (t)	Momentos (t * m)
Peso Propio	183.88		-235.29	183.88		-235.29
Sismo en Concreto					-18.388	-96.003
Empuje del Agua	8.838	89.78	360.59			
Azolve	1.132	4.5	2.04			
Sismo en Agua						
Subpresión	-33.5		55.833			

La resultante de estas combinaciones con y sin subpresión se presentan en la Tabla 1.9

Tabla 1.9 Resultante de estas combinaciones con y sin subpresión

Con Subpresión	160.35	94.28	183.173	183.88	-18.388	-331.293
Sin Subpresión	193.85	94.28	127.34	183.88	-18.388	-331.293

Condiciones de estabilidad

a) Vuelco

Se evita pasando la resultante dentro de la base, se aconseja que caiga dentro del tercio medio de ella, y esto se calcula con la excentricidad.

Excentricidad (m):

$$e = \frac{\sum M}{\sum F_v}$$

Donde:

ΣM Suma de momentos provocados por la fuerza vertical y la fuerza horizontal sin considerar la subpresión (t-m).

ΣF_v Sumatoria de las fuerzas verticales sin considerar la subpresión (t).

$$e = \frac{305.485}{193.85} = 1.576 \text{ m}$$

Longitud a partir del centro de la base hacia los costados que determina el tercio medio:

$$x = \frac{10}{6} = \pm 1.666 \text{ m}$$

Se puede notar que bajo esta condición (excentricidad) no hay vuelco, ya que la resultante estaría dentro del tercio medio de la base.

$$x > e$$

Sí cumple

Por otra parte, se pueden comparar los esfuerzos en el talón de la cortina sin considerar la subpresión contra el esfuerzo provocado solo por la subpresión, extrayendo también la parte del sismo, ya que como se está analizando para un nivel de aguas máximas extraordinarias y es poco probable que se presenten ambos fenómenos al mismo tiempo.

Ecuación de la Escuadría (t/m^2 ó kg/cm^2):

$$f_A = \frac{\sum F_v}{A} - \frac{\sum M_x}{I}$$

$$f_A = \frac{193.85}{10 * 1} - \frac{127.34(10/2)}{\frac{1}{12} (1) (10)^3} = 11.745 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = 1.1745 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo o presión en el punto A provocado por la subpresión: (t/m^2 ó kg/cm^2)

$$fs_A = P_A = \frac{1}{2} \gamma H$$

$$fs_A = \frac{1}{2} 1(13.4) = 6.7 \text{ Ton/m}^2 = 0.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_A > fs_A$$

Sí cumple

Momentos provocados por el efecto de sismo:

$$f_A = \frac{183.88}{10 * 1} - \frac{-331.293(10/2)}{\frac{1}{12} (1) (10)^3} = 38.266 \text{ Ton/m}^2 = 3.8266 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_A > fs_A$$

Sí cumple

b) Deslizamiento

Para su análisis se considera la resistencia al esfuerzo cortante, la condición que se debe cumplir para evitar la falla, está dada con la siguiente expresión.

$$F.C. = \frac{\sum F_V \tan \phi + CA}{\sum F_H} \geq F.S.$$

Donde:

$\sum F_V$ Suma de las fuerzas verticales

$\tan \phi$ Coeficiente de fricción = 0.80

$\sum F_H$ Suma de las fuerzas horizontales

C Relación de esfuerzo cortante medio y la resistencia unitaria al esfuerzo cortante del material = 0.12 f^c (Se considera esta cantidad porque el dentellón le da mayor resistencia al corte (f^c) = 250 Kg/cm^2).

A Área de la sección analizada

$F.S.$ Factor de seguridad cuyo valor se recomienda que esté comprendido entre 4 y 5.

$F.S.$ = 4 para este caso.

$$F.C. = \frac{160.35(0.8) + 0.12(250)(10)}{94.28} = 4.543$$

$F.C. > F.S.$

Sí cumple

Revisión de esfuerzos efectivos

Ecuación de la Escudría para calcular los esfuerzos en la base (t/m^2 ó kg/cm^2)

$$f = \frac{\sum F_v}{A} - \frac{\sum M_x}{I}$$

a) Presa Llena

Si se considera la subpresión se tienen los siguientes esfuerzos:

En el pie de la cortina:

$$f_A = \frac{160.35}{10} - \frac{186.173(6)}{10^2} = 4.865 \text{ Ton}/m^2 = 0.4865 \text{ Kg}/cm^2$$

En el talón de la cortina:

$$f_B = \frac{160.35}{10} + \frac{186.173(6)}{10^2} = 27.205 \text{ Ton}/m^2 = 2.7205 \text{ Kg}/cm^2$$

Ver Figura 1.52.

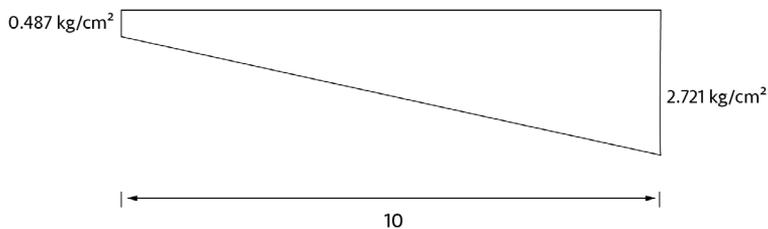


Figura 1.52. Esfuerzos en la base considerando la subpresión.

Si no se considera la subpresión se tienen los siguientes esfuerzos:

En el pie de la cortina:

$$f_A = \frac{193.85}{10} - \frac{127.34(6)}{10^2} = 11.745 \text{ Ton}/m^2 = 1.1745 \text{ Kg}/cm^2$$

En el talón de la cortina:

$$f_B = \frac{193.85}{10} + \frac{127.34(6)}{10^2} = 27.254 \text{ Ton}/m^2 = 2.7254 \text{ Kg}/cm^2$$

Ver Figura 1.53

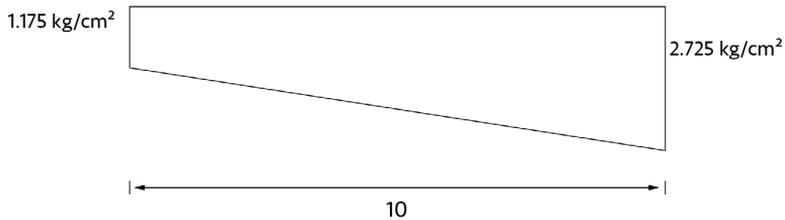


Figura 1.53. Esfuerzos en la base sin subpresión

b) Presa Vacía

Con sismo

En el talón cortina:

$$f_A = -\frac{183.88}{10} - \frac{-331.293(6)}{10^2} = 38.266 \text{ Ton}/m^2 = 3.8266 \text{ Kg}/cm^2$$

En el pie de la cortina:

$$f_B = \frac{183.88}{10} + \frac{-331.293(6)}{10^2} = -1.49 \text{ Ton}/m^2 = -0.149 \text{ Kg}/cm^2$$

Ver Figura 1.54.

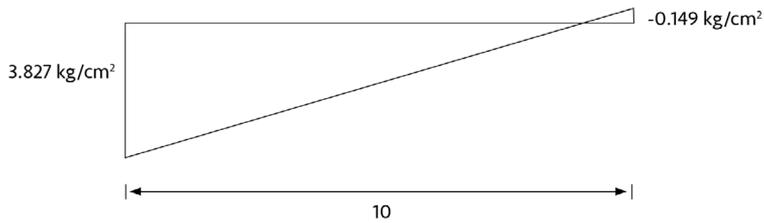


Figura 1.54. Esfuerzos en la base con la presa vacía.

Sin sismo

En el talón de la cortina:

$$f_A = -\frac{183.88}{10} - \frac{-235.29(6)}{10^2} = 32.505 \text{ Ton}/m^2 = 3.2505 \text{ Kg}/cm^2$$

En el pie de la cortina:

$$f_B = \frac{183.88}{10} + \frac{-235.29(6)}{10^2} = 4.271 \text{ Ton}/m^2 = 0.4271 \text{ Kg}/cm^2$$

1.7.1.9. Cortinas de Concreto compactado con rodillo. CCR

A principios de la década de los años ochenta se empezaron a utilizar tecnologías de las carreteras para construir cortinas de presas en Japón (USBR, 2017), es decir, se emplearon rodillos vibratorios para compactar capas sucesivas de mezclas con menos cemento y agua que el concreto convencional, con un revenimiento muy bajo, que hacían las obras más económicas y que requerían menos tiempo para concluir las.

Los procedimientos de diseño son muy similares a los de las presas de gravedad de concreto, con taludes 0.8 a 0.85 a 1 (horizontal-vertical). El acabado escalonado aguas abajo puede incluso utilizarse para colocar el vertedor, y de esta forma disipar energía y prescindir en su caso de la colocación de aireadores para evitar la cavitación. La construcción de las obras de toma y desagües de fondo se diseñan con los mismos principios de las cortinas de concreto.

Un proceso tan delicado como el que se menciona requiere que se construya un bordo de prueba en el sitio, para que se hagan las pruebas de campo y de laboratorio en las condiciones donde se construirá la cortina.

La Comisión Internacional de Grandes Presas, ICOLD, por sus siglas en inglés, recomienda tres tipos de mezclas atendiendo a la composición de la cantidad de cementantes (cemento más puzolanas y cenizas volcánicas), por metro cúbico: mezclas pobres con menos de 100 kg/m^3 , intermedias con cantidades de cementantes entre 100 y 150 kg/m^3 , y mezclas ricas con más de 150 kg/m^3 . Con estas mezclas se logran resistencias $f'c$ de 20 a 25 MPa a los 90 días, con coeficientes de permeabilidad de 10^{-8} a 10^{-6} cm/s , bastante adecuados para trabajar con bajos riesgos de flujo de agua a través de la cortina. En general no será necesario colocar juntas de contracción, en todo caso las investigaciones en el bordo de prueba determinarán si son necesarias.

La cantidad de agua recomendada para la mezcla es aquella que permita la maniobrabilidad de ésta, y se recomienda que los materiales gruesos no rebasen los 50 mm.

El transporte de la mezcla se hace con camiones de volteo o bandas, colocando las capas de 30 o 40 cm de espesor, compactadas con rodillos vibratorios de diez toneladas. El número de pasadas lo define la investigación que se haga en el bordo de prueba.

En México se han construido varias presas de este tipo como Las Blancas de 16.00 metros de altura, Trigomil de 100.00 m, El Realito de 90.00 m, El Zapotillo de 80.00 m, Picachos de 80.00 m, ver Figura 1.55, y la Mújica de 98.00 m.

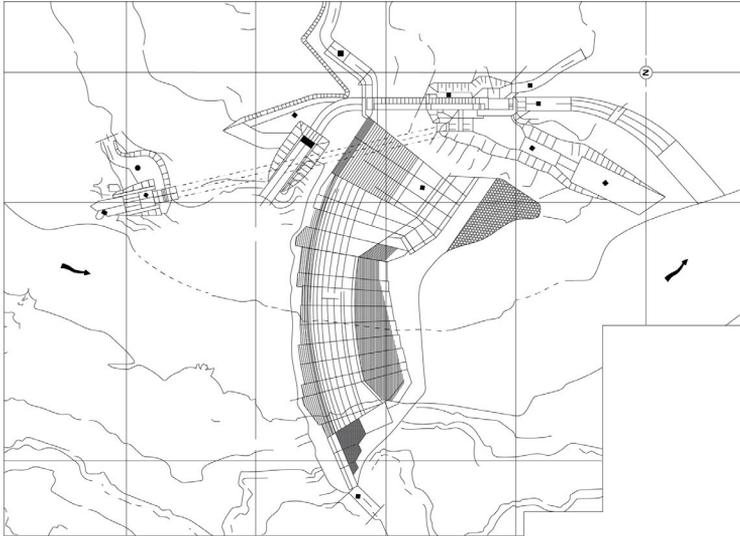


Figura 1.55. Planta de la cortina de la presa Picachos

1.7.2. Cortinas de contrafuertes

Las presas de contrafuertes surgen basándose en el mismo principio de las presas de gravedad, y como una oposición al “desperdicio” del material de construcción que se hace en éstas últimas. En efecto, los esfuerzos de compresión a que se ve sometido el concreto de una presa de gravedad son generalmente muy inferiores a los que podría soportar; esto se debe al efecto estabilizante necesario que proporciona el peso del concreto, para no tener la presencia de tensiones (tracciones) inadmisibles.

Una cortina de contrafuertes obliga al concreto a trabajar a mayores esfuerzos reduciendo su volumen y su área de apoyo (disponiendo huecos convenientemente elegidos). De esta forma se aminora en gran parte la subpresión, por otra parte, al inclinar su paramento aguas arriba, se aprovecha el peso del agua sobre él para darle estabilidad a la cortina, ver Figura 1.56.

1.7.2.1. Estabilidad de una cortina de contrafuertes

Su estabilidad puede analizarse de manera similar a la de una cortina de gravedad. El talud necesario para este tipo de presas está en función del ancho

de los contrafuertes, es decir de la cantidad de concreto de la estructura, y de la inclinación del paramento aguas arriba.

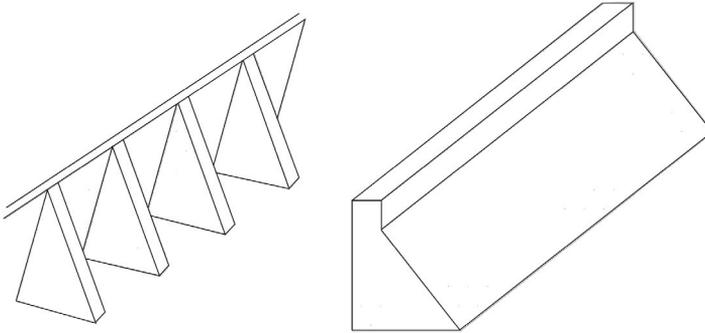


Figura 1.56. Comparación de las cortinas de contrafuertes y de gravedad.

1.7.2.2. Cargas en una cortina de contrafuertes

Las cargas que actúan en una presa de contrafuertes son las mismas que se consideran para una presa de gravedad:

- a) Empuje hidrostático,
- b) empuje de azolves,
- c) peso propio,
- d) subpresión,
- e) hielo y
- f) sismo

El cálculo se hace para cada elemento (o bloque). Se deberá garantizar que no haya vuelco ni deslizamiento. El factor de seguridad al volteo debe ser mayor de dos, lo que equivale a no admitir tensiones en el talón. Para cumplir con el requisito de no deslizamiento, generalmente se considera que la suma de fuerzas horizontales $\sum H$ no sea mayor que el 75% de la suma de fuerzas verticales, o se utiliza el criterio del coeficiente de fricción-cortante *FC*, comentado al tratar las presas de gravedad.

1.7.2.3. Cortinas de contrafuertes tipo Ambursen

Este tipo de cortinas, están formadas por losas planas, que se apoyan sobre los contrafuertes, ver Figura 1.57. El espaciamiento de éstos varía con la altura de la presa. Los contrafuertes muy pegados pueden ser menos masivos, y sus losas más delgadas, pero requerirán mayor cantidad de cimbra. El mejor espaciamiento de contrafuertes es el que da el costo mínimo.

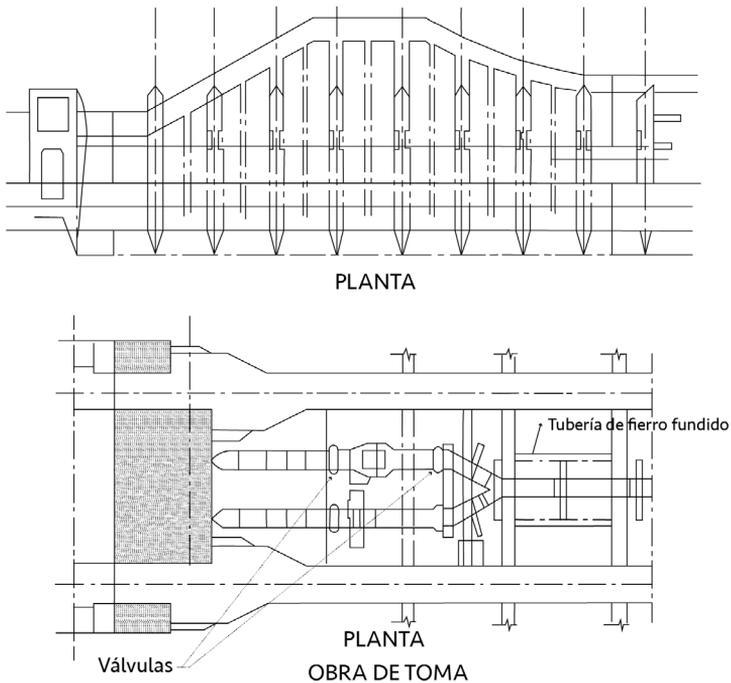


Figura 1.57. Cortina de contrafuertes tipo Ambursen.
Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

El cálculo de la losa se hace tomando en cuenta que se apoya libremente (articulación) sobre los contrafuertes, esto con el objeto de que trabajen independientemente y no haya transmisión de esfuerzos. La junta entre la losa y el contrafuerte se rellena con asfalto o con algún compuesto para juntas flexibles. Este tipo de cortinas son construidas en valles amplios, si la cimentación no fuera buena, se adaptarían zapatas amplias, aunque esto puede incrementar la subpresión. En estudios preliminares, es común considerar que la losa consiste en una serie de vigas paralelas que trabajan independientemente una de la otra, como las vigas están simplemente apoyadas se calculan por los métodos normales de diseño de concreto reforzado.

El diseño del contrafuerte se puede hacer en forma simplificada considerando que consta de un sistema de columnas independientes. La carga en cada columna es una combinación de carga estructural con carga de agua, las columnas se consideran curvas para evitar carga excéntrica.

1.7.2.4. Cortinas de contrafuertes de arcos múltiples

Estas cortinas están formadas por una serie de arcos o bóvedas que permiten mayor espaciamiento entre contrafuertes, Figura 1.58.

Las primeras cortinas de este tipo fueron construidas con contrafuertes separados a cortas distancias, lo cual implica espesores pequeños de las bóvedas y contrafuertes esbeltos, con el peligro de falla por pandeo o por efectos sísmicos. Este tipo de cortinas requerían mayor cantidad de acero de refuerzo, mayor complicación en los colados y gran cantidad de cimbra, entonces se optó por construir contrafuertes masivos y bóvedas, un mayor espesor, y el empleo de concreto de mayor calidad.

Debe cuidarse que las bóvedas trabajen a compresión simple, aunque en realidad hay flexión debida a:

- a) Diferencias de presiones entre la clave y los atraques,
- b) peso propio y
- c) efectos sísmicos

1.7.2.5. Cortina de machones masivos

En este tipo de presas se elimina por completo el acero de refuerzo (como en las presas de gravedad); esto se logra ampliando el extremo aguas arriba del

contrafuerte, de acuerdo con la forma de la cabeza este tipo de cortinas se clasifican de la siguiente manera:

- a) Machones de cabeza redonda, ver Figura 1.59,
- b) Machones de cabeza de diamante, ver Figura 1.60 y
- c) Machones de cabeza en T, ver Figura 1.61

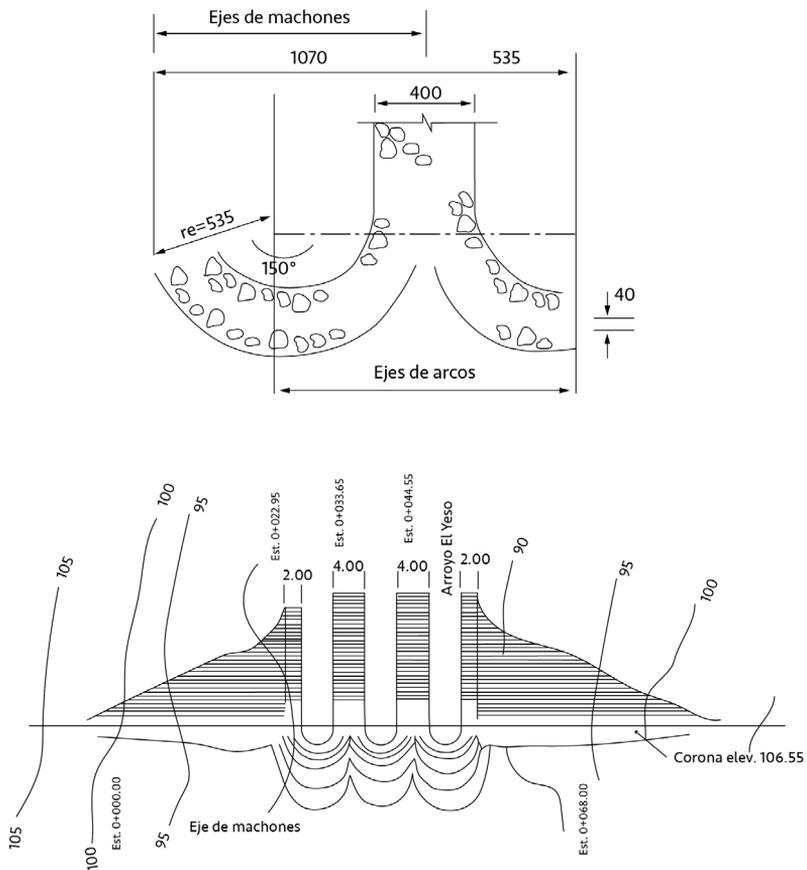


Figura 1.58. Cortina de contrafuertes de arcos múltiples.
Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

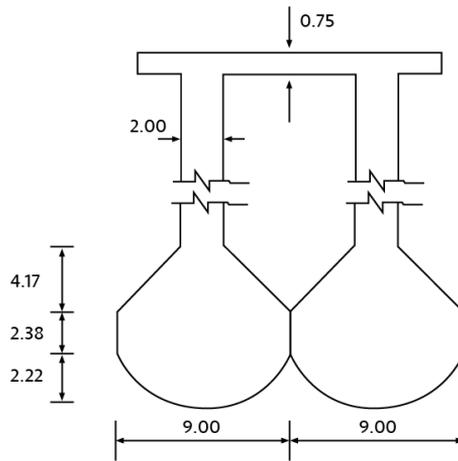
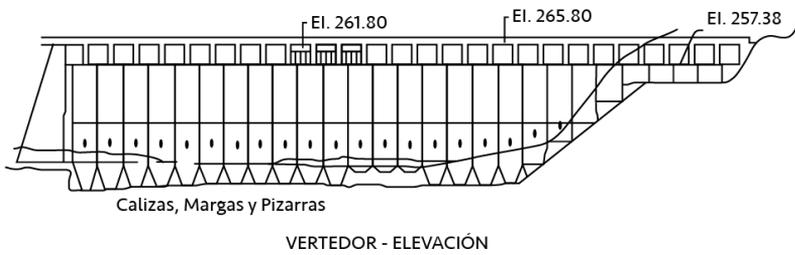


Figura 1.59. Cortina de machones con cabeza redonda.
Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

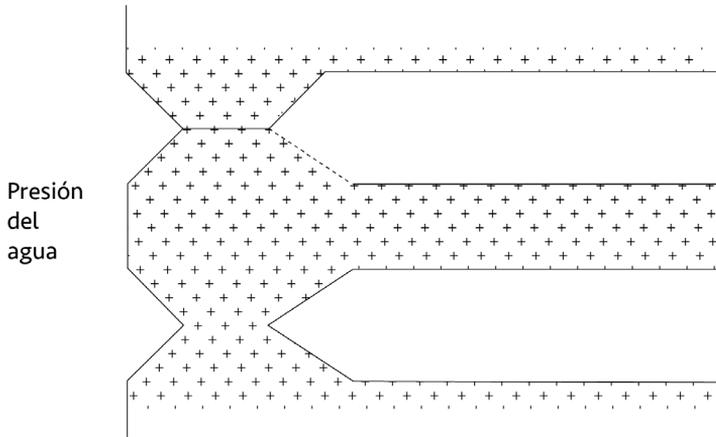


Figura 1.60. Machones con cabeza de diamante

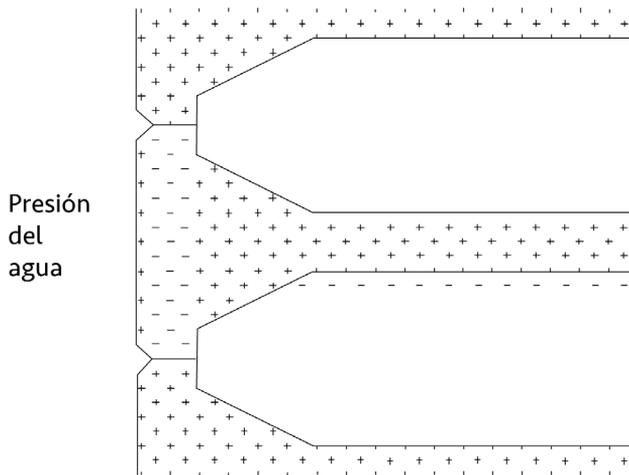


Figura 1.61. Machones con cabeza en T

1.7.2.6. Cortina de machones tipo Marcello

Este tipo de cortinas se construyen haciendo los contrafuertes dobles por medio de cavidades dentro de los mismos, ver Figura 1.62. Con esto se logra una rigidez transversal importante, útil para resistir sismos y evitar pandeos.

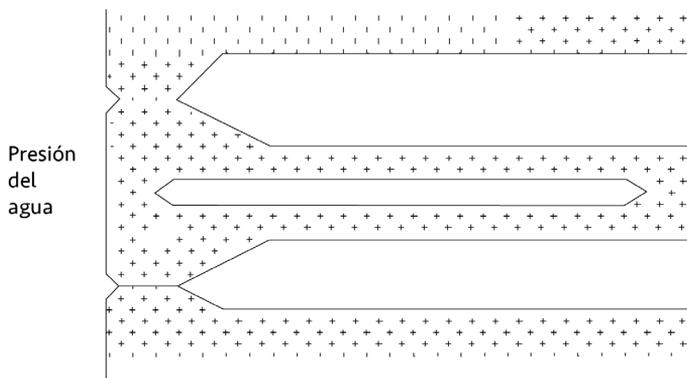


Figura 1.62. Machones tipo Marcello

1.7.2.7. Diferencias entre las cortinas de contrafuertes y las de gravedad

- El volumen de una cortina de contrafuertes es menor que el de una de gravedad,
- la excavación para la cimentación de una cortina de contrafuertes es menor que el de una de gravedad,
- el tiempo de ejecución de una cortina de contrafuertes puede ser menor que el de una de gravedad equivalente, por lo que se pueden empezar a obtener beneficios antes con la primera, pero en ese caso, se requiere mayor intensidad de inversiones,
- el costo del m^3 de concreto para una cortina de contrafuertes es mayor que el de una de gravedad,
- hay mayor facilidad de inspección en una cortina de contrafuertes,
- es más sencillo perforar drenes u orificios para inyección en una cortina de contrafuertes, después de la construcción,
- una cortina de contrafuertes requiere mejores condiciones de cimentación,

- h) en las cortinas de contrafuertes hay mayor disipación de calor de fraguado y
- i) la esbeltez de los contrafuertes puede hacerlos sensibles al pandeo.

1.7.3. Cortinas de arco

Son apropiadas para boquillas estrechas y con una buena cimentación en las laderas y el lecho del río. Una cortina de arco es curva en planta, y transmite la mayor parte de la carga del agua horizontalmente hacia los atraques o laderas de la boquilla por la acción del arco.

1.7.3.1. Cortinas de arco delgado

En este caso el peso propio tiene poca importancia, y todo el trabajo lo hace el arco, ver Figura 1.63. Las paredes de la boquilla deben ser competentes para soportar los esfuerzos transmitidos por los arcos. Generalmente el ancho de la base es de 0.1 a 0.3 de la altura, lo que significa una reducción muy grande de concreto en comparación con una presa de gravedad.

En boquillas en forma de U, los arcos bajos de la sección serán casi de la misma longitud que los superiores, y se pueden diseñar con espesor variable logrando así una distribución uniforme. Por ello se recomienda que el diseño de la cortina considere un radio o centro constante.

Generalmente tienen el paramento aguas arriba vertical, aunque algunas han sido construidas con cierto talud cerca de la base. Las curvas del extradós generalmente son concéntricas con las de intradós, de esta manera pueden transmitir cargas a la base de la boquilla.

En boquillas en forma de V, los arcos inferiores son más cortos que los superiores, y para lograr el equilibrio de tensiones se recomienda incrementar la curvatura en ellos. De allí que se recomiende el diseño de las cortinas con ángulo constante.

En este caso tienen un radio del extradós decreciente desde la corona hasta el fondo, en tal forma que el ángulo incluido es casi constante para asegurar una máxima eficiencia de arco en todas las elevaciones.

1.7.3.2. Cortinas de arco gravedad

Este tipo de presas combina las ventajas del arco para transmitir los esfuerzos hacia las laderas del cañón, pero además aprovecha el peso de la cortina para

darle mayor estabilidad, ver Figura 1.64, emplea menos concreto que una presa de gravedad, pero más que una de arco delgado.

1.7.3.3. Cortinas de arco-bóveda (Bóvedas de doble curvatura)

En este caso se busca el efecto de cascarón en la cortina mediante la inclusión de doble curvatura, ver Figura 1.65.

1.7.3.4. Cargas

En las presas de arco se considera que actúan las mismas cargas que en las presas de gravedad, pero su importancia relativa es diferente. Las subpresiones son de menor relevancia que en aquéllas, en cambio serán importantes las fuerzas originadas por presión del hielo y los cambios de temperatura.

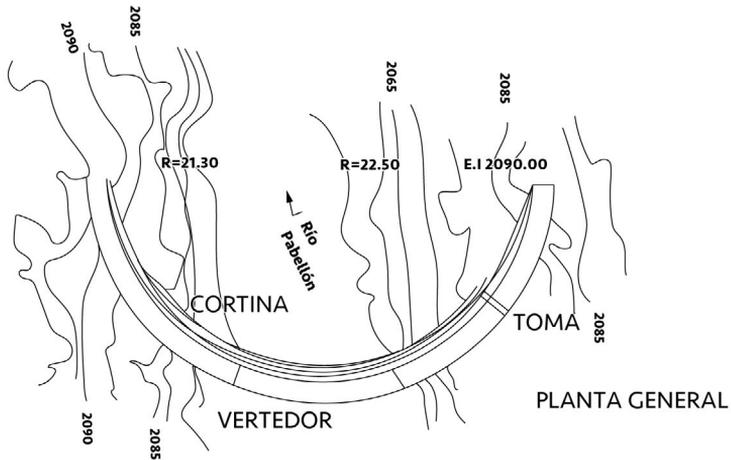


Figura 1.63. Planta de la cortina de la presa derivadora Pabellón.
Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

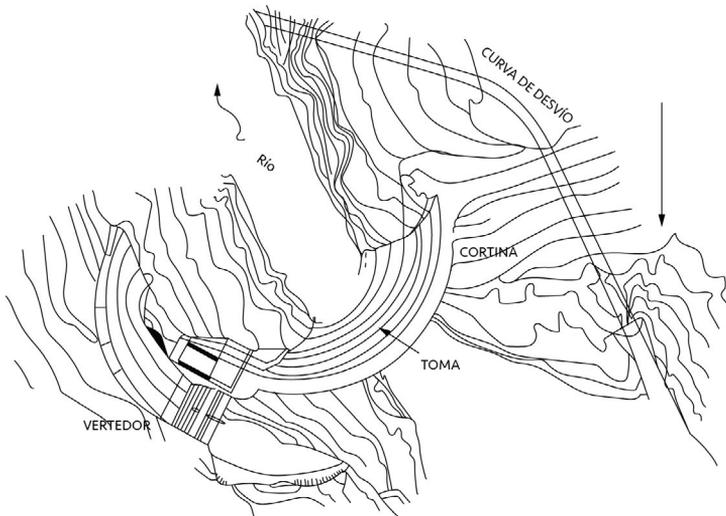


Figura 1.64. Cortina de arco gravedad.
Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

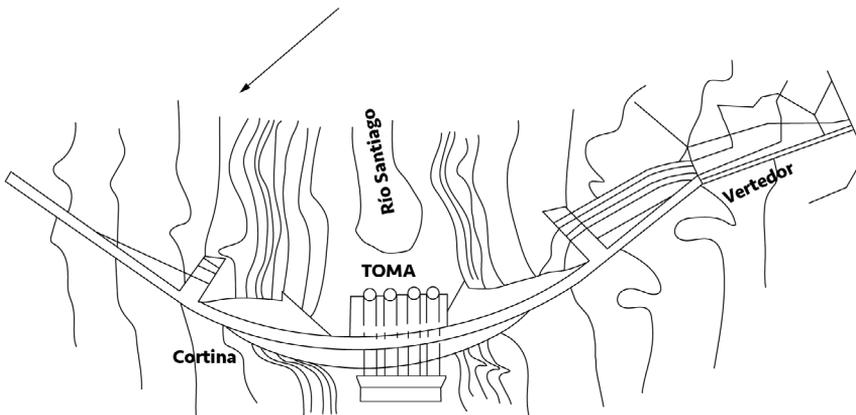


Figura 1.65. Cortina de arco-bóveda.
Disco compacto: Grandes presas de México(Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

1.7.3.5. Cálculo de las cortinas en arco

Los métodos más usuales son el de las ecuaciones diferenciales de esfuerzos de una bóveda, el método del elemento finito tridimensional y el método de arco muro (recomendado por el USBR).

Este último método consiste en idealizar la estructura dividida por una serie de planos horizontales y verticales, que delimitan arcos horizontales y ménsulas verticales, compartiendo el empuje hidrostático en cada punto entre la ménsula y el arco que se cruzan en él, de forma que los desplazamientos y giros sean iguales para ambos.

Para el cálculo se reparte el empuje hidrostático H entre arcos y ménsulas, y las fuerzas verticales sobre las ménsulas.

1.8. Cortinas plásticas

Los diques inflables o “rubber dams”, están contruidos con tubos plásticos inflables con aire o con agua, que se oponen al paso de una corriente para almacenarla o derivarla. Fueron inventadas por Mesnager M., Rubber dams en 1955, Dandekar M. y Sharma K., (2013), y la primera obra de este tipo fue instalada como parte del sistema de abastecimiento de agua potable de la ciudad de los Ángeles, California, EUA, en 1959. A partir de esa fecha se han construido en forma masiva en varios países del mundo, Soni S. *et al*, (2019).

En México se han construido algunos diques inflables de este tipo, uno de ellos se encuentra ubicado sobre el vertedor de la presa La Cangrejera, en Coatzacoalcos, Ver., Figura 1.66, forma parte del sistema Acueducto Uspanapa-La Cangrejera que suministra agua en bloque a las industrias asentadas en la margen derecha del río Coatzacoalcos, entre ellas a algunos complejos petroquímicos de PEMEX, fue construido en 1999 para sustituir a las agujas de madera que se usaban tradicionalmente.

La presa La Cangrejera se encuentra ubicada sobre el arroyo Teapa, afluente del río Coatzacoalcos, en el Estado de Veracruz. Recibe los escurrimientos captados por cuenca propia de la presa, y las aportaciones del río Uspanapa, las cuales se ingresan al vaso por medio de un acueducto.

La cortina es de sección homogénea, con geometría trapezoidal, ancho de corona de 10.00 m. El vertedor de cresta libre y eje recto está ubicado en la margen izquierda, cuenta con un tanque amortiguador en la descarga. Con objeto de incrementar la capacidad de almacenamiento del vaso, se instalaron agujas de madera en el cimacio, las cuales requerían de maniobras difíciles para su instalación y retiro, con el correspondiente riesgo de no hacerse en forma oportuna. Por esta razón se decidió colocar una estructura eficaz, de fácil instalación y operación, y de poca inversión, características propias de un dique inflable.



Figura 1.66. Dique inflable, "ruber dam" de la presa La Cangrejera, Veracruz

El dique de 1.90 m de altura, una longitud de 29.05 m, construido de una sola pieza, ver Figura 1.67 y Figura 1.68, usa aire como elemento de inflado. Cuando está vacío adopta la forma de la estructura que lo sustenta, es decir sin bolsas de aire o agua, con objeto de evitar obstáculos al paso del agua y sedimentos que reduzcan la eficiencia de la estructura vertedora, evitándose igualmente flotación del dique.

Para la condición de vertido de agua, con las rubber dam completa o parcialmente infladas, no deben presentarse vibraciones, lo cual se logra aireando la zona inferior a la descarga.

El material de cuerpo del dique tiene incorporado EPDM (Ethylene propylene diene monomer) en su cara externa, como protección contra rayos ultravioleta, ozono y calor.

Para proteger el dique contra el arrastre de sedimentos del Arroyo Teapa, la cubierta superior del dique inflable tiene un recubrimiento externo mínimo de 10 mm sobre el plano del refuerzo de nylon y un espesor total no menor de 15 mm.

Para ligar el dique inflable con la estructura vertedora, se realizó una preparación previa en el cimacio que consiste en una rebaja en la cresta y reperfilamiento de la misma con concreto reforzado, ver Figura 1.69. En la capa de concreto nuevo que forma la cama horizontal del dique, se embebieron los pernos de anclaje para su sujeción, mientras que, para las paredes laterales, se colocaron anclas de sujeción.

El sistema de operación y control tiene como función regular y registrar el nivel del agua en el vaso por encima de la cresta vertedora, lo cual se logra mediante el inflado y desinflado del dique, requiriendo para el efecto, el empleo de un compresor y de válvulas

de expulsión de aire controlados por actuadores mecánicos, cuya operación se lleva a efecto por medio de un control lógico programable. El sistema puede ser operado en modos manual y automático, ya sea con control de presiones interna del dique o con control del nivel exterior del agua en el vaso.



Figura 1.67. Colocación del dique inflable de una pieza en la presa La Cangrejera



Figura 1.68. Colocación del dique inflable de una pieza en la presa La Cangrejera



Figura 1.69. Placa embebida del dique inflable

La versatilidad del dique inflable mejoró el control de niveles de almacenamiento por medios computarizados; en avenidas extraordinarias, permite fácilmente el vertido de la presa mediante su desinflado. Por ello, en cualquier época del año se puede almacenar un mayor volumen de agua, y restituir la capacidad del vertedor en sólo 25 minutos, sin riesgo de disminuir el bordo libre de la presa.

La presa Francisco I. Madero cuenta con dos diques inflables sobre los vertedores recto y curvo de la presa, el primero mide 3.00 m de altura por 112.30 m de longitud, y el segundo 3.00 m de altura por 148.60 m, ver Figura 1.70 y Figura 1.71.

1.8.1. Presas derivadoras

Como su nombre lo indica su objetivo es desviar el agua desde un punto donde se eleva su nivel para que tenga suficiente energía (carga), para llevarla a otro punto donde se pueda utilizar, normalmente en riego, aunque también se utilizan en el sector eléctrico.

Es muy importante señalar que la diferencia entre una presa de almacenamiento y una derivadora obedece más a su función que a su altura, longitud de la cresta, o tipo de cortina. Así, por ejemplo, la presa derivadora General Felipe Ángeles (El Recodo), en el estado de Hidalgo, tiene una altura de 33.5 m, y la presa San Andrés en Nayarit sólo mide un metro. Por otro lado, la presa derivadora General Toribio Ortega (Tarahumara) en el estado de Chihuahua mide 650 m de longitud en su cresta y la presa derivadora Río Grande de Aporo en Michoacán, sólo diez metros. Con relación al tipo de cortina, existen presas de materiales graduados como la de la presa derivadora Las Pilas en el estado de Oaxaca, o la de la presa derivadora Esteban Baca Calderón (Las Gaviotas), que tiene una cortina tipo Indio muy usada en nuestro país, ver Figura 1.72. También existen cortinas tipo gravedad como la ya mencionada General Felipe Ángeles. Por otro lado, también es común encontrar cortinas en arco, como la de la presa derivadora Pabellón en Aguascalientes, ver Figura 1.63, o de contrafuertes como la presa Jocoqui en el mismo estado, Figura 1.73.

1.8.1.1. Estructuras de las presas derivadoras pequeñas

En este capítulo se presentan algunas estructuras o detalles de las cortinas que son usuales en las presas derivadoras pequeñas, como las cortinas vertedoras, los desarenadores, las tomas laterales o los disipadores de energía.

1.8.1.1.1. Cortinas vertedoras

En el diseño y construcción de las presas derivadoras pequeñas es común considerar cortinas vertedoras, es decir aquellas en las que el agua pueda escurrir sobre la estructura, ver Figura 1.74.



Figura 1.70. Dique inflable, "rubber dam" sobre el vertedor de eje recto de la presa Francisco I. Madero, Chih.



Figura 1.71. Dique inflable, "rubber dam" sobre el vertedor de eje curvo de la presa Francisco I. Madero, Chih.

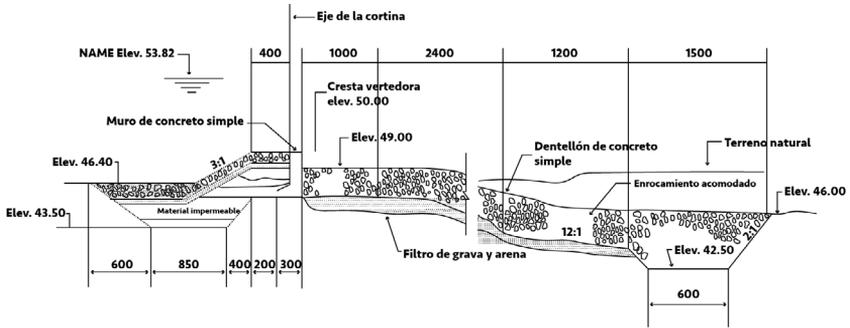


Figura 1.72. Sección de la cortina de la presa derivadora Esteban Baca Calderón, Las Gaviotas, (2009)

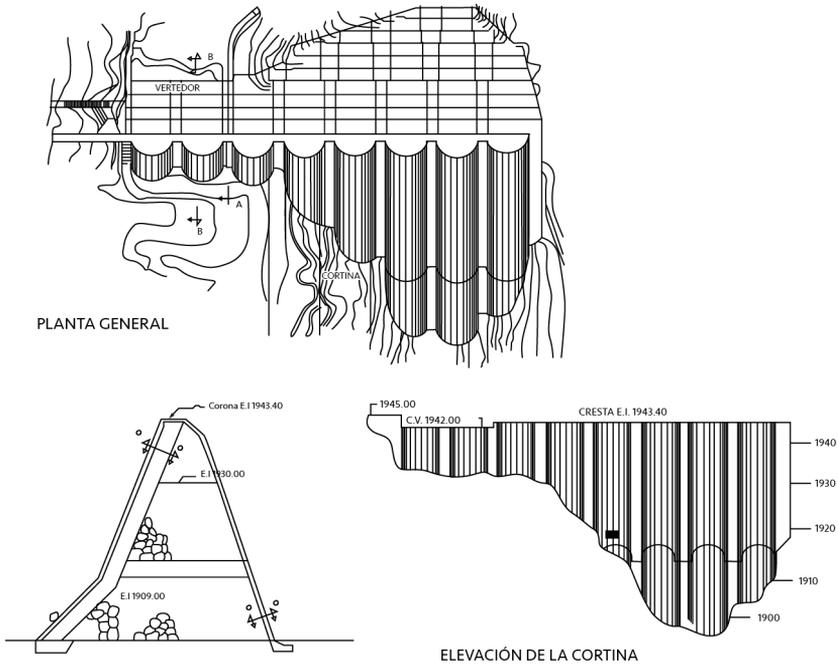


Figura 1.73. Presa derivadora Jocoqui.
Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

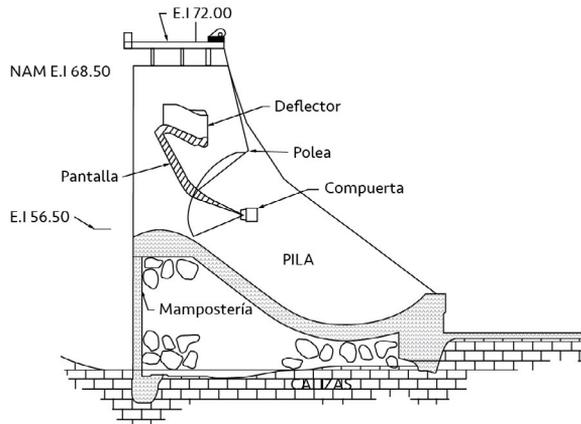


Figura 1.74. Cortina vertedora.

Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

1.8.1.2. Desarenadores

Para tener un adecuado control de la derivación son recomendables bajas velocidades del agua, esto origina que los materiales acarreados en suspensión por la corriente se sedimenten, sin embargo, esta situación ocasiona un problema ya que los azolves se acumulan en la obra de toma. Ello provoca una baja de eficiencia en el sistema de aprovechamiento y un aumento en los costos de operación y mantenimiento. Si se considera además que los azolves puedan pasar a los canales de riego, la importancia de establecer sistemas de control o de limpieza es notoria.

El proceso de azolvamiento es el siguiente: con la construcción de la presa, se eleva el nivel del agua y se aumenta la sección transversal de la vena líquida, esto origina que la velocidad disminuya y como consecuencia la capacidad de arrastre del agua decrezca, por lo que el material conducido por el río se deposita en el vaso o en el canal desarenador. El problema se incrementa, pues la cortina en sí es un obstáculo que detiene grandes cuerpos, incluso los flotantes.

El tipo y cantidad de azolve están determinados por la geología y tipo de vegetación en la cuenca y cauce, por la velocidad de la corriente, y por la zona donde se ubique la obra, entre otros factores.

Una corriente transporta material en tres formas; arrastrándolo, en suspensión o como cuerpo flotante, el primero que generalmente está constituido por arenas, gravas y cantos rodados, es el que ocasiona mayores problemas al funcionamiento de las presas derivadoras; el material en suspensión debido a su finura, en general no perjudica a las estructuras y en muchos casos llega a beneficiar a los terrenos al proporcionarles sustancias fertilizantes; y los cuerpos flotantes pueden causar problemas, aunque éstos son menores que los originados por el material de arrastre.

El problema de azolves puede resolverse de dos formas: quitándolo en forma periódica o destinando un determinado volumen del vaso para que sea ocupado por este material durante la vida útil de la presa, generalmente esto último se hace en presas de almacenamiento.

En las presas de derivación pequeñas, se construyen estructuras con el objeto de proveer una limpieza periódica a la obra de toma. La estructura consiste en un canal llamado desarenador, que se forma por dos paredes verticales paralelas, una separa el cauce del río y el desarenador, y la otra al desarenador y a la margen del río, es precisamente en ésta última pared donde se localiza la obra de toma, ver Figura 1.75.

Es recomendable que el desarenador sea paralelo al eje del río, y la obra de toma perpendicular al mismo, para evitar el paso del azolve hacia los canales de conducción. Cuando la cantidad de este material es grande y las características topográficas e hidrológicas del río lo permiten, los desarenadores pueden construirse muy amplios para utilizar la energía de la corriente y desarenar parcial o totalmente el canal, ver Figura 1.76.

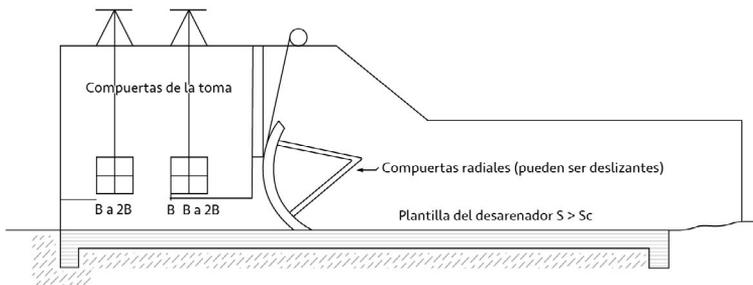


Figura 1.75. Perfil longitudinal de un canal desarenador

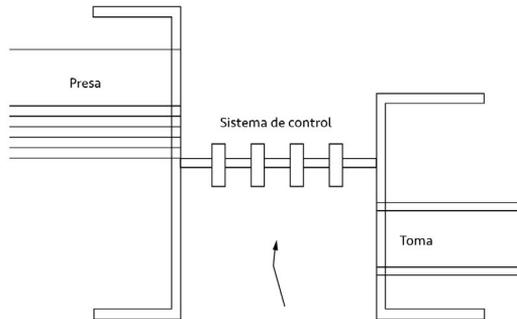


Figura 1.76. Planta de un desarenador

El desarenador funciona de la siguiente manera: al cerrar las compuertas, se impide el paso del agua hacia abajo, si se abren las compuertas de la obra de toma, el agua se encauza hacia el canal de conducción, esto traerá como consecuencia que los materiales se decanten aguas arriba del sistema de control del desarenador y dentro del canal debido a la baja velocidad del agua. Para desalojar el azolve, se cierran las compuertas de la obra de toma, se abren las del desarenador y se produce el flujo del agua de manera que su velocidad sea suficiente para arrastrar el azolve y depositarlo en el río aguas abajo de la derivación, generalmente esta operación se hace en tiempo de avenidas.

Las características geométricas del desarenador dependen de las condiciones de funcionamiento de éste. Para este análisis generalmente se consideran dos formas de operación.

a) Canal del desarenador cerrado y obra de toma abierta.

En este caso el tramo del desarenador ubicado frente a las compuertas de la obra de toma funciona como un tanque de sedimentación, deberán existir velocidades bajas que permitan que los acarrees del río se depositen aquí. La sección del canal tiene forma rectangular, pues se aprovechan las paredes de los muros laterales y además esta sección facilita instalar las obras de control del desarenador y la obra de toma.

Con objeto de contar con espacio para el depósito de sedimentos en el canal desarenador, la cota de su plantilla debe ser inferior a la del umbral de la obra de toma, evitando además el paso de material de arrastre al canal de riego.

No existe un criterio definido para determinar esa diferencia de cotas, sin embargo, debe considerarse que dependerá del tamaño y cantidad del material de acarreo. De acuerdo con la experiencia se ha llegado a proponer que como mínimo esa diferencia sea de 80 cm. De lo anteriormente expuesto, se puede ver que el diseño del canal se reduce a calcular su ancho, dadas la velocidad del agua y la elevación de esta, que corresponde a la de la cresta de la cortina vertedora.

Cuando la obra de toma opera parcialmente, se tendrá un gasto menor que el normal de derivación, en este caso en el canal desarenador dado que la sección hidráulica es la misma, la velocidad disminuye, presentándose así una condición favorable para su limpieza.

b) Canal del desarenador abierto y bocatoma cerrada

Esta condición se analiza para conocer la capacidad de autolimpieza del desarenador. Se considera que los azolves se han acumulado frente a la obra de toma y entonces se cierran las compuertas de ésta, y se abren las del desarenador, así se trata de provocar un régimen rápido para que el agua incremente su capacidad de arrastre. Sin embargo, la velocidad no debe ser tan alta que provoque erosión en el canal, y ocasione socavaciones al pie de la estructura. Una variable que puede controlarse para garantizar una velocidad de arrastre suficiente pero no erosiva es la pendiente. En todo caso se puede calcular la pendiente y revisar las velocidades del escurrimiento.

La pendiente calculada será la correcta cuando la velocidad se encuentre en el intervalo de velocidades definidas como máxima y mínima en el desarenador. Las velocidades recomendadas con capacidad de arrastre, pero que no causan erosión en el desarenador, varían de 2.50 m/s a 4.00 m/s, se aceptan valores medios de 1.50 m/s.

1.8.1.2.1. Obras de toma

Para derivar el agua hacia los canales de distribución se utilizan obras que pueden ser de grandes dimensiones, ver Figura 1.77 y Figura 1.78, y que no están dentro de los alcances de este trabajo. En lo que sigue se tratan las obras de toma de presas derivadoras pequeñas, generalmente diseñadas para riego.

Para desviar el agua del río hacia los canales de riego o de distribución, se hacen orificios en el muro que divide al desarenador y la margen del cauce,

este orificio recibe el nombre de obra de toma, ver Figura 1.79. Además, esta pared divisoria sirve como muro de contención en la ladera del río y evita el paso del agua hacia el canal en época de avenidas.

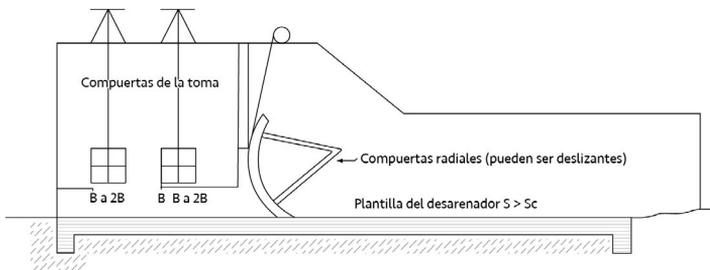


Figura 1.77. Obra de toma típica en una presa de gravedad.
Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

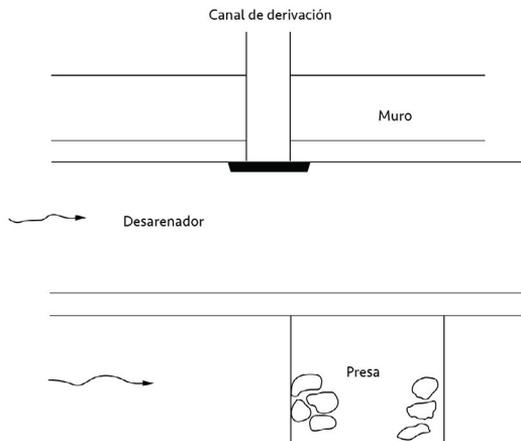


Figura 1.78. Detalle de una obra de toma, nótese la estructura de medición.
Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009:Tomos 1 a 19)

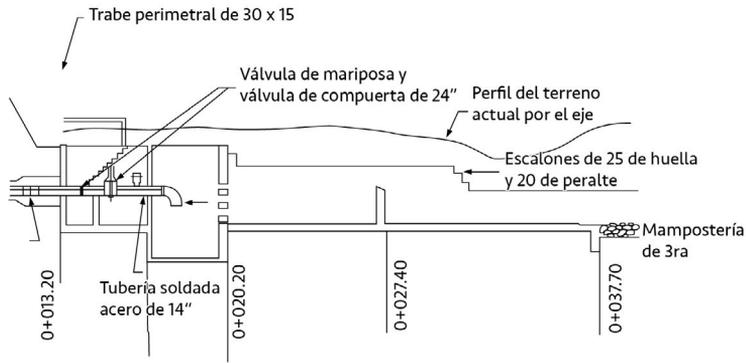


Figura 1.79. Planta de obra de toma

El gasto de extracción en la obra de toma se controla mediante compuertas generalmente deslizantes, operadas con mecanismos elevadores desde la corona del muro. Cuando el gasto es grande se pueden emplear compuertas radiales, y si se pretende el aprovechamiento de aguas brancas mediante entarquinamiento o inundación, las obras de toma pueden dejarse sin ningún obstáculo. El cálculo hidráulico de la toma comprende:

- a) Dimensiones del orificio y conductos,
- b) determinación del gasto máximo que puede pasar por las compuertas,
- c) determinación de la capacidad del mecanismo elevador y
- d) diseño de la transición que une la salida de la toma con el canal de riego.

1.8.1.2.2. Disipadores de energía

Al sobreelevar el agua en un río, se provoca un incremento de energía potencial, que se transformará en energía cinética al derramarse el agua sobre la cortina vertedora, así puede decirse que este incremento de energía depende directamente de la altura de caída provocada por la cortina.

Los daños más comunes debidos al escurrimiento sobre la presa son la socavación y la erosión al pie de las estructuras, lo que ocasiona que la estabilidad de éstas peligre. Fenómenos parecidos pueden presentarse en otros elementos como los muros de encauce.

Sin embargo, no siempre se presentarán estos daños, por ejemplo, si la caída es pequeña o el lecho del cauce es resistente, las medidas que se tomen tenderán a amortiguar o resistir la velocidad del agua, por ejemplo, con zampeados o revestimiento de corta longitud después de la cortina vertedora.

Otra forma de evitar la socavación y la erosión es por medio de la construcción de un dispositivo integrado a la cortina, cuya función principal es disipar la energía cinética del agua y hacer que ésta vuelva al cauce del río con velocidades permisibles que no ocasionen daños aguas abajo de la estructura.

Existen varios tipos de amortiguadores, cuyo diseño dependerá de las condiciones particulares de cada presa. En general estos dispositivos, con muchas variantes, se pueden agrupar en:

- a) Tanques amortiguadores,
- b) estructuras deflectoras y
- c) estructuras de impacto

1.9. Falla de presas

De acuerdo con el Comité Internacional de Grandes presas, ICOLD, por sus siglas en inglés, existen más de 58,000 grandes presas (mayores a 15 m de altura o que almacenan más de 3 Mm³). El país con mayor número de presas es China, con el 40% de las registradas a nivel mundial; en segundo lugar, está Estados Unidos, con poco más de 9000 embalses; a estos les siguen países como India, Japón, Brasil y Corea entre otros. En el lugar número catorce está México, con 571 grandes presas registradas.

Los motivos de las fallas en las presas son muchos y pueden suceder durante su construcción, en el primer llenado o en la operación, (Murillo R., 2012; Chanson H., 2014). El mayor número de casos registrados son los asociados a la insuficiencia del vertedor. Cuando no se ha estimado correctamente el gasto de diseño y se sobrepasa, el agua puede verter sobre la cortina, dañando el talud aguas abajo e incrementando el riesgo de falla.

En el caso de las cortinas de sección homogénea y de materiales graduados deberá evitarse el fenómeno de tubificación, ver Figura 1.80. Cuando el agua fluye a través de un medio poroso disipa su energía al vencer las fuerzas cortantes que le oponen las partículas del suelo y las empuja en la dirección del flujo; en el momento en el que son arrastradas se produce el fenómeno de tubificación, cuyo nombre proviene de los tubos que se forman a través del suelo. Una característica de este fenómeno es que se inicia en el talud aguas abajo de la presa, pudiendo ocasionar el colapso.



Figura 1.80. Tubificación en una presa de sección homogénea.

Otra causa potencial de falla es el agrietamiento de las cortinas, que puede tener su origen en una construcción deficiente, condiciones topográficas y geológicas malas, consolidaciones del material al primer llenado y a largo plazo, asentamientos diferenciales debido a irregularidades de compactación en la cimentación, conductos enterrados; deformaciones por su propio peso, llenados rápidos, sismo, etc.

Otro tipo de fallas es el que se produce por el deslizamiento de los taludes. Generalmente se han presentado cuando la cimentación está formada por arcillas blandas sobre las que se forman las superficies de falla. Normalmente son lentas cuando el material es homogéneo, y rápidas cuando existen estratificaciones que favorecen el movimiento. La solución a estos problemas se logra abatiendo las presiones de poro de la cimentación.

La falla por licuación del suelo se presenta cuando éste pierde su resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitivamente. Este fenómeno se presenta en arcillas saturadas, en arenas sueltas secas y en las arenas finas saturadas. La licuación se presenta cuando actúa una sollicitación brusca sobre el suelo, por ejemplo, un sismo,

un impacto, vibraciones, etc. Cuando se presenta licuación en una presa de tierra, sus taludes se derrumban volviéndose muy irregulares y tendidos.

En la Tabla 1.10 se presenta una relación de fallas en cortinas en los países que cuentan con el mayor número de presas.

Tabla 1.10. Fallas registradas en los países con mayor número de presas.

	País	Grandes presas (ICOLD)	Fallas en grandes presas 1799-2017	Año de falla más reciente	Presa con falla más reciente	Altura (m)	Volumen (10 ⁶ m ³)
1	China	23842	3498	2017	Hunan Province Dam	-	-
2	Estados Unidos	9265	250	2017	Oroville	235.0	59.3
3	India	5102	25	2010	Gararda Dam	31.8	48
4	Japón	3113	7	2011	Fujinuma	17.0	1.5
5	Brasil	1411	12	2010	Bom Conselho	15.0	0.6
6	Corea	1339	2	2002	Dongmak Dam	22.0	1.138
7	Canadá	1170	4	1980	Hinds Lake	12.0	275
8	Sudáfrica	1114	8	1988	Spitskop	18.0	61
9	España	1063	10	1987	Fonsagrada	20.0	0.06
10	Turquía	972	1	2012	Köprü Dam	139.0	93.2
11	Irán	802	-	-	-	-	-
12	Francia	712	2	1959	Malpasset	66.0	47
13	Reino Unido	596	10	2007	Ulley	16.0	0.58
14	México	571	3	1969	La Laguna	16.0	4.3
15	Australia	570	4	1963	Flagstaff	15.7	277
16	Italia	542	3	1963	Vaiont	267.0	240

La relación del número de fallas entre el número de grandes presas en China, indica que hay 15 fallas por cada 100 presas construidas, mientras que, en Corea y Turquía falla una de cada 1000. México por su parte presenta una relación de cinco fallas por cada 1000 presas.

En la Tabla 1.11 se presentan 190 casos de fallas de los últimos 20 años (1997 - 2017), clasificados en tres causas: desbordamiento, desastres y baja calidad de materiales

y procesos constructivos. También se agruparon según la altura de cortina. De estos casos, la primera categoría por número de fallas es la baja calidad en los materiales o procesos constructivos, que se subdivide en: filtraciones o tubificaciones, 70%; deficiencias en el vertedor, 20%; fallas estructurales, 7% y deficiencias de operación, 2%.

La segunda categoría por número de casos fue desbordamiento, el 11% de estos se asoció a una capacidad insuficiente del vertedor, el 6% a bloqueo de éste y el 82% no está especificado.

Tabla 1.11. Causas de fallas y altura de cortina en el período 1997 -2017

Causas		Altura de cortina				Total			
		H<15		H>15		H no definida			
		No. Fallas	%	No. Fallas	%	No. Fallas	%	No. Fallas	%
Desbordamiento	Bloqueo del vertedor	3	5%		0%	2	13%	5	6%
	Capacidad insuficiente del vertedor	5	8%	2	67%	2	13%	9	11%
	No especificado	52	87%	1	33%	12	75%	65	82%
	Subtotal	60	100%	3	100%	16	100%	79	100%
Desastres	Ataque biológico	7	64%			5	83%	12	57%
	Ataque terrorista					1	17%	1	5%
	Falla de embalse aguas arriba	4	36%	1	25%			5	24%
	Sismo		0%	3	75%			3	14%
	Subtotal	11	100%	4	100%	6	100%	21	100%
Baja calidad de materiales o proceso constructivo	Deficiencias en vertederos	9	20%	4	25%	2	8%	15	18%
	Deficiencias en alcantarillas y túneles o conductos					5	20%	5	6%
	Erosión por filtraciones / tubificación	31	70%	9	56%	17	68%	57	67%
	Fallas estructurales	3	7%	3	19%	1	4%	7	8%
	Deficiencia en el software de operación	1	2%					1	1%
	Subtotal	44	100%	16	100%	25	100%	85	100%
Errores de operación						2		2	
Otras						3		3	
Total		115		23		52		190	

1.10. Problemas propuestos

Problema No. 1

Deduzca el talud que garantiza la estabilidad de una cortina de gravedad sin considerar la subpresión.

Solución:

En la Figura 1.81, se presenta el diagrama de cuerpo libre

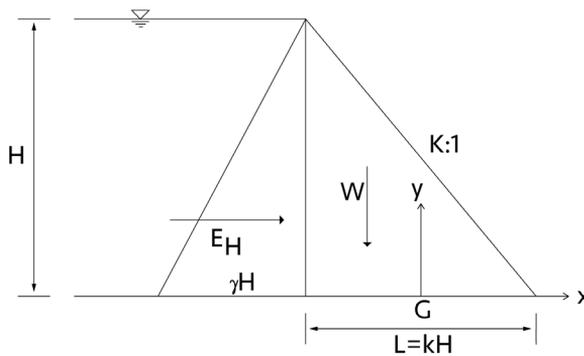


Figura 1.81. Diagrama de cuerpo libre

Talud para una Presa de Gravedad hecha de Concreto:

$$k_1 = 0.645$$

Talud para una Presa de Gravedad hecha de Mampostería:

$$k_2 = 0.674$$

Problema No. 2.

Revise los esfuerzos efectivos en el talón de la cortina de la Figura 1.82, e indique si se presenta una grieta y diga cuál es su longitud. Considere:

- Drenes cerrados (P) = 1.0
- El 5% del esfuerzo cortante del material ($f^{\prime}i$) = $0.05 \cdot f^{\prime}c$
- FS=3

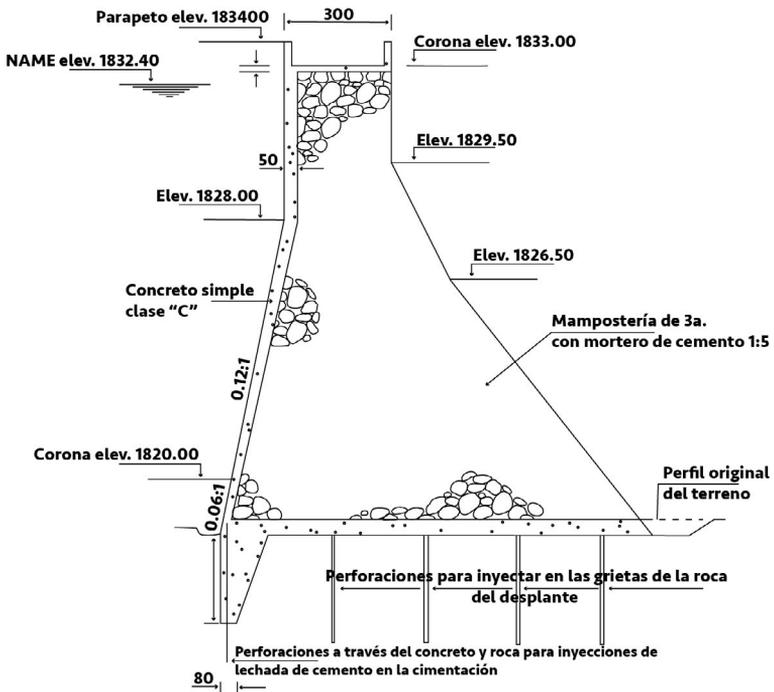


Figura 1.82. Sección de una cortina de gravedad para el problema No. 2. Disco compacto: Grandes presas de México. (Comisión Nacional del Agua, 2009: Tomos 1 a 19)

Solución:

$$\sigma_{zu} = 1(1)(13.4) - \frac{12.5}{3} = 9.233 \text{ Ton/m}^2$$

$$f^t > \sigma_{zu}$$

Se satisface la inecuación, por lo tanto, sí cumple, y no hay agrietamiento.

1.11. Referencias

1. Alva J. e Infantes M. "Diseño sísmico de presas de tierra y enrocado". *XII Congreso Nacional de Ingeniería Civil*, Huánuco, Perú, 1999.
2. Aparicio J. *Fundamentos de hidrología de superficie*. Limusa, 1989.
3. Arreguín F. y Vega O. *Presas de almacenamiento y derivación*. Facultad de Ingeniería, UNAM, 1987.
4. Arreguín F., y Murillo R., y Marengo H. "Inventario nacional de presas". *Tecnología y ciencias del agua*. Vol.4. No.4. Jiutepec sep./oct. 2013.
5. Botero E., y Flores R., y Romo M., y Méndez B. "Nuevo método de diseño sísmico para cortinas de tierra y enrocamiento, y de taludes". *Tecnología y Ciencias del Agua, antes Ingeniería hidráulica en México*, vol. II, núm. 3, julio-septiembre de 2011, pp. 177-200.
6. Campos D. "Propuesta de criterios para la elaboración de estudios hidrológicos (segunda parte)". *Ingeniería Hidráulica en México*. Vol. VIII, Núm. 2-3, págs. 17-28, mayo-diciembre de 1993.
7. Chanson, H. *Vertedores y disipadores de energía en presas de tierra*. en "Vertedores de laberinto y piano II -PKW, 2013, pp. 23-37 (ISBN 978-1-138-00085-8). (2014).
8. Comisión Nacional del Agua. *Grandes presas de México. Volúmenes 1 a 19*. Comisión Nacional del Agua. 2009
9. Dandekar M., y Sharma K. *Water power engineering*. Second edition. Vikas Publishing House PVT LTD. 2019.
10. Murillo R. "Presas de tierra y sus fallas". *XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica. A. C. Cancún, Quintana Roo. noviembre 14 a 16, 2012
11. Murillo R. "Cortinas de presas". *XXII Congreso nacional de hidráulica*. Asociación Mexicana de Hidráulica, Acapulco, Guerrero, México, noviembre 2012.
12. Ortega D. *Caracterización de las sequías hidrológicas en la cuenca del río Bravo*. Instituto del Agua del Estado de Nuevo León (IANL). Terra Latinoamericana. 2013.
13. Pujol A. "Presas con núcleo de asfalto". *VI Congreso argentino de presas y aprovechamientos hidroeléctricos*. Neuquén, Argentina. 2010.
14. SEMARNAT. "Impacto ambiental". 2019 <https://www.sema.gob.mx/SGA-IMPACTO-INDEX.htm>. .
15. Soni S., y Pai M., y Singh N., y Yadav P. y Deshmukh M. "Study of Rubber Dam". *International Journal of Scientific Research & Engineering Trends*. Volume 5, Issue 2, Mar-Apr-2019, ISSN (Online): 2395-566X .
16. Sparrow E. *Presas de gravedad*. Universidad Nacional del Santa. 2009.

17. USBR. *Design of small dams*. Bureau of Reclamation. First edition, 1960.
18. USBR. *Design Standards No. 13. Embankment Dams*. Chapter 1: General Design Standards. October 2011.
19. USBR. *Design Standards No. 13. Embankment Dams*. Chapter 2: General Design Standards. december, 2011.
20. USBR. *Design Standards No. 13. Embankment Dams*. Chapter 5: General Design Standards. november, 2011.
21. USBR. *Design Standards No. 13. Embankment Dams*. Chapter 6: General Design Standards. september, 2012.
22. USBR. *Design Standards No. 13. Embankment Dams*. Chapter 13: Seismic Analysis and Design. DS-13(13)-8:1 Phase 4: Final May 2015
23. USBR. *Design and Construction Considerations for Hydraulic Structures Roller-Compacted Concrete*. U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation Technical Service Center Denver, Colorado. Second Edition. 2017.

2

Obras de desvío

Las obras de desvío normalmente tienen carácter temporal, y su objetivo es mantener en seco el recinto de construcción de la cortina y de sus obras auxiliares durante el tiempo que éstas lo requieran, (Vegas S., 2002), (Alvarado-Ancieta C, 2008).

Aun cuando la obra se utiliza durante la época en la que es necesario desviar el río, las estructuras que la integran o algunas de ellas pueden usarse en la obra de toma, en la de excedencias o en el desagüe de fondo, e incluso ha habido casos en que las ataguías se integran a las cortinas de materiales graduados, mediante una adecuada planeación, construcción y operación conjunta.

2.1. Factores que influyen en la selección de la obra de desvío

La elección del método de desvío depende de diversas variables, entre las que se pueden citar:

2.1.1. Régimen del escurrimiento y magnitud y frecuencia de las avenidas

Para llevar al cabo este análisis es necesario revisar los hidrogramas del río, procurando que estos correspondan a las estaciones hidrométricas más cercanas al sitio de la boquilla, y con el mayor registro posible de datos hidrométricos. El conocimiento del régimen de escurrimiento, los períodos de avenidas y estiaje, así como los gastos máximos y mínimos instantáneos permiten definir las etapas constructivas.

Por ejemplo, en México es común que la época de avenidas en los ríos del centro y sur del país se presente en la época de primavera y verano, mientras que en los del norte y noroeste ocurren en verano e invierno. Especial atención debe ponerse a las avenidas provocadas por ciclones tropicales o deshielos, se deberá tener en cuenta su influencia en el hidrograma correspondiente.

2.1.2. Período de retorno del gasto de diseño

En teoría las obras de desvío deberían proyectarse para derivar la mayor avenida observada, esto no es posible desde el punto de vista económico, y se selecciona una avenida menor de acuerdo con el riesgo que se desee adoptar, (Abbas Afshar, *et al*, 1994). Para ello deben considerarse los siguientes factores.

- a) Programa de construcción de la presa,
- b) costo de los daños provocados por la eventual inundación en el recinto de construcción de la cortina,
- c) costo en el retraso del avance del programa de construcción ante una inundación casual, Marengo *et al* (2013), y
- d) riesgo de pérdida de vidas humanas y afectaciones en áreas ubicadas aguas abajo, por ejemplo, poblaciones o zonas de riego.

En México la Comisión Nacional del Agua, (2019), ha establecido los períodos de retorno para la estimación del gasto de diseño para diferentes obras hidráulicas, señalados en la Tabla 2.1 y Tabla 2.2. Sin embargo, pueden presentarse avenidas mayores a las calculadas con estos criterios, por ejemplo, durante la construcción de la presa Nezahualcoyotl (Malpaso), se presentó una avenida mayor que la máxima observada, y más recientemente sucedió lo mismo en el Proyecto Hidroeléctrico El Cajón, (Marengo 1998; Marengo *et al.*, 2006), por ello deberá considerarse siempre la posibilidad de que esto ocurra, y tomar las medidas de atención a una posible emergencia.

Tabla 2.1 Recomendación de períodos de retorno para la estimación del gasto máximo de diseño en las obras hidráulicas, Comisión Nacional del Agua

	Tipo de obra hidráulica	Tr (años)
1	Drenaje pluvial	
1.1	Lateral libre en calles de poblados donde se tolera encharcamiento de corta duración	2
1.2	Lateral libre en calles de poblados donde no se tolera encharcamiento temporal	2
1.3	Zonas agrícolas	5
1.4	Zonas urbanas	
	a) Poblados pequeños con menos de 100,000 habitantes	2-5
	b) Poblados medianos entre 100,000 y 1 000,000 habitantes	5-10
	c) Poblados grandes con más de 1 000,000 de habitantes	10-25

	Tipo de obra hidráulica	Tr (años)
1.5	Aeropuertos, estaciones de ferrocarril y autobuses	10
2	Estructuras de cruce	
2.1	Puentes carreteros en:	
	a) caminos locales que comunican poblados pequeños	25-50
	b) caminos regionales que comunican poblados medianos	50-100
	c) carreteras que comunican poblados grandes (ciudades)	500-1000
2.2	Puentes canales o tuberías de conducción de agua para:	
	a) riego área menor de 1,000 ha	10-25
	b) riego área de 1,000 a 10,000 ha	10-25
	c) riego área mayor de 10,000 ha	50-100
	d) abastecimiento industrial	50-100
	e) abastecimiento de agua potable	100-500
2.3	Puentes para tuberías de petróleo y gas:	
	a) abastecimiento secundario local	25-50
	b) abastecimiento regional	50-100
	c) abastecimiento primario	100-500
	Tipo de obra hidráulica	Tr (años)
3	Alcantarillas para paso de corrientes pequeñas	
	a) En caminos locales que comunican poblados pequeños	10-25
	b) En caminos regionales que comunican poblados medianos	25-50
	c) En caminos primarios que comunican poblados grandes (ciudades)	50-100
	Delimitación de zonas federales	
4.1	Corrientes libres en:	
	a) zonas semiáridas a húmedas	5-10
	b) zonas áridas con régimen de escurrimiento errático	o mayor. Con base en la capacidad del cauce natural cavado
	c) zonas de desbordamiento	
4.2	Corrientes con obras de control: Además del tramo libre debe tenerse en cuenta el gasto regulado	5 o 10 en ambos, o el regulado de diseño de la obra si es superior
5	Delimitación de zonas de protección en obras hidráulicas	A juicio de la Conagua

	Tipo de obra hidráulica	Tr (años)
6	Encauzamiento de corrientes	
	Corrientes libres en zona:	
	a) agrícola de pequeña extensión, menor a 1,000 ha	10-25
	b) agrícola de extensión mediana, de 1,000 a 10,000 ha	25-50
	c) agrícola de extensión grande, de 10,000 ha en adelante	50-100
	d) para protección a poblaciones pequeñas	50-100
	e) para protección a poblaciones medianas	100-500
	f) para protección a poblaciones grandes	500-1000
	Tipo de obra hidráulica	Tr (años)
6.2	Corrientes controladas	
	Existe un tramo libre	Tramo libre idem que (6.1) más el gasto regulado para ese período de retorno o gasto de diseño del control si es superior
	No existe un tramo libre	Igual a el gasto de diseño del control
7	Presas derivadoras	
	a) Zona de riego pequeña (menor de 1,000 Ha)	50-100
	b) Zona de riego mediana (1,000 a 10,000 Ha)	100-500
	c) Zona de riego grande (más de 10,000 Ha)	500-1000
8	Obras de desvío temporal	
	Presas pequeñas	10-25
	Presas medianas	25-50
	Presas grandes	50-100
	Cauce de alivio en corriente	25-50, o mayor, según importancia
9	Presas de almacenamiento	
9.1	De Jales (lodo del procesamiento de minerales en minas)	500-1000
9.2	Azolve del acarreo del suelo en cuencas	500-1000
9.3	De agua para abastecimiento a poblaciones, riego, energía, etc.	Se presentan en el siguiente cuadro

Tabla 2.2 Recomendación de períodos de retorno para la estimación del gasto máximo de diseño en las obras hidráulicas, Comisión Nacional del Agua, (2019)

Categoría	Almacenamiento Mm ³	Altura (m)	Pérdida de vidas	Daños materiales	Avenida de diseño
Pequeña	Menor de 1.5	Menor de 15	Ninguna	Menor que costo de la presa	Basada en estudios de probabilidad Tr = 500 años
			Moderada	Del orden del costo de la presa	Basada en estudios de probabilidad Tr = 1000 años
			Considerable	Mayor que el costo de la presa	Basada en estudios de probabilidad Tr = 10000 años.
Mediana	Entre 1.5 y 60	Entre 12 y 30	Ninguna	Dentro de la capacidad financiera	Estudio de probabilidad Tr = 1000 a 10000 años
			Moderada	Ligeramente mayor que la capacidad financiera	Estudio de probabilidad Tr = 10000 años
			Considerable	Mayor que la capacidad financiera	Tormentas severas. Tormentas maximizadas. Trans- posición de tormentas: Tr ≥ 10000 años
Mayor No se tolera falla	Mayor de 60	Mayor de 18	Considerable	Excesivos o como norma política establecida	Máxima posible con base en análisis hidrometeorológicos Análisis de maximización de tormentas locales y transposición de tormentas con Tr ≥ 10000 años

2.1.3. Características topográficas y geológicas de la boquilla

La topografía es uno de los factores que más influyen en la selección del tipo de desvío, en general las boquillas abiertas (en forma de U) son propicias para construir tajos o canales, y las cerradas (en forma de V) para la construcción de túneles, (Arreguín, 2001).

La geología adquiere relevancia sobre todo en el caso de los túneles, deberá revisarse que se garantice la estabilidad, la impermeabilidad y la resistencia a la erosión, de los materiales en contacto con el agua.

2.1.4. Compromisos de abastecimiento aguas abajo

Este factor obliga a que el dimensionamiento de la obra de desvío se rijan no solo por las condiciones hidrológicas aguas arriba, sino también por las de aguas abajo de la presa y los derechos adquiridos por los usuarios, por ejemplo, compromisos de abastecimiento de agua para consumo humano, riego, usos industriales o conservación del medio ambiente, lo que puede hacer necesario instalar sistemas de bombeo o sifones para satisfacer la demanda cuando es pequeña, o a combinar tajos y túneles durante el proceso constructivo.

2.1.5. Aspectos ambientales

Toda obra de desvío debe contar con una manifestación de impacto ambiental, donde se garantice la no afectación a los pobladores que necesiten transitar por el río, ni a los que habitan aguas abajo de la obra; garantizar el paso de fauna y flora acuática, y considerar el paso de cuerpos flotantes como árboles, troncos y material de la limpieza del vaso. La calidad del agua en sus características físicas y químicas también se verá afectada por la obra y deberán tomarse las previsiones correspondientes.

2.1.6. Operación y mantenimiento de la obra de desvío

La operación de la obra de desvío puede ocupar largos periodos de tiempo y será necesario considerar el mantenimiento del o de los canales, por ejemplo, cuidar que no crezca maleza en los bordos, reponer el material de las ataguías que haya sido arrastrado por el flujo del agua o retirar el azolve de los canales o túneles.

Debe existir un plan de operación del canal o túnel, sobre todo en situaciones de avenidas superiores a las de diseño, que incluya todo un procedimiento de alerta temprana.

2.1.7. La opinión pública

Debe hacerse una consulta pública, sobre todo con los posibles afectados por las obras a construir, para llegar a acuerdos y en su caso a las medidas de compensación y mitigación correspondientes, (Jihn-SungLai, *et al*, 2011).

2.1.8. Planeación de la obra y procesos constructivos

En la selección de la obra de desvío influyen la planeación general de la presa y los procesos constructivos que se utilizarán, la posibilidad de usar total o parcialmente la obra de desvío en la toma, el vertedor o el desagüe de fondo, incluso se han integrado las ataguías a las cortinas de materiales graduados, o los tajos como parte de las trincheras de las cortinas; y desde luego el costo de todas las estructuras involucradas.

2.2. Métodos de desvío

Las obras de desvío pueden ser de varios tipos, (Liscia S., 2012):

- a) Desvío con tajo o canal,
- b) desvío con túneles en las laderas de la boquilla,
- c) desvío a través y sobre cortinas de concreto y
- d) desvíos mixtos.

2.2.1. Obras de desvío con tajos o canales

Un tajo es un canal ubicado dentro de la boquilla, para abrir uno o dos frentes de trabajo para construir la cortina, (Comisión Federal de Electricidad, 1983). Normalmente se emplean en presas de materiales graduados.

Para el diseño del tajo, una vez ubicado dentro de la boquilla, será necesario determinar su longitud L , pendiente S , geometría de la sección y ancho de plantilla b y el coeficiente de rugosidad de Manning n .

Se recomienda que la pendiente del tajo coincida en la medida de lo posible con la del río, con objeto de evitar procesos erosivos aguas arriba y aguas abajo del canal, que pudieran causar la acumulación de azolve en el tajo en el primer caso, y problemas de estabilidad en el segundo.

Cuando se utiliza una sola ataguía longitudinal la sección del canal es trapezoidal, pues un talud puede ser la ladera de la boquilla y el otro una de las caras de

la ataguía, si se utilizan dos ataguías para abrir dos frentes de trabajo la sección del canal puede ser trapecial, en ambos casos los taludes deben garantizar su estabilidad y soportar los esfuerzos cortantes a que serán sometidos por el flujo de agua en el canal.

2.2.1.1. Ataguías

Las ataguías son estructuras de tierra, materiales graduados, enrocamiento, metal, concreto o madera, que se oponen al paso del río para desviarlos hacia el o los túneles (se colocan en forma transversal o esviadas en el cauce), o para encauzarlo al tajo, del cual pueden formar parte, al colocarse en forma paralela al eje del cauce, es decir en forma longitudinal. Cuando se requiere que la ataguía tenga controles de calidad altos puede ser necesario construir aguas arriba de ella otra auxiliar llamada preataguía.

Aguas abajo, e inmediatamente antes de la salida del desvío es común construir otra ataguía para evitar que se inunde el recinto de construcción por retroceso del flujo, a ella se le llama contraataguía, ésta es de menores dimensiones que la ataguía de aguas arriba, e incluso puede no construirse si la pendiente del río es grande y no hay posibilidades de que el flujo retroceda.

Las ataguías tienen dos características principales: una gran parte de ellas se construye sobre el agua, y deben soportar el paso del agua sobre ellas durante este proceso y aun cuando ya se encuentren terminadas.

En general las ataguías tienen un carácter temporal, pero en algunas ocasiones pueden integrarse a la cortina, ver Figura 2.1, estructura No. 4, (CONAGUA, 1999), entonces el proceso de construcción de estas estructuras será el mismo que el de la cortina a la que se integrarán.

Otro caso en el que pueden tener carácter definitivo es cuando se construyen obras de desvío en presas con vertedores de caída libre, (Arreguín, 2000), por ejemplo, en presas de arco delgado, arco gravedad y contrafuertes, pues en estos casos sirven para formar colchones de agua para amortiguar la caída del chorro desde el vertedor.

La altura máxima de las ataguías se determinará por medio del cálculo del perfil del agua en el tajo (lo mismo procede para otros tipos de desvío) para el gasto de diseño, al cual se le agrega un bordo libre. El programa de construcción puede obtenerse por medio del cálculo de diferentes perfiles del agua para los gastos que ocurren en el tiempo (hidrograma), para ello se pueden elaborar las curvas gasto-altura de ataguía, y la mejor opción económica se obtiene por medio de la curva costo de los tajos o túneles-costos de las ataguías.

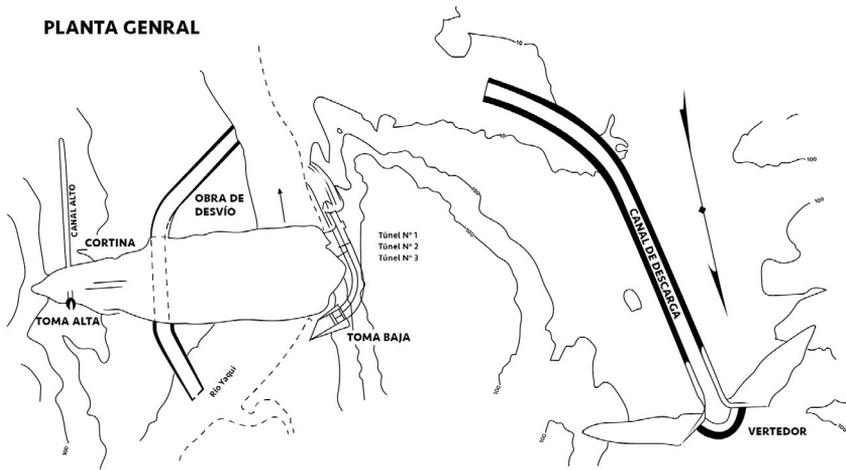


Figura 2.2 Obra de desvío de la Presa
Álvaro Obregón (Oviachic), Sonora, (Comisión Nacional del Agua, 1999)

2.2.1.2.2. Obra de desvío de la presa Adolfo López Mateos (El Humaya)

“Se hizo por medio de un tajo de 30.00 m de ancho de plantilla, localizado en la margen izquierda del cauce, con una reducción posterior a 20.00 m, ver Figura 2.3, (CONAGUA, 1999). El talud izquierdo de 0.5:1, lo formó la ladera de la boquilla y el de la margen derecha fue de 2:1, como parte de una ataguía de 14.50 m de altura y 600.00 m de longitud”, ver Figura 2.4 En una segunda etapa, durante el cierre de la cortina, el desvío se hizo a través de los dos túneles de la obra de toma.

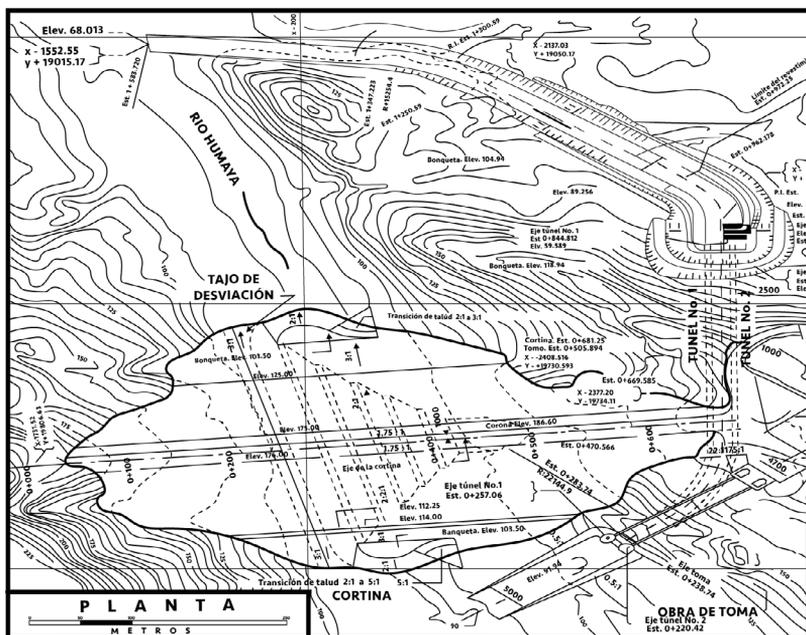


Figura 2.3 Obra de desvío de la Presa Presidente Adolfo López Mateos (El Humaya), Sinaloa, (Comisión Nacional del Agua, 1999)

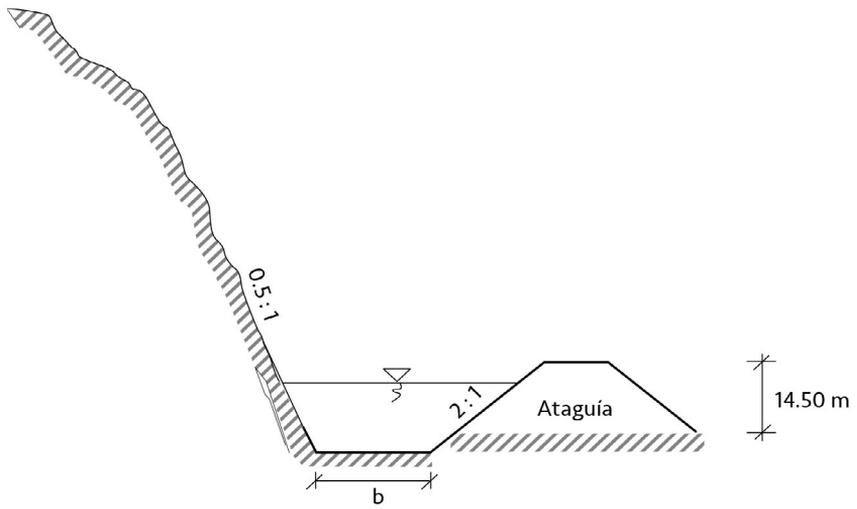


Figura 2.4 Tajo de la obra de desvío de la presa Presidente Adolfo López Mateos (El Humaya), Sinaloa

2.2.1.2.3. Obra de desvío con tajo de la presa Adolfo Ruiz Cortínez (Mocúzari)

“Se construyó un tajo de 60 m de ancho de plantilla, en la ladera izquierda, ver Figura 2.5, (CONAGUA, 1999), desviando la corriente mediante dos ataguías, mientras se construía la cortina en dos frentes de trabajo a ambos lados del tajo”, ver Figura 2.6. En la época de estiaje se cerró el tajo, desviando el río por la obra de toma.

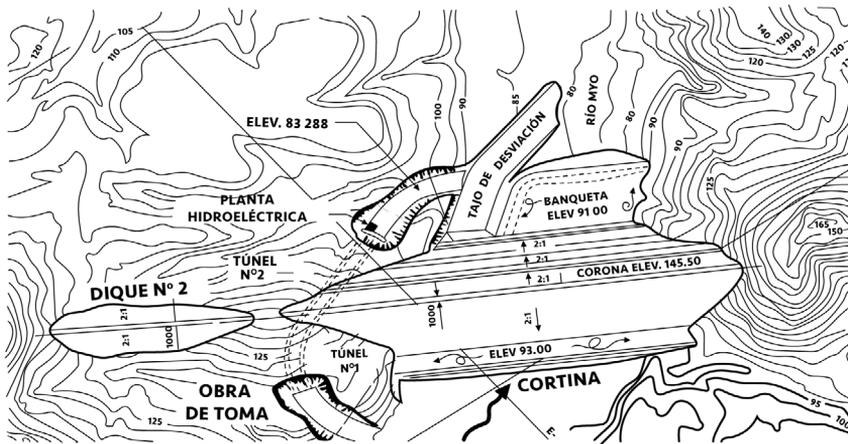


Figura 2.5 Obra de desvío con tajo de la Presa Adolfo Ruiz Cortínez (Mocúzari), Sonora, (Comisión Nacional del Agua, 1999)

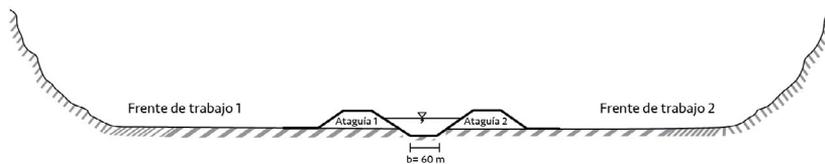


Figura 2.6 Obra de desvío con tajo de la Presa Adolfo Ruiz Cortínez (Mocúzari), Sonora.

2.2.1.3. Diseño hidráulico de las obras de desvío con tajo

Para diseñar la obra de desvío se requiere la curva de gastos del río. En general se recomienda que los tajos funcionen con flujo subcrítico, cuando se alojan sobre cauces granulares o cuando las ataguías son de materiales graduados o tierra con poca protección en sus taludes. Cuando los tajos se excavan en roca sana, se revisten o se utilizan ataguías que soporten grandes velocidades podrán trabajar con flujo supercrítico. Aunque debe recordarse que velocidades altas pueden provocar erosión en el cauce aguas arriba y aguas abajo del tajo.

El diseño consiste en hacer una propuesta de geometría del tajo o canal, incluidos la longitud L , la cual se integra por el ancho de la base de la cortina a la profundidad de la cimentación, más los taludes de la excavación de la cimentación, más un espacio entre la cortina y las ataguías para movilidad de la maquinaria y los trabajadores, más el ancho de la base de las ataguías; el tipo de sección hidráulica, el ancho de plantilla b y el coeficiente de rugosidad n . Con ello se determinan las condiciones de frontera, que incluyen los tirantes: normal Y_n , y crítico Y_c , en el tajo y en el río, y en particular la sección de control, con objeto de calcular el perfil del agua, agregar un bordo libre y con ello determinar la altura de las ataguías e incluso el programa de trabajo para la construcción de éstas.

El perfil del agua en el tajo puede calcularse resolviendo la ecuación de flujo gradualmente variado:

$$\frac{d_y}{d_x} = \frac{S_0 - S_f}{1 + a \frac{d(v^2/2g)}{d_y}} \quad (2.1)$$

Donde:

$\frac{d_y}{d_x}$ Es la variación del tirante y en la dirección x ,

S_0 Es la pendiente de la plantilla del tajo

S_f Es la pendiente de energía del flujo

a Es el coeficiente de Coriolis

$\frac{d(v^2/2g)}{d_y}$ Es la variación de la carga de velocidad en la dirección y .

Calculado el perfil del agua, deben revisarse las velocidades, para asegurar que no se presentarán efectos erosivos en el tajo.

El tirante aguas arriba del tajo en el río, se puede calcular con la ecuación (2.2):

$$h_r = Y_e + h_{vt} + kh_{vt} \quad (2.2)$$

Donde:

- h_r Tirante en el río
- Y_e Tirante a la entrada del tajo
- h_{vt} Carga de velocidad en el tajo
- k Coeficiente de pérdidas por entrada

2.2.1.4. Bordo libre

El bordo libre es una sobreelevación de las ataguías sobre el perfil del agua, con objeto de tomar en cuenta los efectos del oleaje del flujo. La recomendación general es aumentar 1.50 m al tirante determinado con el cálculo del perfil del agua, aunque en algunos casos de presas grandes se ha aceptado un bordo libre de 2.00 metros.

La altura de las ataguías puede ser constante tomando como referencia el tirante correspondiente al gasto máximo o de diseño, o variable tomando en cuenta el tirante a la entrada y salida del tajo.

2.2.1.5. Ejemplos

Ejemplo No. 2.1

Calcular la altura de una ataguía en forma de U, de una obra de desvío con tajo de sección trapezoidal con taludes 3:1, ancho de plantilla $b = 30.00$ m, longitud de 398.00 m y coeficiente de rugosidad de Manning de $n = 0.025$, ver Figura 2.7. El gasto de desvío es de $Q = 170.00$ m³/s.

La pendiente media del río es $S = 0.0015$, el coeficiente de rugosidad del cauce vale $n = 0.030$, la sección transversal es aproximadamente trapezoidal con taludes 3:1 y ancho de plantilla $b = 170.00$ m.

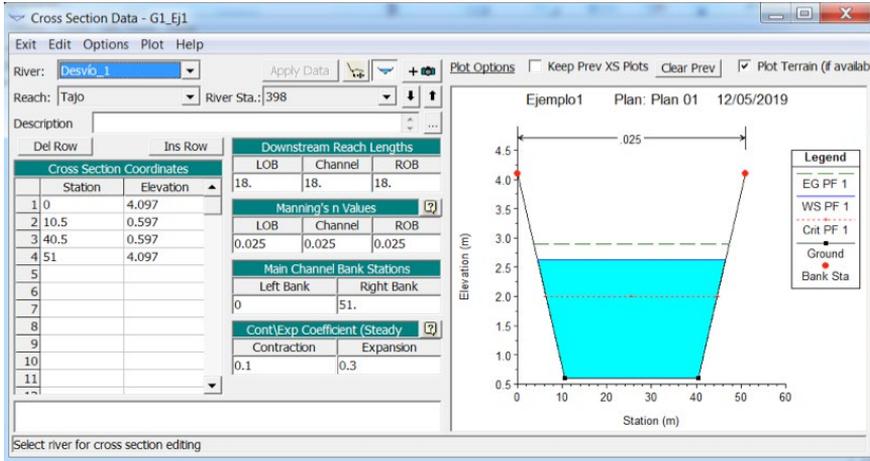


Figura 2.7 Datos del tajo del ejemplo No. 21. HEC-RAS 5.0.7

Solución

Se propone en una primera aproximación una altura de la atagüía de 3.50 m, con una corona de 7.00 m y taludes 3:1.

El tirante normal en el tajo y_{nt} se calcula con las ecuaciones:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \tag{2.3}$$

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{2/2} \tag{2.4}$$

Sustituyendo y resolviendo:

$$y_{nt} = 2.09m$$

El tirante crítico en el tajo se obtiene con las ecuaciones:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c} \quad (2.5)$$

$$Ac = bY_{ct} + k_{ct}^2 = 30Y_{ct} + 3Y_{ct}^2 \quad (2.6)$$

$$T_c = b + 2kY_{ct} = 30 + 2(3)Y_{ct} \quad (2.7)$$

Donde:

A_c Es el área crítica

T_c Es la superficie libre del agua para condiciones críticas

k Es el talud de la ataguía

Sustituyendo y resolviendo la ecuación (2.6):

$$Y_{ct} = 1.43m$$

Procediendo de la misma forma los tirantes normal y crítico aguas arriba y aguas abajo del tajo (en el río) valen:

$$Y_{nr} = 0.97m$$

$$Y_{cr} = 0.47m$$

Como $Y_{nt} > Y_{ct} > Y_{nr}$, se tiene en el tajo un perfil $M2$, ver Figura 2.8.

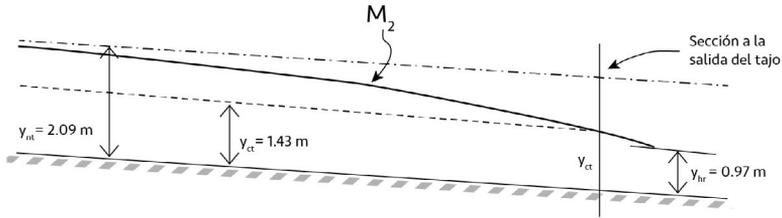


Figura 2.8 Sección del tajo

Para conocer el tirante a la entrada del tajo, se procede a calcular el perfil del agua (M_2), como se muestra en la Tabla 2.3, mediante el software HEC-RAS 5.0.7 (USACE, 2019). Esta y versiones anteriores del programa de cómputo pueden descargarse en www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/. Se supuso una elevación de la plantilla del tajo de 0.00 msnm para el extremo aguas abajo y 0.597 msnm para la sección aguas arriba, y se establecieron estaciones a cada 20 metros, ver Figura 2.9.

Tabla 2.3 Cálculo del perfil M_2 dentro del tajo

Reach	River Sta	Profile	y (m)
Tajo	398.00	PF 1	2.02
Tajo	380.00	PF 1	2.02
Tajo	360.00*	PF 1	2.01
Tajo	340.00*	PF 1	2.01
Tajo	320.00*	PF 1	2.00
Tajo	300.00*	PF 1	2.00
Tajo	280.00*	PF 1	1.99
Tajo	260.00*	PF 1	1.98
Tajo	240.00*	PF 1	1.97
Tajo	220.00*	PF 1	1.96

Reach	River Sta	Profile	y (m)
Tajo	200.00*	PF 1	1.95
Tajo	180.00*	PF 1	1.94
Tajo	160.00*	PF 1	1.92
Tajo	140.00*	PF 1	1.91
Tajo	120.00*	PF 1	1.89
Tajo	100.00*	PF 1	1.87
Tajo	80.00*	PF 1	1.84
Tajo	60.00*	PF 1	1.81
Tajo	40.00*	PF 1	1.77
Tajo	20.00*	PF 1	1.70
Tajo	0.00	PF 1	1.41

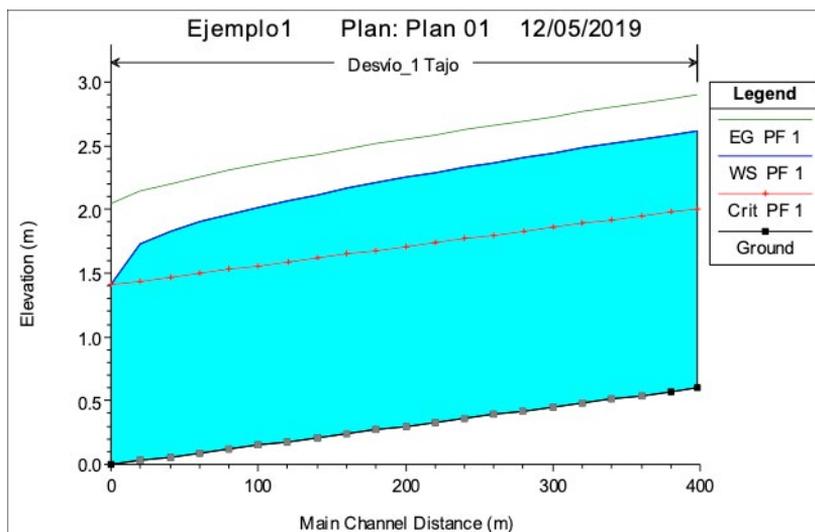


Figura 2.9. Perfil del ejemplo 2.1, tomado de la pantalla que genera el software HEC-RAS 5.0.7, donde se presentan además los perfiles de energía y de tirantes críticos.

Considerando un bordo libre de 1.50 m, la altura de la ataguía aguas arriba es igual a:

$$h = 2.02 + 1.50 = 3.52m$$

Como se supuso al principio una $h=3.50m$, puede aceptarse el valor inicial propuesto.

Para la altura de la ataguía de aguas abajo se tiene que:

$$h = Y_{ct} + BL = 1.43 + 1.50 = 2.93m$$

Mediante un análisis económico deberá decidirse si la altura de la ataguía se establece constante con el valor máximo de la misma, en este caso el de la entrada al tajo, o variable tomando en cuenta el perfil del agua y agregando el bordo libre.

El tirante aguas arriba de la ataguía h_r resulta ser:

$$h_r = Y_e + h_{et} + kh_{et} \quad (2.8)$$

Donde:

h_{et} Es la carga de velocidad en el tajo

K Es el coeficiente de pérdidas por entrada, para este caso $k = 0.05$, entonces:

$$V_t = \frac{Q}{A} = \frac{170.00}{72.84} = 2.33m/s$$

$$h_{et} = \frac{(2.33)^2}{19.62} = 28m$$

Sustituyendo en la ecuación (2.8):

$$h_r = 2.02 + 0.28 + 0.05 (0.28) = 2.31m$$

Ejemplo No. 2.2

Calcular las curvas ancho de plantilla b contra altura de ataguía ha , y gasto Q contra altura de ataguía ha , para un desvío con tajo de 360.00 metros de largo, con sección trapezoidal y taludes 3:1, coeficiente de rugosidad $n = 0.030$, pendiente $S = 0.001$, y un gasto Q de $150.00 \text{ m}^3/\text{s}$.

El río tiene una sección aproximadamente trapezoidal con un ancho de plantilla b de 150.00 m , talud de 3:1, coeficiente de rugosidad n de 0.030 , y una pendiente de $S = 0.001$.

Solución:

Curva $b - ha$

La curva se elaborará para plantillas de 5.00 , 8.00 , 15.00 , 18.00 , 23.00 , 25.00 y 30.00 m . Primero se determinará el tipo de perfil del canal, al cual se le agregará un bordo libre de 1.50 m y con ello se obtendrá la altura de la ataguía ha .

Para un ancho de plantilla $b = 5.00 \text{ m}$, utilizando HEC-RAS 5.0.7, ver Figura 2.10, y con los datos del tajo se obtiene que el tirante crítico vale $Y_{ct} = 2.76 \text{ m}$, con una pendiente crítica $S_{ct} = 7.80819 \text{ E-}03$ y un tirante normal $Y_{nt} = 4.36 \text{ m}$, por lo tanto, se trata de un perfil M_2 .

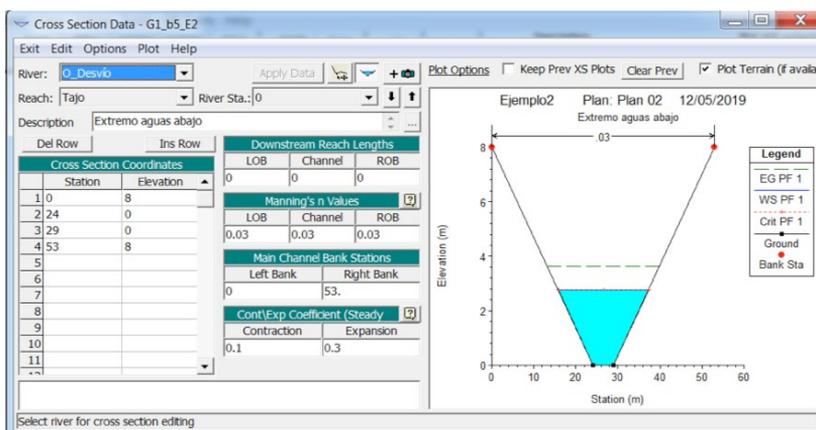


Figura 2.10. Carga en HEC-RAS 5.0.7, de los datos del ejemplo No. 2.2.

Para los otros anchos de plantilla b , desde 8.00 hasta 30.00 m se procede de la misma forma, ver Tabla 2.4.

Y en la Tabla 2.5, se presentan los perfiles del agua calculados con HEC-RAS 5.0.7, y las alturas de las ataguías para cada estación desde 0.00 hasta 360.00 m . En todos los casos en la estación inicial (0.00 m) se anota el tirante crítico, y el cálculo se hace de aguas abajo hacia aguas arriba.

Tabla 2.4 Tirantes y pendientes críticas, y tirantes normales, para diferentes anchos de plantilla

Ancho de plantilla b (m)	Tirante crítico Y_{ct} (m)	Pendiente crítica Sct E-0.3	Tirante normal Y_{nt} (m)
8.00	2.44	7.823616	3.98
15.00	1.90	7.97494	3.29
23.00	1.52	8.245303	2.75
25.00	1.45	8.318659	2.65
30.00	1.30	8.50378	2.47

Tabla 2.5 Tirantes del agua en el tajo y , y alturas de ataguía ha , para diferentes anchos de plantilla b

Estación x (m)	Ancho de plantilla b (m)													
	5		8		15		18		23		25		30	
	y (m)	ha (m)	y (m)	ha (m)	y (m)	ha (m)	y (m)	ha (m)	y (m)	ha (m)	y (m)	ha (m)	y (m)	ha (m)
0.00	2.76	4.26	2.44	3.94	1.90	3.40	1.73	3.23	1.52	3.02	1.45	2.95	1.30	2.80
25.00	3.18	4.68	2.85	4.35	2.28	3.78	2.11	3.61	1.88	3.38	1.80	3.30	1.64	3.14
50.00	3.32	4.82	2.98	4.48	2.41	3.91	2.23	3.73	1.99	3.49	1.92	3.42	1.75	3.25
75.00	3.42	4.92	3.08	4.58	2.50	4.00	2.32	3.82	2.07	3.57	1.99	3.49	1.82	3.32
100.00	3.50	5.00	3.15	4.65	2.57	4.07	2.38	3.88	2.14	3.64	2.05	3.55	1.88	3.38
125.00	3.56	5.06	3.22	4.72	2.62	4.12	2.44	3.94	2.19	3.69	2.10	3.60	1.93	3.43
150.00	3.62	5.12	3.27	4.77	2.67	4.17	2.48	3.98	2.23	3.73	2.15	3.65	1.97	3.47
175.00	3.66	5.16	3.15	4.65	2.71	4.21	2.52	4.02	2.27	3.77	2.18	3.68	2.00	3.50
200.00	3.71	5.21	3.36	4.86	2.75	4.25	2.56	4.06	2.30	3.80	2.21	3.71	2.03	3.53
225.00	3.74	5.24	3.39	4.89	2.78	4.28	2.59	4.09	2.33	3.83	2.24	3.74	2.06	3.56
250.00	3.78	5.28	3.42	4.92	2.81	4.31	2.62	4.12	2.36	3.86	2.27	3.77	2.08	3.58
275.00	3.81	5.31	3.45	4.95	2.84	4.34	2.64	4.14	2.38	3.88	2.29	3.79	2.10	3.60
300.00	3.84	5.34	3.48	4.98	2.86	4.36	2.67	4.17	2.40	3.90	2.31	3.81	2.12	3.62
325.00	3.86	5.36	3.51	5.01	2.89	4.39	2.69	4.19	2.42	3.92	2.33	3.83	2.14	3.64
350.00	3.89	5.39	3.53	5.03	2.91	4.41	2.71	4.21	2.44	3.94	2.35	3.85	2.16	3.66
360.00	3.89	5.39	3.54	5.04	2.91	4.41	2.71	4.21	2.45	3.95	2.35	3.85	2.16	3.66

La curva, ancho de plantilla b contra altura de ataguía ha , se presenta en la Figura 2.11.

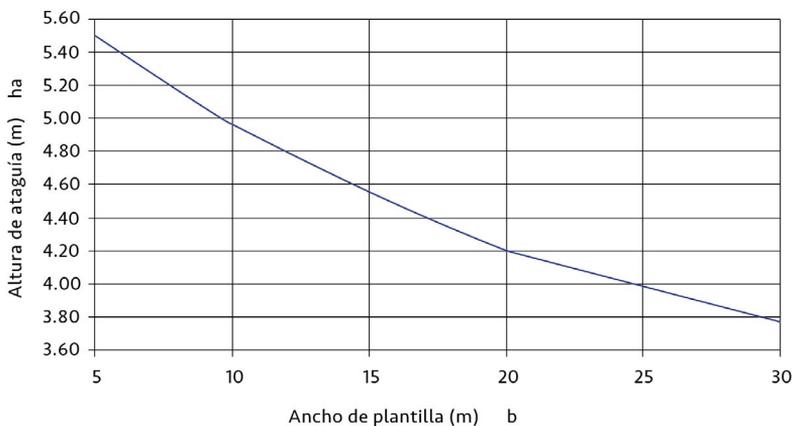


Figura 2.11 Curva ancho de plantilla b contra altura de ataguía ha

Curva Q - ha

Para un tajo con un ancho de plantilla $b = 25.00$ m, y un gasto $Q = 3.00$ m³/s, el tirante crítico calculado con HEC-RAS 5.0.7, T_{cr} vale 0.11 m, la pendiente crítica S_{cr} es igual a 1.837129 E-02, y el tirante normal $T_{nl} = 0.27$ m, por lo tanto, se trata de un perfil M2. El cálculo de estas variables para los otros gastos se presenta en la Tabla 2.6, y en la Figura 2.12 se puede ver la pantalla de HEC-RAS 5.0.7, para los gastos de 6 a 150.00 m³/s.

Los tirantes del agua en el tajo y , y las alturas de ataguía ha , para diferentes anchos b y gastos Q , calculados con el mismo programa se presentan en la Tabla 2.7, y en la Figura 2.13, la curva alturas de ataguía ha - gastos Q

La simulación para gastos de 3.00 a 150.00 m³/s, se hace también con HEC-RAS 5.0.7, ver Tabla 2.6 y Figura 2.12

Tabla 2.6 Tirantes y pendientes críticas, y tirantes normales, para diferentes gastos

Q (m³/s)	Y _{ct} (m)	Set E-03	Y _{nt} (m)
6.00	0.18	1.581919	0.41
9.00	0.23	1.450886	0.52
15.00	0.33	.0130313	0.70
20.00	0.40	1.227767	0.83
25.00	0.46	1.172918	0.95
35.00	0.57	1.095929	1.15
45.00	0.67	1.042667	1.33
65.00	0.85	9.708412	1.65
85.00	1.01	9.227438	1.92
100.00	1.12	8.952878	2.11
115.00	1.23	8.726092	2.28
130.00	1.33	8.53438	2.44
140.00	1.39	8.421429	2.55
150.00	1.45	8.318659	2.65

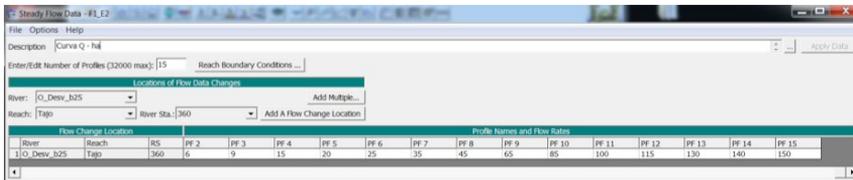


Figura 2.12. Pantalla de HEC-RAS 5.0.7, para gastos de 6.00 a 150.00 m³/s

Tabla 2.7 Tirantes del agua en el tajo y, y alturas de ataguía *ha*, para diferentes anchos gastos $Q(3-45 \text{ m}^3/\text{s})$

Estación x (m)	Gasto Q (m ³ /s)															
	3		6		9		15		20		25		35		45	
	y(m)	ha (m)	y(m)	ha(m)												
0.00	0.11	1.61	0.18	1.68	0.23	1.73	0.33	1.83	0.40	1.90	0.46	1.96	0.57	2.07	0.67	2.17
25.00	0.22	1.72	0.32	1.82	0.40	1.90	0.52	2.02	0.60	2.10	0.68	2.18	0.81	2.31	0.93	2.43
50.00	0.24	1.74	0.35	1.85	0.43	1.93	0.56	2.06	0.65	2.15	0.74	2.24	0.88	2.38	1.00	2.50
75.00	0.25	1.75	0.36	1.86	0.45	1.95	0.69	2.19	0.69	2.19	0.77	2.27	0.92	2.42	1.05	2.55
100.00	0.25	1.75	0.38	1.88	0.47	1.97	0.61	2.11	0.71	2.21	0.80	2.30	0.96	2.46	1.09	2.59
125.00	0.26	1.76	0.38	1.88	0.48	1.98	0.63	2.13	0.73	2.23	0.82	2.32	0.98	2.48	1.12	2.62
150.00	0.26	1.76	0.39	1.89	0.49	1.99	0.64	2.14	0.74	2.24	0.84	2.34	1.00	2.50	1.14	2.64
175.00	0.26	1.76	0.39	1.89	0.49	1.99	0.65	2.15	0.76	2.26	0.85	2.35	1.02	2.52	1.16	2.66
200.00	0.27	1.77	0.40	1.90	0.50	2.00	0.66	2.16	0.77	2.27	0.86	2.36	1.03	2.53	1.18	2.68
225.00	0.27	1.77	0.40	1.90	0.50	2.00	0.66	2.16	0.78	2.28	0.87	2.37	1.05	2.55	1.20	2.70
250.00	0.27	1.77	0.40	1.90	0.50	2.00	0.67	2.17	0.78	2.28	0.88	2.38	1.06	2.56	1.20	2.70
275.00	0.27	1.77	0.40	1.90	0.51	2.01	0.67	2.17	0.79	2.29	0.89	2.39	1.07	2.57	1.22	2.72
300.00	0.27	1.77	0.40	1.90	0.51	2.01	0.68	2.18	0.79	2.29	0.90	2.40	1.08	2.58	1.23	2.73
325.00	0.27	1.77	0.40	1.90	0.51	2.01	0.68	2.18	0.80	2.30	0.90	2.40	1.08	2.58	1.24	2.74
350.00	0.27	1.77	0.41	1.91	0.51	2.01	0.68	2.18	0.80	2.30	0.90	2.40	1.09	2.59	1.25	2.75
360.00	0.27	1.77	0.41	1.91	0.51	2.01	0.68	2.18	0.80	2.30	0.91	2.41	1.09	2.59	1.25	2.75

Tabla 2.7 Tirantes del agua en el tajo y, y alturas de ataguía *ha*, para diferentes anchos gastos $Q(3-45 \text{ m}^3/\text{s})$

Estación x (m)	Gasto Q (m ³ /s)													
	65		85		100		115		130		140		150	
	y(m)	ha (m)	y(m)	ha(m)										
0.00	0.85	2.35	1.01	2.51	1.12	2.62	1.23	2.73	1.33	2.83	1.39	2.89	1.45	2.95
25.00	1.14	2.64	1.32	2.82	1.44	2.94	1.56	3.06	1.67	3.17	1.73	3.23	1.80	3.30
50.00	1.22	2.72	1.41	2.91	1.54	3.04	1.66	3.16	1.77	3.27	1.85	3.35	1.92	3.42
75.00	1.28	2.78	1.48	2.98	1.61	3.11	1.73	3.23	1.85	3.35	1.92	3.42	1.99	3.49
100.00	1.32	2.82	1.52	3.02	1.66	3.16	1.79	3.29	1.91	3.41	1.98	3.48	2.05	3.55
125.00	1.36	2.86	1.56	3.06	1.70	3.20	1.83	3.33	1.95	3.45	2.03	3.52	2.10	3.60
150.00	1.39	2.89	1.60	3.10	1.74	3.24	1.87	3.37	1.99	3.49	2.07	3.57	2.15	3.65
175.00	1.41	2.91	1.62	3.12	1.77	3.27	1.90	3.40	2.03	3.53	2.22	3.61	2.18	3.68
200.00	1.43	2.93	1.65	3.15	1.79	3.29	1.93	3.42	2.06	3.56	1.14	2.64	2.21	3.71
225.00	1.45	2.95	1.67	3.17	1.82	3.32	1.95	3.45	2.08	3.58	2.16	3.66	2.24	3.74
250.00	1.47	2.97	1.69	3.19	1.84	3.34	1.98	3.48	2.11	3.61	2.19	3.69	2.27	3.77
275.00	1.48	2.98	1.71	3.21	1.86	3.36	2.00	3.50	2.13	3.63	2.21	3.71	2.29	3.79
300.00	1.49	2.99	1.72	3.22	1.87	3.37	2.01	3.51	2.15	3.65	2.23	3.73	2.31	3.81
325.00	1.51	3.01	1.73	3.23	1.89	3.39	2.03	3.53	2.16	3.66	2.25	3.75	2.33	3.83
350.00	1.52	3.02	1.75	3.25	1.90	3.40	2.05	3.55	2.18	3.68	2.27	3.77	2.35	3.85
360.00	1.52	3.02	1.75	3.25	1.91	3.41	2.05	3.55	2.19	3.69	2.27	3.77	2.35	3.85

La curva gasto Q contra altura de ataguía ha , se presenta en la Figura 2.13.

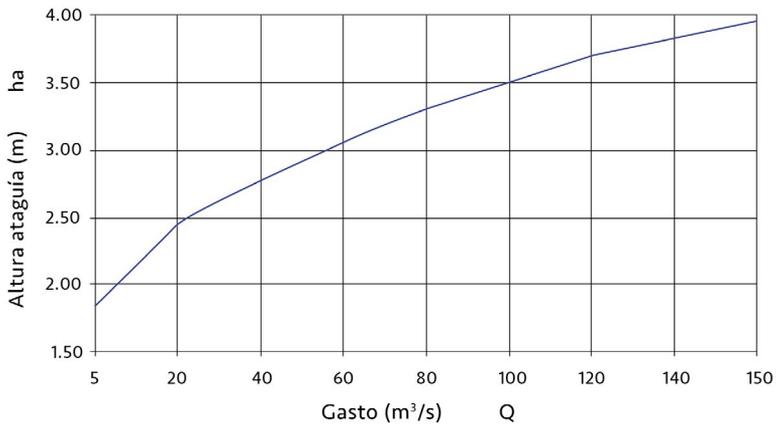


Figura 2.13 Curva alturas de ataguía ha - gastos Q

2.2.2. Obras de desvío con túneles

Este método es el más utilizado en las obras de desvío de presas grandes, dado que para su construcción requieren grandes recintos, y entonces es mejor utilizar las laderas para alojar los túneles del desvío.

2.2.2.1. Casos de obras de desvío con túneles

2.2.2.1.1. Obra de desvío con túneles de la presa Solís

Se construyeron dos túneles de 6.00 m de diámetro, localizados en la margen derecha, donde posteriormente se alojó la obra de toma, ver Figura 2.14.

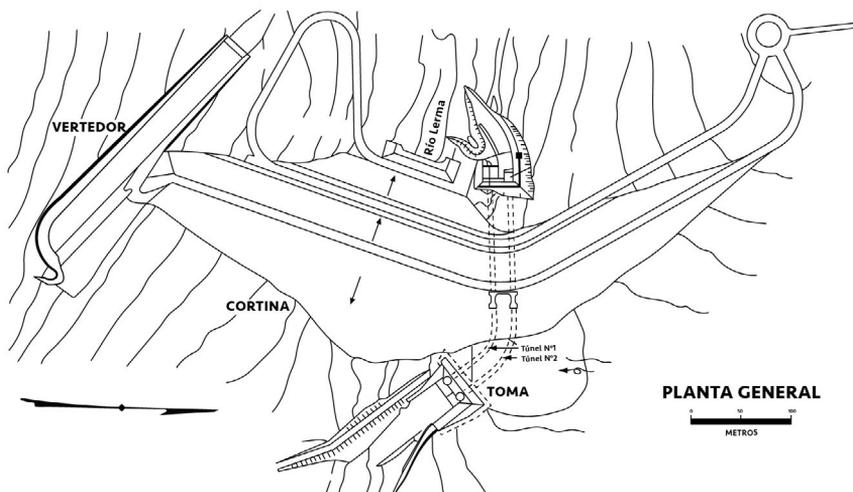


Figura 2.14 Obra de desvío con túnel de la presa Solís, Guanajuato. (Comisión Nacional del Agua, 1999)

2.2.2.1.2. Obra de desvío de la presa Marte R. Gómez (El Azúcar)

En esta presa se construyeron los dos extremos de la cortina fuera del cauce del río hasta la corona. Al mismo tiempo se excavó un túnel de bóveda de medio punto de 6.00 m de ancho y 6.00 m de alto, con pendiente $S = 0.001$ y 424.00 m de longitud alojado en la margen izquierda, ver Figura 2.15. El cierre de la cortina se realizó mediante un tapón de concreto de 18.00 m de longitud.

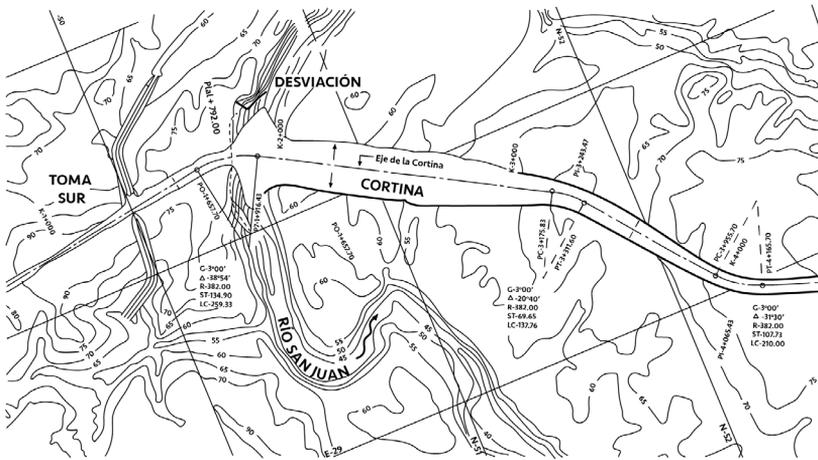


Figura 2.15 Obra de desvío con túnel de la presa Marte R. Gómez (El Azúcar), T amalipas. (Comisión Nacional del Agua, 1999)

2.2.2.1.3. Obra de desvío de la presa Sanalona

Durante la época de estiaje el río se manejó por el cauce en tanto se construían los extremos de la cortina situados fuera del río, al mismo tiempo se construyeron dos túneles por la margen izquierda, que después serían utilizados como obra de toma, además se construyó un tajo en margen derecha, ver Figura 2.16.

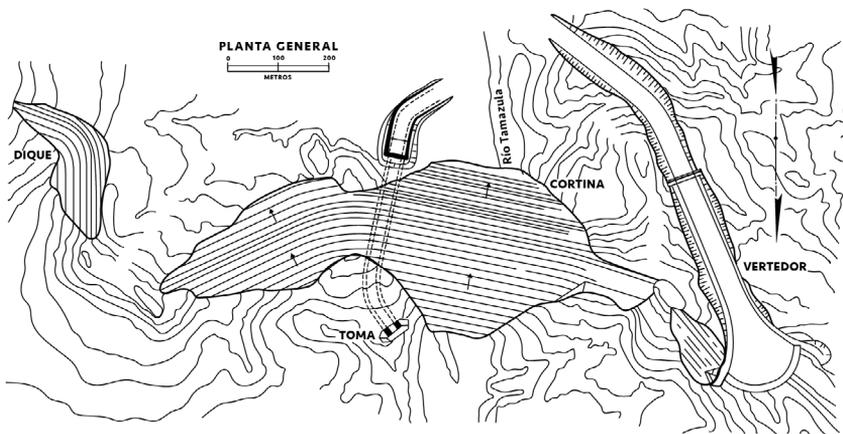


Figura 2.16 Obra de desvío con túnel de la presa Sanalona, Sinaloa, (Comisión Nacional del Agua, 1999)

2.2.2.1.4. Obra de desvío de la presa de El Tintero

Primero se construyó una ataguía longitudinal al cauce del río para iniciar la limpia y tratamiento de la cimentación de la cortina en la margen izquierda. Al mismo tiempo se construyó el túnel de desvío, por medio del cual se manejó el río mediante la construcción de dos ataguías transversales al cauce, ver Figura 2.17.

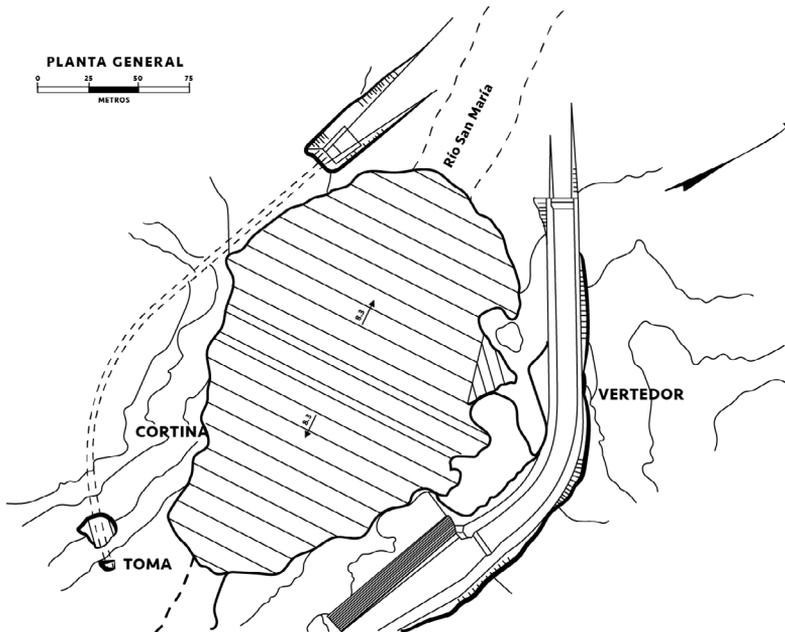


Figura 2.17 Obra de desvío con túnel de la presa de El Tintero, Chihuahua, (Comisión Nacional del Agua, 1999)

2.2.2.1.5. Obra de desvío de la presa Nezahualcoyotl (Malpaso)

“Se perforaron cinco túneles de 16.00 m de diámetro en las laderas: tres en la margen derecha y dos en la izquierda, con una longitud total de 4,125.00 m, de los cuales 1,858.00 m se revistieron con concreto simple en las zonas en que la roca no era compacta, reduciendo su diámetro a 14.00 m. Se construyeron dos ataguías, una aguas arriba y otra aguas abajo del sitio de la cortina. Para el cierre de los túneles, una vez terminado el desvío, se construyeron tres estructuras de obturación provisional en el extremo aguas arriba, y a uno de ellos se le colocó una estructura de cierre final. El cierre definitivo de los mismos se logró mediante tapones de concreto, de 40.00 m de longitud, alojados en la zona central de los túneles”, ver Figura 2.18.

Las ataguías son de enrocamiento, con zona impermeable inclinada de arcilla colocada sobre un filtro de material arenoso que se apoya en el cuerpo principal, formado con roca y rezaga y protegida del lado del agua, por una cubierta de roca. Tiene sección irregular como resultado de las condiciones en que fue ejecutada su construcción.

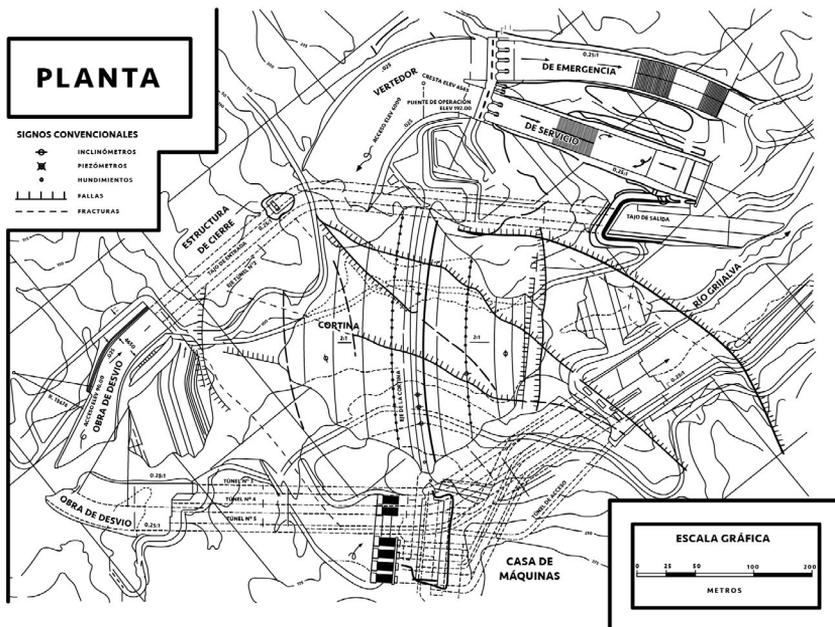


Figura 2.18 Obra de desvío con túneles de la presa Nezahualcoyotl (Malpaso), Chiapas. (Comisión Nacional del Agua, 1999)

2.2.2.2. Diseño hidráulico

Para hacer el diseño hidráulico de la obra de desvío se requiere el hidrograma del río. Dependiendo de las características geológicas los túneles pueden trabajar a superficie libre, a presión o en ambas condiciones, y estar revestidos o no.

En general los túneles se ubican en un nivel superior al lecho del río, sobre todo cuando se usarán después como obras de toma o de excedencias. El diseño consiste en hacer una propuesta de geometría del o los túneles, incluidos la longitud L , la sección (circular, medio punto, herradura), el coeficiente de rugosidad n , la cual incluso puede ser compuesta. (Marengo, 2004 y 2005; Marengo, Cortés, Arreguín, 2006).

Se deberá cuidar que las velocidades no rebasen las máximas permisibles, las cuales se establecerán de acuerdo a los materiales que constituyan las paredes del túnel, eventualmente se deberán revisar los riesgos de zonas expuestas a cavitación y en todo caso los sistemas de aireación que pudieran ser necesarios, sobre todo cuando la obra de desvío se integre a la obra de excedencias donde se podrían desarrollar flujos de alta velocidad, (Arreguín, F. *et al*, 1984, 1985, 1986, 1988, 1990 y 1991).

El análisis inicia con la determinación de las condiciones de frontera, que incluyen los tirantes normal Y_n y crítico Y_c , en el túnel y en el río, y en particular la sección de control, con objeto de calcular el perfil del agua, con éste se puede conocer el tirante de entrada Y_e al túnel, para después, mediante el empleo de la ecuación de la energía, calcular el tirante en el río, que al agregarle un bordo libre, BL, es posible determinar la altura de las ataguías e incluso el programa de trabajo para la construcción de éstas.

El perfil del agua en el túnel puede calcularse resolviendo la ecuación de flujo gradualmente variado:

$$\frac{d_y}{d_x} = \frac{S_0 - S_f}{1 + a \frac{d(v^2/2g)}{d_y}} \quad (2.9)$$

Las variables ya fueron definidas anteriormente.

Con el perfil del agua se puede conocer entonces el tirante a la entrada del túnel Y_e . Deben revisarse las velocidades, para asegurar que no se presentarán efectos erosivos en el túnel.

El tirante en el río aguas arriba h_r , se calcula mediante la ecuación:

$$h_r + \frac{Q^2}{2gA_r^2} = Y_e + (1 + k_e) \frac{Q^2}{2gA_e^2} \quad (2.10)$$

Donde:

- h_r Es el tirante en el río
- Q Es el gasto de desvío
- g Es la aceleración de la gravedad
- A_r Es el área hidráulica del río
- Y_e Es el tirante a la entrada del túnel
- K Es el coeficiente de pérdidas por entrada

Finalmente, la altura de la ataguía ha se calcula con la ecuación:

$$h_a = h_r + BL \quad (2.11)$$

2.2.2.3. Cálculo hidráulico de una obra de desvío con varios túneles

Sea la obra de desvío mostrada en la Figura 2.19, donde pueden observarse dos túneles T_1 y T_2 , de longitudes L_1 y L_2 , respectivamente y dos ataguías. Además de las longitudes, existen otras características geométricas que se conocen de antemano en el proyecto como las curvas horizontales: B_{11} , B_{12} , B_{21} y B_{22} , la geometría de las entradas y las salidas: G_{11} , G_{12} , G_{21} y G_{22} , la pendiente de los túneles que incluso puede cambiar dentro de los túneles S_{11} y S_{21} , esto es: S_{11} , S_{12} , S_{21} y S_{22} ; y la rugosidad expresada por medio del coeficiente de Manning n_{11} y n_{22} , la cual puede ser compuesta como ya se anotó, (Marengo H., Cortés C., Arreguín F., 2006).

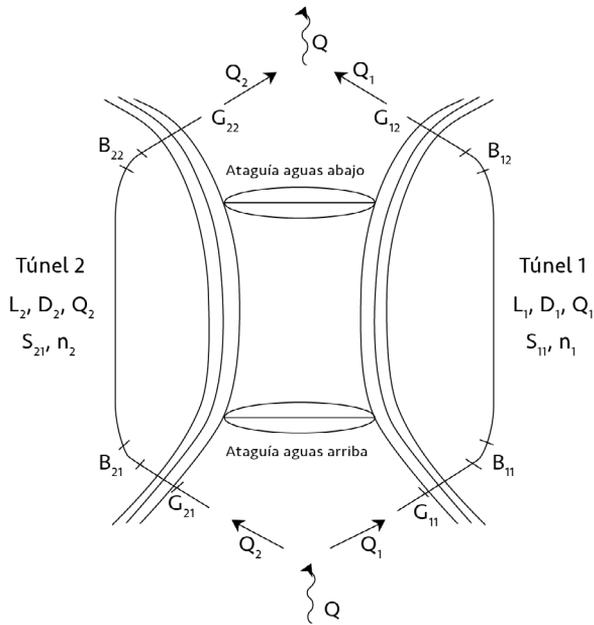


Figura 2.19 Distribución de una obra de desvío con dos túneles

En el caso de que el problema sea de revisión, se pueden proponer los diámetros D_{11} , D_{12} , D_{21} y D_{22} .

De la ecuación de continuidad, se tiene:

$$Q = Q_1 + Q_2 \tag{2.12}$$

Aplicando la ecuación de la energía entre una sección en el río y la salida:

$$H = Y_i + \frac{Q_i^2}{2gA_i^2} (1 + a_i) + L_i \frac{n_i^2 Q_i^2}{R_i^{4/3} A_i^2} - S_{ib} L_i \tag{2.13}$$

Donde:

H Es la carga hidráulica medida aguas arriba de la entrada al túnel

\mathcal{Y}_i Es el tirante en los túneles

Q_i Es el gasto de desvío en los túneles

A_i Es el área mojada de los túneles

R_i Es el radio hidráulico de los túneles

i Es el número de túneles

a es el coeficiente de pérdidas locales, incluye las provocadas por cambios de dirección, ampliaciones, reducciones, entradas, salidas, por ejemplo: las pérdidas por entrada y de salida, G_{i1} y G_{i2} se pueden calcular como $G_j = K \frac{v^2}{2g}$ y las pérdidas por curvatura B_{i1} y B_{i2} como $B_{ij} = K \frac{v^2}{2g}$

Aplicando la ecuación (2.13) a los dos túneles:

$$\mathcal{Y}_1 + \frac{Q_1^2}{A_1^2} \left(\frac{1+a_1}{2g} + \frac{L_1 n_1^2}{R_1^{4/3}} \right) - S_{1b} L_1 = \mathcal{Y}_2 + \frac{Q_2^2}{A_2^2} \left(\frac{1+a_2}{2g} + \frac{L_2 n_2^2}{R_2^{4/3}} \right) - S_{2b} L_2 \quad (2.14)$$

Simplificando:

$$(\mathcal{Y}_1 - \mathcal{Y}_2) + \left(\frac{Q_1}{A_1} \right)^2 \left(\frac{1+a_1}{2g} + \frac{L_1 n_1^2}{R_1^{4/3}} \right) - S_{1b} L_1 - \left(\frac{Q_2}{A_2} \right)^2 \left(\frac{1+a_2}{2g} + \frac{L_2 n_2^2}{R_2^{4/3}} \right) + S_{2b} L_2 = 0 \quad (2.15)$$

Agrupando:

$$\underbrace{(\mathcal{Y}_1 - \mathcal{Y}_2)}_C + Q_1^2 \left(\frac{\frac{1+a_1}{2g} + \frac{L_1 n_1^2}{R_1^{4/3}}}{A_1^2} \right) - Q_2^2 \left(\frac{\frac{1+a_2}{2g} + \frac{L_2 n_2^2}{R_2^{4/3}}}{A_2^2} \right) + \underbrace{S_{2b} L_2 - S_{1b} L_1}_G = 0 \quad (2.16)$$

Simplificando:

$$EQ_1^2 - FQ_2^2 + G + C = 0 \quad (2.17)$$

$$E(Q - Q_2)^2 - FQ_2^2 + G + C = 0 \quad (2.18)$$

$$(E - F)Q_2^2 - 2EQ_2 + H = 0 \quad (2.19)$$

$$H = G + C + EQ^2 \quad (2.20)$$

Finalmente:

$$Q_2 = \frac{EQ \pm [E^2Q^2 - H(E - F)]^{1/2}}{E - F} \quad (2.21)$$

Con la ecuación (2.21) se pueden proponer diámetros y obtener el funcionamiento hidráulico de los túneles.

2.2.2.4. Ejemplos

Ejemplo No. 2.3

Calcular las curvas gastos Q - tirante crítico en el túnel Y_c , y gastos Q - altura de ataguía ha de un túnel de desvío, que se construirá a 5.00 m del fondo del cauce del río. Los datos del túnel y el río son los siguientes:

Río (aguas arriba y aguas debajo del túnel)

$$S = 0.0016$$

Sección trapezoidal con taludes 3:1

Ancho de plantilla $b = 170.00$ m

$Q = 200.00$ m³/s

$n = 0.030$

Solución:

Túnel (condiciones geométricas propuestas):

$D = 7.14$ m

Revestido, $n = 0.017$

$V_{max} = 5.00$ m/s

Longitud $L = 539.25$ m

$S = 0.0016$

a) *Curva de descarga del túnel ($Q - Y$)*

Los tirantes normal y crítico en el río para $Q = 200.00$ m³/s, son:

$Y_{nr} = 0.93$ m

$Y_{cr} = 0.52$ m

Los tirantes crítico en el túnel, y normal en el río respectivamente, para varios gastos se presentan en la Tabla 2.8.

Tabla 2.8 Tirantes crítico en el túnel y normal en el río respectivamente para varios gastos

Gasto (m ³ /s)	$Y_{c \text{ túnel}}$ (m)	$Y_{nr \text{ río}}$ (m)
25.00	1.70	0.27
50.00	2.42	
75.00	2.99	
100.00	3.48	
125.00	3.91	
150.00	4.30	
175.00	4.66	
200.00	4.99	0.93

Como la plantilla del túnel se encuentra 5.00 m sobre el cauce, y el tirante normal en el río para un gasto de 200.00 m³/s es de 0.93 m, la descarga del túnel será libre con perfil M2. En la Figura 2.20 se presenta la curva $Q - Y_c$.

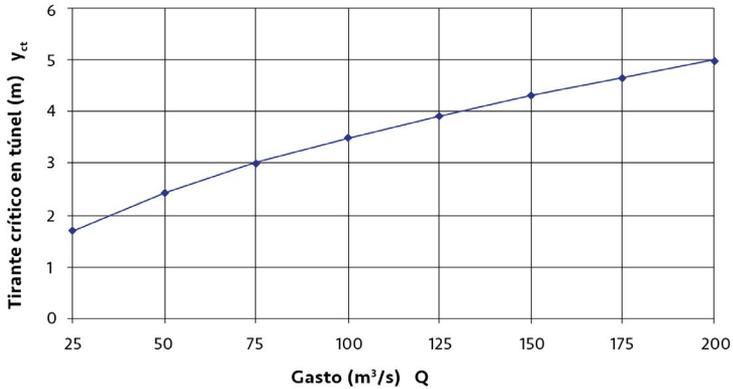


Figura 2.20. Curva Q-Yc. Ejemplo No. 2.3

b) Curva Q-ha

La altura de las ataguías se puede calcular con la ecuación de la energía:

$$Y_e + \frac{Q^2}{2gA_e^2} = Y_c + \frac{Q^2}{2gA_c^2} + \left(\frac{V_m n}{R_m^{2/3}} \right)^2 L - Sol \quad (2.22)$$

$$h_r + \frac{Q^2}{2gA_r^2} = Y_e + (1 + k_e) \frac{Q^2}{2gA_e^2} \quad (2.23)$$

Donde los subíndices *e* se refieren a las condiciones hidráulicas a la entrada del túnel, los subíndices *c* a las condiciones críticas y los subíndices *r* al río. Se propone un coeficiente de pérdidas $k = 0.15$ y un bordo libre $BL = 1.50$ m. La altura de la atagüía será entonces:

$$h_a = h_r + BL + 5.00 \text{ m}$$

Resolviendo simultáneamente ambas ecuaciones se obtienen los resultados presentados en la Tabla 2.9, ver Figura 2.21:

Tabla 2.9 Curva gastos Q versus altura de atagüía h_a

Q (m ³ /s)	Y _e (m)	h _a (m)
25.00	2.25	9.09
50.00	3.16	10.02
75.00	3.91	11.12
100.00	4.58	11.94
125.00	5.22	12.73
150.00	5.85	13.51
175.00	6.50	14.33
180.00	6.64	14.51
190.00	6.95	14.91
200.00	7.13	15.12

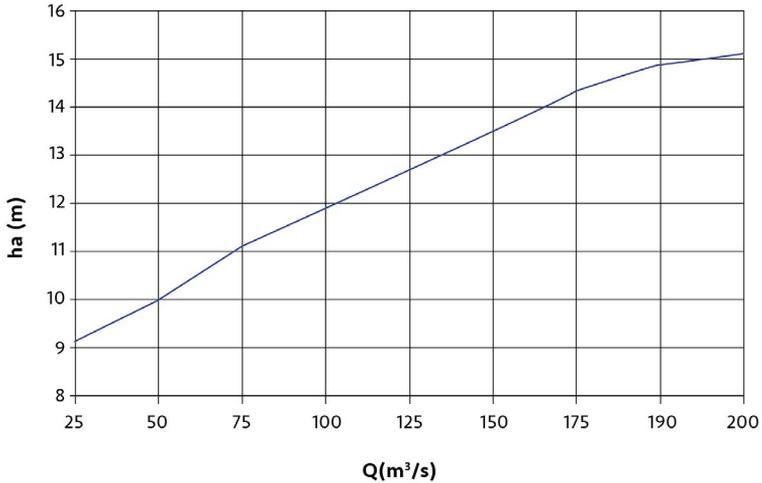


Figura 2.21 Curva Q-ha. Ejemplo No. 2.3

Ejemplo No. 2.4

a) Calcular la curva: diámetro del túnel de desvío D contra altura de ataguía h_a , para un gasto Q de $350.00 \text{ m}^3/\text{s}$. El túnel tiene una longitud de 511.20 m , y se ubicará 4.00 m por arriba del lecho del cauce, su pendiente es $S_t = 0.0013$, tiene una rugosidad $n = 0.014$ y la velocidad máxima permisible es de 5.00 m/s .

b) Calcular la curva Q contra altura de ataguía h_a , para un túnel de 6.00 m , para gastos de $50.00, 150.00, 250.00$ y $350.00 \text{ m}^3/\text{s}$.

La pendiente del río S_r es de 0.0013 , con un coeficiente de rugosidad de Manning de $n = 0.030$, se acepta una sección aproximadamente trapezoidal con un ancho de plantilla $b = 150.00 \text{ m}$ y un talud $3:1$. Para la ataguía se propone un bordo libre de $BL = 1.50 \text{ m}$.

Solución:

a) *Curva D-ha*

a-1) Cálculo con $D = 10.00$ m

Con los datos proporcionados se calculan el tirante normal y crítico en el río Y_{nr} y Y_{nc} y en el túnel Y_{nt} y Y_{ct} respectivamente:

$$Y_{nr} = 2.59m$$

$$Y_{cr} = 1.50m$$

$$Y_{nt} = 7.70m$$

$$Y_{ct} = 6.03m$$

Con estos datos puede deducirse que el túnel no se ahogará y sabiendo además que la pendiente crítica S_c vale $2.50035 \text{ E-}03$, se desarrollará un perfil M_p , cuyo cálculo se presenta en la Tabla 2.10, (para el cálculo hidráulico en túneles con sección baúl se recomienda consultar Marengo 2004 y 2005), tomando como sección de control el tirante crítico a la salida del túnel, ver Figura 2.22.

Tabla 2.10 Perfil del agua dentro del túnel con $D = 10.00$ m

X (m)	Y (m)
0.00	6.03
49.00	6.43
98.00	6.57
147.00	6.67
203.00	6.76
252.00	6.82
301.00	6.88
350.00	6.93
378.00	6.95

X (m)	Y (m)
399.00	6.97
448.00	7.01
497.00	7.04
511.00	7.05

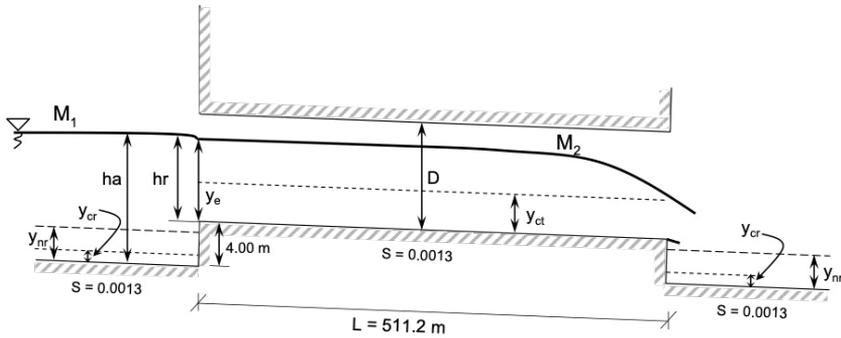


Figura 2.22 Perfil del agua en el túnel, condiciones hidráulicas aguas arriba y aguas abajo del mismo, y altura de la atagüa, para el túnel con $D = 10.00$ m

Del cálculo del perfil se obtiene el tirante de entrada al túnel $Y_e = 7.05$ m, así:

$$h_r = Y_e + \frac{Q^2}{2.00gA_e^2} (1.00 + K_e) + 4.00 \quad (2.24)$$

Donde:

- h_r Tirante del agua en el río
- A_e Área hidráulica a la entrada del túnel
- k_e Coeficiente de pérdidas por entrada al túnel igual a 0.015 y se agregan 4.00 m, que es la distancia de la plantilla del túnel al fondo del cauce, así:

$$h_r = 7.5 + \frac{(350.00)^2}{2.00 * 9.81(59.22)^2} (1.015) + 4.00$$

$$h_r = 12.86 \text{ m}$$

Además, se comprueba que:

$$S_c = 0.0025 > S_o = 0.0013$$

Y la altura de la ataguía será:

$$h_a = 12.86 + 1.50 = 14.36 \text{ m}$$

a-2) Cálculo con $D = 9.00 \text{ m}$

El tirante normal y crítico en el río Y_{nr} y Y_{nc} respectivamente, y en el túnel Y_{ct} valen:

$$Y_{nr} = 2.59 \text{ m}$$

$$Y_{cr} = 1.50 \text{ m}$$

$$Y_{ct} = 6.22 \text{ m}$$

Con estos datos puede deducirse que el túnel no se ahogará y sabiendo además que la pendiente crítica S_c vale $2.965544 \text{ E-}03$, se desarrollará un perfil $M_{2,1}$, cuyo cálculo se presenta en la Tabla 2.11, tomando como sección de control el tirante crítico a la salida del túnel, ver Figura 2.23.

Tabla 2.11 Perfil del agua dentro del túnel con $D = 9.00$ m

X (m)	Y (m)
0.00	6.22
49.00	6.71
98.00	6.89
147.00	7.02
203.00	7.14
252.00	7.23
301.00	7.31
350.00	7.38
399.00	7.45
448.00	7.51
497.00	7.57
511.00	7.58

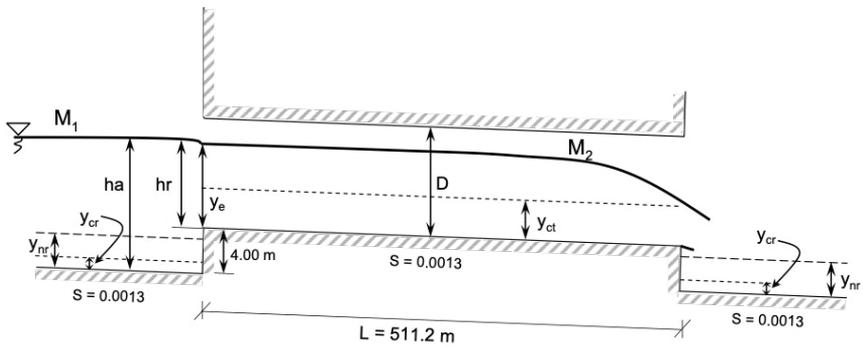


Figura 2.23 Perfil del agua en el túnel, condiciones hidráulicas aguas arriba y aguas abajo del mismo, y altura de la ataguía, para el túnel con $D = 9.00$ m

Del cálculo del perfil se obtiene el tirante de entrada $Y_e = 7.58\text{m}$, utilizando la ecuación (2.24), $h_r = 7.58\text{ m}$ y la altura de la atagüa $h_a = 15.02\text{ m}$.

a-3) Cálculo con $D = 7.50\text{ m}$

El tirante normal y crítico en el río Y_{nr} y Y_{nc} respectivamente, y en el túnel Y_{ct} valen:

$$Y_{nr} = 2.59\text{m}$$

$$Y_{cr} = 1.50\text{m}$$

$$Y_{ct} = 6.43\text{m}$$

La pendiente crítica S_c vale $4.952331\text{ E-}03$, se desarrollará un perfil M2, cuyo cálculo se presenta en la Tabla 2.12, tomando como sección de control el tirante crítico a la salida del túnel:

Tabla 2.12 Perfil del agua dentro del túnel con $D = 7.50\text{ m}$

X (m)	Y (m)
0.00	6.43
26.00	6.92
50.00	7.11
74.00	7.26
100.00	7.39
108.00	7.43

Del cálculo del perfil se observa que de aguas abajo hacia aguas arriba el túnel trabaja a superficie libre hasta una distancia aproximada de 108.00 m , el resto trabaja a presión, ver Figura 2.24, entonces la ecuación de la energía se puede plantear así:

$$h_t = Yt + (1.00 + K'e) \frac{Q^2}{2.00gA_t^2} + \left[\frac{Vtn}{Rt^{2/3}} \right]^2 l - Sol + 4.00 \quad (2.25)$$

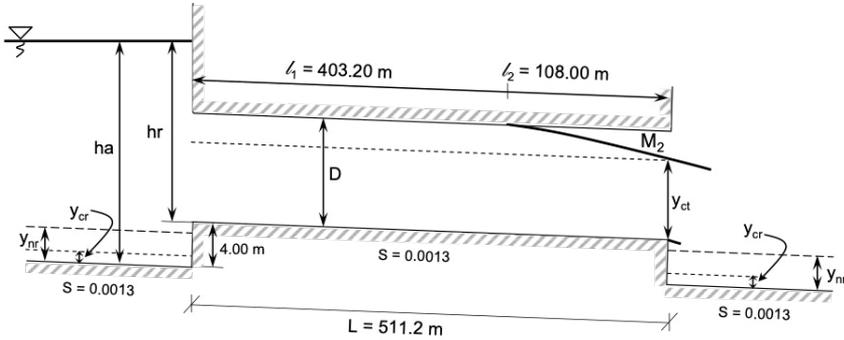


Figura 2.24 Perfil del agua en el túnel, condiciones hidráulicas aguas arriba y aguas abajo del mismo, y altura de la ataguía, para el túnel con D = 7.50 m

Donde el subíndice t se refiere a las características geométricas del túnel, l es la distancia donde el túnel trabaja a presión, y el coeficiente de pérdidas por entrada $k'e$ vale 0.5, sabiendo que $A_t = 44.18 \text{ m}^2$, $V_t = 7.92 \text{ m/s}$, $P_t = 23.56 \text{ m}$ y $R_t = 1.88$. Sustituyendo en la ecuación (2.25):

$$\begin{aligned} h_r &= 7.50 + (1.00 + 0.50) \frac{(7.92)^2}{19.62} + \left[\frac{(7.92)(9.91)}{(1.88)^{2/3}} \right]^2 (403.00) - (0.0013)(403.00) \\ &= 7.50 + 4.80 + 2.14 - 0.52 + 4.00 = 17.92 \text{ m} \end{aligned}$$

Agregando el bordo libre la altura de la ataguía es:

$$h_a = 19.42 \text{ m}$$

a-4) Cálculo con $D = 7.50$ m

El tirante normal y crítico en el río Y_{nr} y Y_{nc} respectivamente valen:

$$Y_{nr} = 2.59m$$

$$Y_{cr} = 1.50m$$

En este caso los tirantes normal y crítico en el túnel no existen porque todo el túnel trabaja a presión, ver Figura 2.25.

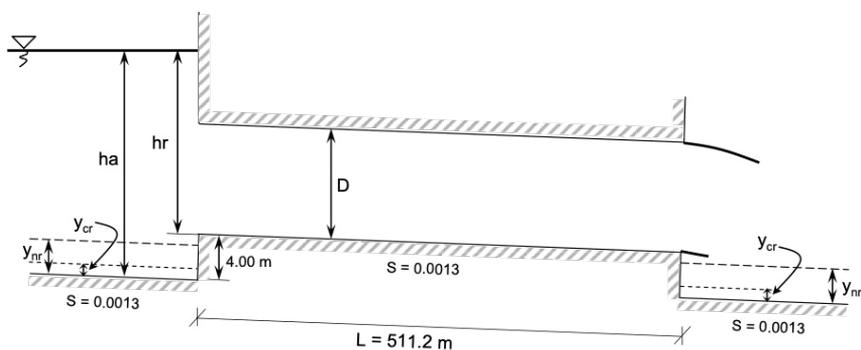


Figura 2.25 Perfil del agua en el túnel, condiciones hidráulicas aguas arriba y aguas abajo del mismo, y altura de la ataguía, para el túnel con $D = 4.00$ m

Utilizando la ecuación (2.25) con:

$$At = 12.57 \text{ m}^2$$

$$Vt = 27.85 \text{ m/s}$$

$$Pt = 12.57 \text{ m}$$

$$Rt = 1.00$$

Se obtiene $h_r = 144.35$ m, y la altura de la atagüa será $h_a = 145.85$ m. La curva $D - h_a$, se construirá con los valores obtenidos para cada diámetro D , ver Figura 2.26.

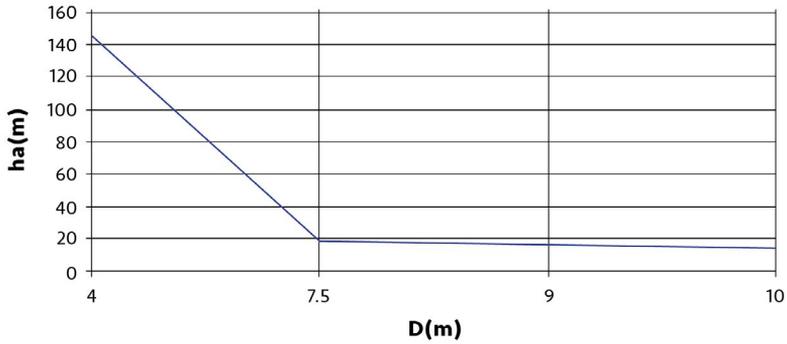


Figura 2.26 Curva $D - h_a$ para el ejemplo No. 2.4

Solución:

b) Curva $Q-h_a$ para un diámetro D de 6.00 m

b-1) Cálculo para un gasto $Q = 50.00$ m³/s

Con los datos proporcionados se calculan el tirante normal y crítico en el túnel Y_{nt} y Y_{ct} respectivamente:

$$Y_{nt} = 3.09m$$

$$Y_{ct} = 2.55m$$

Del cálculo del perfil se obtiene el tirante de entrada $Y_e = 3.03$ m, y aplicando la ecuación (2.25) con $k_e = 0.015$:

$$h_r = Y_e + \frac{Q^2}{2.00gA_e^2} (1.00 + K_e) + 4.00$$

Además, $A_e = 14.34 \text{ m}^2$ y $V_e = 3.49 \text{ m/s}$, se obtiene:

$$h_r = 3.03 + \frac{(3.49)^2}{19.62} (1.015) + 4.00$$

$$h_r = 7.66 \text{ m}$$

y la altura de la ataguía es, $h_a = 9.16 \text{ m}$

b-2) Cálculo para un gasto $Q = 150.00 \text{ m}^3/\text{s}$

Con los datos proporcionados se calcula el tirante crítico en el túnel Y_{ct} :

$$Y_{ct} = 4.51 \text{ m}$$

Del cálculo del perfil se obtiene que el tirante de entrada $Y_e = 5.94 \text{ m}$, y aplicando la ecuación (2.25) con $k_e = 0.015$, considerando que $A_e = 28.27 \text{ m}^2$ y $V_e = 5.30 \text{ m/s}$:

$$h_r = 5.94 + \frac{(5.30)^2}{19.62} (1.015) + 4.00$$

$$h_r = 11.37 \text{ m}$$

y la altura de la ataguía es, $h_a = 12.87 \text{ m}$

b -3) Cálculo para un gasto $Q = 250.00 \text{ m}^3/\text{s}$

Con los datos proporcionados se calcula el tirante crítico en el túnel:

$$Y_{ct} = 5.54 \text{ m}$$

Del cálculo del perfil se obtiene que una distancia L del túnel igual a 497.00 m trabaja a presión, así utilizando la ecuación (2.25), con $A_t = 28.27 \text{ m}^2$, $V_t = 8.84 \text{ m/s}$, $P_t = 18.85 \text{ m}$ y $R_t = 1.5$:

$$h_r = 6.00 + \frac{(8.84)^2}{19.62} (1.05) + \left[\frac{8.84(0.014)^2}{(1.50)^{2/3}} \right] 497.00 - 0.0013(497.00) + 4.00 = 19.76 \text{ m}$$

y la altura de la ataguía será $h_a = 21.26 \text{ m}$.

b -4) Cálculo para un gasto $Q = 350.00 \text{ m}^3/\text{s}$

Con los datos proporcionados se calcula el tirante crítico en el túnel:

$$Y_c = 5.87 \text{ m}$$

Del cálculo del perfil se obtiene que una distancia L del túnel igual a 505.00 m trabaja a presión, así utilizando la ecuación (2.25), y con $A_e = 28.27 \text{ m}^2$, $V_t = 12.38 \text{ m/s}$, $P_t = 18.85 \text{ m}$ y $R_t = 1.5$:

$$h_r = 6.00 + \frac{(12.38)^2}{19.62} (1.50) + \left[\frac{(12.38)(0.014)^2}{(1.50)^{2/3}} \right]^2 505.00 - 0.0013(505.00) + 4.00$$

Entonces $h_r = 29.89 \text{ m}$, y la altura de la ataguía $h_a = 31.39 \text{ m}$. En la Figura 2.27 se presenta la curva $Q - h_a$.

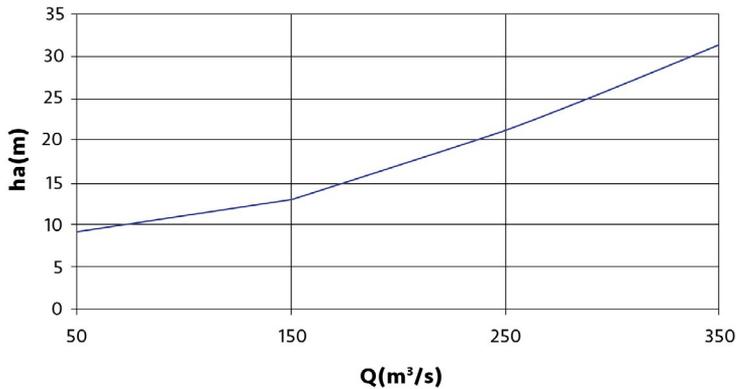


Figura 2.27 Curva Q - ha para el ejemplo No. 2.4

Ejemplo No. 2.5

Calcule los gastos y las velocidades en cada uno de los dos túneles, para las condiciones geométricas señaladas en la Tabla 2.13, considerando que los dos tienen pérdidas acumuladas $a_1 = a_2 = 0.4$, longitudes $L_1 = 444.00$ m y $L_2 = 332.00$ m, y pendientes $S_1 = 0.007261$ y $S_2 = 0.008421$ respectivamente. El gasto de desvío es de 120.00 m³/s.

Tabla 2.13 Diámetros y rugosidades de los túneles del ejemplo No. 2.5

Diámetro D1 (m)	Diámetro D2 m	Rugosidad n
8.00	8.00	0.015
8.00	8.00	0.017
8.00	8.00	0.013
8.00	8.00	0.014
8.00	7.75	0.015

Diámetro D1 (m)	Diámetro D2 m	Rugosidad n
8.00	7.50	0.015
8.00	7.75	0.014
8.00	7.50	0.014
7.50	7.40	0.014
7.40	7.40	0.014
7.40	7.40	0.015
7.00	7.40	0.015

Aplicando la ecuación de la energía para el Túnel T1 y T2 simultáneamente, esto es utilizando las ecuaciones 2.17 a 2.21, se obtiene la solución mostrada en la Tabla 2.14:

Tabla 2.14 Resultados del ejemplo No. 2.5

Diámetro D1 (m)	Diámetro D2(m)	Rugosidad n	Gasto Q2 (m³/s)	Gasto Q1 (m³/s)	Velocidad V1 (m/s)	Velocidad V2 (m/s)
8.00	8.00	0.015	609.90	590.10	11.74	12.13
8.00	8.00	0.017	612.75	587.25	11.68	12.19
8.00	8.00	0.013	606.94	593.06	11.80	12.07
8.00	8.00	0.014	608.43	591.57	11.77	12.10
8.00	7.75	0.015	590.99	609.01	12.12	12.53
8.00	7.50	0.015	571.10	628.90	12.51	12.93
8.00	7.75	0.014	589.79	610.21	12.14	12.50
8.00	7.50	0.014	570.16	629.84	12.53	12.91
7.50	7.40	0.014	602.18	597.82	13.53	14.00
7.40	7.40	0.014	610.69	589.31	13.70	14.20
7.40	7.40	0.015	612.16	587.84	13.67	14.23
7.00	7.00	0.015	613.56	586.46	15.24	15.94

2.2.3. Obras de desvío a través y sobre cortinas de concreto

En este caso la cortina puede construirse por medio de bloques (monolitos) alternados, de tal forma que el agua pueda verter sobre la parte más baja de la presa o a través de ella.

2.2.3.1. Casos de obras de desvío a través o sobre la cortina

2.2.3.1.1. Obra de desvío de la presa Luis Donaldo Colosio (Huites)

En un principio el río se manejó por medio de un tajo con capacidad de 7500.00 m³/s excavado en la ladera derecha de la boquilla, con sección rectangular, ancho de plantilla 28.00 m y una longitud de 700.00 m, ver Figura 2.28. A la entrada y salida del tajo, se construyeron dos ataguías transversales de materiales graduados, la de aguas arriba de 35.00 m de alto y la de aguas debajo de 25.00 m, integrándoles una pantalla flexible hasta la roca basal, para evitar el paso de filtraciones a través de la sección y del aluvión del cauce del río.

Después se cerró el tajo, y mediante la operación de dos conductos rectangulares, de 6.00 m de ancho por 12.00 m de altura, ubicados en el cuerpo del monolito No. 8, con una capacidad de 2300.00 m³/s, ver Figura 2.29, se manejaron las avenidas. Los conductos operaron hasta que se efectuó el cierre definitivo. Además, se había considerado la posibilidad de manejar las avenidas juntamente con la parte superior del monolito No 8, sin embargo, no se presentó tal situación.

2.2.3.1.2. Obra de desvío de la presa Ing. Juan Guerrero Alcocer (Vinoramas)

En este caso se construyó un tajo con dos ataguías longitudinales con pantalla plástica, y un canal revestido de concreto lanzado en el lado izquierdo del cauce. Después, se construyeron cuatro conductos de desvío rectangulares de concreto reforzado con una sección de 6.00 por 7.00 m, coincidiendo con el desplante de la cortina en la zona del cauce, ver Figura 2.30. En el cierre de la presa los ductos se llenaron con concreto simple.

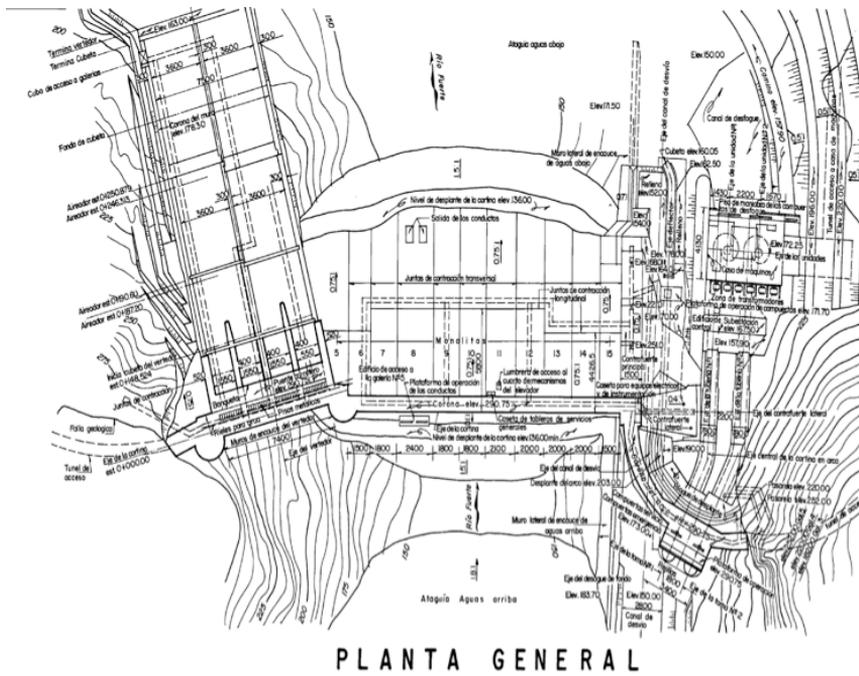
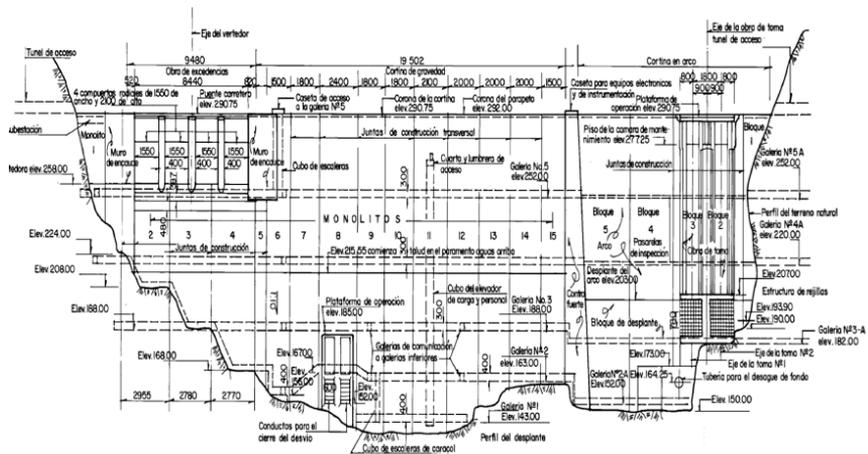


Figura 2.28 Tajo de la obra de desvío de la presa Luis Donaldo Colosio (Huites), Sinaloa, (Comisión Nacional del Agua, 1999)

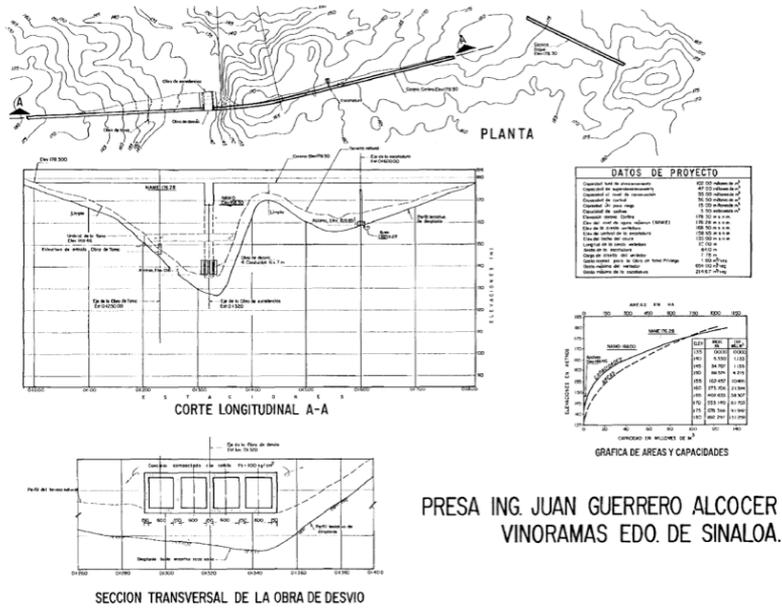


SECCION LONGITUDINAL

Figura 2.29 Obra de desvío mediante conductos en la cortina en la presa Luis Donaldo Colosio (Huixtla), Sinaloa, (Comisión Nacional del Agua, 1999)

2.2.4. Obras de desvío mixtas

Como se ha visto en los casos de obras de desvío presentados, en muchas ocasiones se utiliza una combinación de desvíos, que se proyectan de acuerdo con las condiciones hidrológicas, topográficas, geológicas y de planeación general de la obra. Así, se utilizaron desvíos con tajos y después con túneles en los casos 2.2.2.1.1, 2.2.2.1.2 y 2.2.2.1.3. En los casos 2.2.3.1.1 y 2.2.3.1.2, se combinan tajos con conductos a través de la cortina.



PRESA ING. JUAN GUERRERO ALCOCER
VINORAMAS EDO. DE SINALOA.

Figura 2.30 Obra de desvío mediante conductos en la cortina en la presa Ing. Juan Guerrero Alcocer (Vinoramas), Sinaloa, (Comisión Nacional del Agua, 1999)

2.2.5. Cierre del cauce

Se llama cierre del cauce al proceso por medio del cual el flujo del río se orienta hacia los tajos (canales) o túneles, y el cierre de la presa consiste en cerrar la obra de desvío e iniciar el llenado del vaso.

El cierre del cauce del río se realiza en época de estiaje y se hace colocando rocas de gran tamaño a volteo, que puedan resistir el arrastre de la corriente del río, en algunas ocasiones se han utilizado rocas de hasta una tonelada de peso. Cuando se ha logrado bloquear el río de esta manera, se coloca en el paramento aguas arriba rezaga con granulometría cada vez más fina, para reducir las filtraciones. Es probable que el agua se filtre bajo la ataguía y sea necesario colocar pantallas bajo la misma para reducir al mínimo el número de bombas que deberían utilizarse para el achique de las filtraciones.

Existen tres métodos de cierre:

2.2.5.1. Cierre frontal.

En este método el material de la ataguía se coloca uniformemente a lo largo de toda la sección transversal del cauce, desde una grúa, un puente o una barcaza, según sea el tamaño y peso del material. Debe tenerse en cuenta que en la medida en que se deposita el material en el cauce se reduce la sección hidráulica y por lo tanto se incrementa la velocidad del agua y su capacidad de arrastre, ello provoca que la sección de la ataguía no sea triangular, sino que adopte una forma irregular de acuerdo con el material arrastrado hacia aguas abajo, en todo caso funcionará como un vertedor de cresta ancha. Este método ha caído en desuso en los últimos tiempos.

2.2.5.2. Cierre lateral

La construcción de la ataguía se hace desde las márgenes del río colocando a volteo el material de cierre, mediante camiones ver Figura 2.31, o maquinaria pesada. Pueden distinguirse tres fases en este tipo de cierre:

2.2.5.2.1. Preparación

Es el inicio de la construcción del dique y normalmente inicia en las márgenes secas del río, porque lo que es relativamente fácil esta etapa. El control de los materiales es menos riguroso, aunque debe tener la capacidad para soportar la maquinaria que se moverá sobre él para colocar los materiales de las siguientes etapas.

2.2.5.2.2. Estrechamiento del cauce

En esta etapa los materiales de cierre van ocupando el cauce y reduciendo la sección hidráulica, acelerando el flujo y aumentando la capacidad de arrastre del agua, será necesario ir colocando material cada vez más pesado conforme se avanza.

2.2.5.2.3. Cierre final

En esta tercera y última etapa dos variables son importantes: el empleo de los materiales de mayor tamaño y la velocidad con que son colocados, esto último es clave en el cierre final para lograr la obturación total del cauce.



Figura 2.31 Cierre lateral mediante el empleo de camiones a volteo

2.2.5.3. Cierre mixto

Es una combinación de los dos métodos citados anteriormente.

2.2.5.4. Cierre de la presa

El cierre definitivo de un túnel de desvío se hace cuando se ha llevado la cortina a un nivel superior a la obra de excedencias, colocando un tapón de concreto. Si la totalidad o una parte del túnel se usará en forma permanente como obra de toma, de excedencias o de desagüe de fondo, el tapón se coloca inmediatamente aguas arriba de la intersección.

El cierre del túnel se planea con anticipación pues debe disponerse de las adecuaciones necesarias en el portal aguas arriba del túnel para detener la corriente derivada. Estos medios pueden ser desde agujas en presas muy chicas, hasta compuertas deslizantes accionados por mecanismos hidráulicos con guías maquinadas para las compuertas en obras grandes. Estos trabajos deben planearse cuidadosamente, pues han ocurrido varios casos en los que una pequeña abertura en la compuerta (del orden de cm) trabajando con grandes cargas han provocado serias complicaciones en el cierre de los túneles, deben evitarse casos como el de las presas Cupatitzio en Michoacán Mex., o el de la presa Gurí, Venezuela.

Para garantizar la adhesión entre el túnel y el tapón, se deben construir espigas en la roca, e inyectarse una lechada de cemento en esta zona por medio de tubos previamente colocados para estas funciones.

La longitud del tapón de acuerdo con la experiencia obtenida es del orden de dos a dos veces y media el diámetro del túnel, esto da una idea de los problemas de carácter estructural y constructivo, cuando los túneles son de gran diámetro (mayores de 10.00 m). Si se considera además que generalmente el tiempo disponible para su construcción es corto, es clara la necesidad de una adecuada planeación de este tipo de obras.

En México la CFE construyó un tapón hueco para el túnel No. 3 de la presa Nezahualcoyotl (Malpaso). En este caso se ahorraron 4000.00 m³ de concreto, en relación con un tapón macizo. En la presa El Infiernillo, los tapones se ubicaron en el codo de la obra de excedencias, y también son huecos.

Con objeto de mostrar las etapas de cierre de una presa, se transcriben a continuación algunos comentarios de la memoria descriptiva de la presa Nezahualcoyotl (Malpaso). (Comisión Nacional del Agua, 1999).

“La construcción de la presa se hizo en cuatro etapas principales, desviándose íntegramente el río por los túneles localizados en ambas laderas:

Primera Etapa: Construcción de los cinco túneles de desvío y de sus estructuras de obturación. Durante esta etapa se construyó también el puente de acceso a la margen derecha.

Segunda Etapa: Cierre del cauce del río mediante la construcción de ataguías auxiliares de enrocamiento que formaron parte, posteriormente, de las ataguías principales y desvío del río por los túneles. Construcción de las ataguías principales, para confinar en forma segura la zona de construcción de la cortina.

Tercera Etapa: Con el río pasando por los túneles de desvío, se efectuaron los trabajos de excavación limpia y tratamiento de la cimentación de la cortina y se colocaron terracerías de esta, continuándose la construcción de los vertedores de servicio y emergencia y los diques auxiliares. Durante esta etapa, en el estiaje de principios de 1964, se cerraron los túneles Nos. 2 y 5 mediante la construcción del tapón central en el mismo y se construyó la estructura de cierre final del túnel No. 1. Durante la siguiente época de avenidas se conservaron funcionando los túneles Nos. 1, 3 y 4.

Cuarta Etapa: Terminadas la cortina y los vertedores de servicio y emergencia se cerró en el estiaje de principios de 1965 el túnel No. 4 y a fines del mismo año el túnel No. 3, mediante los obturadores de la entrada y colando los tapones centrales de los túneles. Por último, en mayo de 1966, se cerró el túnel No. 1 mediante las compuertas de cierre final y el colado del tapón de la zona central.”

2.2.6. Modelos físicos, matemáticos y compuestos

En el estudio de algunas estructuras hidráulicas como las obras de desvío entre otras, intervienen fenómenos como la turbulencia, el transporte de sedimentos o la topografía, y condiciones geométricas del río, canal o túnel, incluida la rugosidad, que son de tal complejidad que no cuentan con suficientes teorías desarrolladas y obligan a utilizar modelos físicos (Vega S., 2005), y/o matemáticos (Liscia S. *et al*, 2012; Zamorano R., 2014), que siempre serán de gran utilidad en el diseño y revisión del desvío. Finalmente, la tendencia actual es emplear modelos compuestos utilizando las ventajas de los dos tipos citados anteriormente.

2.2.7. Efectos de escala

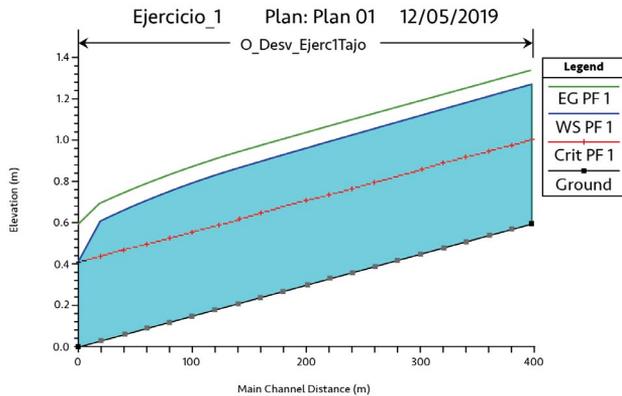
En el caso de los modelos físicos deben reducirse al mínimo los efectos de escala, es decir aquellos que no pueden ser transformados del modelo al prototipo por la dificultad de cumplir con la semejanza mecánica, así por ejemplo la capilaridad, la tensión superficial o las fuerzas viscosas pueden ser muy importantes en el modelo pero no en el prototipo, otro caso es el de la cavitación, que solo puede

ocurrir con velocidades mayores a 15.00 m/s, y que es muy difícil de lograr en un modelo. Existen consideraciones para reducir estos efectos de escala, por ejemplo, lograr que los números de Weber y de Reynolds sean suficientemente grandes.

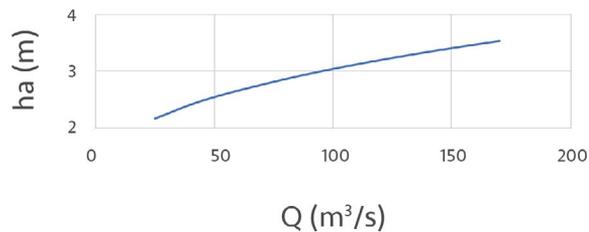
2.2.8. Problemas propuestos

1. Calcule la curva $Q-h_a$ del ejemplo No. 2.1, para los gastos $Q = 25.00, 50.00, 75.00, 100.00, 125.00, 150.00$ y $170.00 \text{ m}^3/\text{s}$

Solución:

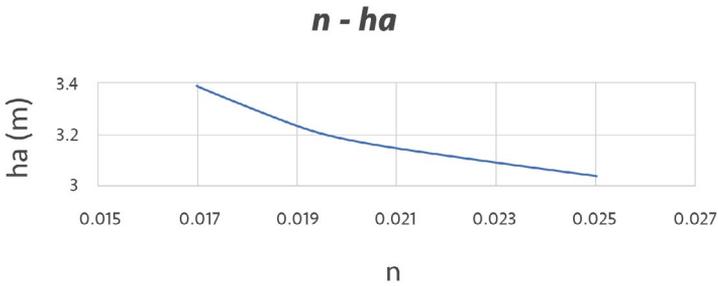


$Q-h_a$



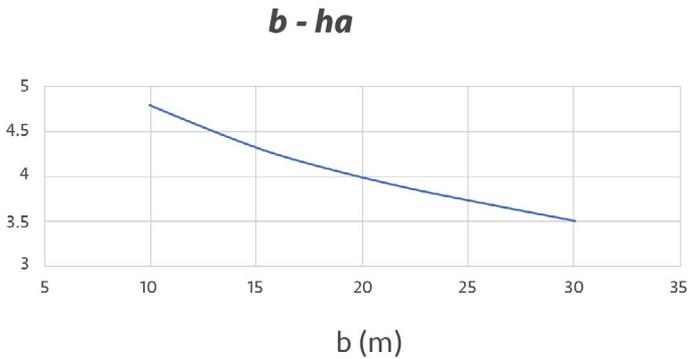
2. Después de analizar las condiciones de erosionabilidad del río del ejemplo No. 2.1, se contempló la posibilidad de revestir el tajo, y en consecuencia variar su rugosidad. Calcule la curva $n - h_a$ para las rugosidades $n = 0.017, 0.020$ y 0.025 .

Solución:



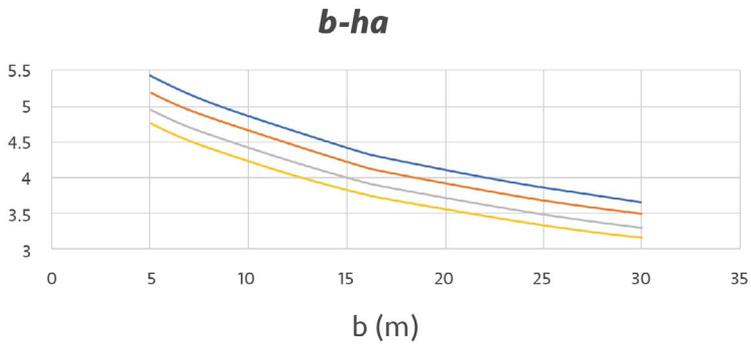
3. Calcule la curva $b - h_a$, si el ancho de plantilla del ejemplo No. 2.1, varía como se indica a continuación: $b = 10.00, 15.00, 20.00, 25.00$ y 30.00 m.

Solución:



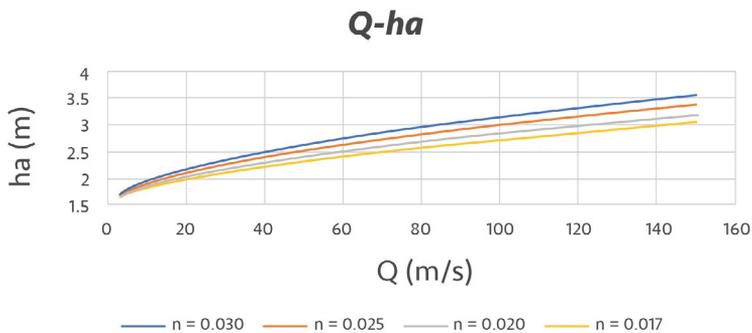
4. Elabore un juego de curvas $b - h_a$ para el caso del ejemplo No. 2.2, para coeficientes de rugosidad $n = 0.017, 0.020, 0.025$ y 0.030 .

Solución:



5.- Calcule un juego de curvas $Q - h_a$ para el ejemplo No. 2.2, con los coeficientes de rugosidad señalados en el ejemplo anterior.

Solución:



6. Calcule las velocidades máximas V_{max} para los diferentes revestimientos del ejemplo anterior.

Solución:

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	n = 0.030	n = 0.025	n = 0.020	n = 0.017
				V (m/s)	V (m/s)	V (m/s)	V (m/s)
Tajo	398	PF 1	3	0.46	0.51	0.58	0.64
Tajo	398	PF 2	6	0.60	0.67	0.77	0.84
Tajo	398	PF 3	9	0.70	0.78	0.89	0.99
Tajo	398	PF 4	15	0.85	0.95	1.09	1.20
Tajo	398	PF 5	20	0.94	1.06	1.21	1.34
Tajo	398	PF 6	25	1.03	1.15	1.32	1.46
Tajo	398	PF 7	35	1.17	1.3	1.50	1.66
Tajo	398	PF 8	45	1.28	1.43	1.64	1.82
Tajo	398	PF 9	65	1.48	1.64	1.88	2.08
Tajo	398	PF 10	85	1.63	1.82	2.07	2.29
Tajo	398	PF 11	100	1.73	1.93	2.20	2.43
Tajo	398	PF 12	115	1.83	2.03	2.31	2.55
Tajo	398	PF 13	130	1.91	2.12	2.42	2.67
Tajo	398	PF 14	140	1.96	2.18	2.48	2.74
Tajo	398	PF 15	150	2.01	2.23	2.54	2.80

7. Calcule la curva D – ha para el ejemplo No. 2.3, para un gasto de 450.00 m³/s

8. Calcule la curva Q – ha para un túnel con diámetro D = 7.50 m.

9.- Resuelva el ejemplo No. 2.4, para un gasto de 1000.00 m³/s.

10. Resuelva el ejemplo No. 2.4, para todas las condiciones planteadas si el diámetro del túnel No. 1, D1 = 9.00 m

1.3. Referencias

1. Alvarado-Ancieta C. *Diversion Works. Information on the river diversion works being carried out during construction of the Imboulou and Bujagali hydro power projects in Africa*. Water Power and Dam Construction. December 2008.
2. Alvarado-Ancieta C. *Diversion Works*. IHE Delft Institute for Water Education December 2008.
3. Arreguín F, Echávez G, "Aireación en flujos de alta velocidad, región gradualmente aireada". *X Congreso de la Academia Nacional de Ingeniería*, Sonora, México, septiembre 1984.
4. Arreguín F, Echávez G, "Aireación natural en flujos de alta velocidad. Región parcialmente aireada". *VIII Congreso Nacional de Hidráulica*, Toluca, México, octubre 1984.
5. Arreguín F, Echávez G, "Aireación en flujos de alta velocidad. Zonas parcial y totalmente aireadas". *XI Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Buenos Aires, Argentina, noviembre 1984.
6. Arreguín F, Echávez G, "Aireación en obras hidráulicas", *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, Vol. III, México, D.F., México, septiembre/diciembre 1985. pp 59-73
7. Arreguín F, Echávez G, "Aireación. Una alternativa para protección de obras hidráulicas expuestas a flujo de alta velocidad", *Revista Ingeniería*, México, D.F., México, Vol. LV, Núm. 2, noviembre 1985. pp 34-40
8. Arreguín F, Echávez G, "Aireación natural en flujos de alta velocidad", *Congreso sobre avances en aerodinámica, mecánica de fluidos e hidráulica*, Minneapolis, Minnesota, USA, pp 186-192, junio 1986.
9. Arreguín F, Echávez G, "Aireación en flujos de alta velocidad", *XII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Sao Paulo, Brasil, Vol 3, septiembre 1986. pp 368-379
10. Arreguín F, Echávez G, "Aireación natural en flujos de alta velocidad", *XII Congreso de la Academia Nacional de Ingeniería*, México, Vol 1, septiembre 1986. pp 339-343
11. Arreguín F, "Coeficientes de difusión para aireación forzada (un método para calcular la separación de aireadores)", *Memorias del XIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica* Vol 4, La Habana, Cuba, julio 1988. pp 89-100
12. Arreguín F, Autrique R, "Inicio del funcionamiento de aireadores". *XIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Vol 4, La Habana, Cuba, julio 1988. pp 113-122
13. Arreguín F, "Influencia de la geometría sobre el funcionamiento de los aireadores", *Memorias del XIV Congreso de la ANIAC*, pp 223-229, Guanajuato, Gto. septiembre 1988.
14. Arreguín F, Franco V, Ruiz R, *Comportamiento del concreto bajo excitaciones de cavitación y de inclusión de aire*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, México D.F., marzo de 1990.

15. Arreguín F, Ruíz R, "Cavitación en Obras con Flujo de Alta Velocidad. -Que se debe mejorar- -La resistencia del concreto, la concentración de aire o se debe disminuir la velocidad", *Memorias del 11o. Congreso Nacional de Hidráulica*, AMH, Tomo III, Zacatecas, Zac, octubre 1990. pp 88-98
16. Arreguín F, Ruíz R, "Influencia de la Resistencia a la Compresión del Concreto Sometido a Excitaciones de Cavitación", *Memorias del XIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Asociación Internacional de Recursos Hidráulicos*, Vol 1, Montevideo, Uruguay, noviembre 1990. pp 459-469
17. Arreguín F, Franco V, Ruíz R, *Comportamiento del Concreto bajo excitaciones de cavitación y de inclusión de aire*, Instituto de Ingeniería, UNAM, marzo 1991.
18. Arreguín F., *Obras de excedencia*, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Cuernavaca, Morelos, México, 2000.
19. Arreguín F., *Presas derivadoras*. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Cuernavaca, Morelos, México, 2001.
20. Arreguín F., *Cavitación y aireación en obras de excedencia*, Asociación Mexicana de Hidráulica, mayo de 2005.
21. Afshar A, Barkhordary A. y Mariño M. "Optimizing River Diversion under Hydraulic and Hydrologic Uncertainties". *Journal of Water Resources Planning and Management*. ASCE. Volume 120 Issue 1 - January 1994.
22. Comisión Federal de Electricidad, *Manual de diseño de obras civiles*. Hidrotecnia. Obras de desvío. 1983.
23. Comisión Nacional del Agua, *Disco Compacto Grandes Presas en México*, México 1999.
24. Jihn-SungLai, Wen-YiChang, Ying-ChiehChan, Shih-ChungKang y Yih-ChiTan. "Development of a 3D virtual environment for improving public participation: Case study - The Yuansantze Flood Diversion Works Project". *Advanced Engineering Informatics*. Volume 25, Issue 2, April 2011, Pages 208-223
25. Liscia S., Angulo M, Ruiz A. y Lugo M. "Estudio de una obra de desvío mediante Modelación matemática". *XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. San José, CostaRica, septiembre de 2012.
26. Marengo H. *Análisis del riesgo de falla por desbordamiento de las obras de contención del P. H. Aguamilpa durante las avenidas extraordinarias de enero*, 1992, Documento de ingreso a la Academia Mexicana de Ingeniería, México DF. 1998.
27. Marengo H. *Programas para el cálculo del comportamiento hidráulico en túneles de conducción de sección baúl funcionando a tubo lleno al considerar rugosidades compuestas*, México D. F. 2004; No. de registro: 03-2004-070612272900-01
28. Marengo H. *Cálculo hidráulico de túneles de conducción en sección baúl considerando rugosidades compuestas*, México D. F. 2005; Fundación ICA, ISBN 968-5520-14-3

29. Marengo H., Cortés C. y Arreguín F. "Análisis hidráulico experimental en túneles de conducción en sección baúl trabajando como canal considerando rugosidades compuestas", *Revista Ingeniería Hidráulica*, abril 2006.
30. Marengo H., Arreguín F., Aldama A. y Morales V. "Case study: Risk analysis by overtopping of diversion works during dam construction: The La Yesca hydroelectric project, Mexico". *Structural Safety*. Volume 42, May 2013, Pages 26-34
31. Departamento interior de los Estados Unidos, Buró de reclamaciones, *Diseño de presas pequeñas*, Compañía Editorial Continental, octubre de 1976,
32. Vegas S., Estudio en modelo hidráulico de las obras de desvío de la central hidroeléctrica San Gabán II. Tesis de licenciatura. Universidad de Pírhua, Perú, 2002.
33. Zamorano R. "Modelación numérica 3D aplicada al diseño de las obras hidráulicas de la Central Baker 1, Región de Aysén". Memoria para optar al título de ingeniero civil. Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Departamento de Ingeniería Civil. 2014.

3

Obras de excedencia

3.1. Introducción

Las obras de excedencia o vertedores de demasías se construyen con objeto de dar paso a los volúmenes de agua que no pueden retenerse en el vaso de una presa de almacenamiento para su aprovechamiento, ver Figura 3.1. En general se tratará de reducir al mínimo su uso, pues debido al alto valor del agua siempre será mejor emplearla para abastecer poblaciones, zonas de riego o generar energía eléctrica, en lugar de devolverla al cauce sin aprovecharla. En el caso de presas derivadoras, por el vertedor pasan las aguas que no se han desviado para su uso, y su funcionamiento puede ser frecuente y en algunos casos permanente.

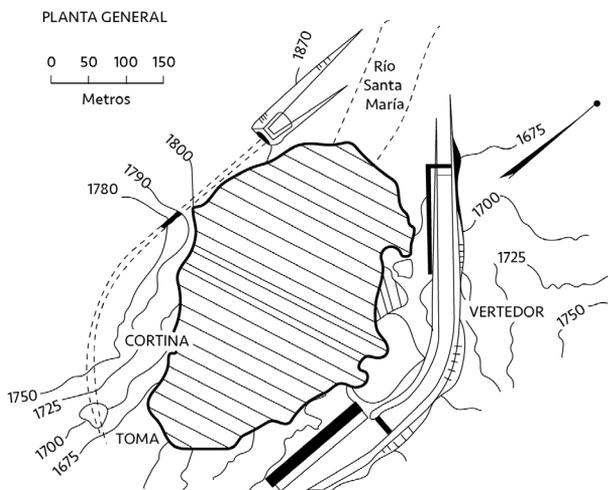


Figura 3.1 Obra de excedencias de la presa El Tintero, Chihuahua.
(Comisión Nacional del Agua, 1999).

Un vertedor mal proyectado, construido y/u operado, puede originar que el nivel del agua sobrepase la corona de la cortina y derrame sobre ella, lo que podría ocasionar su falla, sobre todo si se trata de presas de tierra, materiales graduados o de enrocamiento.

En la Tabla 3.1, se presentan 171 casos de falla por desbordamiento, clasificados en función de la altura de la cortina, edad de la estructura y año de ocurrencia; distribuidos según el tipo de presa.

En esta Tabla 3.1 puede notarse que en las últimas tres décadas las fallas por desbordamiento se han reducido sustancialmente debido a la mayor cantidad y mejor calidad de los datos hidrológicos, al progreso de los métodos de diseño, al empleo de estándares y controles más estrictos, y a políticas de operación más racionales.

Cabe destacar que, de los 171 casos de falla por desbordamiento analizados, el 82 % ocurrió en cortinas de tierra y enrocamiento, y de éstas, el 57% se presentó en presas con altura menor a 15.00 m; además el 34% de las fallas ocurrieron en obras con una antigüedad de 11 a 49 años.

El siguiente tipo de cortinas con mayor número de fallas, son las de concreto y mampostería, con 24 casos, equivalente al 14% del total de desbordamientos, de ellos el 44 % sucedió en presas menores a 30.00 m, y con un 29% de incidentes en obras con una antigüedad entre 50 y 100 años.

Los casos más severos por desbordamiento se han presentado en la India, Estados Unidos, Japón y Corea. La falla en la presa Machhu-II (India, 1979) causó 2500 muertes; la de la presa South Fork (EUA, 1889), ocasionó 2200 fallecimientos; la de la presa Irukaike (Japón, 1868), provocó 1200 decesos; y la de la presa Hyogiri (Corea, 1961), dio lugar a 250 defunciones.

Entre 1970 y 1979, ocurrió el 21% de los casos de falla por desbordamiento, un total de 36 casos; a partir de entonces estos incidentes han disminuido. Una de las más recientes fue la falla de Oaky River Dam en Australia en febrero de 2013, que tiene una cortina de concreto y enrocamiento, de 18 m de altura y capacidad de 2.7 Mm³, construida en 1956.

La falla por desbordamiento en una presa tipo rubber dam, incluida en la Tabla 3.1, se presentó en la presa Francisco I. Madero, también conocida como Las Vírgenes, localizada en Chihuahua, México, ver Figura 3.2. Esta presa fue construida entre 1941 y 1949, tiene una altura total de 57 m y una capacidad de almacenamiento original de 425 Mm³, posee una cortina de contrafuertes de cabeza redonda.

En 2004 la capacidad del vaso se había reducido en un 34%, debido a la acumulación de azolves. Por esta razón, las dos crestas de los vertedores (una recta y la otra curva) se sobreelevaron 3.00 m mediante dispositivos inflables (rubber dams). Su falla tuvo lugar en 2006, cuando el material falló por intemperismo.

Tabla 3.1 Fallas en presas por desbordamiento, durante el periodo 1799-2017

Clasificaciones		Material								Total	
		Concreto y mampostería		Tierra y enrocamiento		Madera		Plástico			
		No.	%	No.	%	No.	%	No.	%	No.	%
Altura (m)	<15	10	42%	81	57%	5	100%	-	-	96	56%
	15-29.9	10	42%	40	28%	-	-	-	-	50	29%
	30-49.9	3	13%	17	12%	-	-	-	-	20	12%
	50-100	1	4%	3	2%	-	-	1	4%	5	3%
	Total	24	100%	141	100%	5	100%	1	4%	171	100%
Edad de la presa cuando falló	Construcción	5	21%	28	20%	-	-	-	-	33	19%
	< 5 años	3	13%	25	18%	1	20%	-	-	29	17%
	5 a 10 años	3	13%	13	9%	-	-	-	-	16	9%
	11 a 49 años	6	25%	48	34%	2	40%	-	-	56	33%
	50 a 100 años	7	29%	17	12%	1	20%	1	100%	26	15%
	>100 años	-	-	10	7%	1	20%	-	-	11	6%
	Total	24	100%	141	100%	5	100%	1	100%	171	100%
Año de ocurrencia de falla	<1900	2	8%	12	9%	-	-	-	-	14	8%
	1900-1909	4	17%	15	11%	-	-	-	-	19	11%
	1910-1919	2	8%	15	11%	1	20%	-	-	18	11%
	1920-1929	3	13%	10	7%	1	20%	-	-	14	8%
	1930-1939	1	4%	7	5%	-	-	-	-	8	5%
	1940-1949	1	4%	3	2%	-	-	-	-	4	2%
	1950-1959	2	8%	6	4%	-	-	-	-	8	5%
	1960-1969	2	8%	16	11%	-	-	-	-	18	11%
	1970-1979	4	17%	31	22%	1	20%	-	-	36	21%
	1980-1989	1	4%	12	9%	-	-	-	-	13	8%
	1990-1999		0%	7	5%	2	40%	-	-	9	5%
	2000-2009		0%	5	4%	-	-	1	100%	6	4%
	2010-2017	2	8%	2	1%	-	-	-	-	4	2%
Total	24	100%	141	100%	5	100%	1	100%	171	100%	

Como se señaló, la mala operación de las compuertas de los vertedores ha sido también causa de graves accidentes. A continuación, se presentan varios casos que provocaron inundaciones aguas abajo por esta situación, de 1975 a 2006, International Rivers, 2007:

En 1992, la presa Mangla en Pakistán, provocó una avenida que inundó varias localidades causando la muerte a 500 seres humanos; en 1999, fallecieron mil personas aguas abajo de las presas Kainji, Jebba y Shiori, ubicadas en los ríos Níger y Kaduna, Nigeria; en el año 2001 en ese mismo país murieron 200 residentes aguas abajo de las presas Tiga y Challawa; en 2005, en la India, aguas abajo de la presa Sagar ubicada sobre el río Narmada, murieron 62 personas; y en el año 2006 se reporta la falla de la presa Makheda ubicada en el río Sind, debido a la operación inadecuada de sus compuertas, causó la muerte a 39 personas.

En 2003 en Camerún y Nigeria las descargas de la presa Lagdo ubicada en Camerún, causaron inundaciones en las poblaciones ubicadas en las márgenes del río Benue en Nigeria, quitándole la vida a 28 personas y destruyendo más de 200 viviendas.

Vale la pena analizar con más detalle las fallas en los vertedores, pues varias de ellas están relacionadas con causas que van más allá del diseño o la operación. Por ejemplo, es común que los usuarios del agua bloqueen los vertedores en su afán de almacenar más agua, ver Figura 3.3.



Figura 3.2 Presa inflable plástica, “rubber dam” sobre la presa Francisco I. Madero Chihuahua, México.

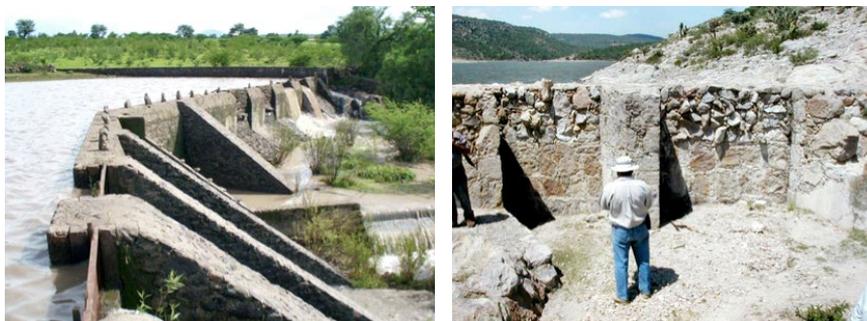


Figura 3.3 Obturación parcial del vertedor mediante la colocación de agujas metálicas y mampostería.

En la etapa de planeación de una presa siempre se deben considerar rutas de evacuación y ubicación de refugios ante eventuales fallas, Ahmad Fadhli Mamat, (2019).

3.2. Avenida de diseño y capacidad del vertedor

Se llama avenida de diseño a aquella que entra a un vaso de almacenamiento y cuyo tránsito por el mismo produce escurrimientos que determinan la capacidad del vertedor. Otra definición necesaria es la de avenida máxima probable, que es aquella que puede esperarse de la combinación de las condiciones meteorológicas críticas para la cuenca en estudio. La selección de la avenida de diseño depende básicamente del riesgo que se desee asociar a la construcción de la obra.

Los métodos para calcular la avenida de diseño se pueden clasificar en tres grandes grupos: empíricos, estadísticos e hidrometeorológicos. Los primeros se basan en calibraciones de características físicas de la cuenca, como el área o la pendiente media, para su empleo en cuencas similares.

Los criterios estadísticos ajustan una distribución estadística conocida por ejemplo la Gumbel, la lognormal, o la Pearson tipo III, Aparicio J. (1996), a un registro de datos de una estación hidrométrica determinada. Finalmente, los criterios hidrometeorológicos utilizan la Precipitación Máxima Probable (PMP), así, con la tormenta de diseño, se genera un hidrograma unitario mediante el auxilio de la relación lluvia-escurrimiento, y al descontar las pérdidas se obtiene la avenida de diseño.

Como se señaló anteriormente la selección de la avenida de diseño está asociada al riesgo, el cual se relaciona con factores como la capacidad y altura de la presa; y con los requerimientos de evacuación de personas y daños potenciales aguas abajo de la obra, Marengo H., (2000).

Varias instituciones han clasificado los riesgos en función de distintas variables. El United States Army Corps of Engineers, USACE, (1976), lo hizo tomando en consideración la altura de la presa, su capacidad de almacenamiento; y las pérdidas de vidas y económicas, ver Tabla 3.2. En tanto que otras instituciones lo relacionan con la avenida máxima probable, ver Tabla 3.3.

En resumen, puede decirse que la selección de la avenida de diseño tiene implicaciones técnicas, económicas y sociales, y que del análisis de la combinación más ventajosa podrá determinarse la avenida de diseño.

Por ejemplo, si se incrementa la magnitud de la avenida de diseño, disminuye la probabilidad de ocurrencia y por lo tanto el riesgo, pero por otro lado la capacidad del vertedor aumentará y el costo del mismo también.

Cabe hacer notar que estos análisis deben considerar el estado futuro de las condiciones aguas abajo de la presa, sobre todo para efectos de riesgo, ver capítulo 6. Para determinar la capacidad óptima del vertedor se transita la avenida de diseño por el vaso suponiendo éste lleno hasta la capacidad útil. Debido a que parte del volumen de la avenida transitada será almacenado temporalmente en el vaso entre el Nivel de Aguas Máximas de Operación, NAMO, y el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias, NAME, a esta capacidad parcial del vaso se le llama superalmacenamiento o capacidad de retenidas C_r .

La capacidad del vertedor podrá ser menor que el gasto máximo de la avenida que entra al vaso, seleccionándose finalmente a la mejor combinación capacidad de retenidas y capacidad de la obra de excedencias, que puede traducirse a seleccionar la mejor combinación de la capacidad del vertedor-altura de la cortina.

Tabla 3.2 Clasificación del riesgo potencial de falla en presas según el Programa Nacional de Inspección de Presas de los EUA.

Categoría	Almacenamiento (m ³)	Altura de la presa (m)
Tamaño de la presa		
Pequeña	61,600 a 1,233,500	7.6 a 12
Intermedia	1,233,500 a 61,600,000	12 a 30
Grande	más de 61,600,000	más de 30
Categoría	Pérdida de vidas	Pérdidas económicas
Riesgo potencial		
Bajo	No esperadas (no hay estructuras permanentes para habitación humana)	Mínimas (sin desarrollo alguno o estructuras para agricultura)
Significativo (intermedio)	Pocas (no hay desarrollo urbano y no hay más que unas cuentas pequeñas estructuras habitables)	Apreciable (industria agrícola importante o estructuras)
Alto	Más que algunas	Excesivo (comunidad extensiva industria o agricultura)

Tabla 3.3 Comparación de la capacidad de vertedores de acuerdo con el riesgo potencial y tamaño de la presa según varias agencias. (Marengo H., 1994).

	Clase de Riesgo								
	Alto			Significativo			Bajo		
	Tamaño de la Presa								
	Grande	Intermedia	Pequeña	Grande	Intermedia	Pequeña	Grande	Intermedia	Pequeña
USBR	Amp	Amp	Amp						
USACOE	Amp	Amp	1/2 Amp a Amp	Amp	1/2 Amp a Amp	100 años 1/2 Amp	1/2 Amp a Amp	100 años a 1/2 Amp	50 años a 100 años
Instituto de Ingenieros Civiles de Londres	Amp	Amp	Amp	0.5 Amp ó la mayor de las avenidas de Tr=10,000 años			0.3 Amp ó la mayor de las avenidas de Tr=1,000 años		
Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE)	Amp	Amp	Amp	Amp	Amp	Amp			
Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD)	Amp	Amp		Amp	Amp				
Comité de Grandes Presas de USA (USCOLD)				No ha emitido criterio					

3.3. Vertedores de servicio y auxiliares

Se llama vertedor de servicio a aquel que funciona para avenidas de pequeño periodo de retorno, es decir aquellas que se presentan más frecuentemente. El vertedor auxiliar estará diseñado para operar cuando las avenidas citadas anteriormente sean rebasadas.

Cuando la topografía del lugar lo permita, o cuando un análisis técnico-económico lo demuestre, debe considerarse la posibilidad de emplear una combinación de vertedores de servicio y auxiliares, pues esto muchas veces repercute en reducción de costos, y en una mejor operación de la obra de excedencias, ver Figura 3.4.

La ubicación de los vertedores auxiliares depende básicamente de la topografía, pues su construcción será económica cuando exista un puerto que pueda aprovecharse, o cuando alguna de las laderas circundantes al vaso tengan una pendiente suave en la que pudiera excavar un canal. En ambos casos deberá tenerse cuidado de que la descarga pueda ser conducida a alguna corriente natural, y de que no se ocasionen fenómenos como socavación que repercutan en la seguridad de la obra en general.

El control en los vertedores auxiliares puede establecerse por medio de compuertas, agujas o diques "fusibles", que se proyectan para que se rompan cuando el agua los rebasa, esto tiene la ventaja de que el control es casi automático.

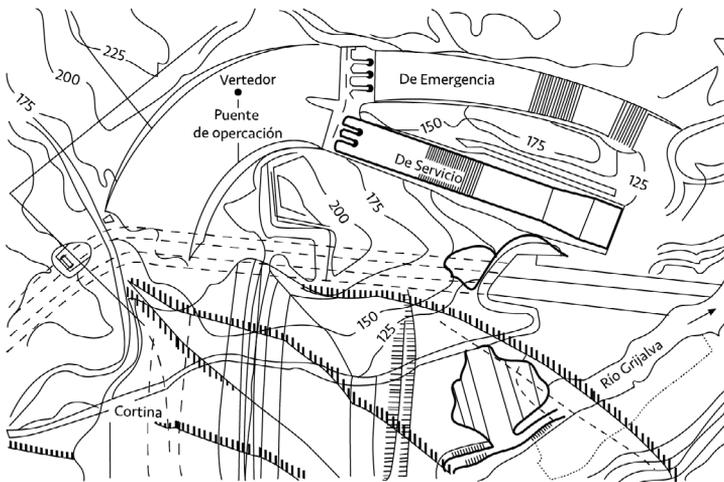


Figura 3.4 Vertedores de servicio y emergencia de la presa Netzahualcóyotl (Malpaso) Chiapas, México. (Comisión Nacional del Agua, 1999).

3.4. Elementos de los vertedores de demasías

Las estructuras que forman un vertedor de demasías son las siguientes:

3.4.1. Canal de Acceso o de llamada.

Estos canales conducen el agua del vaso de la presa a la estructura de control, ver Figura 3.5.

Su construcción es mucho más frecuente en las cortinas de tierra y materiales graduados que en las de concreto, pues mientras en aquellas los vertedores se colocan en las laderas o puertos, haciendo necesaria la construcción de un canal para que el agua llegue al vertedor, en las de concreto la estructura de control está colocada sobre ellas haciendo innecesaria la construcción de canales de acceso o de llamada.

El diseño de canales de llegada deberá considerar que:

- Las curvas y transiciones sean graduales,
- las velocidades no sean mayores de 3.00 m/s,
- no existan zonas de aguas muertas,
- la longitud del canal sea la mínima posible,
- el desnivel que haya entre la plantilla del canal de acceso y la cresta del vertedor sea la adecuada para lograr un flujo uniforme, y
- no se formen vórtices, ondas o remolinos, y en general procurar que se den las condiciones para obtener un flujo uniforme a todo lo ancho de la obra de control.

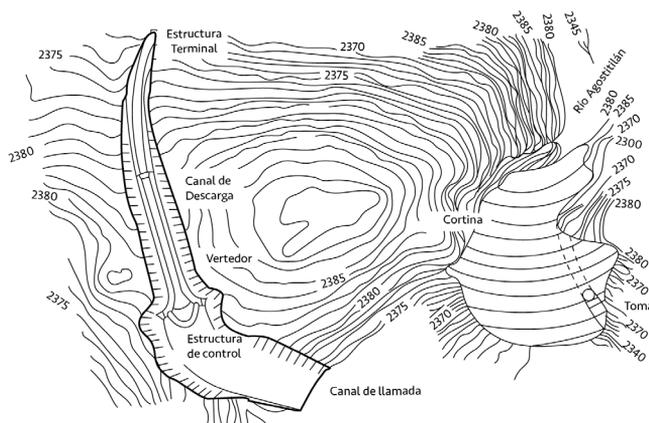


Figura 3.5 Elementos de un vertedor, (Comisión Nacional del Agua, 1999; Arreguín).

Para definir la geometría del canal de llegada conviene realizar estudios en modelos hidráulicos, y si esto no fuera posible, se debe determinar la red de flujo sobre una geometría propuesta, la cual se modificará de acuerdo con el comportamiento del sistema.

3.4.2. Estructuras de Control.

Estas obras sirven para controlar y regular los derrames en una presa. Aunque la estructura de control puede ser un orificio, un tubo o una cresta vertedora, en este capítulo solo se estudiarán estas últimas porque son las más usuales en nuestro país.

Las crestas vertedoras pueden ser libres o sin control, ver Figura 3.5, y con control, ver Figura 3.6. De los dos tipos de crestas, es el primero el que ofrece mayor sencillez tanto en su construcción como en su operación, pues automáticamente da paso a las avenidas cuando la elevación de la superficie libre del agua es superior al nivel máximo de la cresta, además no es necesario operar, mantener ni reparar mecanismos de regulación.

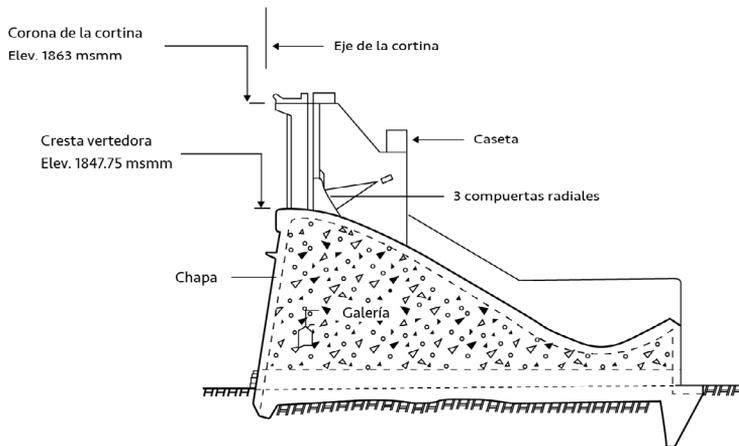


Figura 3.6 Compuertas Radiales (Comisión Nacional del Agua, 1999).

3.4.2.1. Compuertas deslizantes.

Generalmente son rectangulares de acero colado que se deslizan sobre guías formadas por perfiles estructurales tipo canal, apoyadas sobre las pilas de los vertedores, ver Figura 3.7. Estas compuertas son accionadas mediante mecanismos elevadores a través de una flecha de acero.

Con objeto de evitar fugas se debe colocar la compuerta por el lado aguas arriba para que presionen sobre las guías, además es común instalar sellos flexibles en las partes en contacto. Los asientos de las compuertas se hacen de acero o de bronce, apoyándose en metales de diferente aleación para evitar que se suelden debido a las altas presiones.

Cuando el tamaño de las compuertas es tal que su peso obliga al uso de equipos elevadores de gran potencia, es común montar ruedas en los cantos de las compuertas que corren sobre las guías con objeto de reducir la fricción, pudiéndose usar entonces un equipo elevador de menor potencia.



Figura 3.7 Compuerta deslizante, sobre el vertedor de la presa Abelardo L. Rodríguez, B. C.

3.4.2.2. Compuertas radiales.

Las compuertas radiales están formadas por un sector de cilindro, generalmente de acero, apoyado en brazos radiales a través de los cuales se transmite el empuje hidrostático hacia un perno de apoyo, ver Figura 3.6.

3.4.2.3. Agujas y presas plásticas inflables, “rubber dams”.

Las primeras son un conjunto de vigas que se colocan verticalmente sobre la cresta del vertedor, se apoyan en postes verticales anclados sobre la cresta. ver Figura 3.8 y Figura 3.9.

Las agujas deben ser quitadas cuando es necesario incrementar la descarga, sin embargo, la principal objeción a su uso es la dificultad de instalarlas y quitarlas cada vez que sea necesario. Su colocación puede ser manual o empleando mecanismos elevadores.

Otra forma de incrementar la capacidad de almacenamiento es colocar una sobreelevación sobre la cresta vertedora por medio de una presa plástica inflable, normalmente conocida como “rubber dam”, ver Figura 3.10.



Figura 3.8 Colocación de agujas en la presa Marte R. Gómez, El Azúcar. Tamaulipas.



Figura 3.9 Agujas en la presa Marte R. Gómez, El Azúcar. Tamaulipas.



Figura 3.10 Presa inflable plástica, "Rubber Dam", sobre la presa Francisco I. Madero Chihuahua

3.4.3. Conductos de descarga

El conducto de descarga sirve para llevar los volúmenes excedentes hacia el río aguas abajo de la presa y puede ser un canal ver Figura 3.5 o un túnel, ver Figura 3.11.

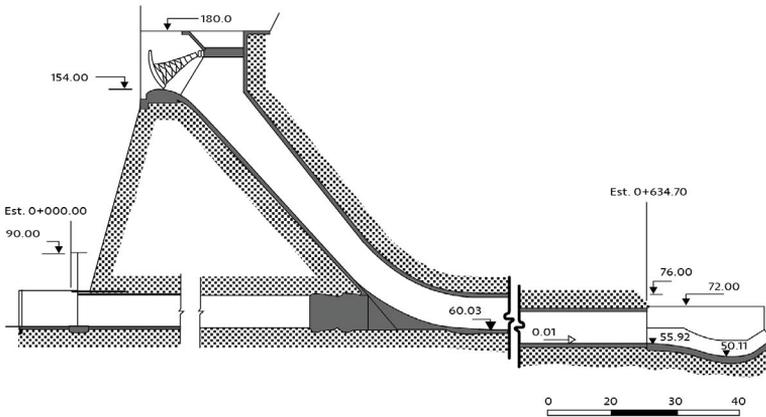
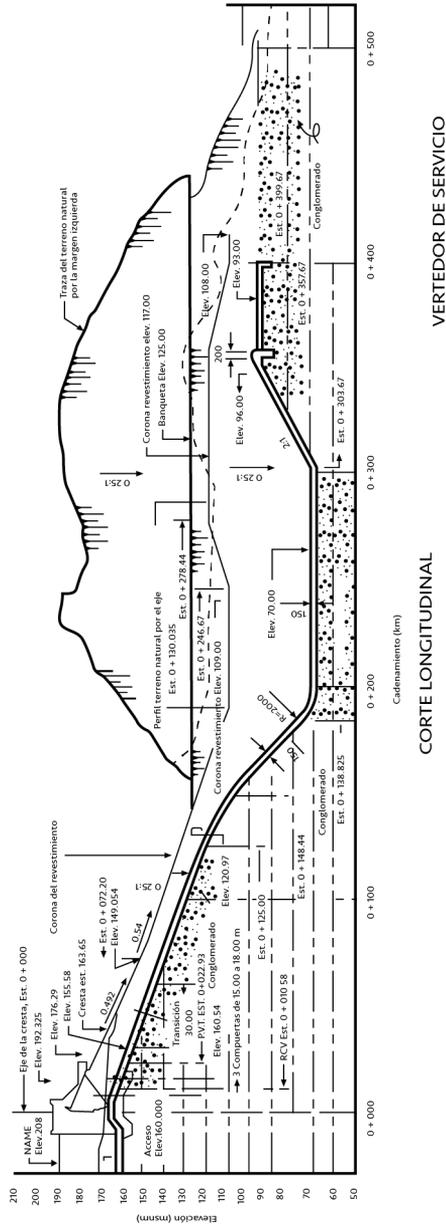


Figura 3.11 Túnel de descarga del vertedor de la presa Infernillo, Michoacán, Méx.

Las dimensiones del conducto estarán determinadas por las condiciones hidráulicas, pero el perfil y las secciones dependerán de la topografía y las condiciones geológicas del lugar.

3.4.4. Estructura Terminal.

La estructura terminal tiene por objeto disipar la energía cinética del agua para evitar daños en la zona de descarga que pudieran repercutir en la seguridad de la presa. Para lograr el objetivo citado anteriormente se usan saltos de esquí, deflectores o tanques amortiguadores, ver Figura 3.12, o cualquier otra geometría que disipe la energía del agua.



VERTEDOR DE SERVICIO

CORTE LONGITUDINAL

Figura 3.12 Tanque amortiguador del vertedor de la presa Malpasó. (Comisión Nacional del Agua, 1990).

3.5. Tipos de vertedores

Existen varias clasificaciones de vertedores atendiendo a diversas características de estos, una de ellas atiende a la forma de control y los clasifica como de cresta fija, ver Figura 3.5, y de cresta controlada, Figura 3.6.

Atendiendo al eje de la cortina se pueden clasificar así:

- a) Vertedores con cimacio de eje recto, ver Figura 3.13.
- b) Vertedores con cimacio de eje curvo, ver Figura 3.5

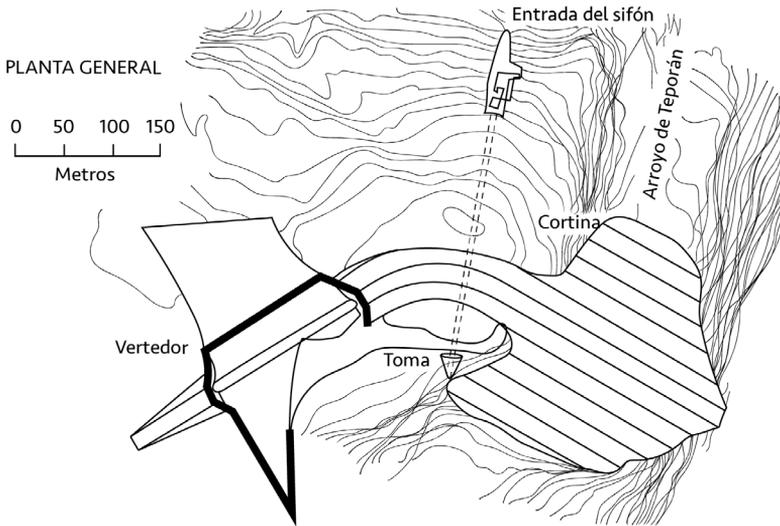


Figura 3.13 Vertedor con cimacio de eje recto, Comisión Nacional del Agua, 1999.

De acuerdo con el tipo de conducto se clasifican así:

- a) Vertedores con canal de descarga, ver Figura 3.5.
- b) Vertedores con túnel de descarga, ver Figura 3.11.

Atendiendo a la orientación del eje del canal con respecto al eje de la cresta del vertedor, destacan los vertedores con canal lateral, pues en este caso ambos son paralelos, ver Figura 3.14.

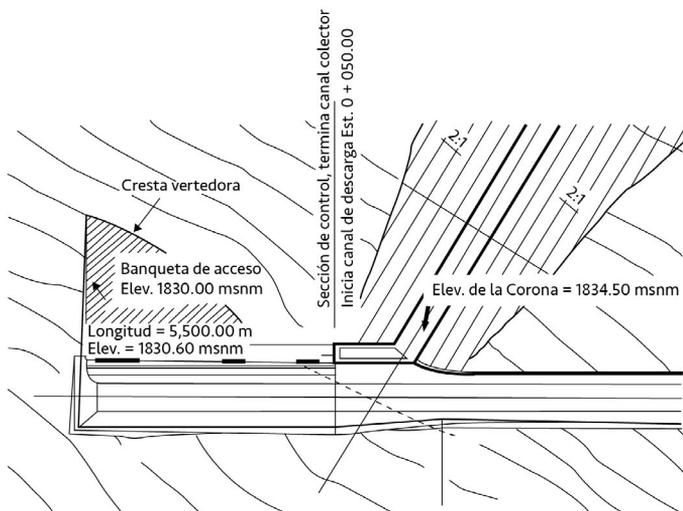


Figura 3.14 Presa Cuacuala. Vertedor con canal lateral, (Comisión Nacional del Agua, 1999).

Otra clasificación que considera al mismo tiempo a la estructura de control y al conducto de descarga, establece los siguientes grupos:

- a) Vertedores de caída libre.
- b) Vertedores con conducto de descarga.
- c) Vertedores en rápida.
- d) Vertedores de embudo.
- e) Sifones vertedores.

3.5.1. Vertedores de caída libre.

En este tipo de vertedores como su nombre lo indica no existe una estructura que guía el agua del embalse al cauce, sino que se deja caer desde la cresta del vertedor hasta el lecho del río, se construye generalmente en presas de arco, ver Figura 3.15 o de contrafuertes, ver Figura 3.2.

3.5.2. Vertedores con conducto de descarga.

En este caso puede hacerse una subdivisión de acuerdo con el tipo de conducto, al eje de la cresta vertedora, y a la orientación del eje del canal de descarga con respecto al eje de la cresta de vertedor, pudiéndose presentar combinaciones de las condiciones anteriores. En general este tipo de obras se asocia a las presas de tierra, materiales graduados y de enrocamiento.

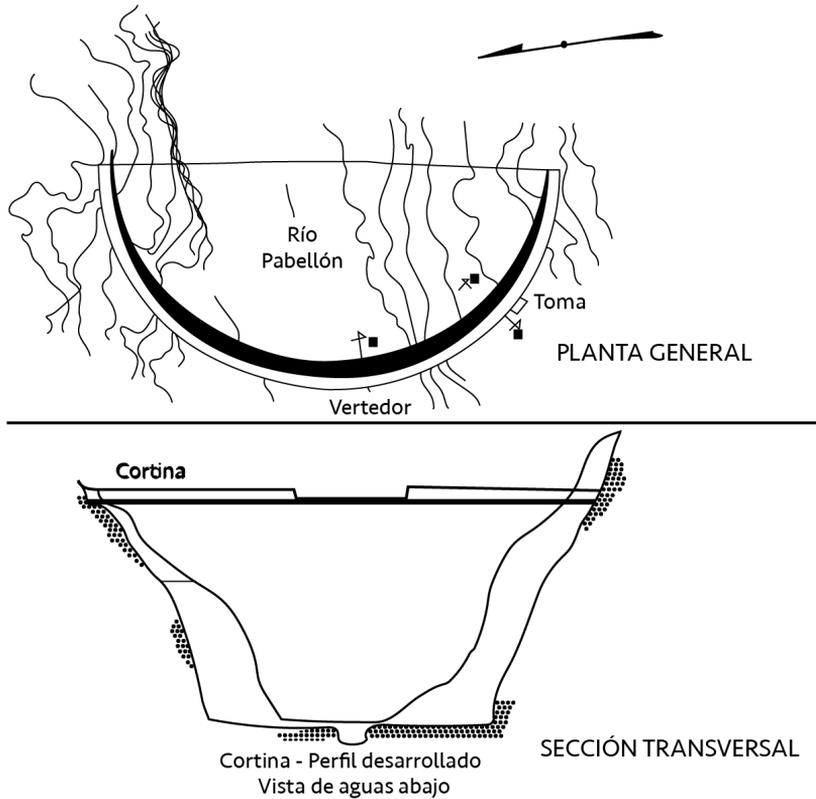


Figura 3.15 Presa Derivadora De Pabellón. Vertedor con caída libre, (Comisión Nacional del Agua, 1999).

3.5.3. Vertedores de embudo.

Estas obras tienen una entrada en forma de embudo que se conecta a un túnel por el cual se conducen los excedentes de la presa hasta el cauce aguas abajo de la obra, ver figura 3.16.

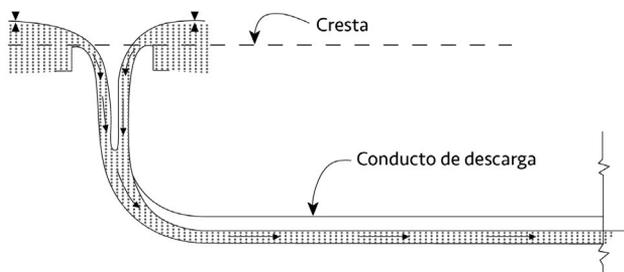


Figura 3.16 Vertedor de embudo. (USBR, 1987).

3.5.4. Vertedores en rápida.

Estos vertedores se construyen sobre el paramento aguas abajo de las presas de concreto, ver Figura 3.17 y las de contrafuertes, ver Figura 3.18.

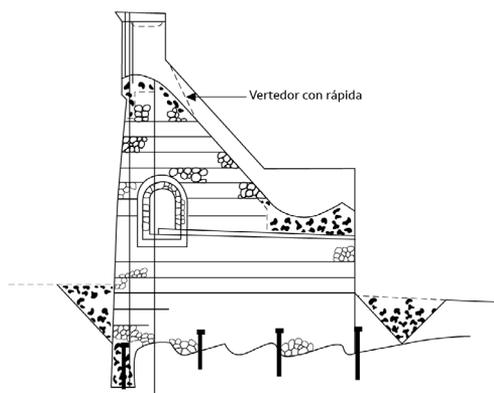


Figura 3.17 Vertedor con caída rápida sobre una presa de gravedad, (Comisión Nacional del Agua, 1999).

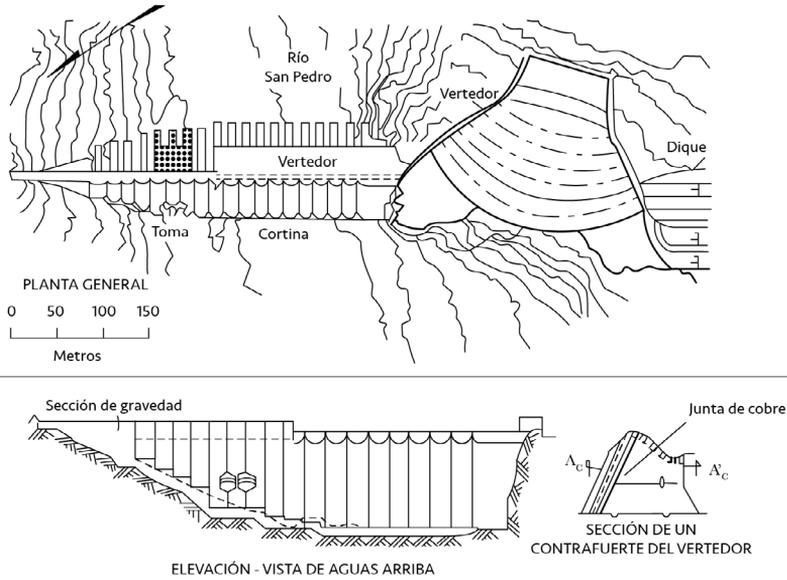


Figura 3.18 Vertedor en rápida sobre una presa de contrafuertes,
(Comisión Nacional del Agua, 1999).

3.5.5. Sifones vertedores.

Este tipo de vertedores trabajan de acuerdo con el principio del sifón. En general son poco económicos, pero tienen la ventaja de dar paso a las descargas máximas de diseño con pequeños aumentos de carga, ver Figura 3.19.

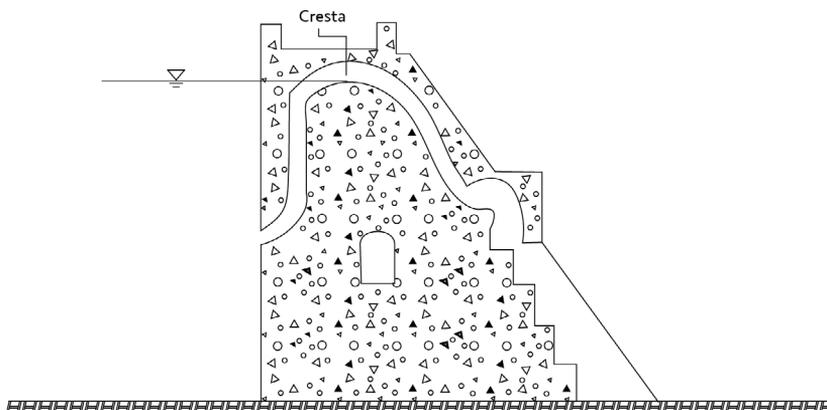


Figura 3.19 Sifón vertedor. (2011).

3.5.6. Vertedores de laberinto

Así como los vertedores de embudo fueron concebidos para incrementar la longitud de la cresta del cimacio, pues la descarga de la obra es función de ella, existen otros tipos de vertedores que buscan el mismo objetivo, como los vertedores de laberinto, USBR, (2014), ver Figura 3.20, o las derivaciones de éste presentadas por Íñiguez-Covarrubias, *et al* denominadas en México Pico de pato, Figura 3.21; o los vertedores tipo tecla de piano, F. Laugier (2017), Figura 3.22. En la Figura 3.23 se presenta una comparación de las curvas de descarga de un vertedor de embudo, uno de laberinto y uno de cresta recta (para una longitud de 60.96 m), publicado por el USBR, (2014), donde puede observarse la mayor eficiencia del vertedor de laberinto.



Figura 3.20 Vertedor de laberinto, Ute Dam, New Mexico. (USBR, 2014).

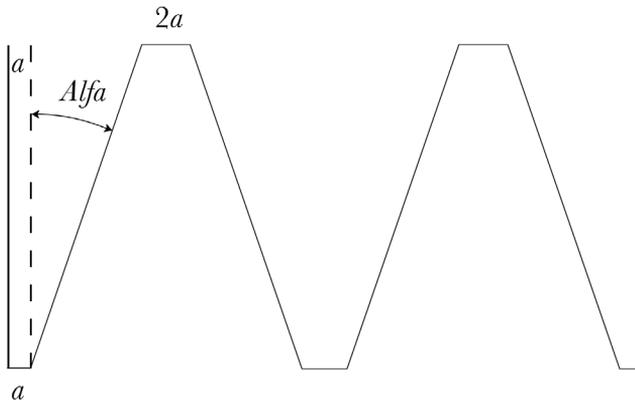


Figura 3.21 Modelos de los vertedores "pico de pato" (Hay y Taylor, 1970). Reportado por Íñiguez-Covarrubias, et al. El flujo va de abajo hacia arriba.

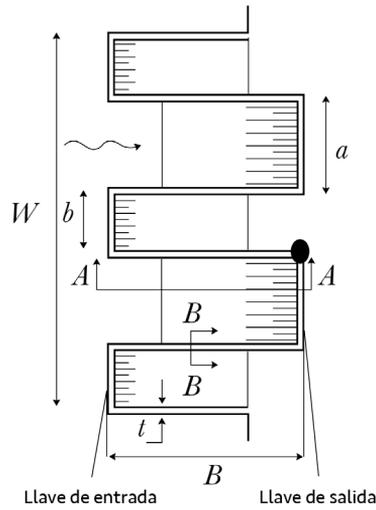


Figura 3.22 Planta y perfil del vertedor "tecla de piano" (Ribeiro *et al.*, 2012). Reportado por Iñiguez-Covarrubias, et al.

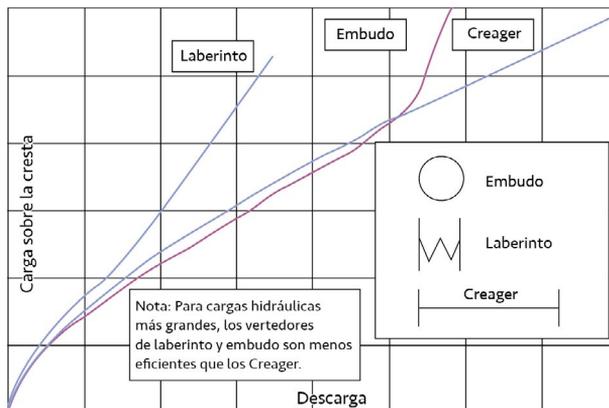


Figura 3.23 Comparación de las curvas de descarga Para cargas mayores los vertedores de laberinto y de embudo son menos eficientes que los de cresta libre (para una longitud de 60.96 m), (USBR, 2014).

3.5.7. Vertedores escalonados

A partir de la década de los 80's se empezaron a construir las presas de Concreto Compactado con Rodillo, CCR, Portland Cement Association, (2002), en las cuales el material de construcción (mezclas pobres de concreto) se coloca en capas sucesivas, logrando con ello una superficie escalonada en el talud aguas abajo, ver Figura 3.24. El ubicar el vertedor sobre esta superficie permite la disipación de energía del agua, logrando con ello economías en la construcción del vertedor y en el tanque amortiguador correspondiente.

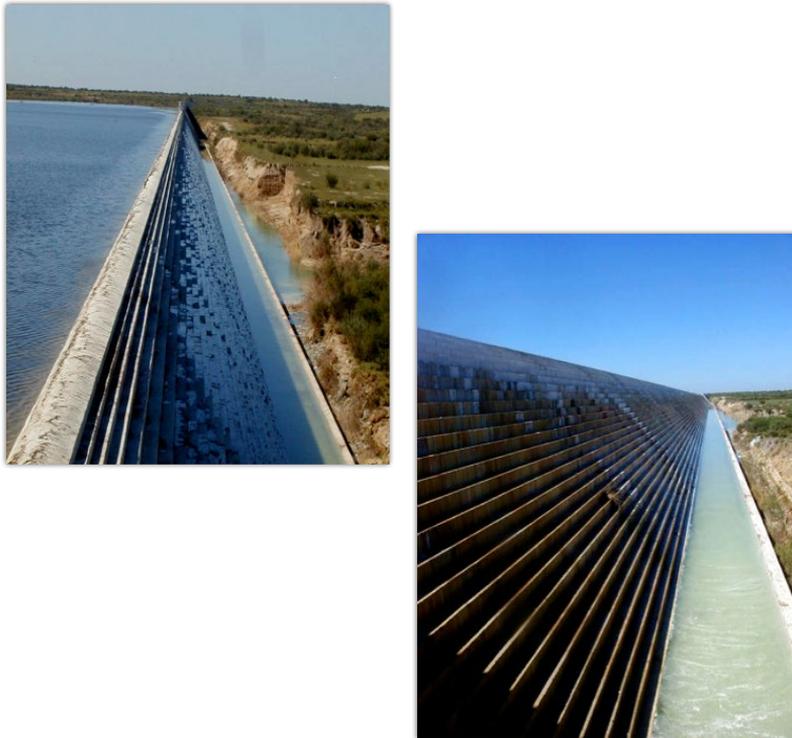


Figura 3.24 Vertedor escalonado de la presa Las Blancas, Tamaulipas

3.6. Diseño hidráulico de cimacios

Diversos investigadores se han preocupado por estudiar la forma que debe darse a las crestas vertedoras, Creager W.P., (1929), basado en mediciones hechas por Bazin H.E. en 1890, y otras realizadas por él mismo en 1917, sugirió darle la forma del perfil inferior de una vena líquida cayendo de un vertedor de pared delgada con ventilación.

Con esto se pretende evitar depresiones sobre el cimacio, reducir la erosión en el mismo y aumentar su eficiencia. Creager encontró el perfil que cumplía con estas condiciones, sin embargo, existían diferencias en zonas alejadas de la cresta, entre el perfil propuesto y el del agua, debido a que el autor realizó mediciones únicamente en regiones cercanas a la cresta.

Scimemi E., (1930), realizó una serie de experimentos tendientes a definir el perfil del agua en zonas alejadas de la cresta, y propuso la siguiente ecuación:

$$\frac{y}{H_0} = -0.5 \left(\frac{x}{H_0} \right)^{1.85} \quad (3.1)$$

Donde:

H_0 Carga de diseño

x, y Coordenadas de un sistema cartesiano con origen en el punto superior del vertedor de cresta delgada, y sentidos positivos de los ejes hacia la derecha y hacia arriba respectivamente.

Años más tarde Lázzari E., (1954), obtuvo una ecuación para definir el perfil inferior de una vena libre de agua en vertedores de pared delgada y planta circular:

$$\frac{y}{H_0} = 6 \left(\frac{x}{3.4H_0} \right)^c \quad (3.2)$$

Donde:

c Coeficiente en función de la relación H_0 / R y

R Radio de la curvatura de la planta del vertedor

El United States Bureau of Reclamation, USBR y el United States Army Corps of Engineering, USACE, (1990), han desarrollado una serie de criterios que son los que generalmente se usan para diseño en México.

Levi E. y Aldama A.,(1979), desarrollaron un criterio de diseño basado en la teoría del potencial complejo, ver Figura 3.25, que no se ha utilizado en el diseño de cimacios, pero que tiene la ventaja de fijar las bases para el cálculo de presiones y velocidades del agua sobre la obra.

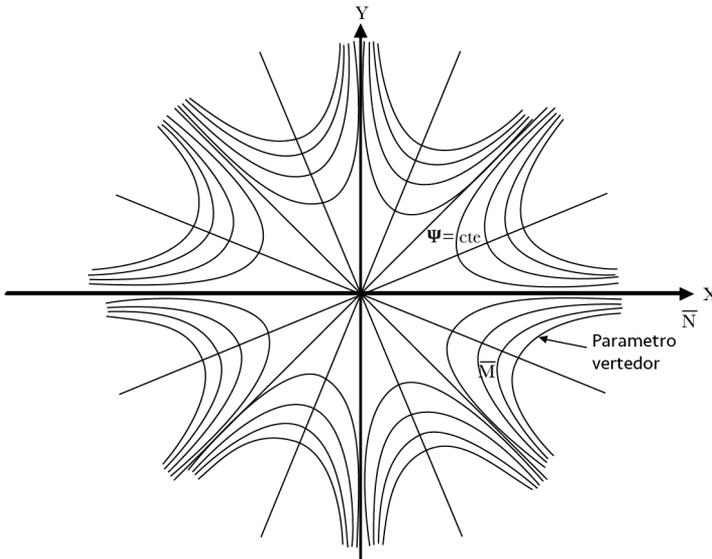


Figura 3.25 Representación gráfica de la parte imaginaria ψ del potencial complejo. (Levy y Aldama, 1979).

Donde:

Ψ función de corriente de un potencial complejo dado

M y N Ramas correspondientes a una de las líneas de corriente hiperbólica sobre el paramento del vertedor

Aquí se presentará primeramente el criterio general del USBR y después algunos casos particulares que permiten simplificar los procedimientos de diseño.

3.6.1. Criterio General del USBR

Este criterio recomienda dividir a la sección del cimacio en cuadrantes, utilizando el cuarto, es decir, el que se encuentra aguas abajo de la cresta, y el tercero que se ubica aguas arriba de la misma, ver Figura 3.26.

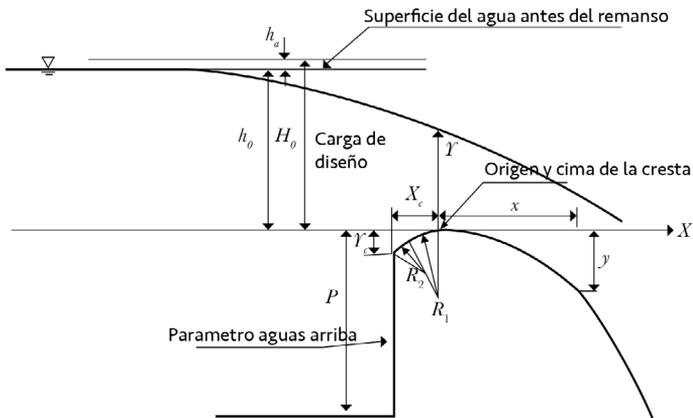


Figura 3.26 División del cimacio en cuadrantes, criterio general del (USBR, 1987).

La ecuación que define la forma del cimacio en el cuadrante aguas abajo de la cresta es:

$$\frac{y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n \quad (3.3)$$

Donde:

k y n Constantes que dependen del talud del paramento de aguas arriba y de la carga de velocidad de llegada: $h_a = \frac{V_a^2}{2g}$

Siendo:

- V_a velocidad de llegada y
- g aceleración de la gravedad

Los valores de k y n para diferentes taludes del paramento aguas arriba se presentan graficados, ver Figura 3.27.

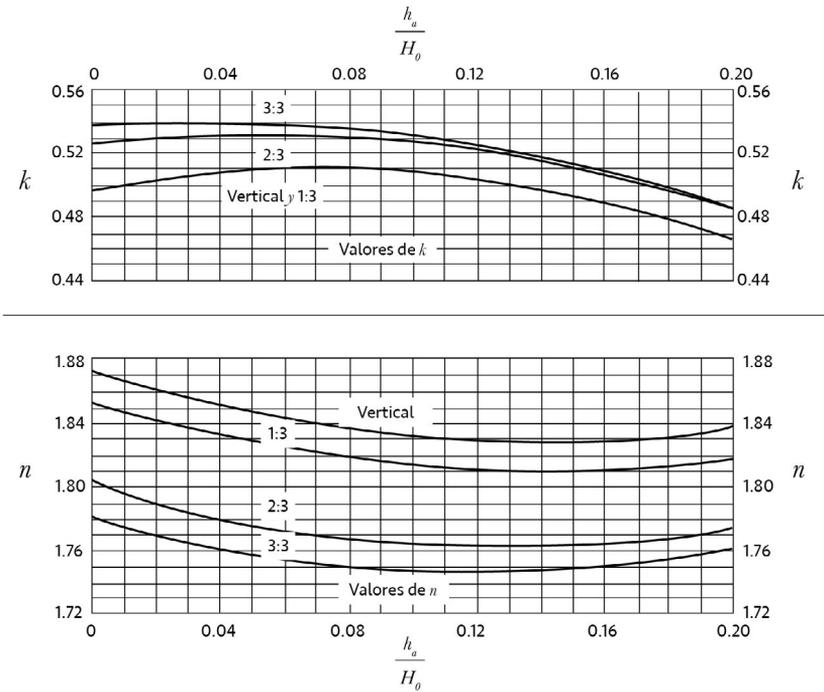


Figura 3.27 Constantes para determinar la forma de los cimacios. (USBR, 1987).

Para obtener los valores de k y n , es necesario conocer la carga de velocidad de llegada para ello se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$q = CH_o^{\frac{3}{2}} \quad (3.4)$$

$$V_a = \frac{q}{P + h_o} \quad (3.5)$$

$$H_o = h_o + h_a \quad (3.6)$$

$$h_a = \frac{q^2}{2g(P + h_o)^2} \quad (3.7)$$

Donde:

q Gasto por unidad de ancho

V_a Velocidad de llegada

P Profundidad de llegada

Las demás variables ya han sido definidas.

La sección del cimacio ubicada aguas arriba de la cresta (origen del sistema x, y), se puede dibujar como una curva compuesta o como una curva simple y una tangente. Esta parte del cimacio puede dibujarse auxiliándose de la Figura 3.28.

Para usar esta gráfica se emplea la relación $\frac{h_a}{H_o}$, con ella se calcula x_c y y_c , con las cuales puede definirse el punto de tangencia entre la sección y el talud del paramento aguas arriba, ver Figura 3.28.

A continuación, se calcula R_1 , radio de la curva 1, y se traza sobre el eje de las ordenadas a partir del origen y hacia abajo, esto permite conocer el centro de la curva 1. Con las mismas gráficas se calcula R_2 , radio de la curva 2. Haciendo centro en el punto de coordenadas (x_c, y_c) se traza el arco ab de radio R_2 .

Desde el centro de la curva 1 se traza el arco cd de radio $R_1 - R_2$ que intercepta al arco ab , por el punto de intercepción de los dos arcos se pasa R_1 a partir del centro de la curva 1, y se puede definir así el sector de la curva 1.

El sector de la curva 2 estará definido haciendo centro en el punto de intercepción de los dos arcos, y trazando desde el punto (x_c, y_c) hasta unirse con la curva 1, ver Figura 3.28.

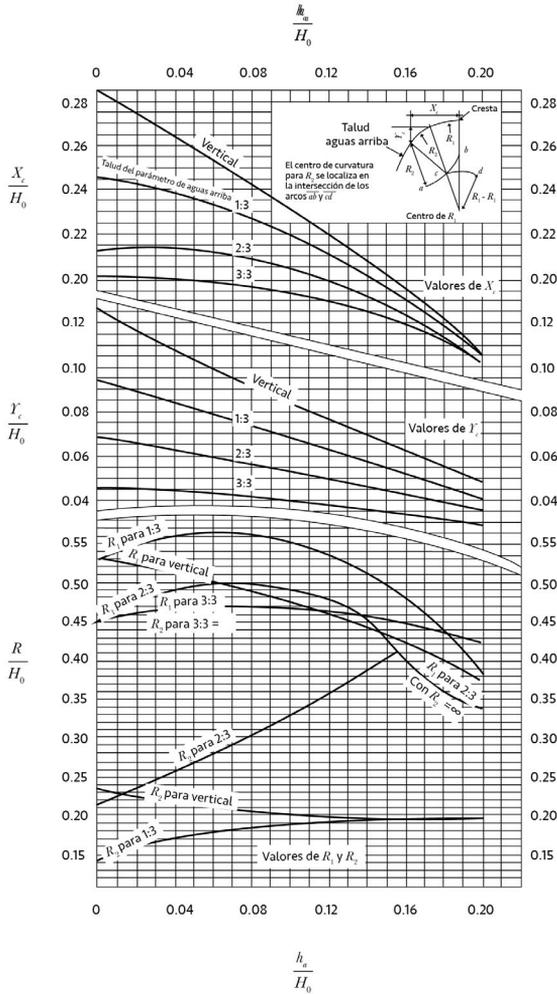


Figura 3.28 Constantes para calcular el sector aguas arriba en un cimacio de acuerdo con el criterio general del USBR (1987).

3.6.2. Criterio USACE

Los criterios derivados del general toman en consideración la velocidad de llegada al cimacio y el talud aguas arriba.

3.6.2.1. Velocidad de llegada despreciable y talud aguas arriba vertical.

Una velocidad de llegada se considera despreciable cuando:

$$\frac{P}{H_o} \geq 1.00 \quad (3.8)$$

Donde:

P Profundidad del canal de acceso

H_o Carga de diseño

El USACE recomienda para el diseño del cuadrante aguas abajo emplear la ecuación:

$$x^{1.85} = 2H_o^{0.85}y \quad (3.9)$$

La sección del perfil en el cuadrante aguas arriba del cimacio se calcula con la ecuación:

$$y = 0.724 \left(\frac{x + 0.270H_o}{H_o^{0.85}} \right)^{1.85} + 0.126H_o - 0.4315H_o^{0.375} (x + 0.270H_o)^{0.625} \quad (3.10)$$

Las variables de esta ecuación ya han sido definidas y puede usarse como auxiliar para diseño la Figura 3.29.

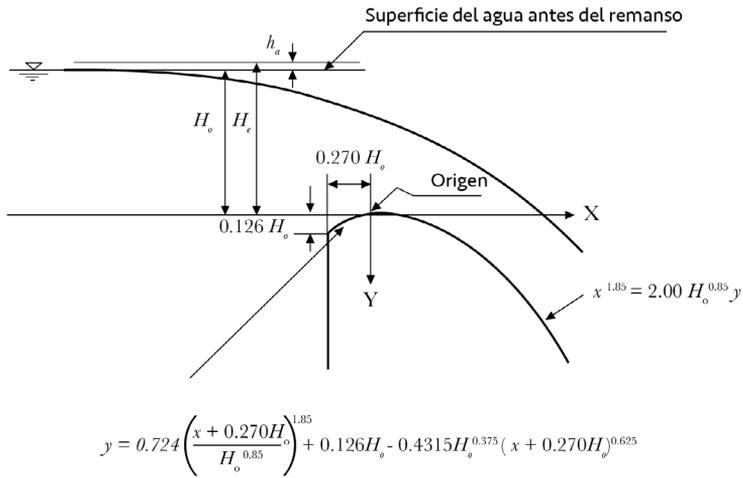


Figura 3.29 Criterio de diseño de cimacios para $P / H_o \geq 1$, según el USACE (1990).

3.6.2.2. Velocidad de llegada despreciable y talud del paramento aguas arriba inclinado. Criterio USACE.

En este caso para el cuadrante aguas abajo puede emplearse la ecuación general:

$$x^n = k H_o^{n-1} y \quad (3.11)$$

Las variables de esta ecuación ya han sido definidas, y los valores de k y n para taludes 3 a 1, 3 a 2 y 3 a 3 se pueden obtener de la Figura 3.30, Figura 3.31 y Figura 3.32, respectivamente, donde también se anotan los valores necesarios para calcular la sección del cuadrante aguas arriba.

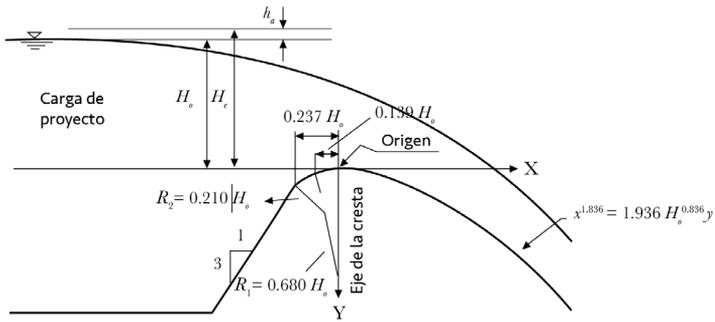


Figura 3.30 Criterio USACE, 1990, para $P / H_0 \geq 1.00$, y talud aguas arriba 3:1.

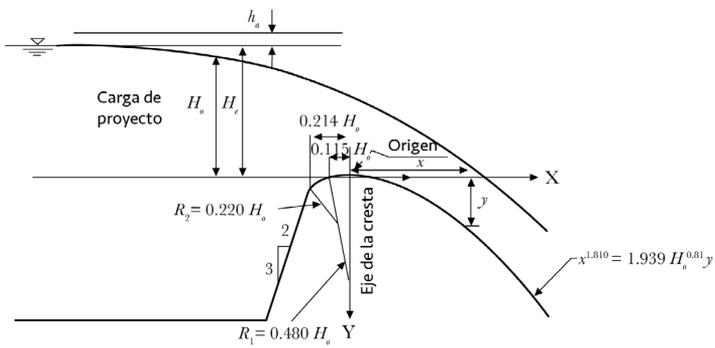


Figura 3.31 Criterio USACE, 1990, para $P / H_0 \geq 1.00$, y talud aguas arriba 3:2.

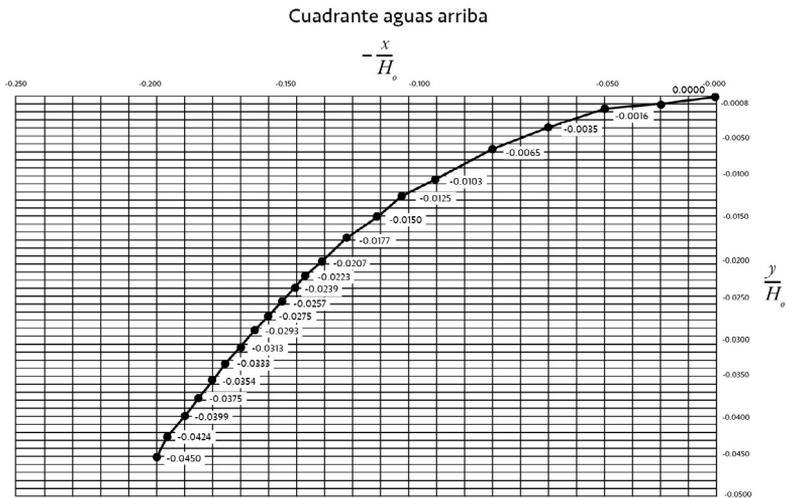
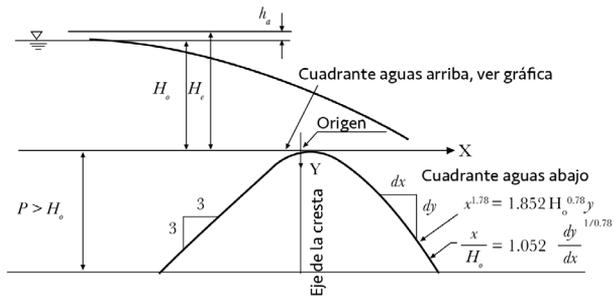


Figura 3.32 Criterio USACE, 1990, para $P / H_o \geq 1.00$, y talud aguas arriba 3:3.

En la Figura 3.33 se presentan gráficas para obtener los valores de k y n para cualquier talud del paramento, según el USACE (1990). La forma del perfil aguas arriba se obtiene por interpolación de otros perfiles.

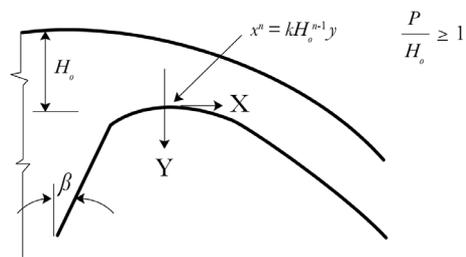
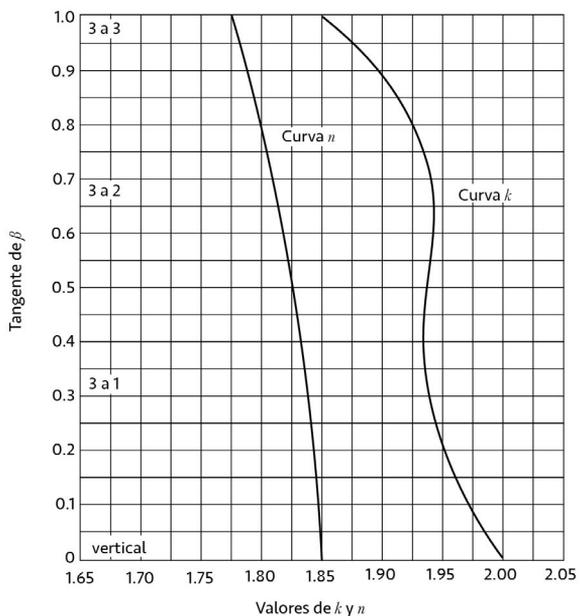


Figura 3.33 Criterio USACE, 1990, para $P / H_0 \geq 1$ y cualquier talud aguas arriba.

3.6.2.3. Velocidad de llegada considerable y talud 1 a 1. Criterio USACE, (1990).

La velocidad de llegada se considera cuando la relación $\frac{P}{H_0}$ es menor que 1. Se emplea también la ecuación:

$$x^n = kH_0^{n-1} y \tag{3.12}$$

Los valores de k y n se pueden obtener de la Figura 3.34 y la Figura 3.35, teniendo en consideración lo siguiente:

Si $0.3 \leq \frac{P}{H_0} < 0.58$, se puede considerar que $\frac{h_a}{H_0} = 0.12$

Donde:

h_a La carga de velocidad de llegada

Si $0.58 \leq \frac{P}{H_0} < 1$, se consider que $\frac{h_a}{H_0} = 0.08$

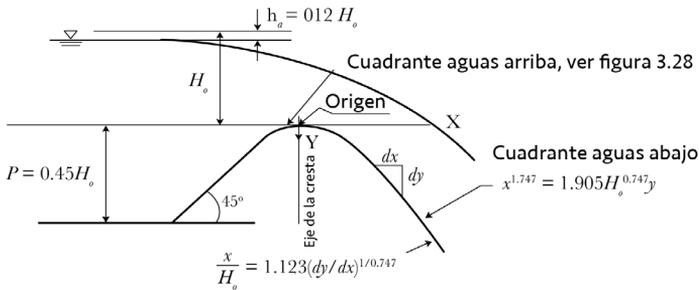


Figura 3.34 Criterio USACE (1990), $0.3 \leq P / H_0 < 0.58$, talud 1:1.

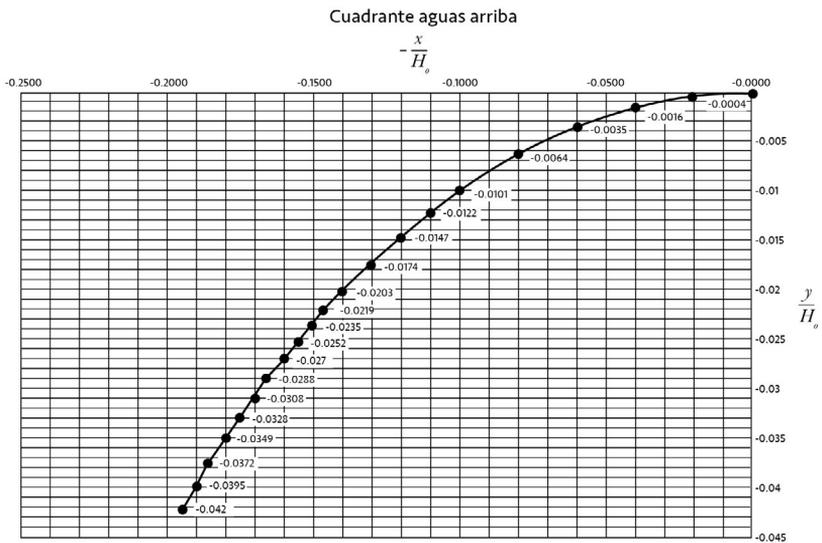
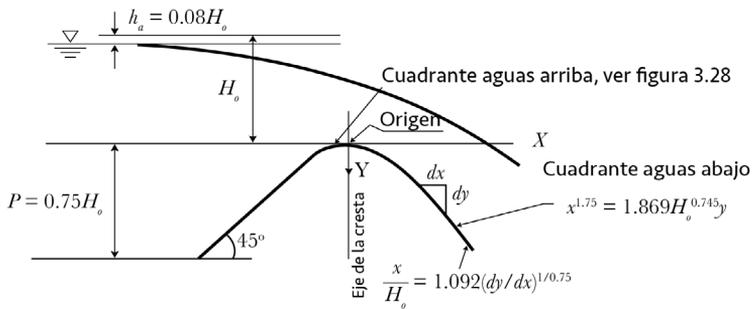


Figura 3.35 Criterio USACE, (1990), $0.58 \leq P / H_o < 1$, Talud 1:1, CFE.

Si los cimacios son bajos y están sujetos grandes cargas es decir $\frac{P}{H_0} < 1$, se recomienda que el paramento aguas arriba del cimacio se incline con un talud 1 a 1, por razones de estabilidad.

3.6.3. Ejemplos

Ejemplo No. 3.1 Diseñar un cimacio sin control utilizando el criterio general del USBR, con las siguientes condiciones:

- a) Gasto de diseño: $Q_0 = 6,500.00 \text{ m}^3/\text{s}$
- b) Carga de diseño: $H_0 = 21.00 \text{ m}$
- c) Coeficiente de descarga: $C = 1.92$
- d) Longitud efectiva de la cresta: $L_c = 35.18 \text{ m}$
- e) Paramento aguas arriba: vertical
- f) Elevación de la cresta: 500.00 msnm
- g) Coordenadas de la cresta: (205.00, 500.00)
- h) Elevación del piso del canal de llegada: 496.50 msnm, ver Figura 3.36
- i) Pendiente de la rápida: 0.45

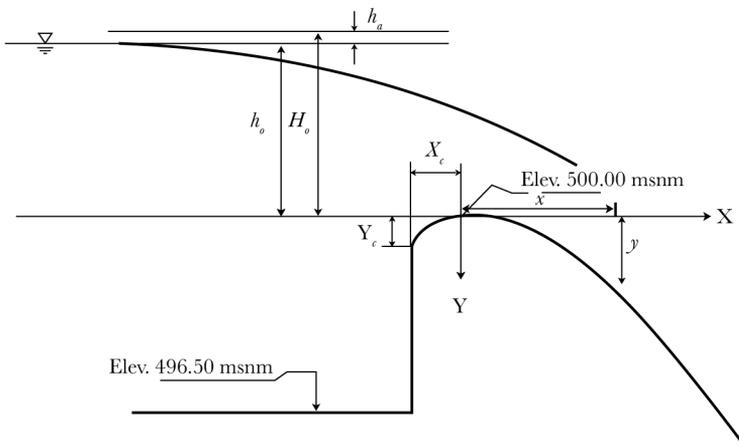


Figura 3.36 Datos del ejemplo No. 3.1.

El sector del cimacio aguas abajo de la cresta se calcula con la ecuación (3.3):

$$\frac{y}{H_o} = -k \left(\frac{x}{H_o} \right)^n$$

Para obtener los valores de k y n se emplea la Figura 3.27, pero antes es necesario calcular la carga de la velocidad de llegada, ello puede hacerse resolviendo simultáneamente las ecuaciones (3.6) y (3.7):

$$H_o = h_o + h_a$$

$$h_a = \frac{q^2}{2g(P + h_o)^2}$$

sabiendo que $P = 500.00m - 496.50m = 3.50 m$, y que:

$$q = \frac{Q}{L_e} = \frac{6500.00}{35.18} = 184.76m^2/s$$

la solución de este sistema de ecuaciones es:

$$h_a = 4.24m$$

$$h_o = 16.76m$$

ahora se puede calcular la siguiente relación:

$$\frac{h_a}{H_o} = \frac{4.24}{21.00} = 0.20$$

con este número y sabiendo que el talud es vertical se puede utilizar la Figura 3.27 para obtener los valores de k y n que resultan ser:

$$k = 0.466$$

$$n = 1.837$$

sustituyendo estos valores en la ecuación (3.3), se puede conocer la fórmula que describe la forma del cimacio en el cuadrante aguas abajo:

$$\frac{y}{21.00} = -0.466 \left(\frac{x}{21.00} \right)^{1.837} \quad (3.13)$$

desarrollando:

$$y = -0.0364x^{1.837}$$

Los valores de los parámetros que permiten definir la forma del cimacio en el cuadrante aguas arriba se obtienen con la relación $\frac{h_a}{H_s}$ de la Figura 3.28 y son los siguientes:

$$x_c = 3.47m$$

$$y_c = 1.01m$$

$$R_1 = 7.79m$$

$$R_2 = 4.12m$$

Para conocer la longitud del cimacio, de la cresta hacia aguas abajo, es necesario definir el punto de tangencia, PT , entre el cimacio y la rápida, éste se puede conocer derivando la ecuación que define la forma del cimacio de la cresta hacia aguas abajo, e igualando este valor con el de la pendiente de la rápida.

Derivando la ecuación (3.13) se obtiene:

$$y = -0.06695x^{0.837}$$

Si esta ecuación se iguala con el valor de la pendiente de la rápida: $S = 0.45$, se obtiene $x = 9.74m$ e $y = 2.38m$, teniéndose así el punto de tangencia entre el cimacio y la rápida:

$$PT = (214.74, 497.62)$$

Con estos datos es posible obtener el perfil del cimacio. En la Tabla 3.4 se presenta el cálculo del sector aguas abajo de la cresta empleando la ecuación (3.13), y en la Figura 3.37, el trazo del cimacio.

Ejemplo No. 3.2 Diseñar un cimacio sin control para un vertedor mediante el criterio del USACE, con las siguientes condiciones:

- a) Gasto de diseño: $Q_o = 6500.00 \text{ m}^3/\text{s}$
- b) Carga de diseño: $H_o = 5.00 \text{ m}$
- c) Coeficiente de descarga: $C = 1.92$
- d) Paramento aguas arriba: vertical
- e) Elevación de la cresta: 500.00 msnm
- f) Coordenadas de la cresta: $(205.00, 500.00)$
- g) Pendiente de la rápida: 0.80
- h) Elevación del piso del canal de llegada: 493.20 msnm , ver Figura 3.38.

Tabla 3.4 Cálculo del perfil del cimacio aguas abajo de la cresta

Estación	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10.00	10.74
x	205.00	206.00	207.00	208.00	209.00	210.00	211.00	212.00	213.00	214.00	214.74
y	500.00	499.96	499.87	499.73	499.54	499.30	499.02	498.70	498.34	497.94	497.62

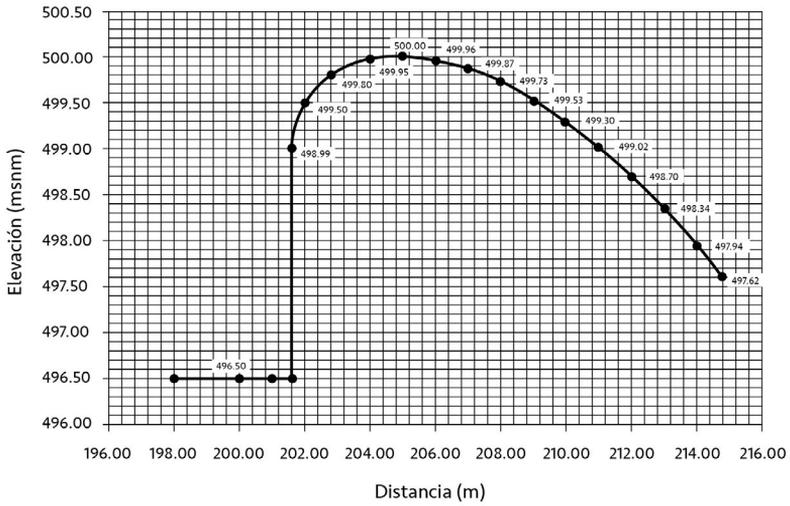


Figura 3.37 Perfil del cimacio del ejemplo No. 3.1.

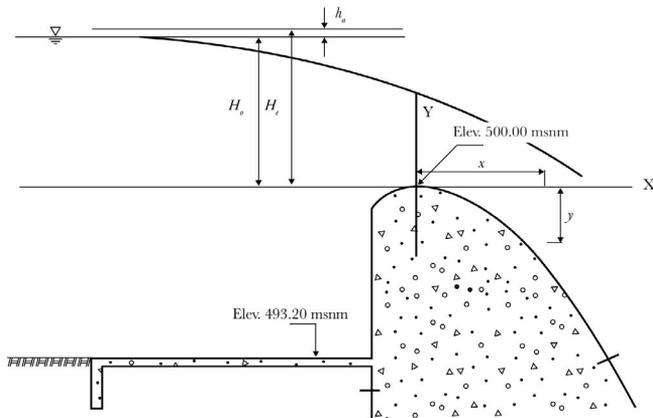


Figura 3.38 Datos del Ejemplo No. 3.2.

Solución:

Como primer paso debe revisarse si puede considerarse despreciable la velocidad de llegada. Para ello se calcula la relación:

$$\frac{P}{H_0} = \frac{6.80}{5.00} = 1.36 > 1.00$$

por lo tanto, se considera despreciable la velocidad de llegada.

Para el cálculo del cuadrante aguas abajo se utilizará el criterio del USACE (1990), empleando la ecuación:

$$x^{1.85} = 2.00H_0^{0.85} y$$

el punto de tangencia se determina de la siguiente manera:

$$y = \frac{x^{1.85}}{2.00 (5.00)^{0.85}}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1.85x^{0.85}}{2.00 (5.00)^{0.85}}$$

igualando la derivada con la pendiente de la rápida:

$$0.80 = 0.235x^{0.85}$$

Si se despeja x, se obtiene:

$$x = 4.23$$

entonces:

$$y = \frac{(4.23)^{1.85}}{2.00 (5.00)^{0.85}}$$

así, las coordenadas del punto de tangencia aguas abajo son (209.23, 498.17). Los resultados del perfil aguas abajo se presentan en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5 Cálculo del perfil del cimacio en el cuadrante aguas abajo según el criterio del USACE, (1990).

Estación	1	2	3	4	5	6
x	205.00	206.00	207.00	208.00	209.00	209.23
y	500.00	499.87	499.54	499.03	498.35	498.17

La sección del cuadrante aguas arriba se calcula con la ecuación (3.10), pero antes es necesario determinar el punto de tangencia de la curva con el paramento aguas arriba, para ello basta calcular los valores de x, y, señalados en la Figura 3.28.

$$x = 0.270; H_o = 1.35 \text{ m}$$

$$y = 0.126; H_o = 0.63 \text{ m}$$

Ahora se podrá calcular el perfil en el cuadrante aguas arriba usando la ecuación (3.10)

$$y = 0.724 \frac{(x + 0.270H_o)^{1.85}}{H_o^{0.85}} + 0.126H_o - 0.4315H_o^{0.375} (x + 0.270H_o)^{0.625}$$

En la Tabla 3.6 se presentan los resultados entre las estaciones (205.00, 500.00) y (203.65, 499.37).

Tabla 3.6 Cálculo del perfil del cimacio en el cuadrante aguas arriba según el criterio del USACE, (1990).

Estación	1	2	3	4	5	6	7
x	205.00	204.70	204.40	204.10	203.80	203.70	203.65
y	500.00	499.98	499.92	499.80	499.61	499.49	499.37

La sección del perfil se muestra en la Figura 3.39.

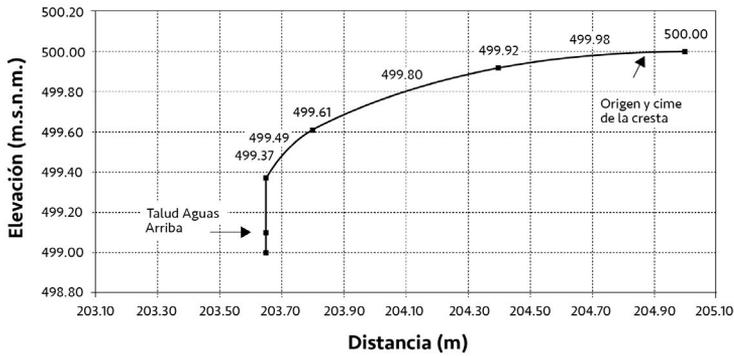


Figura 3.39 Perfil del cimacio en el cuadrante aguas arriba. Ejemplo 3.2, (USACE, 1990).

3.7. Descarga sobre la cresta de un cimacio sin control

La ecuación general de descarga en un vertedor rectangular puede deducirse de la siguiente manera:

Sea el vertedor de la Figura 3.26, en la cual se aplica la ecuación de Bernoulli entre la sección 0 (cero) y la cresta, entonces se tiene:

$$H_o = h_o + \frac{v_o^2}{2g} = y + \frac{v^2}{2g} \quad (3.14)$$

Donde:

- H_o Carga total en la sección 0 (m), ver Figura 3.26
- h_o Carga de posición en la sección 0 (m),
- V_o Velocidad en la sección 0 (m/s),
- g Aceleración de la gravedad (m/s²)
- y Carga de posición sobre el vertedor (m)
- V Velocidad sobre el vertedor (m/s)

Es despreciable, la velocidad en cualquier punto de la sección sobre el vertedor vale:

$$V = \sqrt{2g(h_o - y)} \quad (3.15)$$

y el gasto en un área unitaria será:

$$dQ = 2 \sqrt{2g \mu x} \sqrt{h_o - y} dy \quad (3.16)$$

Donde:

μ Es un coeficiente que considera el efecto de contracción de la lámina vertiente, el gasto total valdrá entonces:

$$Q = 2 \sqrt{2g \mu x} \int_0^{h_o} (h - y)^{\frac{1}{2}} dy \quad (3.17)$$

para un vertedor rectangular:

$$x = \frac{L_e}{2} \quad (3.18)$$

sustituyendo 3.18 en 3.17:

$$Q = -\mu \sqrt{2gL_e} \int_0^{h_o} (h - y)^{\frac{1}{2}} (-dy) \quad (3.19)$$

integrando:

$$Q = -\frac{2}{3} \sqrt{2gL_e} \left[(h-y)^{\frac{3}{2}} \right]_0^{h_0} \quad (3.20)$$

Ordenando:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2gL_e} H_0^{\frac{3}{2}} \quad (3.21)$$

es común agrupar $(\frac{2}{3}) \mu \sqrt{2g}$, en un coeficiente C , de tal manera que la ecuación (3.21) se reduce a:

$$Q = CL_e H_0^{\frac{3}{2}} \quad (3.22)$$

Donde:

- Q Gasto de descarga
- C Coeficiente de descarga
- L_e Longitud efectiva de la cresta
- H_0 Carga total sobre la cresta

Como puede observarse en la anterior ecuación existen dos variables que no han sido estudiadas: El coeficiente de descarga y la longitud efectiva, a continuación, se analizará cada una de ellas.

3.7.1. Coeficiente de descarga

Ante la complejidad para determinar el coeficiente de descarga en un vertedor, se ha optado por obtenerlo en forma experimental considerando los siguientes factores:

- a) Profundidad de llegada.
- b) Efecto de cargas diferentes a las de proyecto.
- c) Pendiente del paramento aguas arriba.
- d) Efecto de ahogamiento.

De esta manera el coeficiente C se obtendrá calculando un coeficiente C_0 afectado por los otros factores, es decir:

- C_0 , Coeficiente de descarga para talud vertical y profundidad de llegada P .
- C_1 , Coeficiente que considera cargas diferentes a la de proyecto.
- C_2 , Coeficiente corregido por el efecto de la pendiente del talud aguas arriba.
- C_3 , Coeficiente que toma en cuenta el ahogamiento.
- C , Coeficiente definitivo.

3.7.1.1. Efecto de la profundidad de llegada

Así como se han presentado dos criterios para el diseño de cimacios, también en este caso se proponen dos para estimar los coeficientes de descarga, debiendo tratar que siempre los criterios seleccionados sean consistentes con los usados en otras partes del diseño.

Criterio del USACE, (1990). En la Figura 3.40 se presenta una gráfica que relaciona al cociente entre la carga real, H_d y la de diseño, H_o , con la profundidad de llegada y la carga de diseño.

El coeficiente K obtenido, se relaciona con el coeficiente de descarga C , mediante la ecuación:

$$C = \frac{K}{\sqrt{3.28}} \tag{3.23}$$

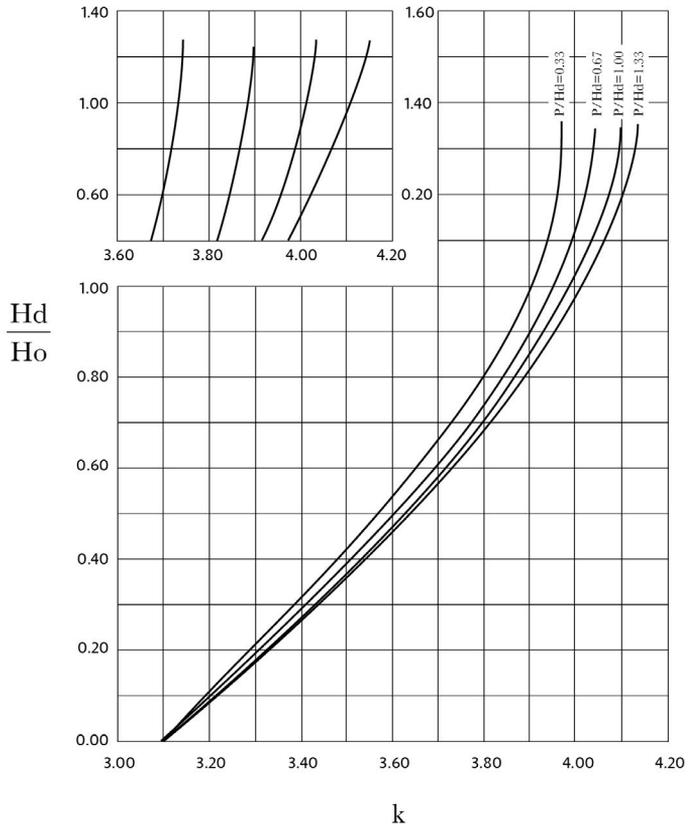


Figura 3.40 Coeficientes de descarga, criterio USACE (1990).

3.7.1.2. Efecto de cargas diferentes a las de proyecto

Difícilmente un vertedor trabajará en condiciones de carga de diseño, por ello es necesario revisar el comportamiento de la obra de excedencias bajo cargas diferentes. Una variación en la carga implica un cambio en el coeficiente de descarga. Se han obtenido valores experimentales que consideran este efecto, en la Figura 3.40, se presenta el criterio del USACE, (1990), y en la Figura 3.41 y la Figura 3.42, el del USBR, (1987).

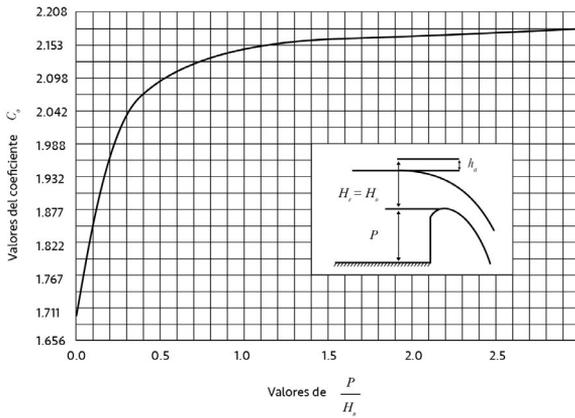


Figura 3.41 Coeficientes de descarga, criterio USBR, (1987).

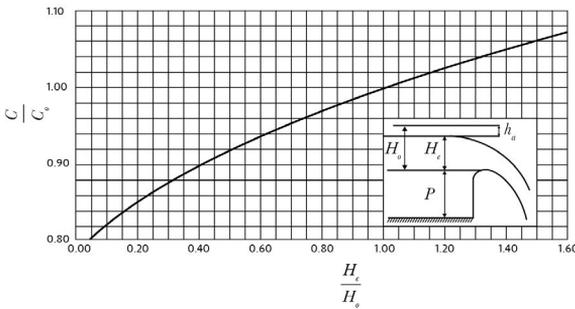


Figura 3.42 Coeficientes de descarga para cargas diferentes a las de proyecto, criterio USBR (1987).

3.7.1.3. Efecto de la pendiente del talud aguas arriba

Éste también ha sido estudiado experimentalmente, y los valores de los coeficientes bajo estas condiciones son función de la relación $\frac{P}{H_0}$, se presentan en la Figura 3.43 (Criterio USBR) y la Figura 3.44 (Criterio USACE).

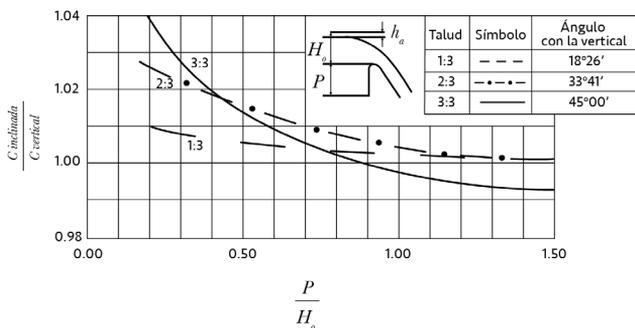


Figura 3.43 Coeficiente de descarga para cimacios con paramento aguas arriba inclinado, criterio USBR (1987).

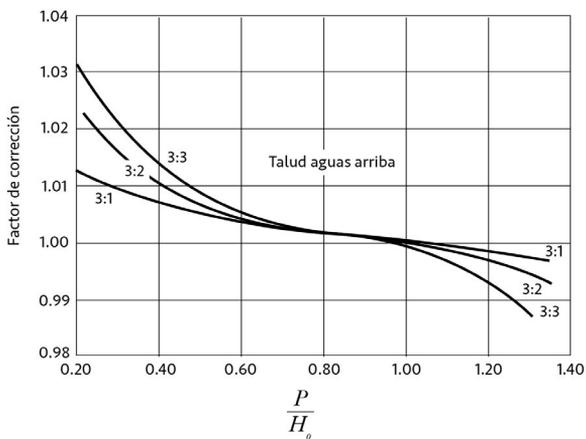


Figura 3.44 Coeficiente de descarga para cimacios con paramento aguas arriba inclinado, criterio USACE.

3.7.1.4. Efecto de ahogamiento

Se presenta cuando las condiciones aguas abajo del cimacio son tales que se tienen tirantes capaces de afectar a la descarga en el vertedor. En general estas condiciones pocas veces se presentan en las presas, y sólo en casos muy especiales o en canales los vertedores trabajan ahogados.

En la Figura 3.45, se muestra el criterio del USBR para hacer la corrección del coeficiente de descarga debido al efecto de ahogamiento.

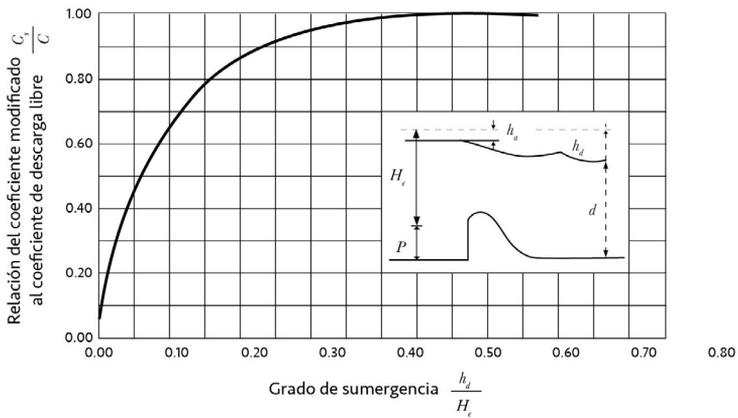


Figura 3.45 Relación de coeficientes de descarga debido al efecto de ahogamiento, criterio USBR (1987).

3.7.1.5. Ejemplo

Ejemplo No. 3.3. Calcular el coeficiente de descarga de un vertedor con una carga de diseño de 6.80 m, y una profundidad de llegada de 5.00 m, sabiendo que el talud del paramento aguas arriba es 3:3. Use el criterio del USBR.

Solución:

El coeficiente de descarga está afectado por la profundidad de llegada y por el talud del paramento aguas arriba.

Se calculará primero la relación entre la profundidad de llegada y la carga de diseño:

$$\frac{P}{H_o} = \frac{5.00}{6.80} = 0.74$$

de la Figura 3.41, con el valor $\frac{P}{H_o} = 0.74$, se obtiene:

$$C_o = 2.13$$

este valor deberá corregirse por efecto de la inclinación del talud. Empleando la Figura 3.43 y con el valor de $\frac{P}{H_o} = 0.74$, se obtiene:

$$\frac{C_{inclinado}}{C_{vertical}} = 1.04$$

entonces

$$C_{inclinado} = 2.13(1.04)$$

el valor final de C será:

$$C = 2.16$$

3.7.2. Longitud o ancho efectivos de la cresta

Las pilas sobre el cimacio o los estribos causan contracciones en el flujo, la longitud neta de la cresta debe disminuirse por este efecto, a la nueva longitud se le llama longitud efectiva y puede calcularse con la ecuación:

$$L_e = L - 2 (NK_p + K_a) H_e \quad (3.24)$$

Donde:

L_e	Longitud efectiva en la cresta, en m
L	Longitud total neta en la cresta, en m
N	Número de pilas
K_p	Coefficiente de contracción por pilas
K_a	Coefficiente de concentración por estribos
H_e	Carga total sobre la cresta, en m

Los valores de K_p dependen de la forma de la nariz de la pila, y de la relación de la carga real H_c y la carga de diseño del vertedor H_0 . En la Figura 3.46, se muestran estos valores. Vale la pena hacer notar que la pila número 4 es la más favorable desde el punto de vista de la contracción, pero induce presiones negativas, por lo tanto, se recomienda el empleo de los tipos 2 y 3.

El valor de K_a se puede obtener de la Figura 3.47 y la Figura 3.48, para el caso de cortinas de concreto o estribos adyacentes a cortinas de materiales graduados y enrocamiento.

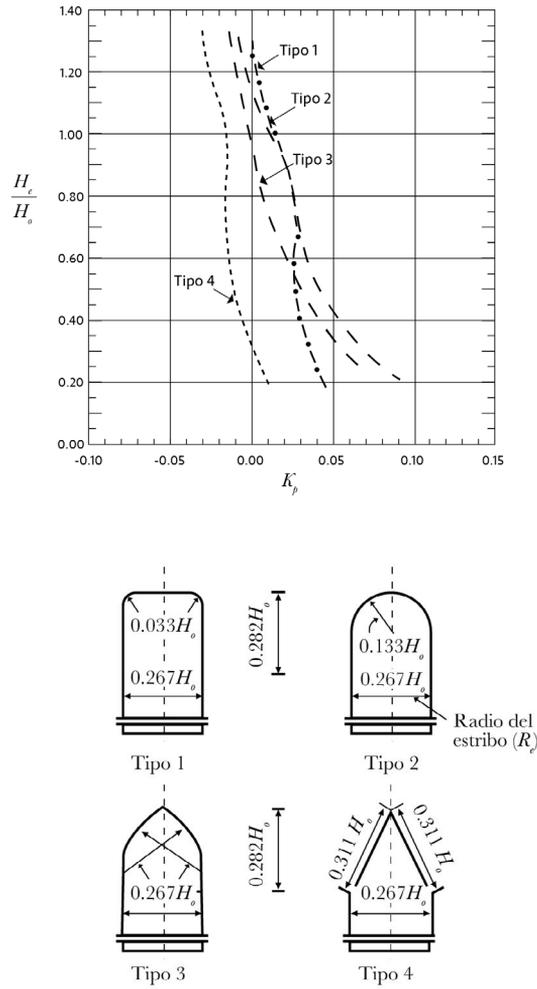
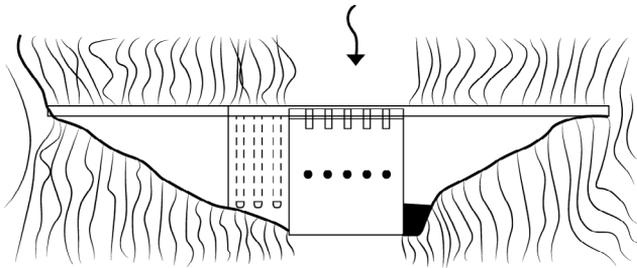
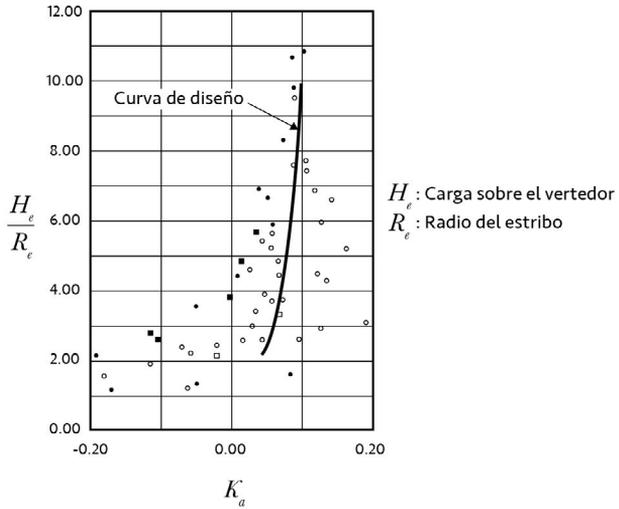
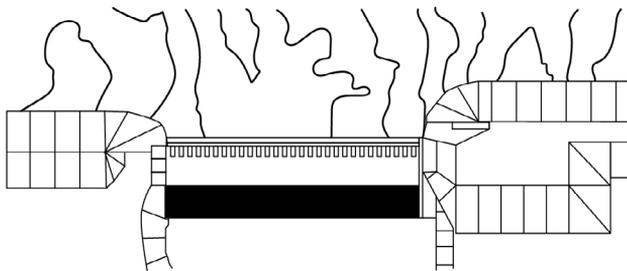
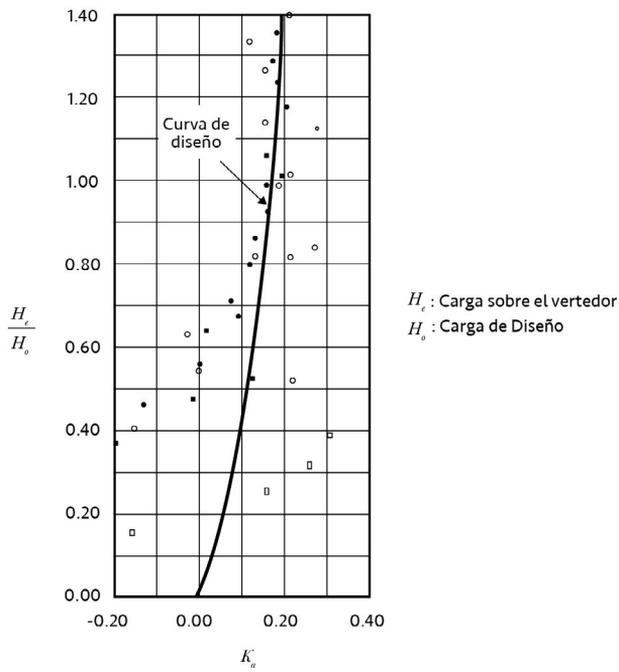


Figura 3.46. Coeficiente de contracción por pilas. (USACE, 1990).



Sección gravedad vertedora con secciones adyacentes de concreto

Figura 3.47 Coeficiente de contracción por estribo, USACE (1990).



Sección gravedad vertedora, con secciones adyacentes de enrocamiento

Figura 3.48 Coeficientes de contracción por estribo. (USACE, 1990).

3.7.2.1. Ejemplos

Ejemplo No. 3.4. Calcular la longitud efectiva de un vertedor cuya carga de diseño H_0 es de 6.18 m, su longitud neta de cresta es $L = 82.26$ m, tiene 8 pilas tipo 3, una carga H_e igual a 4.14 m, y radio de estribo $R = 1.65$ m.

Solución:

Se empleará la ecuación (3.24):

$$L_e = L - 2 (NK_p + K_a) H_e$$

con la relación:

$$\frac{H_e}{H_0} = \frac{4.14}{6.18} = 0.67$$

y de la Figura 3.46 se obtiene:

$$K_p = 0.015.$$

Para el cálculo del coeficiente por estribo se usará la Figura 3.47 y la relación:

$$\frac{H_e}{R} = \frac{4.14}{1.65} = 2.51$$

se obtiene:

$$K_a = 0.05, \text{ si ahora se sustituye en la ecuación (3.24)}$$

$$L_e = 82.26 - 2 [8 (0.015) + 0.05] (4.14)$$

$$L_e = 80.85m$$

Ejemplo No. 3.5 Calcular la curva elevaciones-gastos de un vertedor con las características siguientes:

- a) Gasto de diseño: $Q_o = 5900.00 \text{ m}^3/\text{s}$
 - b) Carga de diseño: $H_o = 21.24 \text{ m}$
 - c) Elevación de la cresta: 472.00 msnm
 - d) Elevación del piso del canal de llegada: 466.10 msnm
 - e) Pendiente de la rápida: 0.53
 - f) Número de pilas = 4
 - g) Ancho de la pila = 7.08 m
 - h) Longitud de la pila = 37.17 m
 - i) Altura máxima a partir del piso del canal = 33.04 m
 - j) Longitud de la nariz, inclinación 9° adelante = 8.50 m
 - k) Tipo de la pila: 2
 - l) Corrección por estribo ($K_a = 0.05$) = 0
- Emplear el criterio propuesto por el USACE

Solución:

De la ecuación (3.22), $Q = CL_c H_c^{\frac{3}{2}}$, se conocen Q y H_o , por lo que hay que calcular los valores de C y L_c , y después proponer varias cargas H_1, H_2, \dots, H_n , y sus correspondientes Q_1, Q_2, \dots, Q_n .

Cálculo del coeficiente de descarga:

Con la relación:

$$\frac{P}{H_o} = \frac{472.00 - 466.10}{21.24} = 0.28$$

de la Figura 3.40, con $\frac{H_c}{H_o} = 1.00$, se obtiene:

$$k = 3.90$$

con la ecuación:

$$C = \frac{k}{\sqrt{3.28}} = \frac{3.90}{\sqrt{3.28}}$$

el coeficiente C , vale: $C = 2.153$.

Este coeficiente deberá modificarse para diferentes cargas de análisis no así por efectos del talud aguas arriba dado que es vertical, ni por efecto de ahogamiento puesto que se considera que la pendiente y la longitud de la rápida son suficientes para no afectar al coeficiente de descarga.

La longitud neta se puede calcular con la ecuación (3.24):

$$L_e = L - 2 (NK_p + K_a) H_e$$

Como se pretende colocar dos pilas, $N = 2$, y con $\frac{H_e}{H_o} = 1.00$, de la Figura 3.46 se obtiene:

$$K_p = 0.014$$

despejando para L_e de la ecuación (3.22) y sustituyendo, se obtiene:

$$L_e = \frac{Q_0}{CH_0^{\frac{3}{2}}}$$

y la longitud neta será:

$$L_e = L - 2 (NK_p + K_a) H_e$$

despejando L y sustituyendo:

$$L = 30.37m$$

en la Tabla 3.7, se presenta el cálculo de la curva elevaciones-gastos, ver Figura 3.49.

Tabla 3.7 Resultados del Ejemplo No. 3.5. Elevaciones-gastos.

Elevación (msnm)	He (m)	He / Ho	K	C	KP	Le (m)	Q (m³/s)
472.00	0.00	----	----	----	----	----	0.00
474.00	2.00	0.09	3.18	1.75	0.12	28.51	141.60
476.00	4.00	0.19	3.28	1.81	0.10	27.23	394.57
478.00	6.00	0.28	3.36	1.85	0.08	26.77	729.89
480.00	8.00	0.38	3.44	1.90	0.06	26.34	1131.93
482.00	10.00	0.47	3.53	1.95	0.05	26.61	1640.08
484.00	12.00	0.57	3.63	2.00	0.04	26.53	2210.35
486.00	14.00	0.66	3.70	2.04	0.03	26.67	2854.48
488.00	16.00	0.75	3.76	2.08	0.03	26.79	3558.94
490.00	18.00	0.85	3.83	2.12	0.03	26.77	4323.16
492.00	20.00	0.94	3.87	2.14	0.02	27.65	5284.41
493.24	21.24	1.00	3.90	2.15	0.01	28.00	5900.00

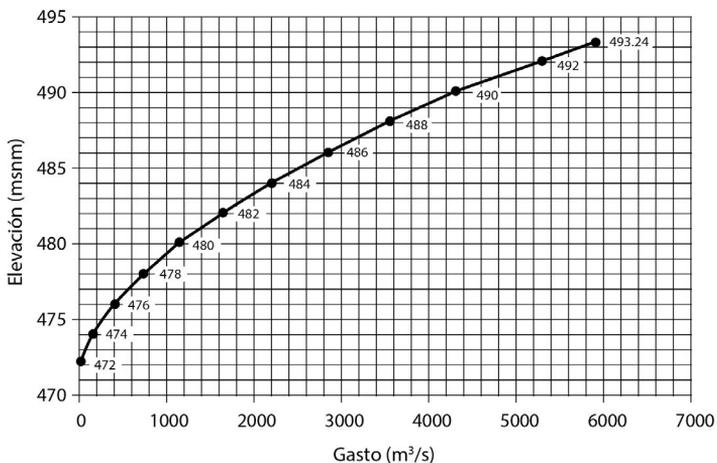


Figura 3.49 Curva elevaciones - gastos del Ejemplo No. 3.5.

Ejemplo No. 3.6. Diseñar un vertedor con cimacio sin control para descargar 6000.00 m³/s. El tirante del agua en la entrada del canal de acceso es de 26.00 m. Debido a condiciones geológicas y topográficas se ha establecido que la profundidad de llegada P debe ser 13.00 m. La longitud del canal de acceso es de 150.00 m con sección rectangular y con un coeficiente de Manning n = 0.025, para garantizar su estabilidad el cimacio debe tener un talud 1:1.

Sobre la cresta se construirá un puente y por razones de tipo estructural las pilas deberán ser tipo 3, y medir 3.50 m de ancho, los claros del puente no deben ser mayores de 10.00 m. Los aleros de los estribos serán de enrocamiento, se construirá una rápida con pendiente S = 0.45 de 250.00 m de longitud, lo cual implica que no hay efecto de ahogamiento. Emplear el criterio del USACE

En la Figura 3.50 se presenta la estructura hidráulica de este problema.

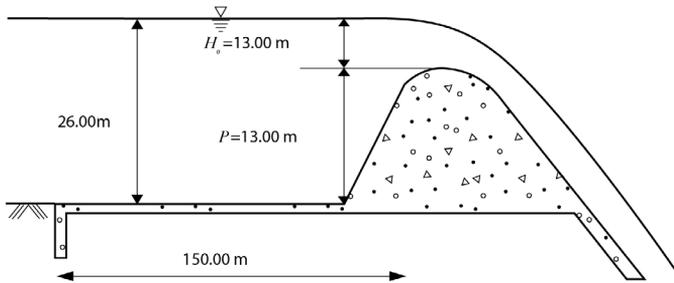


Figura 3.50 Estructura hidráulica del ejemplo 3.6.

Solución:

Primero deben determinarse las pérdidas en el canal de acceso, para ello es necesario conocer la velocidad de llegada, antes se calculará el gasto unitario empleando la ecuación (3.22), suponiendo en principio un coeficiente de descarga $C = 2.00$:

$$q = CH_e^{\frac{3}{2}} = 2.00(26.00 - 23.00)^{\frac{3}{2}} = 93.74 \text{ m}^2/\text{s}$$

la velocidad de llegada de acuerdo con la ecuación (3.5) será:

$$V_a = \frac{q}{H_0 + P} = \frac{93.74}{26.00} = 3.60 \text{ m/s}$$

y la carga de velocidad de llegada h_a :

$$h_a = \frac{V_a^2}{2g} = \frac{3.60^2}{2.00(9.81)} = 0.66 \text{ m}$$

con la ecuación de Manning y considerando el radio hidráulico igual a la profundidad del canal de acceso, se puede calcular la pendiente de energía:

$$S = \left(\frac{V_a n}{R^{\frac{2}{3}}} \right) = \left(\frac{3.60(0.025)}{26.00^{\frac{2}{3}}} \right) = 0.0001055$$

la pérdida por esfuerzo cortante en el canal es:

$$h_f = (S)(L) = (0.0001055)(150.00) = 0.0158 \text{ m}$$

además, se acepta que las pérdidas por entrada al canal son $0.15 h_a$, entonces:

$$h_a = 0.15(h_a) = 0.15(0.66) = 0.099 \text{ m}$$

la pérdida total será:

$$h_t = h_f + h_e = 0.0158 + 0.099 = 0.115 \text{ m}$$

la carga de diseño H_o valdrá entonces:

$$H_o = 13.00 - 0.115 = 12.885 \text{ m}$$

Para obtener el valor de C , es necesario calcular la relación $\frac{P}{H_0}$

$$\frac{P}{H_0} = \frac{13.000}{12.885} = 1.009$$

con ayuda de la Figura 3.40 y con $\frac{H_e}{H_0} = 1.00$, se conoce el valor de K :

$$K = 3.99$$

así, el valor de C se obtiene con la ecuación (3.23):

$$C = \frac{K}{\sqrt{3.28}} = \frac{3.99}{\sqrt{3.28}} = 2.203$$

este valor de C_0 debe corregirse por efecto de la inclinación del talud (USACE), así de la Figura 3.44 se obtiene:

$$\text{Factor de corrección} = 0.999$$

y entonces:

$$C_{inc} = 0.999(2.203) = 2.201$$

como se estableció que no hay efecto de ahogamiento, el valor final del coeficiente de descarga es $C = 2.201$.

Puede notarse que el valor $C = 2.00$ elegido inicialmente, no coincide con el obtenido, $C = 2.201$, por ello el cálculo debe repetirse, hasta igualar la magnitud de ambos valores.

Proponiendo ahora el valor de $C = 2.201$

$$q = CH_e^{\frac{2}{3}} = 2.001(12.885)^{\frac{2}{3}} = 101.753 m^2/s$$

la velocidad de llegada es:

$$V_a = \frac{q}{H_0 + P} = \frac{101.753}{25.885} = 3.933 \text{ m/s}$$

y la carga de velocidad de llegada h_a :

$$h_a = \frac{V_a^2}{2g} = \frac{3.933^2}{2.00(9.81)} = 0.788 \text{ m}$$

con la ecuación de *Manning* y considerando el radio hidráulico igual a la profundidad del canal de acceso, se puede calcular la pendiente de energía:

$$S = \left(\frac{V_a n}{R^{\frac{2}{3}}} \right) = \left(\frac{3.933(0.025)}{26.00^{\frac{2}{3}}} \right) = 0.000125$$

la pérdida por esfuerzo cortante en el canal es:

$$h_f = (S)(L) = (0.000125)(150.00) = 0.0188 \text{ m}$$

además, se acepta que las pérdidas por entrada al canal son 0.15 h_a , entonces:

$$h_e = 0.15(h_a) = 0.15(0.788) = 0.118 \text{ m}$$

la pérdida total será:

$$h_t = h_f + h_e = 0.0188 + 0.118 = 0.137 \text{ m}$$

la carga de diseño H_o valdrá entonces:

$$H_o = 12.885 - 0.137 = 12.748m$$

para obtener el valor de C , es necesario calcular la relación $\frac{P}{H_o}$ y con ayuda de la Figura 3.40 se conoce el valor de K :

$$\frac{P}{H_o} = \frac{13.000}{12.748} = 1.020$$

de la figura mencionada y con $\frac{H_e}{H_o} = 1.00$:

$$K = 3.99$$

así, el valor de C se obtiene con la ecuación (3.23):

$$C = \frac{k}{\sqrt{3.28}} = \frac{3.99}{\sqrt{3.28}}$$

$$C = 2.20$$

este valor de C_o debe corregirse por efecto de la inclinación del talud:

$$\text{Factor de corrección} = 0.999$$

y entonces:

$$C_{inc} = 0.999(2.203) = 2.200$$

no hay efecto de ahogamiento, por lo tanto, el valor final del coeficiente de descarga es:

$$C = 2.200.$$

Ahora se calculará la longitud efectiva de la cresta empleando la ecuación:

$$L_e = \frac{Q_0}{CH_0^{\frac{3}{2}}} = \frac{6000.00}{(2.20)(12.748^{\frac{3}{2}})} = 59.920 \text{ m}$$

Para calcular la longitud neta deben hacerse las siguientes consideraciones: si los claros del puente no deben ser mayores de 10.00 m, se necesitarán 7 pilas. Además, los coeficientes K_p y K_a pueden obtenerse de la Figura 3.46 y la Figura 3.47 respectivamente empleando la relación:

$$\frac{H_e}{H_o} = 1$$

se obtiene entonces:

$$K_p = 0$$

$$K_a = 0.170$$

así, la longitud neta es:

$$L = L_e + 2(NK_p + K_a)H_o$$

sustituyendo:

$$L = 59.92 + 2(0(7) + 0.170)12.748 = 64.254m$$

Si cada pila debe medir 3.50 m de ancho y se requieren 7, la longitud total para alojar el vertedor será de:

$$L_T = 64.254 + 7(3.50) = 88.754m$$

El cálculo del perfil del cimacio, así como de la curva elevaciones-gastos del vertedor se deja como ejercicio al lector.

Ejemplo No. 3.7.

Determinar la elevación de la cresta de un vertedor, si la longitud efectiva es $L_e = 84.00$ m. El gasto de diseño es $Q_0 = 6500.00$ m³/s, la superficie libre del agua para el gasto de diseño no debe sobrepasar la elevación 953.00 msnm y la elevación del piso del canal de llegada es 900.00 msnm, ver Figura 3.51. Considere un coeficiente de descarga $C = 1.90$.

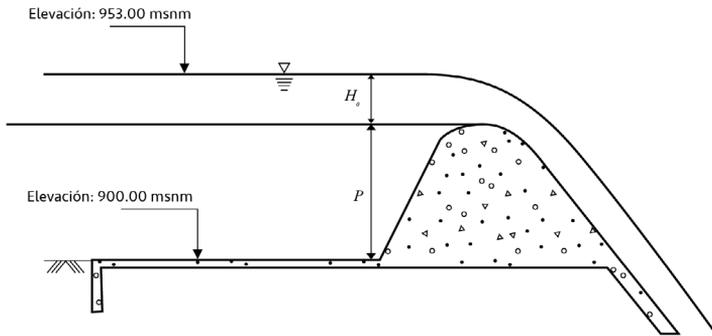


Figura 3.51 Estructura hidráulica del ejemplo No. 3.7.

Solución:

Si se considera en un principio despreciable el efecto de la velocidad de llegada, se puede conocer la carga sobre el vertedor:

$$H_0 = \left(\frac{Q_0}{CL_e} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{6500.00}{1.90(84.00)} \right)^{\frac{2}{3}} = 11.837m$$

La velocidad de llegada vale:

$$V_a = \frac{6500.00}{53(84.00)} = 1.46m/s$$

la carga de velocidad:

$$H_a = \frac{V_a^2}{2g} = \frac{1.460^2}{2.00(9.81)} = 0.110m$$

entonces, la carga total de diseño será:

$$H_t = H_o + H_a = 11.95m$$

la elevación de la cresta es:

$$\text{Elev.Cresta} = 953.00 - 11.837 = 941.163 \text{ msnm}$$

y la profundidad de llegada P :

$$P = 941.16 - 900.00 = 41.163 \text{ m}$$

Como la relación es $\frac{P}{H} > 1.00$, se considera que la hipótesis inicial de considerar despreciable la velocidad de llegada es acertada.

3.8. Perfil del agua sobre el cimacio

Debido a la gran curvatura de los cimacios no es posible aplicar la ecuación de Bernoulli en esta zona, es por ello por lo que para determinar el perfil del agua es necesario recurrir a experimentos de laboratorio o a integrar las ecuaciones de Navier-Stokes o del flujo con potencial.

En el mercado existen un buen número de programas computacionales que permiten calcular la red de flujo sobre un cimacio. Si se considera el flujo irrotacional y se supone un perfil o frontera superior de la red, se calcula ésta y se analiza si la frontera inferior coincide con el perfil del cimacio, de no ser así se rectifica la frontera superior y se procede de la misma manera.

Otro camino es utilizar curvas obtenidas en laboratorio como las mostradas en la Figura 3.52, obtenidas por el USACE, para cimacios con pilas y sin ellas, para diferentes cargas sobre el vertedor. A continuación, se presentan las ecuaciones de las curvas mostradas en esa figura.

Perfil del agua sin pilas:

$$\frac{H_e}{H_o} = 0.5$$

$$y/H_o = -0.0193(x/H_o)^5 + 0.0082(x/H_o)^4 + 0.087(x/H_o)^3 \\ + 0.2471(x/H_o)^2 + 0.3064(x/H_o) - 0.3703$$

$$\frac{H_e}{H_o} = 1.00$$

$$y/H_o = -0.0116(x/H_o)^5 + 0.0223(x/H_o)^4 + 0.0596(x/H_o)^3 \\ + 0.1949(x/H_o)^2 + 0.345(x/H_o) - 0.7574$$

$$\frac{H_e}{H_o} = 1.33$$

$$y/H_o = -0.077(x/H_o)^5 + 0.0235(x/H_o)^4 + 0.0405(x/H_o)^3 \\ + 0.1622(x/H_o)^2 + 0.3677(x/H_o) - 0.9963$$

Perfil del agua al centro del claro:

$$\frac{H_e}{H_o} = 0.5$$

$$y/H_o = -0.0088(x/H_o)^5 + 0.0248(x/H_o)^4 + 0.0499(x/H_o)^3 \\ + 0.2858(x/H_o)^2 + 0.3019(x/H_o) - 0.3822$$

$$\frac{H_e}{H_o} = 1.00$$

$$y/H_o = -0.0096(x/H_o)^5 + 0.0106(x/H_o)^4 + 0.0824(x/H_o)^3 \\ + 0.2217(x/H_o)^2 + 0.2955(x/H_o) - 0.8062$$

$$\frac{H_e}{H_o} = 1.33$$

$$y/H_o = -0.0452(x/H_o)^5 + 0.0886(x/H_o)^4 + 0.1225(x/H_o)^3 \\ + 0.0872(x/H_o)^2 + 0.2573(x/H_o) - 1.0709$$

Perfil del agua a lo largo de las pilas:

$$\frac{H_e}{H_o} = 0.5$$

$$y/H_o = -0.0182(x/H_o)^5 + 0.0307(x/H_o)^4 + 0.0458(x/H_o)^3 + 0.2131(x/H_o)^2 + 0.3405(x/H_o) - 1.3678$$

$$\frac{H_e}{H_o} = 1.00$$

$$y/H_o = -0.0211(x/H_o)^5 + 0.0181(x/H_o)^4 + 0.0628(x/H_o)^3 + 0.279(x/H_o)^2 + 0.46(x/H_o) - 0.7863$$

$$\frac{H_e}{H_o} = 1.33$$

$$y/H_o = -0.055(x/H_o)^5 + 0.0954(x/H_o)^4 + 0.1073(x/H_o)^3 + 0.3755(x/H_o)^2 + 0.499(x/H_o) - 1.0773$$

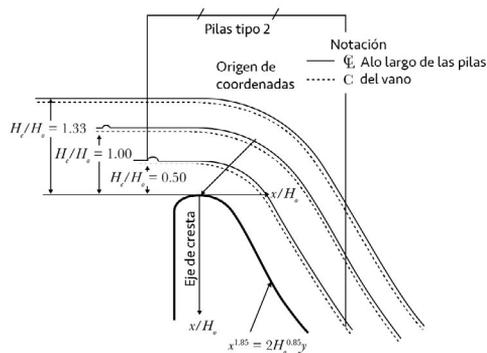
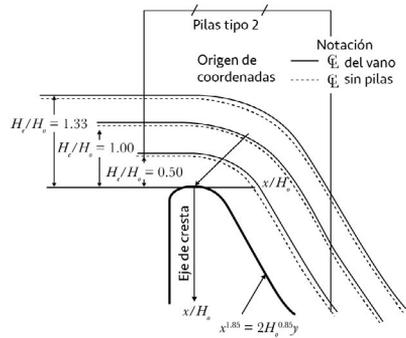
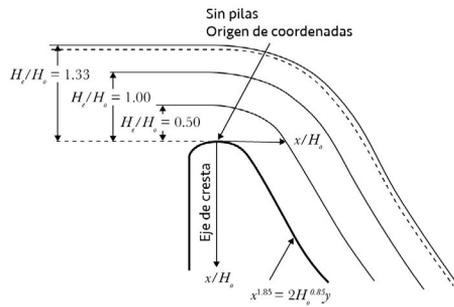


Figura 3.52 Perfil del agua sobre un cimacio para velocidades de llegada despreciables. (USACE, 1990).

Ejemplo No. 3.8.

Calcular el perfil del agua en un cimacio diseñado con una carga $H_o = 5.00$ m empleando el criterio de USACE. No se construirán pilas sobre el vertedor.

Solución:

Para el cálculo del perfil del agua, se emplean las ecuaciones vistas al inicio de este capítulo. Donde además se considera la siguiente relación:

$$\frac{H_e}{H_o} = \frac{5.00}{5.00} = 1.00$$

Con el valor anterior y teniendo en cuenta que no se construirán pilas sobre el vertedor, se puede determinar la ecuación que se va a utilizar.

Finalmente, las coordenadas del perfil serán las que se presentan en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8. Cálculo del perfil del agua en el vertedor del ejemplo No. 3.8.

Est. (m)	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00
x (m)	-5.00	-4.00	-3.00	-2.00	-1.00	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00
x/H_o	-1.00	-0.80	-0.60	-0.40	-0.20	0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80
y/H_o	-0.93	-0.93	-0.90	-0.87	-0.82	-0.76	-0.68	-0.58	-0.47	-0.32	-0.15	0.06	0.29	0.56	0.86
y (m)	-4.67	-4.63	-4.52	-4.34	-4.10	-3.79	-3.40	-2.92	-2.33	-1.60	-0.74	0.29	1.47	2.81	4.29

3.9. Presiones sobre el cimacio del vertedor

Debido a que es poco frecuente que la carga de diseño de un vertedor se presente, algunas agencias diseñan los cimacios con cargas menores, lo cual permite además obtener un diseño más económico.

De pruebas de laboratorio se ha podido conocer que cuando la carga de proyecto es aproximadamente el 75% de la carga máxima, se presentan presiones negativas sobre la cresta y que la magnitud de estas es de aproximadamente la mitad de la carga de proyecto.

En la Figura 3.53 se presenta la distribución de presiones típica en un vertedor con una carga $H_c = 1.33 H_o$.

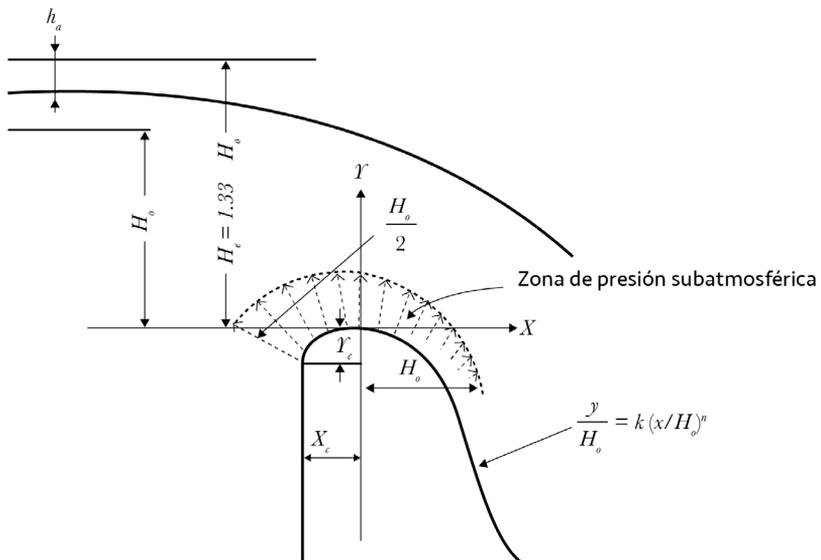


Figura 3.53 Distribución de presiones sobre un cimacio con carga $H_e = 1.33 H_0$, según el USBR, (1987).

3.10. Cimacios controlados por compuertas

Como se señaló anteriormente el diseño de cimacios sin control se realiza, tratando de que su perfil se asemeje a la línea de corriente inferior de una vena líquida cayendo libremente de un vertedor de pared delgada.

Sin embargo, en muchas ocasiones, por ejemplo, cuando se desea conservar una carga mayor para generar energía, o almacenar agua para riego o abastecimiento urbano; o cuando es necesario un manejo más cuidadoso de las avenidas aguas abajo de la presa, se colocan compuertas, ver Figura 3.6 y Figura 3.7.

Los tipos de compuertas más comunes son las radiales y las deslizantes descritas anteriormente, siendo las primeras las más usadas en grandes obras. Existen además otras como las de tambor, las Stony (debido al apellido de su inventor F. G. M. Stony), Erbisti P. (2014), que casi no se usan en la actualidad, o algunas otras que toman el nombre de las empresas que las fabrican.

Colocar compuertas obliga a plantear criterios de diseño y de operación del vertedor diferentes a los de cresta libre. En el primer caso y señalando solamente los relacionados con los aspectos hidráulicos, se pueden citar los relativos al diseño de las pilas y su efecto sobre el perfil del agua, el coeficiente de descarga y las presiones sobre el cimacio. En el segundo, los problemas están asociados al funcionamiento del vaso, del cual se derivan las políticas de operación de las compuertas.

Cuando se coloca una compuerta todo el funcionamiento hidráulico cambia, esto es, si la compuerta funciona abierta parcialmente, la trayectoria del agua se asemejará más a la de un chorro libre que a la caída de un vertedor de pared delgada. Es por eso por lo que deben hacerse ajustes al diseño del cimacio cuando se pretende emplear compuertas para controlar el cimacio.

La curva de un chorro originado por un orificio vertical está dada por la ecuación:

$$-y = \frac{x^2}{4H} \quad (3.25)$$

Donde:

- x, y Coordenadas de un sistema cartesiano con origen en el centro del orificio
- H Carga sobre el centro del orificio

Si el orificio está inclinado un ángulo θ , la ecuación (3.25), se transforma en:

$$-y = x \tan\theta + \frac{x^2}{4H \cos^2\theta} \quad (3.26)$$

Puede notarse entonces que las trayectorias de la lámina vertiente y del chorro son diferentes, y si, por ejemplo, se diseña con la ecuación de la primera y se emplean compuertas con aberturas pequeñas y cargas grandes, se producirán presiones negativas en el cimacio en la zona aguas abajo de la compuerta.

Si por el contrario se diseña con la trayectoria del chorro se tendrá un cimacio más ancho, más estable, pero menos eficiente. Entonces al diseñar un cimacio con control por medio de compuertas deberán analizarse los factores: eficiencia, economía y estabilidad.

Existen sin embargo otras posibilidades, por ejemplo, si se diseña con la trayectoria de la lámina vertiente y se emplean compuertas, para reducir las presiones negativas aguas abajo de ellas, se pueden colocar las compuertas después de la cresta del cimacio, haciendo que el funcionamiento hidráulico sea el de un chorro inclinado, y la trayectoria del agua se parecerá más a la de la lámina vertiente.

La descarga en un vertedor controlado por compuertas radiales se puede calcular con la ecuación:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} CL_e (H_1^{\frac{3}{2}} - H_2^{\frac{3}{2}}) \quad (3.27)$$

Donde:

- H_1 Carga al fondo del orificio
- H_2 Carga al labio inferior de la compuerta
- L_e Ancho efectivo de la cresta
- C Coeficiente de descarga, que puede obtenerse de la Figura 3.54

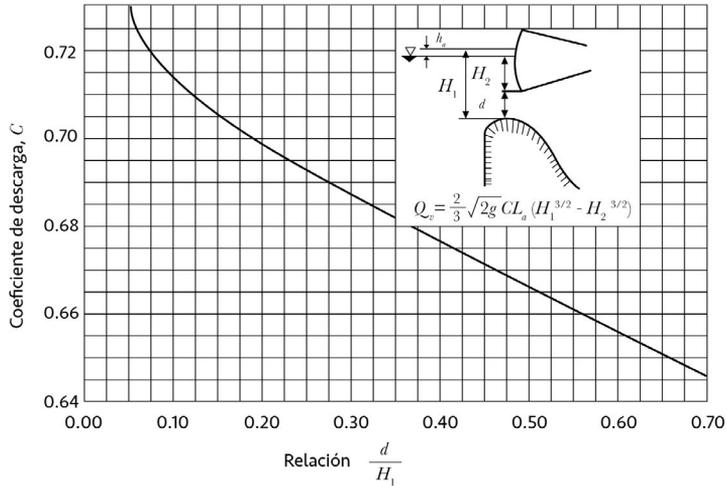


Figura 3.54 Coeficiente de descarga para cimacios controlados con compuertas (USBR, 1987).

En resumen, para ubicar una compuerta sobre la cresta vertedora, es necesario:

1. Determinar la evolución de las subpresiones sobre el cimacio en función de la carga hidráulica, considerando constante la posición de la compuerta y las características de ésta.
2. Determinar la evolución de las subpresiones sobre el cimacio en función de la posición de la compuerta sobre el mismo.
3. Determinar la descarga con respecto a las características de la compuerta.

Del análisis de estas condiciones y las correspondientes pruebas de laboratorio se podrá hacer la selección del mejor tipo de compuertas. Como se anotó anteriormente, se puede demostrar que las presiones negativas o subpresiones decrecen conforme el labio de la compuerta se ubica aguas abajo de la cresta del cimacio.

3.11. Diseño hidráulico del conducto de descarga

Los volúmenes de agua descargados, después de pasar por la estructura de control, son enviados al río aguas abajo de la cortina, esto se hace por medio de los conductos de descarga, exceptuándose éste en los vertedores de caída libre (por ejemplo, en una presa de arco). Los conductos de descarga son de dos tipos: canales o túneles.

Los canales pueden construirse a cielo abierto excavados sobre la superficie del terreno, o colocados sobre el cuerpo de la presa. Los túneles se construyen en el cuerpo de la cortina (presas de materiales cementados) o en las laderas.

Las dimensiones de los conductos de descarga están determinadas por consideraciones hidráulicas, pero la forma de la sección transversal, su perfil longitudinal, su longitud, ampliaciones, curvas, etc., están influenciadas por las características topográficas y geológicas del lugar. Es recomendable que en los conductos de descarga el flujo se mantenga uniforme y sin cambios en el tipo de régimen.

Las secciones transversales de los conductos de descarga en canal pueden ser: rectangulares, trapeciales o trapezoidales, con taludes que dependen de la geología de la zona. Si se trata de túneles, las secciones más usuales son la circular y la de herradura.

Para conocer la velocidad y los tirantes a lo largo del conducto se aplica la ecuación de la energía:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \Sigma Hf \quad (3.28)$$

Donde:

H_1 Carga de posición (m).

$\frac{P}{\gamma}$ Carga de presión (m).

$\frac{V^2}{2g}$ Carga de velocidad (m).

ΣHf Sumatoria de las pérdidas en el tramo (m).

Las pérdidas pueden ser de dos tipos:

- a) Locales, son las producidas por entrada, transiciones, cambios de dirección, etc.
- b) Por esfuerzo cortante, "de fricción".

Las que más influyen en la pérdida de energía son las segundas y en el caso de canales pueden evaluarse con la ecuación de Manning:

$$hf = \left(\frac{V^2 n^2}{R^{\frac{4}{3}}} \right) L \quad (3.29)$$

Donde:

- hf Pérdidas por cortante en (m).
- V Velocidad media en la sección transversal (m/s)
- n Coeficiente de rugosidad
- R Radio hidráulico de la sección transversal (m).
- L Longitud del tramo considerado (m).

Cuando la pendiente del canal es igual o mayor del 10%, la carga de presión en la ecuación de la energía debe corregirse así:

$$\frac{P}{\gamma} = y \cos^2 \theta \quad (3.30)$$

$$\frac{P}{\gamma} = d \cos \theta \quad (3.31)$$

Donde:

- $\frac{P}{\gamma}$ Carga de presión
- d Tirante del flujo perpendicular a la plantilla del canal
- θ Ángulo de inclinación de la plantilla

Cuando el canal tiene perfil longitudinal curvo, la fuerza centrífuga incrementa las presiones, por lo tanto, es necesario modificar la carga de presión, esto se hace cuando:

$$r > 0.215dV^2 \quad (3.32)$$

Donde:

- r Radio de curvatura (m).
- d Tirante del agua (m).
- V Velocidad del flujo (m/s).

La carga de presión en la ecuación de la energía quedará corregida así:

$$\frac{P}{\gamma} = \left(1 \pm \frac{V^2}{gr} \right) d \cos \theta \quad (3.33)$$

Si se trata de canales cóncavos se considera el signo positivo, y negativo para canales convexos. Actualmente existen en el mercado una serie de programas computacionales que permiten calcular el perfil del agua en canales con diferentes secciones trabajando a superficie libre y son bastante precisos.

Cuando las velocidades en el conducto de descarga exceden a los 15.00 m/s, existe el riesgo de que se presente inclusión de aire. Esto ocurre porque al desarrollarse la capa límite en el conducto e interceptar a la superficie libre del flujo, se desarrolla gran turbulencia que atrapa a las moléculas de aire en contacto con el agua, iniciándose así la inclusión de aire, este fenómeno es fácil de observar en un conducto de descarga pues se forman las llamadas "aguas blancas".

Otro problema que se presentan en las superficies expuestas a flujos de alta velocidad es la erosión, ésta se debe entre otros fenómenos a la cavitación y se puede presentar atrás de cualquier obstáculo, cambio de dirección o rugosidad de la conducción, ver capítulo 4.

3.11.1. Perfil del conducto y bordo libre

El perfil longitudinal del conducto de descarga en el caso de un canal a cielo abierto debe adaptarse a las condiciones geológicas y topográficas del sitio. Se recomienda que siempre se haga en corte y de ser posible sobre roca sana. Su perfil se traza con tramos rectos unidos por medio de curvas verticales. Cuando sean necesarias las curvas verticales convexas, éstas deben ser bastante tendidas para evitar presiones negativas en la plantilla y la separación del flujo. Para que no se presente separación en la plantilla de la curva, ésta debe seguir la ecuación de la trayectoria de un chorro inclinado:

$$y = x \tan \theta + \frac{x^2}{6(d + hw) \cos^2 \theta} \quad (3.34)$$

Donde:

- $d + hw$ Energía específica del escurrimiento al principio de la curva
- x, y Coordenadas de la curva referida a un sistema cartesiano con origen en el inicio de la curva y el eje Y dirigido hacia abajo
- d Ángulo de la plantilla del canal al inicio de la curva

En las curvas verticales cóncavas se recomienda que la plantilla del conducto se defina por medio de un arco circular con radio R , lo suficientemente grande para reducir las fuerzas dinámicas que producen presiones positivas altas sobre la plantilla. El radio R debe ser el valor más grande de:

$$R \geq 0.215dV^2 \quad (3.35)$$

$$R \geq 10d \quad (3.36)$$

Donde:

- d Tirante del flujo a la entrada de la curva
- V Velocidad del flujo a la entrada de la curva
- R Radio de la curvatura.

Además, se recomienda que la liga entre el pie del cimacio y el canal de descarga sea una curva circular con un radio no menor de cinco veces el tirante, y que la plantilla del codo vertical entre la rama inclinada y horizontal de un túnel de descarga no tenga un radio menor que 2.5 veces el diámetro del conducto.

Finalmente, en el diseño del canal de descarga deberá considerarse un bordo libre (BL), que de acuerdo con el *USBR*, puede calcularse con la ecuación:

$$BL = 0.60 + 0.037Vd^{\frac{1}{3}} \quad (3.37)$$

Donde:

- BL Bordo libre (m).
- d Tirante (m).
- V Velocidad (m/s)

Es recomendable también evitar curvas horizontales en estos casos, pues los flujos de alta velocidad provocarían trayectorias helicoidales, cuando esto no sea posible se recomienda analizar la posibilidad de utilizar peraltes en el fondo del canal, esto es construir una pendiente transversal en el fondo para generar una fuerza lateral que contrarreste la acción centrífuga del flujo, Morán Ch. (2019).

Si el conducto de descarga es un túnel, se diseñará para trabajar parcialmente lleno en toda su longitud, por lo tanto, su pendiente debe garantizar que el área hidráulica máxima sea el 75% del área total del túnel.

3.11.2. Ejemplos

Ejemplo No. 3.9.

Calcular el perfil del agua para el canal de descarga mostrado en la Figura 3.55. Se tiene un gasto de diseño de $Q_0 = 5000.00 \text{ m}^3/\text{s}$. La sección del canal es trapezoidal con una base $b = 43.40 \text{ m}$ y taludes $0.25:1.00$. El coeficiente de rugosidad de Manning es $n = 0.014$. El cimacio fue diseñado con el criterio del USACE, con talud aguas arriba vertical. El tirante d_2 en la estación 164.00 es 5.964 m .

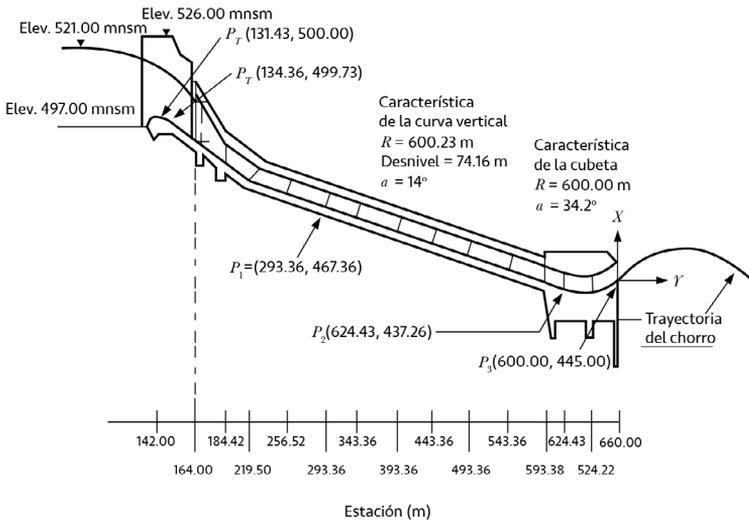


Figura 3.55 Datos del ejemplo No. 3.9.

Solución:

El cálculo del perfil del agua se realizó a partir de la estación 164.00 , haciendo las correcciones por curvatura, en los tramos comprendidos entre las estaciones 164.00 a 256.52 y 642.22 a 660.00 , como se aprecia en la Figura 3.55, el cálculo se presenta en la Tabla 3.9

Tabla 3.9 Cálculo del perfil con correcciones por curvatura. Ejemplo 3.9.

Est. (m)	Z (m)	d (m)	d cos θ (m)	A (m ²)	Pm (m)	Rh (m)	$\frac{V^2}{2g}$ (m)	E (m)	Sf	Sfm	$\frac{dV^2}{2gr}$ (m)	Hf' (m)	Δx(m)	hf(m)	Hf (m)
164.00	490.78	5.96		267.73	56.74	4.72	17.78	23.74	0.00864				0.00		514.52
184.42	484.65	5.0	4.86	226.81	54.75	4.14	24.78	29.63	0.01432	0.01148		514.29	20.42	0.23	514.29
219.50	474.13	4.30	4.12	191.18	53.01	3.62	34.86	39.46	0.02424	0.01928	0.50	513.59	35.01	0.68	513.61
256.52	470.76	4.16	4.15	184.97	52.71	3.52	37.24	41.90	0.02685	0.02555	0.52	512.66	37.31	0.95	512.66
293.36	467.41	4.04	4.02	179.24	52.43	3.42	39.66	44.21	0.02961	0.02823	0.53	511.62	36.84	1.04	511.62
343.36	462.86	3.87	3.85	171.49	52.04	3.30	43.38	47.18	0.03398	0.03180		510.03	50.04	1.59	510.03
393.36	458.31	3.75	3.73	166.06	51.77	3.21	46.21	49.94	0.03757	0.03577		508.25	50.00	1.79	508.24
443.36	453.76	3.64	3.63	161.43	51.55	3.132	48.89	52.52	0.04103	0.03930		506.28	50.00	1.97	506.27
493.36	449.21	3.55	3.54	157.45	51.35	3.07	51.40	54.94	0.04437	0.04270		504.15	50.00	2.14	504.14
543.36	444.66	3.48	3.46	154.01	51.18	3.01	53.72	57.19	0.04756	0.04596		501.85	50.00	2.30	501.84
593.36	440.11	3.41	3.40	151.00	51.03	2.96	55.89	59.28	0.05059	0.04907		499.39	49.99	2.45	499.39
624.43	437.28	3.39	3.38	150.17	51.00	2.95	56.51	60.52	0.05148	0.05103	0.64	497.81	31.00	1.58	497.81
642.22	435.66	3.37	3.36	149.23	50.94	2.93	57.22	61.22	0.05249	0.05199	0.64	496.88	17.79	0.93	496.88
660.00	443.66	3.66	3.34	162.15	51.58	3.14	48.47	52.34	0.04047	0.04648	0.59	496.00	17.88	0.83	496.05

Ejemplo No. 3.10.

Calcule el bordo libre de la estructura hidráulica del Ejemplo No. 3.9.

Se aplica la ecuación (3.37), y los valores obtenidos se ajustan de tal manera que la unión de estos sea una línea paralela a la plantilla del canal. Los resultados de este cálculo se presentan en la Tabla 3.10.

Tabla 3.10 Cálculo del bordo libre para el canal de descarga del Ejemplo No. 3.10.

Estación (m)	d (m)	V (m/s)	Bordo libre (m)
164.00	5.96	18.68	1.85
184.42	5.08	22.05	2.00
219.50	4.30	26.15	2.17
256.20	4.16	27.03	2.21
293.36	4.04	27.90	2.24
343.36	3.87	29.16	2.29
393.36	3.75	30.11	2.33
443.36	3.64	30.97	2.36
493.36	3.56	31.76	2.39
543.36	3.48	32.47	2.42
593.36	3.41	33.11	2.45
624.43	3.39	33.30	2.45
642.22	3.37	33.51	2.46
660.00	3.66	30.84	2.36

Ejemplo No. 3.11. Calcular el perfil del agua en un conducto de descarga en túnel de herradura, con las características geométricas mostradas en la Figura 3.56. El gasto de diseño es $Q_o = 3000.00 \text{ m}^3/\text{s}$ y una carga de diseño de $H = 21 \text{ m}$. Considere un coeficiente de Manning de $n = 0.014$ correspondiente al concreto.

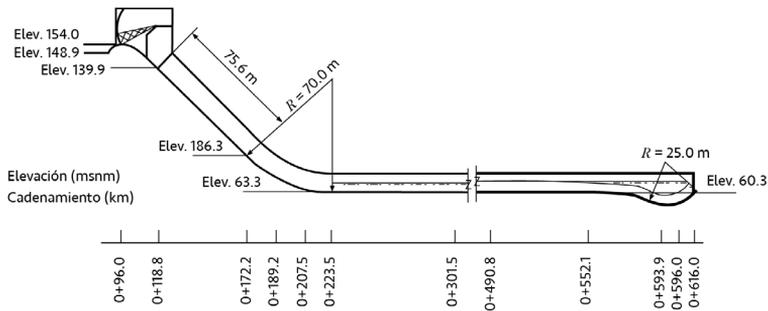


Figura 3.56 Datos del ejemplo No. 3.11.

Solución:

Como se había indicado se recomienda que los túneles en este tipo de obra funcionen parcialmente llenos, con una relación:

$$\frac{d}{D} = 0.75$$

Para obtener el diámetro del túnel se puede calcular el tirante al inicio de la primera curva vertical, ver la Figura 3.56. Se puede aplicar la ecuación de la energía entre el embalse y la estación 0+172.2. Se supone además que las pérdidas de energía son del orden del 15% de la energía total. La ecuación de la energía puede plantearse así:

$$E = d + \cos \alpha + \frac{Q_0^2}{2gA^2}$$

sustituyendo valores se obtiene:

$$(175.00 - 86.30)(0.85) = 0.747d + \frac{(3000.00)^2}{19.62A^2}$$

$$75.395 = 0.747d + \frac{(3000.00)^2}{19.62A^2}$$

Resolviendo por aproximaciones sucesivas esta ecuación, se encuentra que para un diámetro de 11.00 m se obtiene un tirante de 8.20 m, se propone entonces el diámetro de 9.00 m, y la relación de llenado:

$$\frac{d}{D} = 0.747$$

Por lo tanto, se acepta un diámetro $D = 11.00$ m.

El cálculo del perfil del agua a partir de la estación 172.20, haciendo las correcciones por curvatura, se presenta en la Tabla 3.11, en las cuales se obtiene el valor del tirante por iteraciones para cumplir que $H = H'$.

Nota: La sección geométrica de la estructura terminal es rectangular, además de que en la última sección se propone un ancho de plantilla de 11.00 m.

Tabla 3.11. Perfil del flujo con tramos curvos

Est. (m)	Z (m)	d (m)	d cos θ (m)	A (m ²)	P _m (m)	Rh (m)	$\frac{V^2}{2g}$ (m)	E (m)	S _f	S _f m	$\frac{dV^2}{2g}$ (m)	H _f ' (m)	Δx (m)	hf (m)	H _f (m)
172.20	86.30	8.20	8.20	90.20	27.40	3.29	56.38	64.58	0.04427			0.04427		0.00	155.
189.20	72.28	7.88	6.08	86.63	26.75	3.24	61.12	77.81	0.04906	0.04667	13.75	150.09	17.00	0.79	150.09
207.50	65.15	7.71	7.19	84.83	26.42	3.21	63.74	84.01	0.05175	0.05041	14.05	149.17	18.30	0.92	149.17
223.50	63.30	7.73	7.68	85.03	26.46	3.21	63.44	85.04	0.05145	0.05160	14.01	148.34	15.99	0.83	148.34
301.50	62.70	7.16	7.16	78.72	25.31	3.11	74.03	81.19	0.06272	0.05708		143.89	77.99	4.45	143.89
409.80	61.26	7.43	7.43	81.70	25.86	3.16	68.72	76.15	0.05699	0.05985		137.41	108.30	6.48	137.49
552.10	60.79	7.87	7.87	86.58	26.74	3.24	61.19	69.07	0.04913	0.05306		129.86	142.30	7.55	129.86
593.90	53.90	10.36	10.22	113.98	31.72	3.59	35.31	74.41	0.02467	0.03690	29.27	128.31	41.80	1.54	128.31
596.00	54.50	10.32	9.93	113.54	31.64	3.59	35.58	73.76	0.02491	0.02479	29.38	128.26	2.10	0.05	128.26
616.00	60.00	11.10	10.71	122.12	33.20	3.68	30.76	67.80	0.02083	0.02287	27.32	127.80	20.00	0.46	127.80

Donde:

S_f Pendiente de fricción

S_{fm} Pendiente de fricción media

Al igual que en el Ejemplo No. 10, la columna H' y H , tendrán que ser del mismo orden de magnitud para garantizar una elección correcta en los tirantes.

3.12. Estructuras terminales

Como su nombre lo indica son la última parte de los vertedores y su función es depositar el flujo en el río aguas abajo de la cortina, con el régimen que menos daño pueda ocasionar al cauce aguas abajo. Otra forma de disipar la energía es mediante los vertedores escalonados, la colocación de obstáculos (dientes, dados, piedras, etc) en el canal de descarga, Fošumpaur P., (2019), e incluso la colocación de estructuras de gaviones para disipar la energía mediante el impacto del chorro, Fawzy A., (2019).

Se pueden presentar dos casos: que las condiciones geológicas del lecho del río sean suficientes para disipar la energía del agua del vertedor, en tal caso la estructura terminal será una cubeta de lanzamiento, salto de esquí, deflector terminal o trampolín. Cuando las condiciones del lecho del río no sean propicias deberá disiparse la energía del agua antes de regresarla al cauce, y puede usarse una cubeta disipadora o un tanque amortiguador, aunque muchas veces es suficiente el resalto hidráulico que se forma aguas abajo del vertedor.

3.12.1. Saltos de esquí

Con estas estructuras se pretende que el agua salga como un chorro libre y se proyecte lejos de la presa para evitar que la erosión regresiva pudiera dañar a la obra en general.

La trayectoria del chorro de descarga puede calcularse con la ecuación:

$$y = x \tan \alpha - \frac{x^2}{3.6 (d + hw) \cos^2 a} \quad (3.38)$$

Donde:

- x, y Coordenadas de un sistema cartesiano con origen en el labio de la cubeta
- a Ángulo que forma el labio de la cubeta con la horizontal, en grados
- d Tirante a la salida
- hw Carga de velocidad a la salida de la cubeta

Se recomienda que el ángulo de salida a no sea mayor de 30° . Además, con objeto de evitar presiones fuertes en la plantilla, los radios de la cubeta deben ser grandes, se sugieren las siguientes condiciones:

$$R \geq 5d \tag{3.39}$$

$$R \geq 0.043dV^2 \tag{3.40}$$

Donde:

- Ra Radio de la cubeta deflectora (m).
- d Tirante a la salida en (m).
- V Velocidad de salida en (m/s).

Como el chorro puede causar un pozo de socavación, en cálculos preliminares se puede utilizar alguna de las ecuaciones de la Tabla 3.12, propuesta por Hermosa D., (2014), o los resultados obtenidos por Moghadam M., (2019).

Tabla 3.12. Ecuaciones para el cálculo del pozo de socavación aguas abajo de un vertedor. (Hermosa D. 2014).

Investigador	Año	Ecuación
Schoklitsch	1932	$y_s + y_0 = 0.521 \frac{q^{0.57} H^{0.202}}{d_{90}^{0.32}}$
Veronesse A.	1937	$y_s + y_0 = 1.90q^{0.54} H^{0.225}$
Veronesse B.	1937	$y_s + y_0 = 0.202 \frac{q^{0.54} H^{0.225}}{d_m^{0.42}}$
Damle	1966	$y_s + y_0 = 0.55q^{0.50} H^{0.50}$
Zimmerman y Maniak	1967	$y_s + y_0 = 0.59 \frac{q^{0.20} y_0^{0.93}}{d_{85}^{0.23}}$
Chee y Padiyar	1969	$y_s + y_0 = 0.202 \frac{q^{0.54} H^{0.225}}{d_m^{0.42}}$
Martins	1973	$y_s + y_0 = 1.50q^{0.60} z^{0.10}$
Chian Min Wu	1973	$y_s + y_0 = 1.18q^{0.51} H^{0.235}$
Machado	1980	$y_s + y_0 = 1.35 \frac{q^{0.50} H^{0.3145}}{d_{90}^{0.0645}}$
Mason y Arumugam A	1985	$y_s + y_0 = 3.27 \frac{q^{0.60} H^{0.05} y_0^{0.15}}{g^{0.30} d_m^{0.10}}$
Mason y Arumugam A	1985	$y_s + y_0 = 22.88q^{0.60} H^{0.50} d_{90}^{0.40}$

Donde:

- y_s Profundidad del pozo de socavación, m
- y_0 Tirante original, diferencia entre el nivel del agua y del lecho en el cauce, m
- q Caudal unitario, m³/s/m
- H Diferencia entre la superficie libre en el embalse y la superficie libre en el cauce, m
- d_m Diámetro medio de material suelto en el pozo de socavación, m
- g Aceleración de la gravedad, m/s²
- d_{90} Diámetro 90 de las partículas del material del pozo de socavación, m
- z Diferencia entre el nivel del embalse y el labio del esquí, m
- d_{85} Diámetro 85 de las partículas del material del pozo de socavación, m

3.12.2. Cubeta lisa tipo Lievi-Chertousov

Esta cubeta tiene como ventaja su extremada sencillez constructiva. Para un gasto mínimo de vertido Q_{min} dado, se parte de las ecuaciones siguientes:

$$\frac{2q^2}{ght} (t \cos \alpha - h) = t^2 - (p + h \cos \alpha)^2 \quad (3.41)$$

$$\frac{q}{h} = \theta \sqrt{2h (H_0 - p - h)} \quad (3.42)$$

Donde:

- H_0 Diferencia entre el nivel de agua en el embalse y la cota del fondo, ver Figura 3.51
- d Tirante a la salida del deflector
- p Elevación del labio del deflector respecto al fondo del río

- q Gasto unitario del gasto mínimo considerado
- t Tirante en el río reducido en un 10%.
- a Ángulo de salida, se recomienda $8^\circ \leq a \leq 20^\circ$
- θ Coeficiente que toma en cuenta la pérdida de carga hasta el extremo del deflector, para obtenerlo se puede utilizar la Figura 3.57 y la Figura 3.58.

De estas ecuaciones se obtiene p y h .

Con el valor de p se determina la curva límite de ahogamiento para una serie de gastos en Q_{max} y Q_{min} , utilizando las ecuaciones:

$$\frac{2q^2}{ght} (t_0 \cos a - h) = t_0^2 - (p + h \cos a)^2 - H_0 (2p + h \cos a) \quad (3.43)$$

$$\frac{h}{q} = 0 \sqrt{\frac{g}{2}} [(\sqrt{(H-h)}) + (\sqrt{(H-H_0)})] \quad (3.44)$$

$$H_0 = \left(H \left[2\theta^2 H - \left(\frac{H}{q} \right)^2 \operatorname{sen}^2 \frac{a}{g} \right] \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.45)$$

Donde:

- H Diferencia de nivel entre la superficie libre del agua en el embalse y el labio del deflector
- t_0 Tirante teórico mayor en el río con el que se ahoga la cubeta
- H_0 Carga de sustentación al límite del chorro, con la que estará a punto de ahogarse la cubeta

De las ecuaciones anteriores se obtienen los valores de h , t , H_0 .

Si la curva de tirantes límites queda por encima de la curva de tirantes del río, se puede asegurar que el deflector no se ahogará y el diseño es correcto, en caso contrario se repite el procedimiento con un ángulo a diferente.

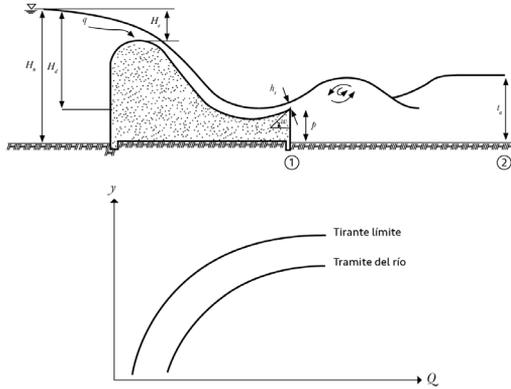


Figura 3.57 Cubeta tipo Lievi-Chertousov.

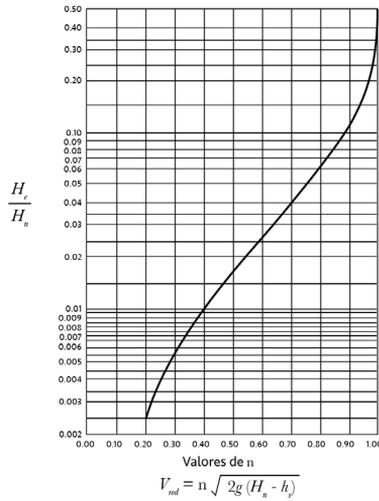


Figura 3.58. Coeficiente que toma en cuenta la pérdida de carga hasta el deflector, (CFE., 1970).

3.12.3. Cubetas tipo USBR

Este organismo ha diseñado y probado con modelos dos tipos de cubetas, Design of Small Dams, (1960), una lisa y otra dentada, ver Figura 3.59. Este tipo de cubetas funcionan ahogadas y se emplean cuando el tirante del agua del conducto de descarga es demasiado grande para formar un resalto hidráulico.

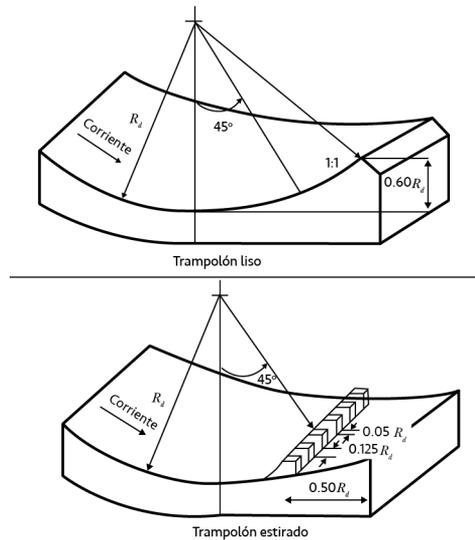


Figura 3.59 Cubetas tipo USBR (1960).

Su funcionamiento hidráulico se basa en la formación de dos remolinos, uno sobre el trampolín que gira en sentido antihorario, y otro un poco aguas abajo del anterior, girando en sentido horario. El movimiento de estos remolinos en combinación con el flujo de llegada disipa la energía de la descarga del vertedor.

La diferencia en el funcionamiento de las dos cubetas consiste en que, en el trampolín liso, todo el flujo se dirige hacia arriba causando gran turbulencia en la superficie del agua y un remolino de fondo con energía suficiente para erosionar el suelo aguas abajo del trampolín. Por otro lado, en la cubeta estriada, solo parte del flujo es proyectado hacia arriba, lo cual causa menor turbulencia en la superficie y un remolino con menor energía aguas abajo del trampolín, causando menos problemas de erosión.

Sin embargo, la cubeta estriada tiene como problema que su funcionamiento es más sensible a la variación de tirantes, si estos son pequeños los remolinos se corren hacia aguas abajo, y si el tirante es mayor se produce un chorro ahogado. Dado que generalmente el problema de control de los tirantes puede establecerse, se recomienda usar la cubeta dentada.

3.12.3.1. Diseño hidráulico de la cubeta dentada tipo USBR

Se determina el número de Froude F_t en el vertedor a la elevación del tirante del río aguas abajo de la presa, ver Figura 3.60. Con F_t y el apoyo de la Figura 3.61 se obtiene el radio mínimo de la cubeta. Se recomienda que la elevación del labio del trampolín no sea menor que $0.10R$ respecto al fondo, así mismo al ángulo de salida debe medir 16° aproximadamente.

Con el valor de R se determinan los tirantes T_{min} para varios gastos con el auxilio de la Figura 3.61.

De manera similar se calcula los tirantes máximos T_{max} . Si la curva de los tirantes del río esta comprendida dentro de las curvas $T_{max} - T_{min}$, se considera aceptable el diseño. Las dimensiones restantes se obtienen con la misma Figura 3.61.

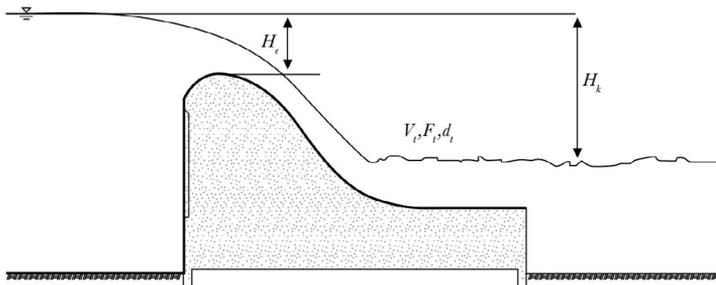


Figura 3.60 Parámetros para el diseño de una cubeta tipo USBR, (1960).

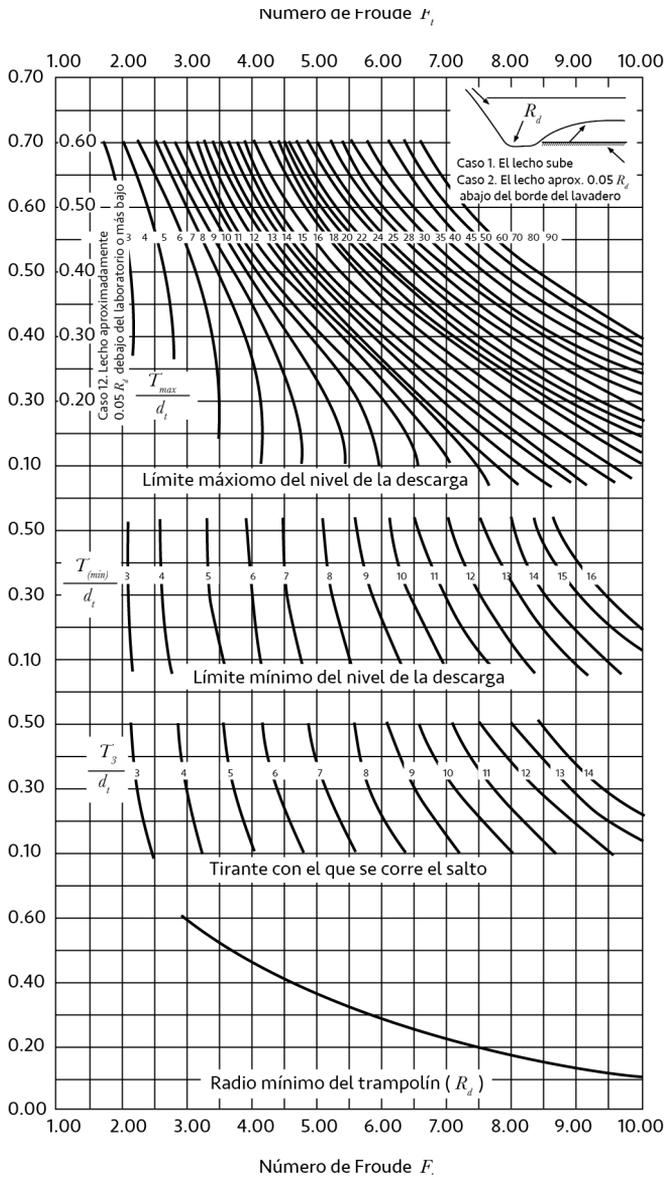


Figura 3.61 Curvas para el diseño de cubetas tipo USBR (1960).

3.12.4 Tanques amortiguadores

La función de los tanques amortiguadores es disipar la energía del flujo supercrítico al pie de la rápida de descarga.

El funcionamiento de estas estructuras se basa en el principio del resalto hidráulico, es decir convertir las altas velocidades del flujo supercrítico en velocidades que no dañen a las estructuras o cauce aguas abajo, provocando una pérdida de energía.

La idea general del diseño de los tanques amortiguadores es la siguiente: a partir del gasto de diseño Q_{or} , se puede conocer el tirante normal en el río aguas abajo de la presa, esta será la elevación ideal del agua a la salida del tanque amortiguador. También con el gasto Q_o y un ancho supuesto en el tanque, es posible conocer t_1 y V_1 . Además, se puede calcular el tirante conjugado del resalto hidráulico t_2 . Si se resta a t_2 el tirante t del río, se obtiene la elevación del piso del tanque amortiguador.

Sin embargo, el tanque funcionará para una serie de gastos $0 \leq Q \leq Q_{or}$, esto hará que el resalto se corra hacia aguas abajo; cuando los tirantes conjugados sean mayores que los normales en el río, y en caso contrario, el resalto se corre hacia aguas arriba ahogando a la rápida, perdiendo eficiencia en la disipación de energía. Esto hace necesario encontrar una combinación adecuada de las dimensiones del tanque amortiguador, que es en lo que consiste precisamente el diseño hidráulico de estas estructuras.

3.12.4.1. Tanque rectangular tipo St. Anthony Falls (SAF)

Este tanque estudiado en el SAF Hydraulics Laboratory, Minnesota University, es recomendable para obras de excedencia menores, como presas derivadoras o caídas en canales donde $F_r = 1.70$ a 17.00 .

El procedimiento de cálculo es el siguiente: se determina el tirante con la longitud L_b , ver Figura 3.62, el cual se obtiene con la ecuación:

$$L_b = 4.5 \left(\frac{y_2}{F_{r1}^{0.76}} \right) \quad (3.46)$$

La altura de los dientes de la rápida es la misma que la del tirante de llegada y_1 , y su ancho y separación igual a $0.75 y_1$.

La altura del umbral de salida debe ser:

$$c = 0.07y_2$$

la profundidad de la plantilla del tanque respecto al nivel de descarga es:

$$y'_2 = \left(1.10 - \frac{F_{r1}^2}{120.00} \right) y_2 \text{ para } 1.70 \leq F_{r1} < 5.50 \quad (3.47)$$

$$y'_2 = 0.85y_2 \text{ para } 5.50 \leq F_{r1} < 11.00 \quad (3.48)$$

$$y'_2 = \left(1.10 - \frac{F_{r1}^2}{800.00} \right) y_2 \text{ para } 11.00 \leq F_{r1} \leq 17.00 \quad (3.49)$$

La altura de los muros laterales debe ser $\zeta = \frac{y_2}{3}$, sobre el nivel máximo del agua descargada.

Las demás características geométricas del tanque se presentan en la Figura 3.62 y Figura 3.63.

Esto hace necesario encontrar una combinación adecuada de las dimensiones del tanque amortiguador, que es en lo que consiste precisamente el diseño hidráulico de estas estructuras.

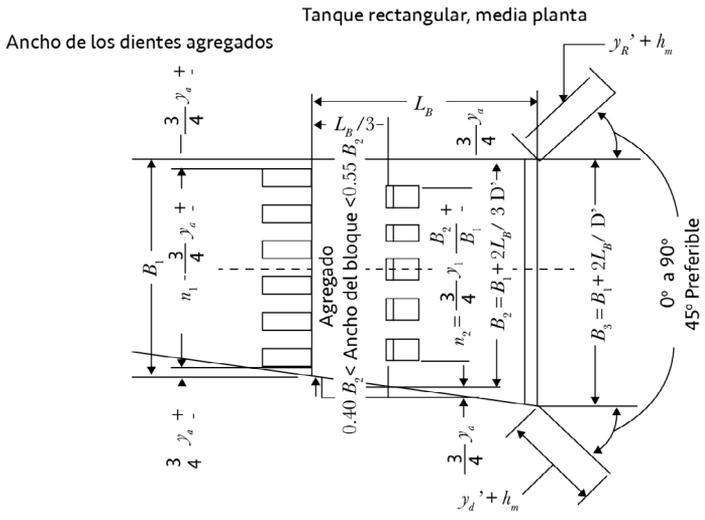
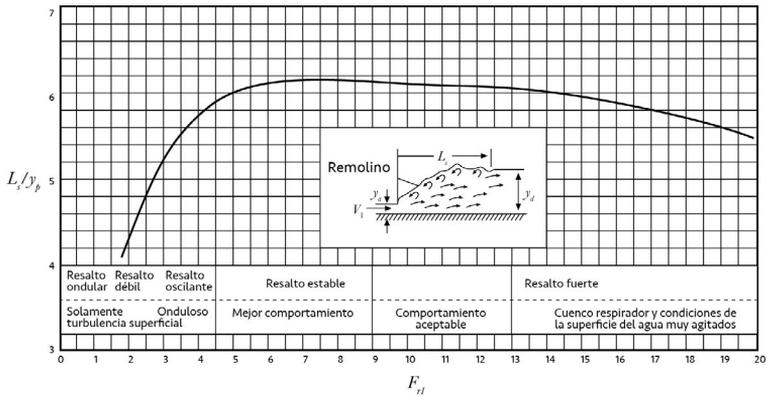


Figura 3.62. Tanque tipo Saint Antony Falls.

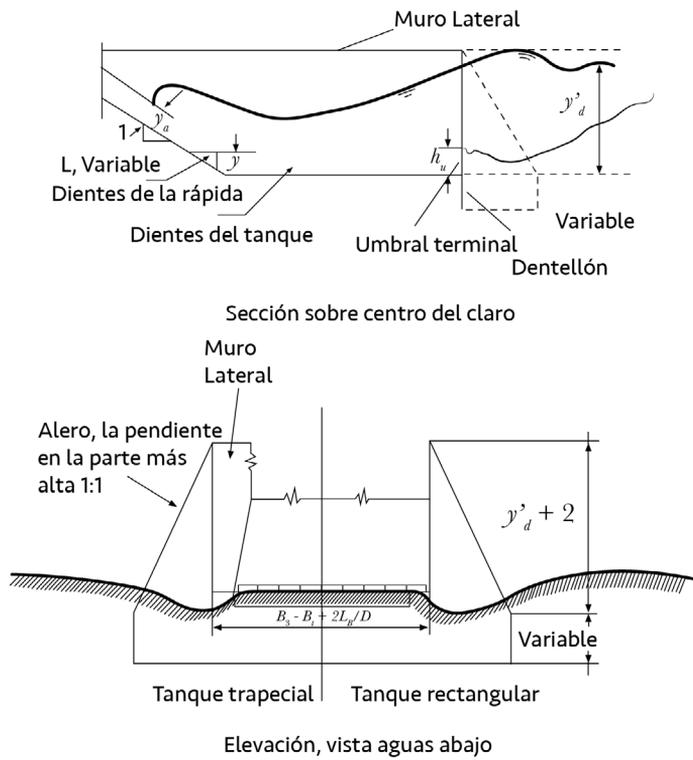


Figura 3.63 Tanque tipo SAF. (CFE, 1970).

Donde:

- L_s Longitud del resalto hidráulico (m).
- n_1 Distancia entre los bloques extremos del muro (m).
- B_1 Distancia entre los bloques extremos (m).
- B_2 Ancho total para la ubicación de los dientes del tanque (m).
- n_2 Distancia entre los dientes extremos del tanque (m).
- B_3 Ancho total del tanque (m).

3.12.4.2. Tanque Rectangular tipo USBR (I)

Se recomiendan para grandes caídas en canales o presas derivadoras, cuando los números de Froude varían entre 2.50 y 4.50. Es útil para eliminar ondas en la superficie del agua, esto lo logra mediante los chorros que son deflectados con los dientes colocados en el tanque. El diseño de este tipo de tanque se hace utilizando la Figura 3.64 a partir del número de Froude calculado.

Para mejorar su eficiencia se recomienda construir los dientes del tanque más angostos que los indicados en la Figura 3.64, ancho = $0.75 y_1$, y fijar el nivel de la plantilla a una profundidad respecto al nivel de descarga de 5 a 10% mayor que el tirante conjugado mayor teórico.

3.12.4.3. Tanque Rectangular tipo USBR (II)

Son recomendados para números de Froude mayores de 4.50 y velocidades de llegada menores de 15.25 m/s. Su diseño puede hacerse siguiendo la Figura 3.65. La profundidad de la plantilla está dada por el tirante conjugado mayor d_2 .

3.12.4.4. Tanque Rectangular tipo USBR (III)

Recomendable para $F_{r1} > 4.50$ y velocidades mayores de 15.25 m/s. Se utilizan en presas altas con velocidades de llegada mayores de 15.00 m/s, caídas hasta de 60.00 m y gastos unitarios de 50.00 m²/s.

Su dimensionamiento se hace con la ayuda de la Figura 3.66. La plantilla del tanque debe diseñarse de tal manera que se obtenga un ahogamiento del 5.00% del conjugado mayor teórico, con un ahogamiento menor el resalto hidráulico tiende a salirse del tanque. Se han hecho estudios comparativos del comportamiento de este tipo de tanques en vertedores lisos y escalonados, encontrando un mejor funcionamiento en el caso de estos últimos. (Valero D. *et al*, 2018).

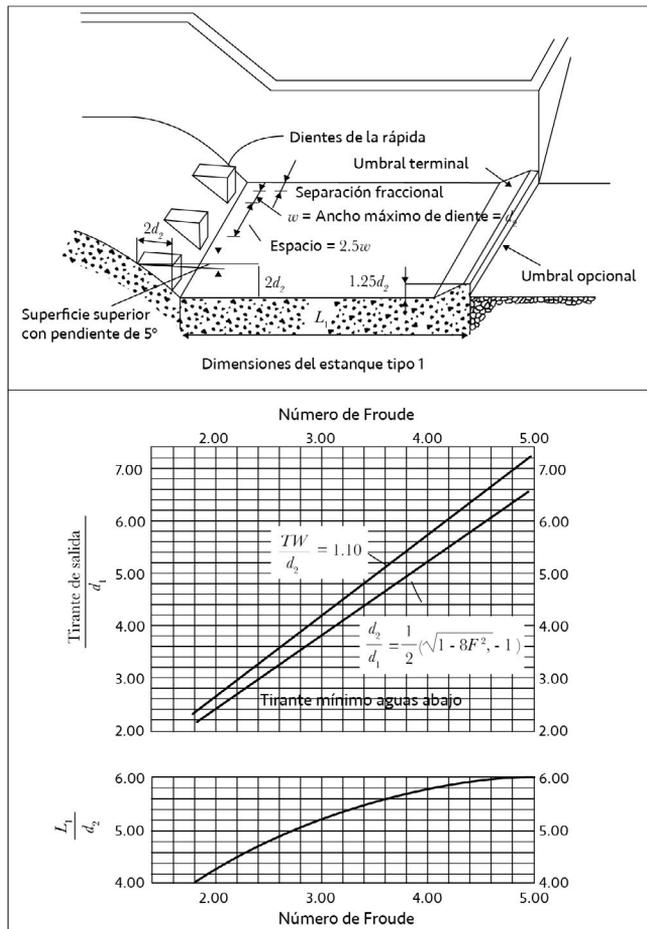


Figura 3.64 Tanque amortiguador tipo I. (USBR, 1960).

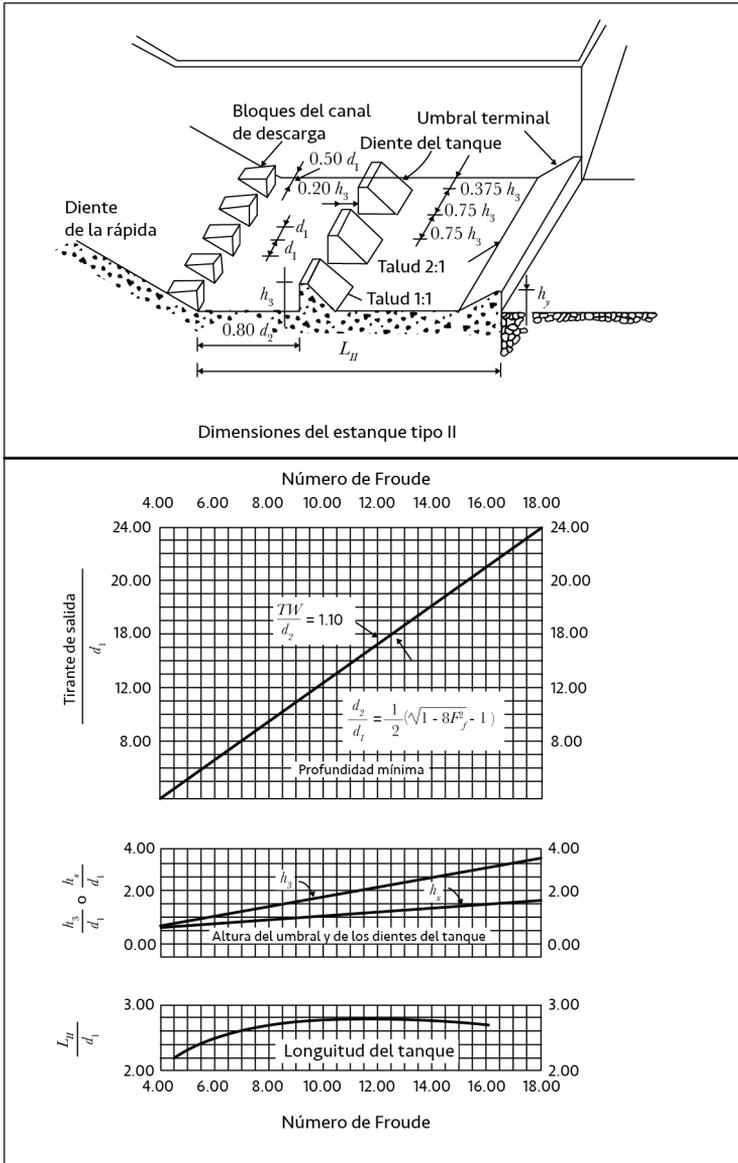


Figura 3.65 Tanque amortiguador tipo II. (USBR, 1960).

Donde:

d_1 Tirante conjugado menor (m).

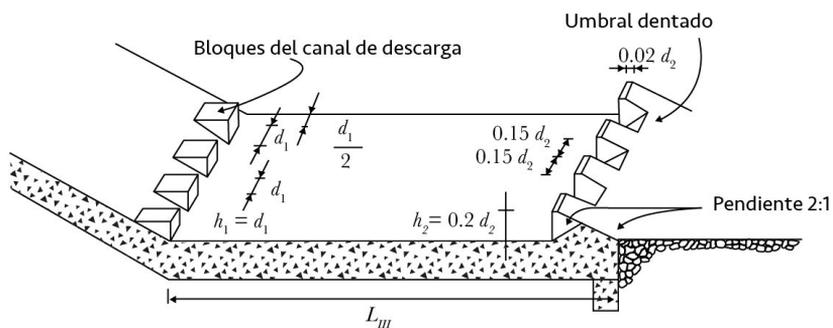
d_2 Tirante conjugado mayor (m).

L_I Longitud del estanque tipo I (m).

L_{II} Longitud del estanque tipo II (m).

h_3 Altura del diente del tanque (m).

w Ancho máximo del diente (m).



Dimensiones del tanque tipo III

Figura 3.66a Tanque amortiguador tipo III. (USBR, 1960).

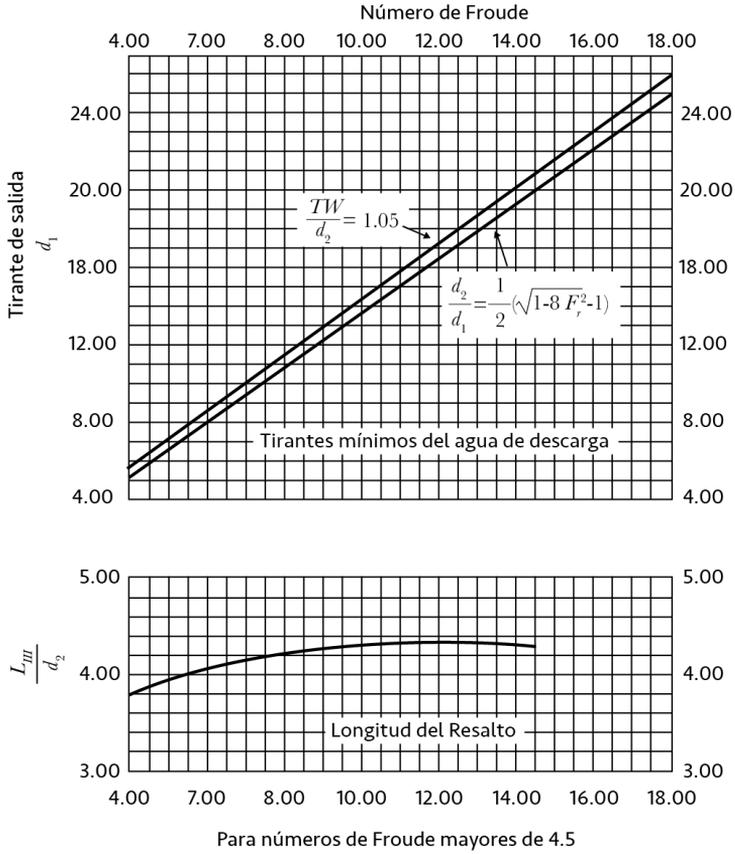


Figura 3.66b. Tanque amortiguador tipo III. (USBR, 1960).

Donde:

L_{III} Longitud del estanque tipo III (m)

TW Tirante de agua (m).

3.12.5. Ejemplos

Ejemplo No. 3.12.

Calcular la trayectoria del chorro lanzado por la cubeta deflectora cuyo ángulo que forma con la horizontal es de 30° , el tirante del agua perpendicular a la cubeta equivale a 4.07 m y la carga de velocidad en la cubeta vale 52.43 m. Además, el tirante debe corregirse por la curvatura con un valor previamente calculado de 0.77 m.

Solución:

Con los datos enunciados en el ejemplo se tiene:

$$a = 30^\circ$$

$$d \cos \theta + hv + dv^2 / gr = 4.07 + 52.43 + 0.77 = 57.27 \text{ m}$$

sustituyendo estos valores en la ecuación (3.38) se tiene:

$$y = x \tan 30^\circ - \frac{x^2}{3.6 (57.27) \cos^2 30^\circ}$$

$$y = 0.577 x - \frac{x^2}{154.63}$$

si el sistema de coordenadas se coloca en el labio de la cubeta deflectora se puede calcular la trayectoria del chorro como se muestra en la Tabla 3.13.

Tabla 3.13 Cálculo de la trayectoria del chorro.

x (m)	10.00	20.00	30.00	40.00	50.00	60.00	70.00	80.00	90.00	100.00	110.00	110.30
y (m)	5.13	8.96	11.50	12.75	12.70	11.36	8.73	4.80	-0.42	-6.94	-14.74	-15.00

Ejemplo No. 3.13.

Un vertedor rectangular con 15.00 m de longitud efectiva, un coeficiente de descarga $C = 1.92$ y una carga $h = 5.00$ m, vierte un gasto de $322.00 \text{ m}^3/\text{s}$. Aguas abajo del vertedor se construirá un canal rectangular revestido de concreto, que descargará directamente al cauce del río. Calcular la pendiente del canal y la longitud L donde se producirá el resalto hidráulico, ver Figura 3.67.

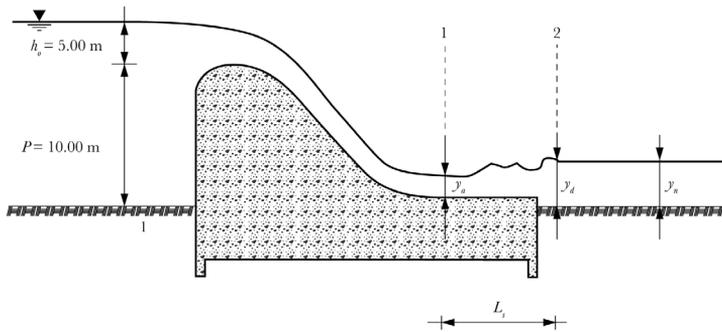


Figura 3.67 Datos del Ejemplo No. 3.13.

Solución:

Como una primera observación debe decirse que y_1 es el tirante conjugado menor del resalto hidráulico y y_2 el conjugado mayor. Para que el resalto hidráulico sea estable el tirante conjugado mayor debe ser igual al tirante normal en el canal, si $y_2 > y_n$, el resalto se corre hacia aguas abajo, y si $y_2 < y_n$, el resalto se correría hacia aguas arriba.

El gasto unitario vale:

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{322.00}{15.00} = 21.47 \text{ m}^2/\text{s}$$

la velocidad de llegada:

$$V_a = \frac{q}{P+h} = \frac{21.47}{15.00} = 1.43 \text{ m/s}$$

la carga de velocidad:

$$h_a = \frac{V_a^2}{2g} = \frac{1.43^2}{2(9.81)} = 0.104m$$

el tirante crítico vale:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(21.467)^2}{9.81}} = 3.608m$$

Aplicando la ecuación de la energía entre la sección próxima a la cresta del cimacio y el pie del vertedor, y considerando como pérdidas por cortante sobre el cimacio $0.15 \frac{V_1^2}{2g}$, se tiene:

$$10.00 + 5.00 + 0.104 = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + 0.15 \frac{V_1^2}{2g}$$

esto es lo mismo que:

$$15.104 = y_1 + \frac{q^2 (1.15)}{2gy_1^2}$$

o bien:

$$15.104 = y_1 + \frac{(21.47)^2 (1.15)}{2gy_1^2}$$

cuya solución es $y_1 = 1.405$ m; la velocidad en la sección 1 será:

$$V_1 = \frac{q}{y_1} = \frac{21.467}{1.405} = 15.279 \text{ m/s}$$

y la carga de velocidad y la energía en la sección 1:

$$h_1 = \frac{V_1^2}{2g} = \frac{15.28^2}{2 \times 9.81} = 11.90 \text{ m}$$

$$E_1 = \frac{V_1^2}{2g} + y_1 = 11.90 + 1.405 = 13.305 \text{ m}$$

el número de *Froude* en 1 vale:

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} = \frac{15.28}{\sqrt{9.81(1.405)}} = 4.11$$

el tirante conjugado mayor vale:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) = \frac{1.405}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \times 4.11^2} - 1 \right) = 7.49 \text{ m}$$

y la velocidad, carga de velocidad y energía en la sección 2 serán:

$$V_2 = \frac{q}{y_2} = \frac{21.47}{7.494} = 2.86 \text{ m/s}$$

$$h_2 = \frac{V_2^2}{2g} = \frac{2.86^2}{2 \times 9.81} = 0.417m$$

$$E_2 = \frac{V_2^2}{2g} + y_2 = 0.417 + 7.494 = 7.911m$$

la pérdida de energía en el resalto vale:

$$\Delta h = E_1 - E_2 = 13.305 - 7.911 = 5.40m$$

el tirante normal en el canal aguas abajo del vertedor para que el resalto no se corra debe valer:

$$y_n = y_2 = 7.494m$$

$$A = by = 15.00(7.494) = 112.41m^2$$

$$P = b + 2y = 15.00 + 2(7.494) = 30.00m$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{112.41}{30.00} = 3.75 m$$

$$Rh^{\frac{2}{3}} = 3.75^{\frac{2}{3}} = 2.41$$

de la fórmula de *Manning* puede calcularse la pendiente del canal:

$$S_o = \left(\frac{Qn}{AR_h^2} \right)^2 = \left(\frac{322.00(0.015)}{112.41(2.41)} \right)^2 = 0.00032$$

para calcular la longitud L donde se presenta el resalto se emplea la Figura 3.62 obteniéndose:

$$\frac{L}{y_2} = 5.81$$

entonces la distancia L vale:

$$L = (5.81)(7.49) = 43.54m$$

Ejemplo No. 3.14. Un vertedor como el que se muestra en la Figura 3.68 tiene una descarga máxima de 500.00 m³/s, una longitud efectiva $L_e = 30.00$ m y las características geométricas mostradas. Los niveles del agua abajo del vertedor para diferentes descargas se muestran también en la Figura 3.68. Las descargas para cada nivel serán 500.00 m³/s, 400.00 m³/s, 300.00 m³/s. Diseñe un trampolín estriado ahogado.

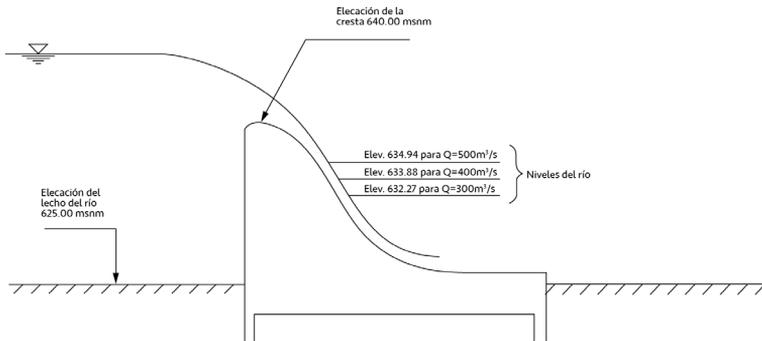


Figura 3.68 Datos del ejemplo 3.14

Tabla 3.14 Elementos hidráulicos para cada descarga

Q $\left(\frac{m^3}{s}\right)$	q $\left(\frac{m^3}{s}\right)$	He^* (m)	Elev. vaso (msnm)	Elev. río (msnm)	H_r (m)	h_{vt} (m)	V_t $\left(\frac{m}{s}\right)$	d_t (m)	F_r	$h_{vt} + dt$
500	16.67	4.25	644.25	639.94	9.31	9.31	13.52	1.23	3.89	10.55
400	13.33	3.67	643.67	633.88	9.79	9.79	13.86	0.96	4.51	10.75
300	10.00	3.03	643.03	632.37	10.66	10.66	14.46	0.69	5.55	11.35

* Se consideró $C = 1.90$

El radio mínimo del trampolín se determina con el número de Froude al nivel del agua de descarga para $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$, y $F_r = 3.89$. Usando la Figura 3.61:

$$\frac{R}{d_t + \frac{V_t^2}{2g}} = 0.467$$

$$R = 0.467(1.23 + 9.31)$$

$$R = 4.922 \text{ m}$$

Se supone que el cauce tiene pendiente hacia arriba, es decir se tiene un caso 1 en la Figura 3.61, de la cual con el número de Froude 3.89 y $R/(dt+V_t^2/2g) = 0.467$ se obtiene:

$$\frac{T_{max}}{dt} = 7$$

$$T_{m\acute{a}x} = 7dt = 7(1.23) = 8.61 \text{ m}$$

$$\frac{T_{\min}}{dt} = 5.85$$

$$T_{\min} = 5.85dt = 5.85(1.23) = 7.196 \text{ m}$$

El tirante promedio será:

$$T_{\text{med}} = 7.903 \text{ m}$$

El fondo el trampolín estará colocado a la elevación:

$$634.94 - 7.903 = 627.037 \text{ m}$$

Es necesario revisar el comportamiento para otras descargas

Para $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$, $F_i = 4.51$, y con la Figura 3.61:

$$\frac{R}{d_i + \frac{V_i^2}{2g}} = 0.4$$

$$\Rightarrow R = 0.4 (0.96 + 9.79)$$

$$R = 4.300 \text{ m}$$

Este radio es menor que el calculado anteriormente de 4.922 m, por lo tanto, se sigue considerando válido el obtenido con antes.

Para un número de Froude de 4.51, y $R/(dt + h_{v_i}) = 4.922/10.75 = 0.458$

De la Figura 3.61:

$$T_{\text{máx}} = 9.8dt = 9.8(0.96) = 9.408 \text{ m}$$

$$T_{\text{mín}} = 6.95dt = 6.95(0.96) = 6.672 \text{ m}$$

Si se hace la diferencia:

$$Elev.\text{río} - Elev.\text{fondo trmpolín} = 633.88 - 627.037 = 6.843 \text{ m}$$

Se puede garantizar un buen funcionamiento hidráulico para los tirantes de $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}, f_i = 5.55$

De la Figura 3.61:

$$\frac{R}{dt + h_{vt}} = 0.315$$

$$R = 0.315(11.35) = 3.575 \text{ m}$$

$$\frac{R}{dt + h_{vt}} = \frac{4.922}{11.35} = 0.434$$

$$T_{\text{máx}} = 14.4dt = 14.4(0.69) = 9.936 \text{ m}$$

$$T_{\text{mín}} = 8.8 dt = 8.8(0.69) = 6.072 \text{ m}$$

Puede notarse que el valor de R propuesto inicialmente es aceptable. Como una medida de seguridad puede tomarse un radio mayor:

$$R = 6.50 \text{ m}$$

El diseño final del trampolín estriado ahogado se puede observar en la Figura 3.69:

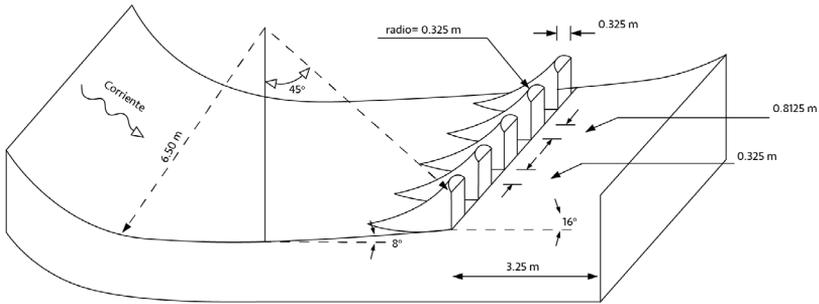


Figura 3.69 Diseño del trampolín estriado ahogado del Ejemplo No. 3.14

Ejemplo No. 3.15.

Diseñar un tanque amortiguador para la estructura mostrada en la Figura 3.70, si se tiene $Q_0 = 6500.00 \text{ m}^3/\text{s}$ y un ancho $b = 84.00 \text{ m}$.

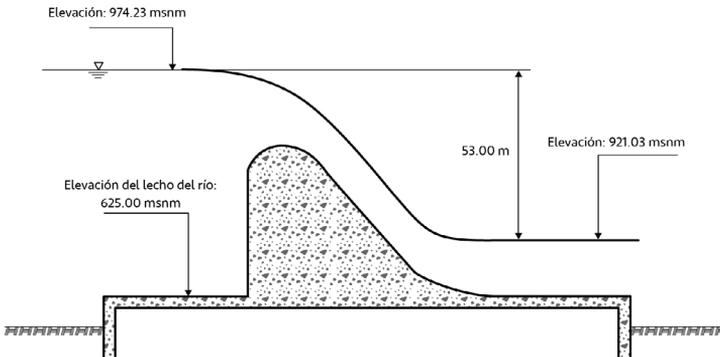


Figura 3.70 Datos para el Ejemplo No. 3.15.

Solución:

El gasto unitario vale:

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{6500.00}{84.00} = 77.38 \text{ m}^2/\text{s}$$

la velocidad al pie del vertedor será:

$$V_1 = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \times 9.81(53.00)} = 32.25 \text{ m/s}$$

el tirante y el número de Froude en la misma sección valen:

$$y_1 = \frac{q}{V_1} = \frac{77.38}{32.25} = 2.40 \text{ m}$$

$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{gy}} = \frac{32.25}{\sqrt{9.81(2.40)}} = 6.65$$

el conjugado mayor se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_{r1}^2} - 1 \right) = 21.40 \text{ m}$$

la elevación de la plantilla del tanque se ubicará así:

$$\text{Elev. Plant.} = \text{Elev. Río} - y_2 = 921.93 - 21.40 = 900.53 \text{ msnm}$$

Como se tiene un número de Froude de llegada $F_{r1} = 6.65 > 4.50$, y una velocidad de 32.25 m/s es necesario diseñar un tanque USBR Tipo III.

De la Figura 3.66 se tiene que con $Fr = 6.65$ se obtiene:

$$\frac{L_{III}}{d_2} = \frac{L_{III}}{y_2} = 4.10$$

la longitud del tanque será:

$$L_{III} = 4.10 (21.40) (1.05) = 92.13 \text{ m}$$

Nótese que el tirante se ha incrementado en un 5% como una medida de seguridad. El diseño final del tanque se muestra en la Figura 3.71.

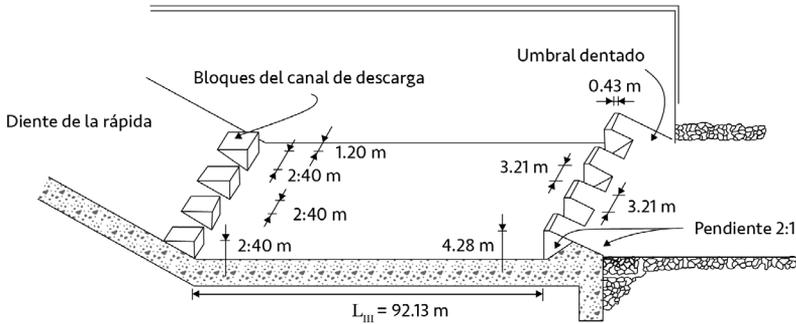


Figura 3.71 Diseño final del tanque amortiguador tipo USBR III. Ejemplo 3.15.

3.13. Vertedores de caída libre

Este tipo de vertedores se emplea en presas de arco o de contrafuertes o en caídas de canales de pequeña dimensión, debido a que las características geométricas de estas cortinas son poco propicias para construir un conducto de descarga. En general si la roca de cimentación es resistente a la erosión, puede proyectarse la caída desde la cresta del cimacio hasta el lecho del río, en caso contrario debe construirse algún tanque amortiguador para disipar la energía del chorro.

Así, el problema de los vertedores de caída libre se reduce al diseño de la sección de control y al del tanque amortiguador. El diseño de secciones de control ya se estudió en este mismo capítulo, sólo debe agregarse que se debe considerar una adecuada aireación debajo de la lámina vertiente para evitar su abatimiento por la reducción de presión debajo de ella.

3.14. Vertedores de abanico

Este tipo de vertedores se construye cuando las condiciones topográficas, geológicas o de construcción (por ejemplo, si la obra implica grandes cortes en el terreno), no permiten proporcionar una longitud efectiva L_e , que garantice la descarga de diseño Q_d , Alegret E. y Martínez Y., (2010). Con los vertedores de abanico se amplía dicha longitud, y en consecuencia aumenta la descarga, ver Figura 3.72.

El diseño preliminar de este tipo de vertedores se hace con el auxilio de la Figura 3.72 y la Figura 3.73, a las cuales se ingresa con la relación L_1/H , donde L_1 es la longitud efectiva de la cresta y H la carga de diseño. En la Tabla 3.15, se presentan algunos parámetros de presas construidas con este tipo de vertedores que pueden auxiliar al proyectista para establecer condiciones de diseño.

Tabla 3.15. Parámetros de diseño de presas construidas

Presa	L_e / H_o	$R'1 / L_e$	α'	$R'2 / L_e$	β'	$L2 / L_e$	$L3 / L_e$	$L4 / L_e$	$L5 / L_e$	S_r	h / H_o
ALM	23.70	0.27	76°	0.76	24°	0.49	0.34	0.46	0.22	0.10	1.11
Mocuzari	53.80	0.20	80°	0.95	20°30'	0.47	0.39	0.33	0.27	0.06	1.22
M.Hgo	65.80	0.22	80°	0.57	32°30'	0.54	0.35	0.33	0.22	0.06	1.32

El radio R_2 se puede determinar con la fórmula:

$$R_2 = \frac{L_1 - aR_1}{2\beta} \quad (3.50)$$

además, deben cumplirse las condiciones propuestas por Hiriart F.(1949):

$$1 < \frac{a}{2\beta} < 2.5 \quad (3.51)$$

$$2.5 < \frac{R_2}{R_1} < 5.0 \quad (3.52)$$

$$1.25 < \frac{d}{e} < 1.75 \quad (3.53)$$

Si el valor de L_3 no coincide con el ancho de plantilla deseado para el canal de descarga, puede modificarse L_4 , tratando de respetar la forma de la transición.

Con objeto de evitar excavaciones en el colchón del abanico, se permite que el nivel del agua en éste pueda tener una elevación de hasta un 20% de la carga sobre el nivel de la cresta del vertedor.

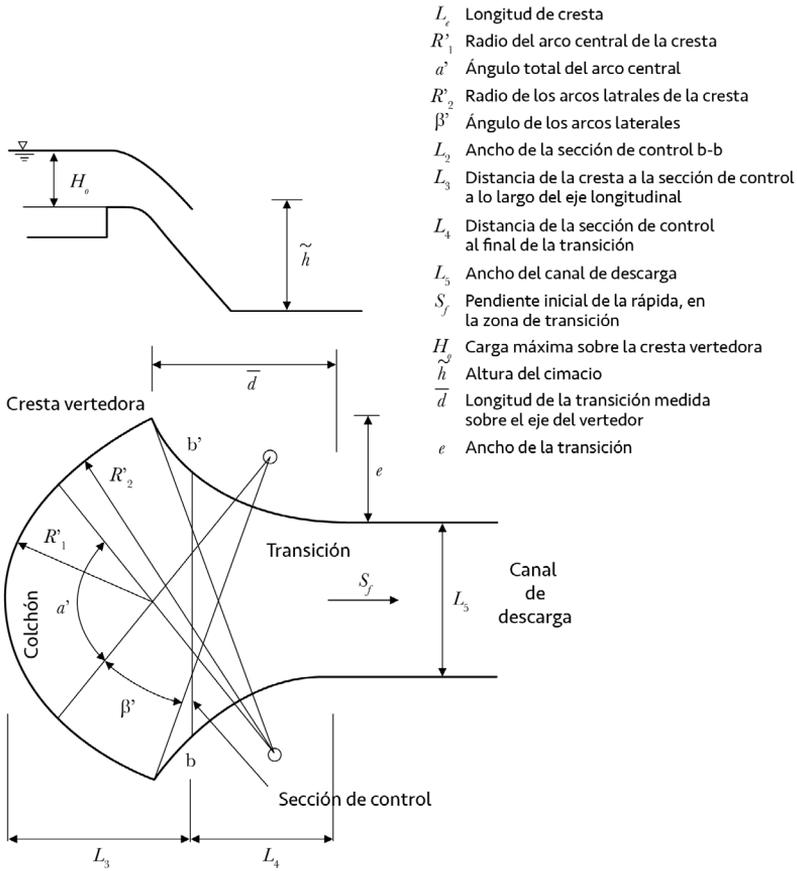


Figura 3.72. Geometría del vertedor en abanico. (Hiriart F., 1949).

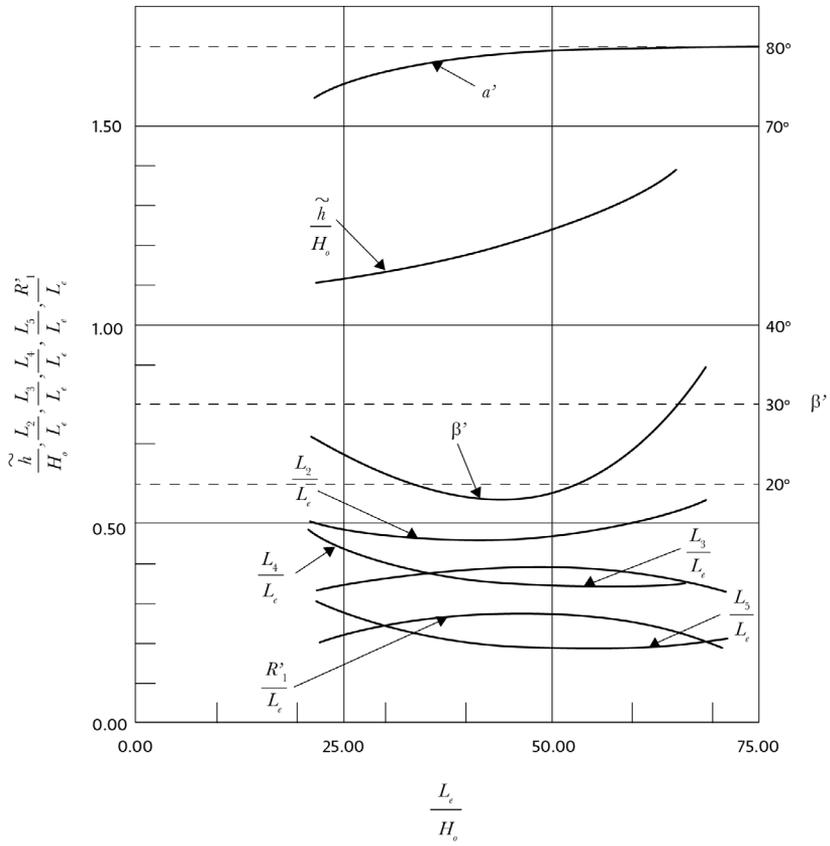


Figura 3.73 Parámetros para el diseño de vertedores en abanico. (Hiriart F., 1949).

3.14.1. Ejemplo

Ejemplo No. 3.16.

Diseñar un vertedor en abanico con una longitud de cresta $L_1 = 120.00$ m y una carga $H_o = 4.00$ m.

Solución:

Con la relación:

$$\frac{L_1}{H_o} = \frac{120.00}{4.00} = 30.00$$

y con ayuda de la Figura 3.73 se pueden obtener las siguientes relaciones:

$$\frac{L_5}{L_1} = 0.22 \quad \therefore \quad L_5 = 26.40m$$

$$\frac{R_1}{L_1} = 0.25 \quad \therefore \quad R_1 = 30.00m$$

$$\frac{L_3}{L_1} = 0.33 \quad \therefore \quad L_3 = 39.60m$$

$$\frac{L_4}{L_1} = 0.41 \quad \therefore \quad L_4 = 49.20m$$

$$\frac{L_2}{L_1} = 0.48 \quad \therefore \quad L_2 = 57.60m$$

$$\beta = 23^\circ$$

$$\frac{h}{H} = 1.13 \quad \therefore \quad h = 4.52m$$

$$a = 78^\circ$$

además, se puede calcular el radio R_2 con la ecuación:

$$R_2 = \frac{L_1 - a R_1}{2\beta}$$

$$R_2 = 103.761m$$

donde a y β fueron expresados en radianes.

Deben revisarse ahora las condiciones de Hiriart F., (1949):

$$a) \quad 1 < \frac{a}{2\beta} < 2.50$$

$$\frac{a}{2\beta} = 1.75$$

por lo tanto, se cumple.

$$b) \quad 2.50 < \frac{R_2}{R_1} < 5.00$$

$$\frac{R_2}{R_1} = 3.459$$

y también se cumple con la relación:

$$c) \quad 1.25 < \frac{d}{e} < 1.75$$

$$\frac{d}{e} = 1.66$$

Donde:

d y e son las dimensiones de la transición y sus valores para este ejemplo son:

$$d = 52.39m$$

$$e = 31.52m$$

Ver Figura 3.74.

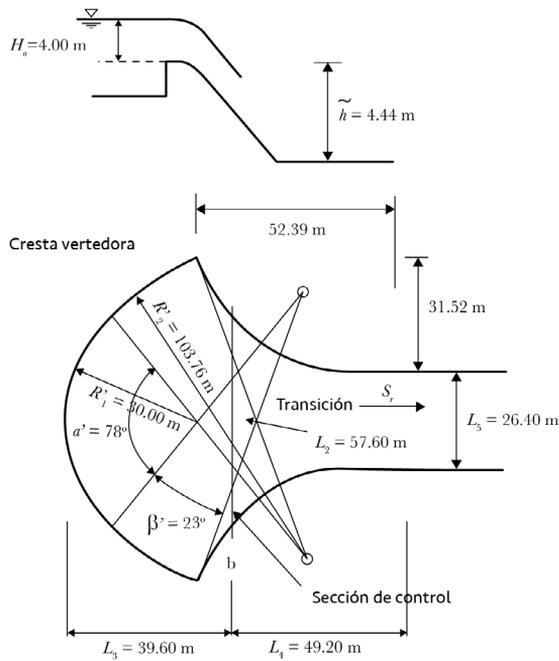


Figura 3.74. Diseño final del vertedor de abanico del ejemplo 3.16.

3.15. Vertedores de canal lateral

Aunque el funcionamiento hidráulico de este tipo de vertedor es poco eficiente, debido a la gran turbulencia y vibraciones que produce, como en el caso de los vertedores de abanico, se construyen cuando se desea incrementar la longitud de descarga L_e y las condiciones topográficas, geológicas o de construcción, no permiten incrementar dicha longitud en vertedores con cresta transversal al flujo, ver Figura 3.75.

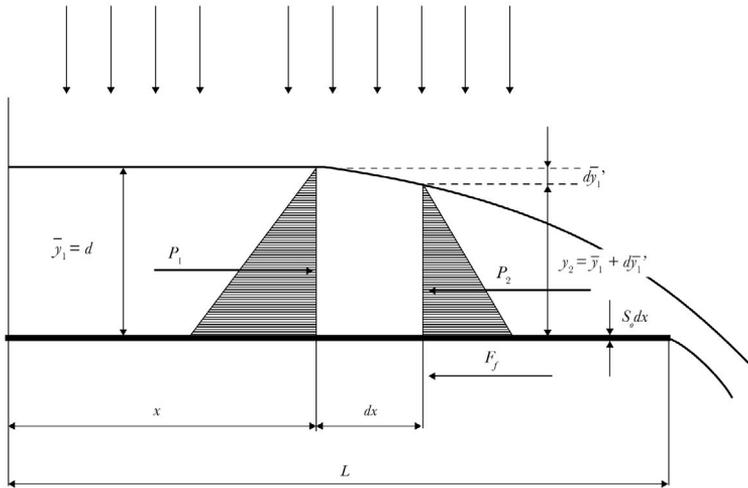


Figura 3.75 Flujo espacialmente variado.

En este tipo de obras, la estructura de control la forma un cimacio cuya cresta es paralela al tramo inicial del conducto de descarga, este tramo recibe el nombre de canal colector.

El cimacio se diseña con los criterios ya expuestos, aquí se tratará solo sobre el canal colector. El diseño de los canales de este tipo de vertedores se basa en la teoría del flujo espacialmente variado, la cual a su vez se apoya en la ley de la conservación de la energía.

Las hipótesis que se hacen para la obtención de la ecuación diferencial de flujo gradualmente variado son las siguientes:

- a) El flujo es unidireccional.
- b) La distribución de velocidad en una sección del canal es constante y uniforme.
- c) La presión del flujo es hidrostática.
- d) La pendiente del canal es relativamente pequeña.
- e) Se acepta la ecuación de Manning para evaluar pérdidas por cortante.
- f) No se considera la aireación.

La ecuación de flujo espacialmente variado será deducida tomando en consideración la Figura 3.75.

La cantidad de movimiento M_1 , que pasa por la sección 1 en la unidad de tiempo es:

$$M_1 = \frac{\gamma QV}{g} \quad (3.54)$$

Donde:

- γ Peso específico del agua.
- Q Gasto
- V Velocidad
- g Aceleración de la gravedad

En la sección 2 se tendrá entonces:

$$M_2 = \frac{\gamma}{g} (Q + dQ)(V + dV) \quad (3.55)$$

Donde:

- dQ Gasto que ingresa entre las secciones 1 y 2.
- dV Incremento de velocidad

El cambio de cantidad de movimiento será entonces:

$$M_2 - M_1 = \frac{\gamma}{g} (Q + dQ)(V + dV) - \frac{\gamma}{g} QV = \frac{\gamma}{g} [QdV + (V + dV)dQ] \quad (3.56)$$

La componente del peso W entre las dos secciones en la dirección del flujo es:

$$W \sin \theta = \gamma S_0 \left(A + \frac{1}{2} dA \right) dx = \gamma S_0 A dx \quad (3.57)$$

nótese que en la ecuación anterior se ha hecho $S_0 = \sin \theta$ y se han despreciado los productos de diferenciales.

Las pérdidas h_f entre las dos secciones valen:

$$h_f = S_f dx \quad (3.58)$$

Donde:

$$S_f = \frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{\frac{4}{3}}}$$

n Coeficiente de *Manning*.

R Radio hidráulico

A Área hidráulica

La fuerza F_f ver Figura 3.75 vale:

$$F_f = \gamma \left(A + \frac{1}{2} dA \right) \left(S_f + \frac{dS_f}{2} \right) dx = \gamma A S_f dx \quad (3.59)$$

nótese que se han despreciado nuevamente los productos de diferenciales.

Las fuerzas de presión se pueden calcular con la ecuación:

$$P_1 = \gamma \bar{z}_1 A \quad (3.60)$$

Donde:

\bar{z}_1 Es la profundidad del centroide de A bajo la superficie del flujo.

Similarmente en la sección 2 se tendrá:

$$P_2 = \gamma (\bar{z} + dy) A \quad (3.61)$$

la resultante de estas dos fuerzas es:

$$P_1 - P_2 = -\gamma A dy \quad (3.62)$$

igualando el cambio de cantidad de movimiento a todas las fuerzas externas actuando sobre el cuerpo:

$$\frac{\gamma}{g} [QdV + (V + dV) dQ] = P_1 - P_2 + W \text{sen} \theta - F_f \quad (3.63)$$

sustituyendo valores y despreciando el producto $dVdQ$:

$$dy = -\frac{1}{g} \left(VdV + \frac{V}{A} dQ \right) + (S_0 - S_f) dx \quad (3.64)$$

considerando que:

$$V = \frac{Q}{A} \quad (3.65)$$

$$V + dV = \frac{Q + dQ}{A + dA} \quad (3.66)$$

sustituyendo 3.65 y 3.66 en 3.64:

$$dy = - \frac{V}{g} \frac{(2AdQ - QdA + dAdQ)}{A^2 + AdA} + (S_0 - S_f)dx \quad (3.67)$$

despreciando dA en el numerador, $dAdQ$ en el denominador, haciendo $q_* = \frac{dQ}{dx}$ y considerando el coeficiente de energía a , la ecuación (3.67) puede escribirse:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{2aQq_*}{gA^2}}{1 - \frac{aQ^2}{gA^2D}} \quad (3.68)$$

Donde:

D Es la profundidad hidráulica.

3.15.1. Integración numérica de la ecuación diferencial

Si ahora se consideran incrementos finitos en lugar de diferenciales, la ecuación (3.63) puede escribirse así:

$$\begin{aligned} \frac{\gamma}{g} [Q\Delta V + (V + \Delta V)\Delta Q] &= -\Delta \int_0^{\Delta y} A dy + S_0 \int_0^{\Delta x} A dx - \gamma S_f \int_0^{\Delta x} A dx \\ &= -\gamma S_0 \overline{A} \Delta x \end{aligned} \quad (3.69)$$

donde: \overline{A} es el área promedio definida como:

$$\overline{A} = \frac{Q_1 + Q_2}{V_1 + V_2} \quad (3.70)$$

si además se hace:

$$Q = Q_1 \quad (3.71)$$

$$V + \Delta V = V_2 \quad (3.72)$$

sustituyendo las ecuaciones 3.70, 3.71 y 3.72 en la (3.69):

$$\gamma = - \frac{Q_1 (V_1 + V_2)}{g(Q_1 + Q_2)} \left(\Delta V + \frac{V_2}{Q_1} \Delta Q \right) + S_0 \Delta x - S_f \Delta x \quad (3.73)$$

el nivel de la superficie del agua entre las secciones 1 y 2 vale:

$$dy' = -dy + S_0 dx \quad (3.74)$$

con incrementos finitos la anterior ecuación puede escribirse:

$$\Delta y' = -\Delta y + S_0 \Delta x \tag{3.75}$$

sustituyendo la ecuación (3.75) en (3.73) e introduciendo el coeficiente de energía:

$$\Delta y' = \frac{aQ_1 (V_1 + V_2)}{g(Q_1 + Q_2)} \left(\Delta V + \frac{V_2}{Q_1} \Delta Q \right) + S_f \Delta x \tag{3.76}$$

3.15.2. Localización de la sección de control

Con la ecuación de flujo espacialmente variado en incrementos finitos, ecuación (3.76), se puede trazar el perfil del agua, sin embargo, es necesario localizar la sección de control con objeto de definir el inicio del perfil. A continuación, se presenta el método del punto singular para localizar la sección de control.

La ecuación (3.68) puede escribirse por medio de dos funciones:

$$F_1 = S_0 - S_f - \frac{2aQq_*}{gA^2} = 0 \tag{3.77}$$

$$F_2 = 1 - \frac{aQ^2}{gA^2D} = 0 \tag{3.78}$$

la primera representa la condición de flujo casi normal y la segunda de flujo crítico. En el punto singular $y_n = y_c = y$, y se obtiene resolviendo simultáneamente las ecuaciones 3.77 y 3.78, de ésta última:

$$Q = A \sqrt{\frac{gD}{a}} \tag{3.79}$$

que conviene escribir así:

$$Q = A \sqrt{D} \sqrt{\frac{g}{a}} \quad (3.80)$$

sustituyendo 3.80 en 3.77:

$$S_0 - S_f - \frac{2aq_*}{gA^2} \sqrt{\frac{g}{a}} A \sqrt{D} = 0 \quad (3.81)$$

simplificando:

$$S_0 - S_f - 2aq_* \sqrt{\frac{a}{g}} \frac{1}{\sqrt{A_T}} = 0 \quad (3.82)$$

por otro lado, de la ecuación de Manning:

$$S_f = \frac{V^2 n^2}{R^{\frac{4}{3}}} \quad (3.83)$$

sustituyendo 3.82 en 3.81:

$$S_0 = \frac{V^2 n^3}{R^{\frac{4}{3}}} + 2q_* \sqrt{\frac{a}{g}} \frac{1}{\sqrt{A_T}} \quad (3.84)$$

esta ecuación debe resolverse para $y = y_c$, que está asociado a $Q = Q_c$, hasta que se obtenga S_0 . Con Q_c , y dado que $q_* = \frac{Q_c}{x}$, se obtiene $x = \frac{Q_c}{q_*}$.

De esta manera el canal puede funcionar en régimen subcrítico, supercrítico o en ambos, es decir un tramo del canal funciona con régimen subcrítico y la otra con supercrítico. El régimen supercrítico implica tirantes pequeños y grandes velocidades, por lo tanto una caída mayor desde la cresta a la superficie libre del agua en el canal colector, por lo tanto mayor turbulencia y vibraciones en la obra, por el contrario con régimen subcrítico se tendrán tirantes mayores, menores velocidades, menor caída y menor turbulencia, es por ello que se recomienda forzar a que el canal trabaje en régimen subcrítico, esto se puede lograr, obligando una sección de control al final del canal, por ejemplo por medio de un estrechamiento o un escalón, además la pendiente debe cumplir la condición de Li, 1955, para garantizar el régimen subcrítico:

$$\frac{S_0 L}{y_0} \leq \frac{2}{3} (1 + 2F_{r_o}^2) \quad (3.85)$$

Donde:

- S_0 Pendiente del canal colector.
- L Longitud del canal colector.
- y_0 Tirante del canal colector en la última sección.
- F_r Número de Froude en la última sección.

Después debe revisarse la pendiente transversal de la superficie libre del agua, para ello puede usarse la ecuación de *Viparelli*:

$$P_x = \frac{q \sqrt{2gZ_x}}{g y_x (b + 2K y_x)} \quad (3.86)$$

Donde:

- b Ancho de plantilla.
- K Talud del canal colector.

- P_x Pendiente transversal de la superficie libre del agua en cada sección. Ésta pendiente debe ser menor del 8.00% para garantizar un funcionamiento adecuado.
- q Gasto unitario.
- y_x Tirante en la sección.
- z_x Desnivel entre el nivel del agua en el vaso y el nivel de la superficie libre del canal en la sección de estudio.

El procedimiento de diseño es el siguiente:

- Se establece una sección de control.
- Se calculan las características hidráulicas en la última sección del canal colector.
- Se determina la pendiente S_o del canal colector de acuerdo con la condición de Li, 1955.
- Se establecen las cotas del fondo del canal colector, considerando que se permite en la sección inicial un grado de sumergencia de 2/3 de la carga máxima.
- Se revisa la pendiente transversal del agua.

3.15.3 Ejemplos

Ejemplo No. 3.17. Determine la sección de control y el perfil de un canal colector con las siguientes características: $L = 150.00 \text{ m}$, $q^* = 4.00 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, $b = 3.05 \text{ m}$, $K = 0.25$, $S_o = 0.130$, $n = 0.015$, $a = 1.0$.

Localización de la sección de control:

Aplicando las ecuaciones de flujo espacialmente variado:

$$Q_c = q_* x_c = \frac{8q^3 \cos^2 \theta}{g T_c^2 (S_o - S_{f_c})^3}$$

$$\frac{Q_c^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c}$$

Mediante procesos iterativos se obtiene:

$$y_c = 9.668 \text{ m}$$

$$Q_c = 428.624 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$X_c = 107.56 \text{ m}$$

Cálculo del perfil:

En cálculo del perfil del flujo gradualmente variado mediante el método de integración numérica para el régimen subcrítico (aguas arriba), se presenta en la Tabla 3.16, y para el flujo supercrítico (aguas abajo), en la Tabla 3.17.

Tabla 3.16 Cálculo mediante pasos en la dirección aguas arriba (flujo subcrítico).

x	Δx	y	$\Delta y'$	A	Q	V	$Q_1 + Q_2$	$V_1 + V_2$	ΔQ	ΔV	$\Delta y' \text{ m}$	P	R	h_f	$\Delta y'$
107.156	7.156	9.6680		52.855	428.624	8.109									
100.000	20.000	9.4660	0.728	51.273	400.000	7.801	828.624	15.911	28.624	0.308	0.695	22.565	2.272	0.033	0.728
80.000	20.000	8.8632	1.997	46.672	320.000	6.856	720.000	14.658	80.000	0.945	1.923	21.322	2.189	0.074	1.997
60.000	20.000	8.1856	1.922	41.717	240.000	5.753	560.000	12.609	80.000	1.103	1.867	19.925	2.094	0.056	1.922
40.000	20.000	7.3617	1.776	36.002	160.000	4.444	400.000	10.197	80.000	1.309	1.740	18.227	1.975	0.036	1.776
20.000	20.000	6.2774	1.516	28.998	80.000	2.759	240.000	7.203	80.000	1.685	1.500	15.991	1.813	0.015	1.516
0.000	20.000	4.4533	0.776	18.541	0.000	0.000	80.000	2.759	80.000	2.759	0.776	12.231	1.516	0.000	0.776

Tabla 3.17 Cálculo mediante pasos en la dirección aguas abajo (flujo supercrítico).

x	Δx	y	$\Delta y'$	A	Q	V	$Q_1 + Q_2$	$V_1 + V_2$	ΔQ	ΔV	$\Delta y' \text{ m}$	P	R	h_f	$\Delta y'$
107.156		9.6680		52.855	428.624	8.109									
110.000	2.844	9.7450	0.293	53.464	440.000	8.230	868.624	16.339	11.376	0.120	0.279	23.140	2.310	0.014	0.293
120.000	10.000	10.0027	1.042	55.520	480.000	8.645	920.000	16.875	40.000	0.415	0.988	23.671	2.346	0.054	1.042
130.000	10.000	10.2424	1.060	57.466	520.000	9.049	1000.000	17.694	40.000	0.404	1.002	24.165	2.378	0.058	1.060
140.000	10.000	10.4723	1.070	59.358	560.000	9.434	1080.000	18.483	40.000	0.385	1.008	24.639	2.409	0.062	1.070
150.000	10.000	10.6923	1.080	61.193	600.000	9.805	1160.000	19.239	40.000	0.371	1.014	25.093	2.439	0.066	1.080

Ejemplo No. 3.18.

Revisar el funcionamiento de un vertedor de canal lateral, de concreto reforzado y cresta libre con perfil tipo Creager. La elevación de la cresta vertedora es de 1829.00 msnm, y descarga a un canal colector de sección trapecial, con ancho de plantilla de 20.00 m y taludes 0.5:1, longitud de 100.00 m, pendiente $S = 0.001$, y una elevación de la plantilla en el inicio de 1823.00 msnm. Este canal continúa en un tramo de 86.50 m de longitud, con pendiente $S = 0.001$, que al final aloja a la sección de control. Finalmente, el último tramo que tiene una sección transversal igual a la del canal colector corresponde a la rápida, que mide 100.00 m de largo, y una pendiente $S = 0.01$, revestida con losas de concreto reforzado, con espesor 0.30 m y ancladas a la plantilla de la rápida mediante cuatro dentellones, ver Figura 3.76.

El gasto máximo de diseño es de 650.00 m³/s, que pasan sobre la cresta del vertedor con un tirante de 2.19 m, dejando un bordo libre de 2.01 m.

Datos generales:

- a) Gasto de diseño, $Q_0 = 650.00 \text{ m}^3/\text{s}$
- b) Coeficiente de Manning del concreto, $n = 0.015$
- c) El canal colector, el tramo de la sección de control y la rápida, son de forma trapecial con ancho de plantilla igual a 20.00 m y talud 0.5:1, ver Figura 3.77.

Vertedor:

- a) Elevación de la cresta: 1829.00 msnm
- b) Tirante sobre la cresta del vertedor: $y = 2.19 \text{ m}$
- c) Bordo libre de la cresta vertedora, $BL = 2.00 \text{ m}$

Canal colector:

- a) Elevación de la plantilla al inicio, 1823.00 msnm
- b) Longitud, $L = 100.00 \text{ m}$
- c) Pendiente, $S = 0.001$

Datos del tramo de la sección de control:

- a) Longitud, $L = 86.50 \text{ m}$
- b) Pendiente, $S = 0.001$

Datos de la rápida:

- a) Longitud, $L = 100.00 \text{ m}$
- b) Pendiente, $S = 0.01$

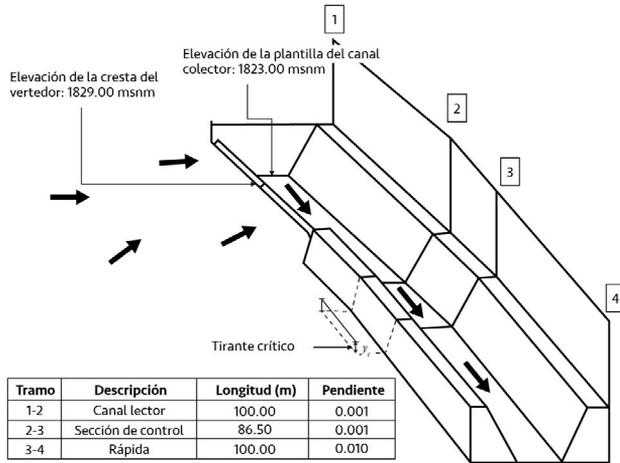


Figura 3.76 Esquema general del vertedor de canal lateral. Ejemplo 3.18.

En la Figura 3.77 se muestra la obra de excedencias dividida en tres secciones: Canal colector (1-2), tramo de la sección de control (2-3) y la rápida (3-4). Es importante mencionar que en la estación 3 (inicio de la rápida) se presenta el tirante crítico (y_c), el cual se asume como la condición de frontera para iniciar con la solución del problema.

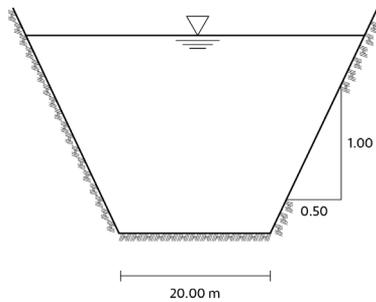


Figura 3.77 Sección transversal del canal colector, del tramo que aloja a la sección de control y a la rápida. Ejemplo 3.18.

Solución:

Cálculo el tirante crítico en la sección de control correspondiente: $y_c = 4.57\text{m}$

Cálculo de las características hidráulicas en la sección de control:

Aplicando la ecuación de la energía entre la estación inicial y final del tramo de la sección de control (secciones 2 y 3 respectivamente), y considerando las pérdidas en la transición de un 15% de la diferencia de cargas en ambas estaciones se tiene:

$$y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = y_3 + \frac{V_3^2}{2g} + 0.15 (h_3 - h_2)$$

La sección 3 representa la condición de frontera, y la velocidad v_3 y la carga de velocidad h_3 ; se obtienen de la siguiente manera:

$$y_3 = y_c; V_3 = \frac{Q}{A_3}; h_3 = \frac{V_3^2}{2g}$$

Por lo tanto:

$$y_3 = 4.57\text{m}; V_3 = 6.38\text{m/s}; h_3 = 2.08\text{m};$$

sustituyendo estos valores en la ecuación de la energía se obtiene:

$$y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + 0.15h_2 = 4.57 + 2.08 + 0.15(2.08)$$

por otra parte, se tiene:

$$h_2 = \frac{V_2^2}{2g}; V_2 = \frac{Q}{A_2}; A_2 = by_2 + ky_2^2$$

sustituyendo estas expresiones en la ecuación de la energía, se tiene:

$$y_2 + 1.15 \frac{Q^2}{2g (by_2 + ky_2^2)^2} = 4.57 + 2.08 + 0.15(2.08)$$

Resolviendo la ecuación anterior se obtiene:

$$y_2 = 4.95m; V_2 = 5.77m/s; h_2 = 1.70m; Fr = 0.82$$

el valor del número de Froude en la sección 2 indica que el régimen es subcrítico al inicio del tramo de la sección de control.

Verificación de que la pendiente propuesta para el canal colector satisfaga la ecuación de Li, 1955:

De la ecuación de Li, 1955:

$$\frac{S_0 L}{y_2} \leq \frac{2}{3} (1 + Fr^2) ; \frac{S_0(100)}{5.01} \leq \frac{2}{3} [1 + (0.82)^2]$$

la pendiente propuesta $S_0 = 0.001$, satisface las condiciones requeridas.

Cálculo del perfil del agua en el canal colector. El cálculo se efectúa empleando el método del paso directo y se presenta en la Tabla 3.18.

El perfil del agua calculado en la Tabla 3.18, se presenta en la Figura 3.78, en la cual se ha considerado (como dato del problema) una elevación en la estación 0+000 de 1823 msnm.

Tabla 3.18 Perfil del agua en el canal colector.

Est (m)	D (m)	Z _o (m)	D _s (m)	Z (m)	y (m)	ESLA (msnm)	A (m ²)	Pm (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Q ₁ + Q ₂ (m ³ /s)	V ₁ + V ₂ (m/s)	DQ (m ³ /s)	DV (m/s)	Rh (m/s)	So	hf (m)	dy' (m)
0+100	0.00	0.00	0.00	5.01	5.01	1828.01	112.75	31.20	650.00	5.76	-	-	-	-	-	-	-	-
0+75	25.00	0.03	1.75	6.74	6.74	1829.74	157.49	35.07	487.50	3.10	1137.5	8.86	162.5	2.67	4.49	0.0003	0.007	1.75
0+50	25.00	0.05	0.55	7.24	7.24	1830.24	171.03	36.19	325.00	1.90	812.50	5.00	162.5	1.20	4.73	0.0001	0.003	0.55
0+25	25.00	0.08	0.27	7.44	7.44	1830.41	176.41	36.63	162.50	0.92	487.50	2.82	162.5	0.98	4.82	0.0000	0.001	0.27
0+00	25.00	0.10	0.09	7.42	7.42	1830.42	176.00	36.60	0.00	0.00	162.50	0.92	162.5	0.92	4.81	0.0000	0.000	0.09

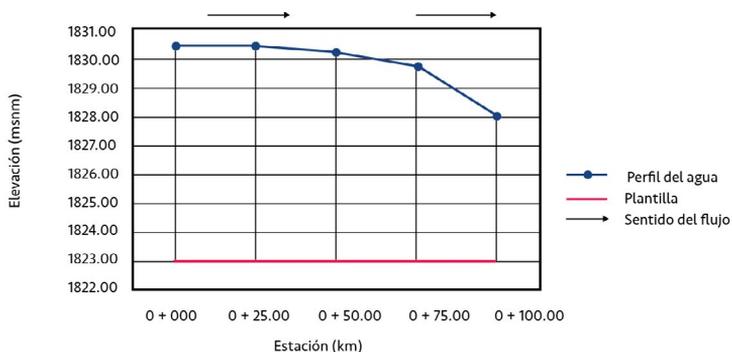


Figura 3.78. Perfil de flujo espacialmente variado en el canal colector.

Cálculo de la pendiente transversal de la superficie del agua en el canal colector.

Aplicando la ecuación de Viparelli se obtienen los siguientes resultados:

- Elevación de la superficie libre del agua en el vaso: $1829.00 + 2.19 = 1831.19$ msnm
- Elevación del piso (Est. 0+000): 1823 msnm, ver Tabla 3.19.

$$P_x = \frac{q \sqrt{2gZ_x}}{g y_x (b + 2K y_x)}$$

Tabla 3.19 Cálculo de la pendiente transversal.

Estación x (m)	Elev. plantilla (msnm)	Tirante y_x (m)	Elev. SLA (msnm)	Z_x (m)	q (m ² /s)	$q\sqrt{2gZ_x}$	$g y_x (b + 2K y_x)$	(P_x)
100.00	1822.90	5.01	1827.91	3.28	32.50	260.72	1229.19	0.2121
75.00	1822.93	6.74	1829.66	1.53	32.50	177.83	1767.70	0.1006
50.00	1822.95	7.24	1830.19	1.00	32.50	143.90	1934.95	0.0744
25.00	1822.98	7.44	1830.41	0.78	32.50	126.92	2001.94	0.0634
0.00	1823.00	7.42	1830.42	0.77	32.50	126.10	1996.81	0.0632

Como se observa, los valores de P_x en las estaciones 100.00 y 75.00 son mayores a 0.08, pero se aceptan pues se ubican la final del tramo.

Cálculo del perfil en el tramo de la sección de control, ver Figura 3.76. Se utilizará el método del paso directo.

Datos:

- a) Longitud, $L = 86.50$ m
- b) Pendiente, $S = 0.001$
- c) Ancho de plantilla, $b = 20.00$ m
- d) Talud de la sección trapecial: $k = 0.50$
- e) Condición de frontera (estación 2): $y_c = 4.57$ m.

Solución:

El cálculo del perfil en el tramo de la sección de control (tramo 2 - 3), se presenta en la tabla 3.20

Tabla 3.20 Cálculo del perfil de flujo en el tramo de la sección de control.

y (m)	A (m ²)	Pm (m)	Rh (m)	V (m/s)	V ² /2g (m)	E(m)	Sf	Δy (m)	Sf media	Δx (m)	Suma	Estación (m)
4.57	101.84	30.22	3.37	6.38	2.08	6.65	0.0018	----	-----	-----	0.00	0+186.05 (Sección 3)
4.72	105.5	30.55	3.45	6.16	1.93	6.65	0.0016	-0.148	0.0017	-9.56	-9.56	0+176.49
4.77	106.81	30.67	3.48	6.09	1.89	6.66	0.0016	-0.053	0.0016	-9.56	-19.12	0+166.93
4.81	107.79	30.76	3.5	6.03	1.85	6.66	0.0015	-0.039	0.0015	-9.56	-28.69	0+157.37
4.84	108.58	30.83	3.52	5.99	1.83	6.67	0.0015	-0.032	0.0015	-9.56	-38.25	0+147.81
4.87	109.26	30.89	3.54	5.95	1.8	6.67	0.0015	-0.027	0.0014	-9.56	-47.81	0+138.25
4.89	109.86	30.94	3.55	5.92	1.78	6.68	0.0015	-0.024	0.0014	-9.56	-57.37	0+128.69
4.91	110.4	30.99	3.56	5.89	1.77	6.68	0.0014	-0.022	0.0014	-9.57	-66.94	0+119.13
4.93	110.89	31.04	3.57	5.86	1.75	6.69	0.0014	-0.020	0.0014	-9.56	-76.50	0+109.57
5.01	112.75	31.18	3.62	5.76	1.69	6.69	0.0014	-0.018	0.0014	-9.56	-86.05	0+100.00 (Sección 2)

Donde:

E fenergía específica

Cálculo del perfil en la rápida

- a) Longitud, $L = 100$ m
- b) Pendiente, $S = 0.01$
- c) Ancho de plantilla, $b = 20.00$ m
- d) Talud de la sección trapezoidal: $k = 0.50$
- e) Condición de frontera (estación 3): $y_c = 4.57$ m

Solución:

La rápida se ha dividido en 10 tramos espaciados uniformemente, obteniendo los resultados mostrados en la Tabla 3.21.

Tabla 3.21 Cálculo del perfil de flujo en la rápida (Tramo 3 - 4).

y (m)	A (m ²)	P_m (m)	Rh (m)	V (m/s)	$V^2/2g$ (m)	E (m)	S_f	Δy (m)	S_f media	Δx (m)	Suma	Estación (m)
4.57	101.84	30.22	3.37	6.38	2.08	6.65	0.0018	----	-----	-----	0.00	0+186.05 (Sección 3)
4.13	91.04	29.20	3.10	7.10	2.60	6.70	0.0025	0.44	0.0022	10.00	10.00	0+196.05
3.97	87.24	28.90	3.00	7.50	2.83	6.80	0.0029	0.16	0.0027	10.00	20.00	0+206.05
3.86	84.57	28.60	3.00	7.70	3.01	6.90	0.0031	0.11	0.0030	10.00	30.00	0+216.05
3.77	82.46	28.40	2.90	7.90	3.17	6.90	0.0034	0.09	0.0033	10.00	40.00	0+226.05
3.69	80.71	28.70	2.90	8.10	3.31	7.00	0.0036	0.07	0.0035	10.00	50.00	0+236.05
3.63	79.21	28.10	2.80	8.20	3.43	7.10	0.0038	0.06	0.0037	10.00	60.00	0+246.05
3.58	77.90	28.00	2.80	8.30	3.55	7.10	0.0040	0.06	0.0039	10.00	70.00	0+256.05
3.53	76.73	27.90	2.80	8.50	3.66	7.20	0.0043	0.05	0.0041	10.00	80.00	0+266.05
3.48	75.69	27.80	2.70	8.60	3.76	7.20	0.0044	0.04	0.0043	10.00	90.00	0+276.05
3.44	74.74	27.70	2.70	8.70	3.85	7.30	0.0045	0.04	0.0045	10.00	100.00	0+286.05 (Sección 4)

Donde:

E fenergía específica

3.16. Vertedores de embudo

La cresta de estos vertedores es circular en planta. Se utilizan cuando no hay condiciones para construir un vertedor de cresta recta o de abanico, de hecho, la longitud L_e se multiplica por 3.1416 con relación a uno de cresta recta. La descarga después de pasar por la cresta vertedora se conduce a una lumbrera vertical o inclinada, que a su vez se une a un túnel casi horizontal cuya plantilla de portal debe coincidir con el nivel del agua en el río en la zona de descarga. A continuación, se presentan algunos ejemplos de dichas estructuras.

La presa Monticello situada en el norte de California, da origen al lago Berryessa, USBR, (2019). Su construcción inició en 1953 y se terminó en 1957; tiene una altura de 92.66 m y una longitud de 311.81 m. Esta presa tiene uno de los vertedores de embudo más grandes en el mundo.

El vertedor se ubica a 60.96 m de la cortina. El diámetro máximo del embudo es 21.95 m y se reduce hasta 8.53 m. El gasto de diseño es $1370.17 \text{ m}^3/\text{s}$, lo cual ocurre con una carga de 4.72 metros, ver Figura 3.79.

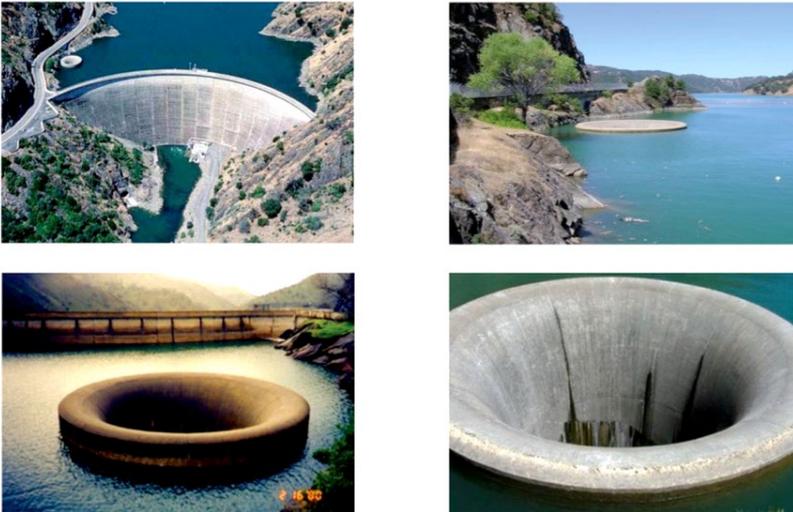


Figura 3.79(a) Vertedor de embudo de la presa Monticello.



Figura 3.79 (b) Vertedor de embudo de la presa Monticello.

Se pueden colocar guías sobre la cresta del vertedor de embudo para evitar la generación de vórtices en torno al vertedor, lo cual puede afectar su buen funcionamiento, IAgua (2019), ver Figura 3.80.



Figura 3.80 Vertedor de la presa Benagéber, en Valencia (España).

En la Figura 3.81 se muestran imágenes de otros vertedores de embudo en el mundo.



Presa Langelsheim (Alemania) (en construcción)



Presa Langelsheim (Alemania)



Presa Roque, en Cordoba (Argentina)



Presa Roque, en Cordoba (Argentina)



Presa Harriman Dam, Vermont - New England



Presa Ladybower, Sheffield

Figura 3.81 Otros vertedores de embudo en el mundo.

En México se construyó en 1960 un vertedor de embudo en la presa Chihuahua, en el estado del mismo nombre, sobre el río Chuisca. El objetivo de la presa era abastecimiento de agua potable para la ciudad y control de avenidas.

Cuenta con un vertedor de cresta libre, de eje recto diseñado para una avenida de 1 500.00 m³/s. Además de una "obra de control de avenidas", que es precisamente el vertedor de embudo, ver Figura 3.82 y Figura 3.83, con una cresta vertedora de 15.60 m de diámetro, localizada a la elevación 1 535.00 msnm y una capacidad de descarga de 192.00 m³/s, antes de que se inicie el derrame por el vertedor de cresta recta. En 1972 fue clausurado el vertedor de embudo y reducido el nivel de la cresta del vertedor de cresta recta, con el objetivo de aumentar la capacidad del vaso para abastecimiento a la ciudad de Chihuahua.



Figura 3.82 Vertedor de embudo de la presa Chihuahua, México. (Comisión Nacional del Agua, 2019).



Figura 3.83 Vertedor de embudo de la presa Chihuahua, México. (Comisión Nacional del Agua, 2019).

Condiciones de funcionamiento.

Se pueden presentar tres formas de funcionamiento en un vertedor de embudo, ver Figura 3.84:

a) Trabajando como vertedor. En este caso la descarga se regirá por la relación:

$$Q = f \left(H_e^{\frac{3}{2}} \right) \quad (3.87)$$

b) Trabajando como orificio o tubo parcialmente lleno, la relación de descarga correspondiente será:

$$Q = f \left(H_a \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.88)$$

c) Trabajando a tubo lleno. Cuya relación de descarga será:

$$Q = f(H_v) \quad (3.89)$$

Estas tres condiciones se presentan en la Figura 3.84.

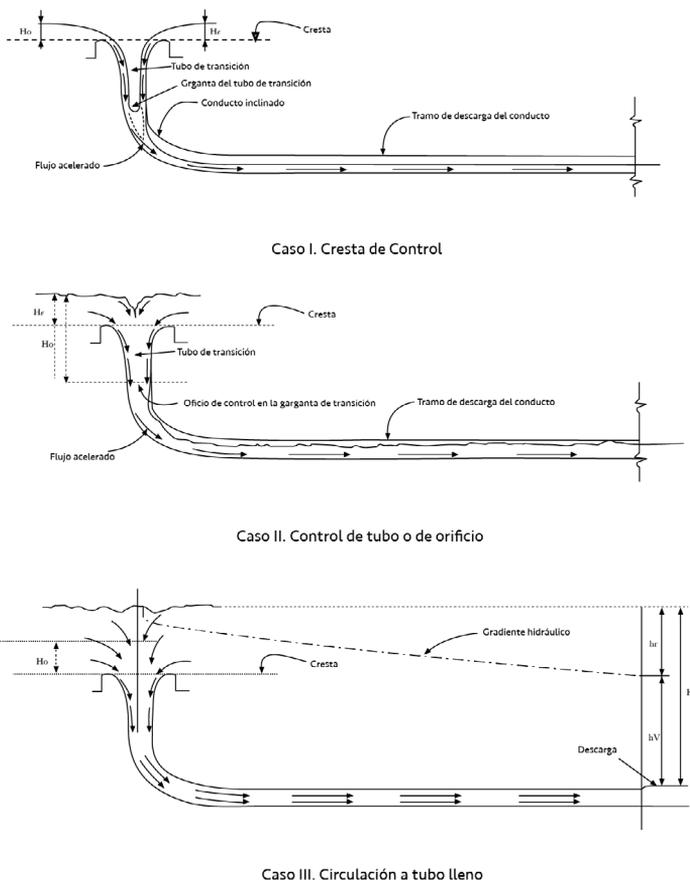


Figura 3.84 (a) Funcionamiento de un vertedor de embudo. (USBR, 1960).

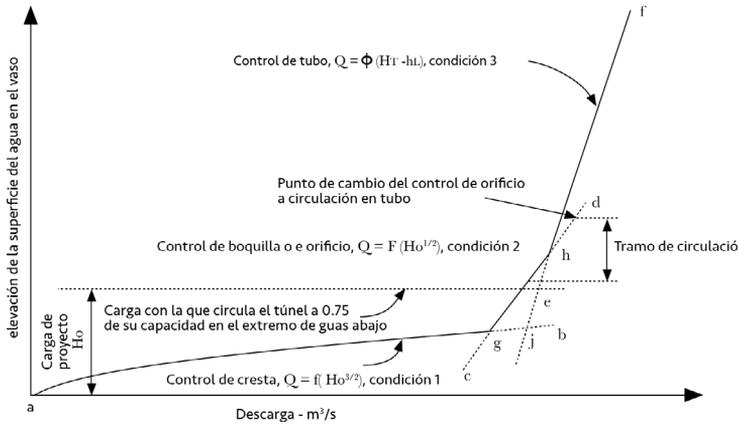


Figura 3.84 (b) Funcionamiento de un vertedor de embudo. (USBR, 1960).

Puede notarse que, aunque el vertedor será más eficiente trabajando como tubo lleno, esto debe evitarse para limitar la posibilidad de funcionamiento como sifón, pues ello originaría la pérdida de control sobre la descarga, es por ello por lo que se recomienda que las relaciones máximas de llenado sean de 0.75.

Deberá evitarse también la creación de vórtices a la entrada del vertedor, para mantener un flujo convergente hacia la cresta, para lograr esto se recomienda que el canal de acceso sea el adecuado o que se usen pilas guidoras normales a la cresta.

La forma del cimacio de este tipo de vertedores en general se asemeja a la superficie interior de una lámina de agua cayendo libremente desde un vertedor de pared delgada, así la ecuación de la descarga será:

$$Q = CLH^{\frac{3}{2}} \tag{3.90}$$

como se trata de una sección circular:

$$L = 2\pi R \tag{3.91}$$

como se trata de una sección circular:

$$Q = C_2 \pi R H^{\frac{3}{2}} \quad (3.92)$$

Es necesario ahora definir como se miden R y H , pues se presentan varias alternativas, el *USBR*, propone que se haga como se acota en la Figura 3.85, de tal suerte que la ecuación de descarga puede expresarse así:

$$Q = C_o 2\pi R_s H_o^{\frac{3}{2}} \quad (3.93)$$

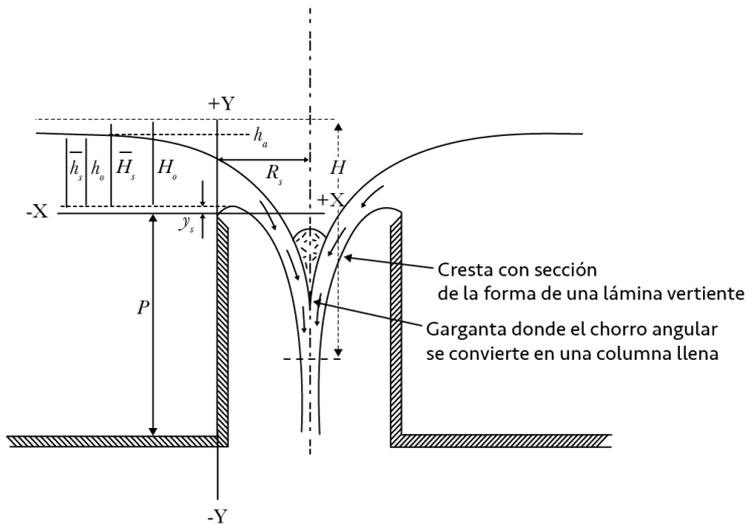


Figura 3.85 Elementos de un vertedor de embudo, (USBR, 1960).

Para calcular el valor del coeficiente $C_{o'}$, que es diferente a los de otro tipo de vertedores, ya que en este caso hay efectos de sumergencia y contrapresiones debidas a la convergencia de las corrientes, el USBR, ha propuesto las curvas que pueden usarse para cargas diferentes a las de diseño.

Para calcular el perfil de la cresta vertedora esta institución propone tablas para diferentes valores de profundidad de llegada P y distintos radios R , que no se presentan en este libro, se recomienda recurrir a la referencia original, USBR, "Design of Small Dams", (1960).

Entre el perfil del cimacio y la lumbrera vertical debe construirse una transición, ver Figura 3.16, con la forma de un chorro vertical que cae de un orificio horizontal. Así, el diámetro de la lumbrera es el del chorro.

Si se acepta una pérdida del 10% de la carga disponible, la ecuación del perfil del chorro vertical es:

$$R = 0.204 \frac{Q^{\frac{1}{2}}}{H_a^{\frac{1}{4}}} \quad (3.94)$$

Donde:

- H_a Diferencia en m, entre el nivel del agua correspondiente a la carga de diseño y la elevación donde se calcula el radio R
- Q Gasto de diseño en m^3/s .
- R Radio del perfil del chorro en m.

Para seleccionar el diámetro de la lumbrera y el conducto de descarga, de tal manera que se cumpla una relación de llenado máximo del 75%, se plantea el siguiente método:

- a) Proponer un diámetro y localizar la elevación en la transición que tenga ese valor, esa es una sección de control.
- b) Calcular la longitud L de la lumbrera y el conducto.
- c) Calcular las pérdidas por cortante en el conducto, suponiendo una relación de llenado del 75 por ciento.
- d) Calcular la elevación de la plantilla del portal de salida, con la ecuación:

$$E_p = E_c + h_c - h_v - h_f - y_p \quad (3.95)$$

e) Calcular el perfil del agua en el conducto.

Donde:

E_p Diferencia en m, entre el nivel del agua correspondiente a la carga de diseño y la elevación donde se calcula el radio R

E_c Gasto de diseño en m^3/s .

h_c Radio del perfil del chorro en m.

h_v Diferencia en m, entre el nivel del agua correspondiente a la carga de diseño y la elevación donde se calcula el radio R

h_f Gasto de diseño en m^3/s .

y_p Radio del perfil del chorro en m.

Esta elevación debe coincidir con la plantilla impuesta por la topografía, si esto no ocurre se repite el procedimiento con un nuevo diámetro.

3.17. Vertedores escalonados

El empleo de vertedores escalonados es muy antiguo, existen referencias de este tipo de estructuras de hace 3300 años, (Grecia, 1300 A. C., Irak, 694 A. C., Túnez, 100 D. C., Siria, 100-200 D. C., Libia, 200-300 D. C. y Portugal, 300 D. C.), Chanson H., (1994) y (2001). Se construyeron con el objetivo de disipar la energía del agua, y en algunos casos para dar estabilidad a las obras sobre las que se colocaron. Como se ha señalado, en el mundo han tomado nuevo impulso una vez que la construcción de las cortinas de concreto compactado con rodillo, CCR, ha sido más frecuente a partir de la década de los 80's.

Los vertedores escalonados pueden clasificarse en dos grupos: con flujo escalón a escalón, ver Figura 3.86 y con flujo rasante, ver Figura 3.87. El primero se emplea en canales con diferencias de nivel, o en estructuras ornamentales. El segundo es el que normalmente se utiliza para gastos grandes en las presas.

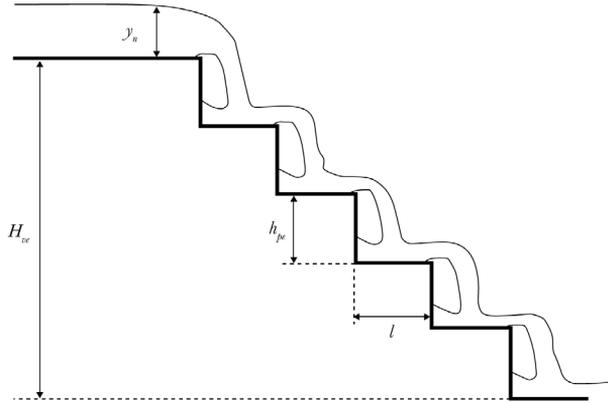


Figura 3.86 Vertedor escalonado con flujo escalón a escalón.

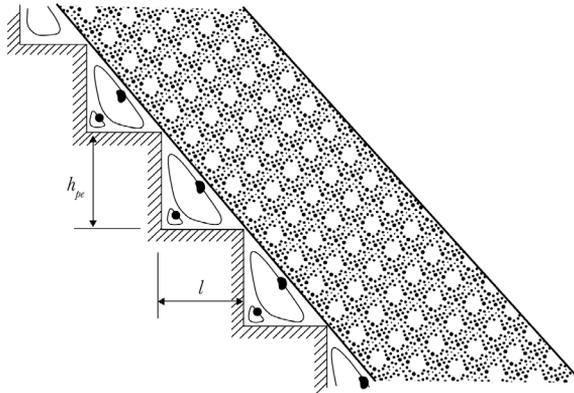


Figura 3.87 Vertedor escalonado con flujo rasante.

3.17.1. Vertedores escalonados con flujo escalón a escalón.

En este caso el flujo pasa de un escalón a otro sucesivamente, y su comportamiento hidráulico depende de la altura h y longitud (huella) l , de los escalones; y del gasto Q_v , que fluye sobre el vertedor. Si la huella del escalón es suficiente para que se desarrolle un resalto hidráulico sobre él, el comportamiento será el siguiente: antes de la arista del escalón aguas abajo el régimen será subcrítico, al llegar al final del escalón se presentarán las condiciones críticas del flujo, y al caer hacia el siguiente escalón y al principio de éste el flujo será supercrítico. Dependiendo de la geometría del escalón podría formarse un colchón de agua en la zona de caída del chorro, donde se amortiguaría y podría formarse un resalto ahogado, o incluso eliminarse éste. Por otro lado, si se incrementara el gasto con la misma geometría el flujo podría tocar al escalón inferior muy cerca de la arista, con un comportamiento supercrítico en todo momento.

El análisis hidráulico de cada caso particular puede hacerse empleando las ecuaciones de cantidad de movimiento, energía y continuidad. Tal vez la obra más interesante de vertedores escalón a escalón es el construido en la central hidroeléctrica Sayano-Shúshenskaya construida sobre el Río Yeniséi, en Siberia-Rusia, Sandoval W. (2018). El vertedor con una caída de 225.00 m, está compuesto por cuatro escalones que funcionan como tanques disipadores de energía de 100.00 m de ancho con longitudes variables entre 55.00 m y 167.00 m, y fue diseñado para descargar 4000.00 m³/s. Puede observarse en el escalón inferior un vertedor de laberinto, ver Figura 3.88.



Figura 3.88 Vertedor escalón a escalón construido en la central hidroeléctrica Sayano-Shúshenskaya, sobre el Río Yeniséi, en Siberia-Rusia, (Sandoval W., 2018).

3.17.2. Vertedores escalonados con flujo rasante.

Como se indicó, en este caso el flujo pasa en forma rasante a las aristas de los escalones, ver Figura 3.87, donde pueden notarse dos regiones claramente definidas: la rasante a los escalones con altas concentraciones de aire, y la otra formada por celdas triangulares llenas de agua donde se forma un vórtice generado por el esfuerzo cortante del chorro que circula sobre ellas. Es decir, el flujo de agua se desplaza sobre las aristas de los escalones y los vórtices formados en estos (pseudo-piso). La energía que pierde el flujo es precisamente la que emplea para generar los vórtices y vencer la resistencia que presenta la parte de los escalones con los cuales hace contacto (Azza N., *et al.* 2019).

3.17.3. Aireación del flujo sobre un vertedor escalonado.

En los vertedores lisos, se presenta la aireación natural, y ello ocurre cuando la turbulencia del agua tiene suficiente energía para introducir el aire que se encuentra sobre ella, es decir cuando la fuerza de inercia del agua es superior a las fuerzas de la tensión superficial y la viscosidad del aire. Esto sucede cuando la capa límite corta a la superficie libre del agua. (Chanson, 2001), propone el modelo mostrado en la Figura 3.89. La inclusión de aire modifica las condiciones del flujo pues cambian la densidad, viscosidad y elasticidad del agua, traduciéndose este fenómeno como ya se señaló en un incremento del tirante, consideración muy importante en el diseño de la altura de los muros laterales del vertedor.

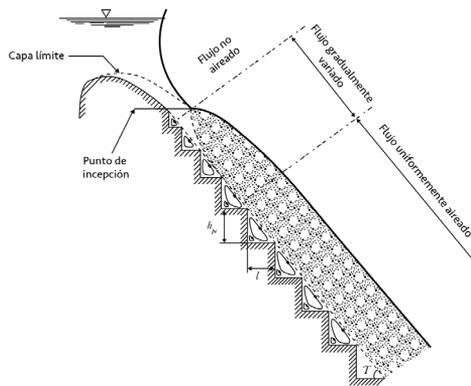


Figura 3.89 Estructura del flujo aireado sobre un vertedor escalonado con flujo rasante. (Chanson, 2001)..

3.17.4. Diseño de un vertedor escalonado con flujo rasante.

Una vez que se ha seleccionado el gasto de diseño Q_o , (los máximos caudales unitarios con los que se han diseñado los vertedores en los últimos años es de 20.00 a 30.00 m²/s, aunque existen algunas excepciones, y se reportan vertedores que han trabajado hasta con 90.00 m²/s) debe proponerse una geometría del vertedor, que incluye el ancho de plantilla b , la pendiente θ (ésta estará determinada por el tipo de cortina si es que se construye sobre la misma, como es el caso de las presas de concreto compactado con rodillo, CCR), la geometría del escalón o sea su altura h (normalmente se construyen con dimensiones entre 20 y 90 cm, dependiendo de las técnicas constructivas empleadas) y la huella de los escalones l .

Para asegurar una disipación de energía adecuada sobre el vertedor. (Chanson, 2009) propone se cumplan las relaciones:

$$\frac{q}{\sqrt{gh^3}} < 60(\cos \tau)^{1.5} \quad (3.96)$$

$$\left(\frac{q}{\sqrt{gh^3}}\right)^{\frac{2}{3}} < 0.119 \cos \tau (\text{sen}\theta)^{0.26} \left(\frac{L}{h \cos \tau}\right)^{0.935} \quad (3.97)$$

Donde:

- q Gasto unitario Q/b
- g Aceleración de la gravedad.
- h Huella del escalón.
- τ Ángulo entre el pseudopiso y la horizontal, ver Figura 3.89.
- L Longitud del vertedor desde la cresta del cimacio al final del conducto de descarga.

La localización del punto de inyección a partir del cual el flujo es aireado se puede ubicar con las ecuaciones 3.98 y (3.99):

$$\frac{L_1}{h \cos \tau} = 9.72(\text{sent}\tau)^{0.080} \left(\frac{q}{\sqrt{(g\text{sent}\tau (h \cos \tau)^3)}} \right)^{0.71} \quad (3.98)$$

$$\frac{d_1}{h \cos \tau} = \left(\frac{0.403}{(\text{sent}\tau)^{0.04}} \right) \left(\frac{q}{\sqrt{(g\text{sent}\tau (h \cos \tau)^3)}} \right)^{0.59} \quad (3.99)$$

Donde:

L_1 Distancia de la cresta al punto de inyección.

d_1 Tirante en el punto de inyección.

τ Ángulo de la plantilla virtual del flujo rasante con la horizontal, ver Figura 3.87.

Si el canal es suficientemente largo para que se desarrolle el flujo uniforme, el tirante d , se puede calcular con la ecuación:

$$d = \left(\frac{f_e q^2}{8g\text{sent}\tau} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.100)$$

Donde:

f_e Es el factor de "fricción" de Darcy para flujo aireado sugerido por Chanson, (2002) y (2006).

Si la longitud del canal de descarga no permite que se desarrolle el flujo uniforme, se puede emplear la ecuación:

$$S_f = - \frac{\partial H}{\partial x} = \sqrt{\frac{f_e}{8}} \frac{q^2}{gd^3} \quad (3.101)$$

Como en toda estructura hidráulica importante, se recomienda la construcción de un modelo físico, donde se pueda observar el comportamiento del vertedor y estimar la energía remanente para en su caso proponer una estructura terminal (tanque amortiguador o salto de esquí).

Por las características de la obra deberán cuidarse los aspectos constructivos de los escalones buscando siempre que sean de la mejor calidad y correspondan al diseño propuesto.

Existe una buena cantidad de reportes de modelos físicos y matemáticos que reportan la eficiencia de estos vertedores en la reducción de la energía y en consecuencia en la disminución de costos en los tanques amortiguadores. (Salmasi F. y Samadi A., 2018).

3.18. Proyecto Estructural

Una vez que se termina el proyecto hidráulico de los vertedores, es necesario hacer el diseño estructural que se puede dividir básicamente en los estudios siguientes:

- a) Análisis de estabilidad del cimacio.
- b) Análisis de estabilidad de los muros de contención.
- c) Detalles de diseño.
- d) Revestimiento de los canales.
- e) Diseño estructural de túneles (cuando esto sea necesario).

3.18.1. Análisis de estabilidad del cimacio

Este puede realizarse como si se tratara de una presa vertedora, se recomienda ver el inciso 1.7.1.1 Factores que afectan la estabilidad de una presa de gravedad.

3.18.1.1. Ejemplo

Ejemplo No. 3.19. Hacer el análisis de estabilidad del cimacio presentado en la Figura 3.90, si se ha construido de concreto, de 2.40 t/m^3 . Se colocarán drenes a 1.50 m del paramento aguas arriba. Suponer un coeficiente sísmico.

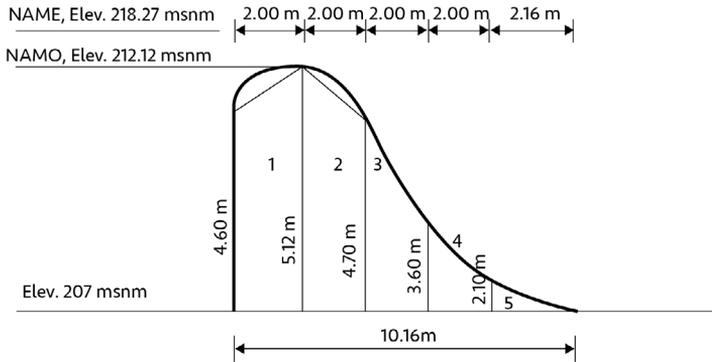


Figura 3.90 Sección del cimacio del ejemplo 3.19.

Solución:

Como puede observarse en la Figura 3.90, la sección del cimacio se ha dividido en cinco dovelas cuyas dimensiones se acotan en la misma. Además, se establece el siguiente sentido de los ejes: abscisas hacia la izquierda, ordenadas hacia abajo; y el momento se considera antihorario.

Cálculo de cargas:

Se considera que el ancho de la sección mide 1.00 m, y tiene las dimensiones de la Figura 3.90. Se pueden hacer los siguientes cálculos.

Dovela 1.

$$\text{Área} = \frac{(4.60 + 5.12) \times 2.00}{2} = 9.72 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso } W_1 = V \gamma_m = (9.72)(1.00)(2.40) = 23.33 \text{ t}$$

posición del centro de gravedad respecto al trapecio:

$$x = \frac{10.16}{2} - 2 + 0.982 = 4.062m$$

el momento del peso propio con respecto al centro de gravedad (CG) del cimacio vale:

$$M = 23.33(4.062) = 94.77t\cdot m$$

el cálculo para todas las dovelas se presenta en la Tabla 3.22.

Tabla 3.22. Cálculo de áreas, pesos, brazos y momentos.

Dovela (No.)	Área (m ²)	Wi (t)	\bar{x}_i (m)	M (t·m)
1	9.72	23.33	4.06	94.77
2	9.82	23.57	2.09	49.36
3	8.30	19.92	0.12	2.47
4	5.70	13.68	-1.83	-25.06
5	2.27	5.45	-3.64	-19.84
Total	35.81	85.95		101.70

Cálculo de empujes hidrostáticos:

Nivel al NAMO

$$E_h = \frac{\gamma h^2 b}{2} = \frac{1.00 (5.12^2)(1)}{2} = -13.11t$$

el momento será:

$$M = E_h \frac{h}{3} = -13.11 \left(\frac{5.12}{3} \right) = -22.37t\cdot m$$

Nivel al NAME

Para hacer este cálculo considérese la Figura 3.91.

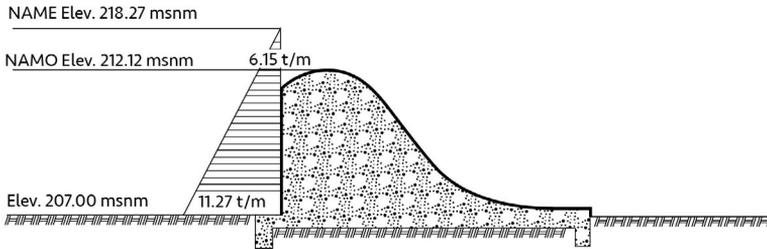


Figura 3.91 Presiones sobre el cimacio al NAME.

El empuje se calcula con la ecuación:

$$E_h = \frac{(1)(6.15+11.27)(5.12)}{2} = -44.60t$$

el punto de aplicación se encuentra en:

$$\bar{h} = \frac{5.12}{3} \left(\frac{2(6.15) + 11.27}{6.15 + 11.27} \right) = 2.31m$$

y el momento:

$$M = (-44.60)(2.31) = -103.02t\cdot m$$

Subpresión:

Considerando que se colocarán drenes, se tienen las siguientes situaciones:

Nivel al NAMO, ver Figura 3.92.

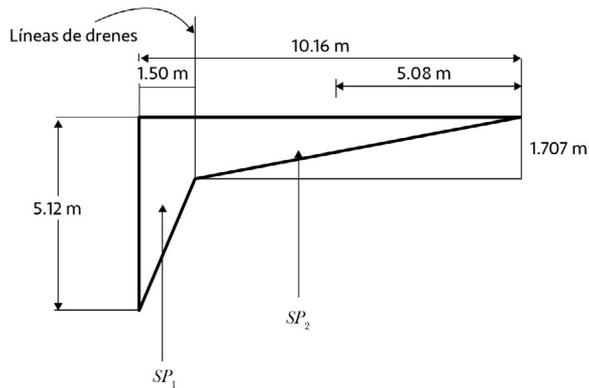


Figura 3.92 Diagrama de subpresiones, nivel al NAMO.

Cálculo de SP_1 y SP_2 , ver Tabla 3.23

$$SP_1 = \frac{(1)(5.12+1.707)}{2} (1.50) = -5.12t$$

$$SP_2 = \frac{(1)(1.707(8.66))}{2} = -7.39t$$

Tabla 3.23 Momentos con respecto al centro de gravedad.

Subpresión (t)	Fuerza (t)	\bar{x} (m)	Momento (t-m)
SP1	-5.12	4.46	-22.81
SP2	-7.39	0.69	-5.13
Totales	-12.51		-27.94

Nivel al NAME, ver Figura 3.93

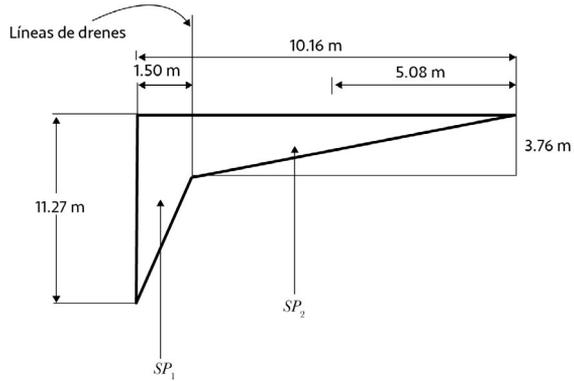


Figura 3.93 Diagrama de subpresiones, nivel al NAME.

$$SP_1 = \frac{(1)(11.27 + 3.76)}{2} (1.50) = -11.27t$$

$$SP_2 = \frac{(1)(3.76(8.66))}{2} = -16.28t$$

ver Tabla 3.24.

Tabla 3.24 Momentos con respecto al centro de gravedad.

Subpresión (t)	Fuerza (t)	\bar{x} (m)	Momento (t-m)
SP1	-11.27	4.46	-50.21
SP2	-16.28	0.69	-11.30
Totales	-27.55		-61.51

Sismo

Sismo en la masa del concreto.

Para la dovela 1 se tiene:

$$A = \frac{(5.12+4.60)(2)}{2} = 9.72m^2$$

el punto de aplicación se ubica con el auxilio de la Figura 3.94.

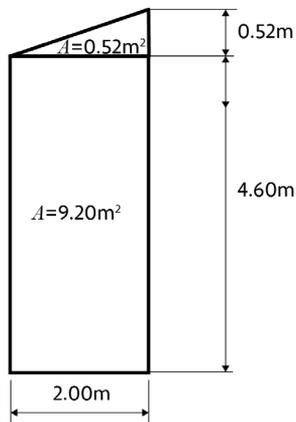


Figura 3.94 Diagrama para la ubicación del punto de aplicación de la fuerza producida por el sismo.

$$\bar{y} = \frac{(9.20 \times 2.30) + 0.52 \left(4.60 + \frac{0.52}{3}\right)}{9.20 + 0.52} = 2.43m$$

los datos para las demás dovelas se presentan en la Tabla 3.25.

Tabla 3.25. Área, brazo de palanca y momentos.

Dovela (No)	Área (m ²)	\bar{y}_n (m)	$\bar{A}_i \bar{y}_n$ (m ³)
1	9.72	2.43	23.62
2	9.82	2.46	24.12
3	8.30	2.09	17.32
4	5.70	1.46	8.31
5	2.27	0.70	1.59
Total	35.81		74.96

el punto de aplicación de toda la sección será:

$$\bar{y}_c = \frac{74.96}{35.81} = 2.093m$$

la fuerza sísmica vale:

$$W_s = W_a = -85.95(0.20) = -17.19t$$

y el momento respectivo:

$$M_s = W_s \bar{y}_c = -17.19 (2.093) = -35.98 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Sismo en la masa del agua.

Para calcular el empuje del agua E_s , se recomienda emplear la ecuación, Vega O. y Arreguín F, (1987):

$$E_s = a \frac{C_m}{2} \gamma_a k h^2 \quad (3.102)$$

Donde:

C_m Parámetro en función del ángulo de inclinación del paramento.

k' Coeficiente sísmico del lugar o de la presa.

a Parámetro en función de la relación $\frac{\bar{H}_2}{H_0}$, ver Tabla 3.26.

Tabla 3.26 Valores de los parámetros a y b.

$\frac{\bar{H}_2}{H_0}$	a	b
0.0	0.00	0.389
0.1	0.04	0.385
0.2	0.11	0.383
0.3	0.22	0.383
0.4	0.34	0.384
0.5	0.50	0.385
0.6	0.69	0.388
0.7	0.86	0.390
0.8	1.05	0.394
0.9	1.24	0.397
1.0	1.43	0.402

para este caso particular $C = 0.53$, por lo tanto, el empuje vale:

$$E_s = -1.43 \left(\frac{0.53}{2.00} \right) (1.00)(0.20)(5.12^2) = -1.99t$$

Y el punto de aplicación según este mismo organismo:

$$\bar{y} = 0.412h = 0.412(5.12) = 2.11m$$

entonces, el momento debido al sismo es:

$$M = -1.99(2.11) = -4.19t\cdot m$$

con los datos obtenidos se pueden hacer las combinaciones de carga anteriormente citadas como se muestra en la Tabla 3.27.

Tabla 3.27 Combinaciones de carga.

Condición	Ordinaria		Extraordinaria		Extrema		Vacía	
	Fuerza	Momento	Fuerza	Momento	Fuerza	Momento	Fuerza	Momento
Peso propio	85.95	101.7	85.95	101.7	85.95	101.7	85.95	101.7
Empuje Hidrostático	-13.11	-22.37	-44.6	-103.02	-13.11	-22.37		
Subpresión	-12.51	-27.94	-27.55	-61.51	-12.51	-27.94		
Sismo Concreto					-17.19	-35.98	17.19	35.98
Sismo Agua					-1.99	-4.19		
$F_y(t)$	73.44		58.4		73.44		85.95	
$F_x(t)$	-13.11		-44.6		-32.29		17.19	
$M_r(t \cdot m)$		51.39		-62.83		11.22		137.68

La dirección que se tomó para los esfuerzos producidos por sismo en el concreto es la más inestable para la presa en condición llena o vacía.

Revisión de esfuerzos: para ello se aplicará la fórmula de la escuadría:

$$\sigma_{B,A} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y_{max} \tag{3.103}$$

Donde:

$\sigma_{B,A}$ Esfuerzos. σ_B de compresión si se considera el signo positivo, σ_A de tensión si se considera el signo negativo.

- N Cargas normales.
 A Área de contacto entre la cimentación y el cimacio.
 M Momento actuante.
 I Momento de inercia.
 y_{max} Distancia máxima al punto de análisis.

En este caso se tendría:

$$A = (1.00)(10.16) = 10.16m^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1(10.16^3)}{12} = 87.40m^4$$

$$y \frac{10.16}{2} m_{max}$$

Condiciones ordinarias, de la Tabla 3.27 se tiene:

$$F_y = 73.44t$$

$$M_z = 51.39t\cdot m$$

entonces:

$$\sigma_B = \frac{73.44}{10.16} + \frac{51.39}{87.40} (5.08) = 10.215 \text{ ton/m}^2 = 1.022 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_A = \frac{73.44}{10.16} - \frac{51.39}{87.40} (5.08) = 4.24 \text{ ton/m}^2 = 0.424 \text{ kg/cm}^2$$

como los dos valores son positivos, no hay tensiones, ver Figura 3.95.

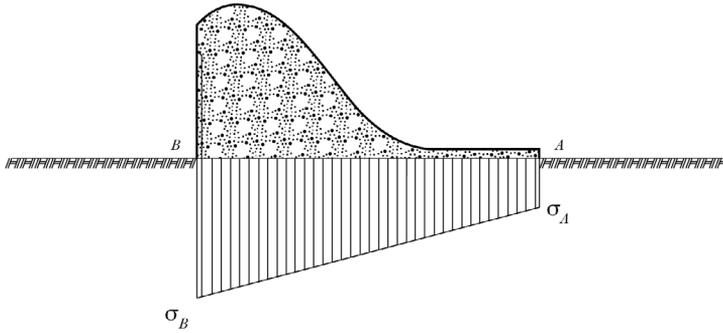


Figura 3.95 Distribución de esfuerzos en la cimentación.

Con un factor de seguridad $FS = 3$, los esfuerzos que se tendrían son:

$$\sigma_B = 3(1.022) = 3.065 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_A = 3(0.424) = 1.272 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se recomienda un concreto con $f^c = 70.00 \text{ kg/cm}^2$, con ello se garantiza durabilidad, no disgregación y buen aspecto. En las partes expuestas al flujo se colocará un concreto de mayor resistencia para evitar erosión.

Análisis de deslizamiento. El esfuerzo cortante se calcula con la ecuación siguiente:

$$F.C. = \frac{\sum N \tan \phi + CA}{\sum F_h} \tag{3.104}$$

y entonces se tiene:

$$\sum N = 73.44t$$

$$\sum F_h = -13.11t$$

$$C = 0.12f^2c = 0.12(700.00) = 84.00t/m^2$$

$$\tan\phi = 0.80$$

sustituyendo en la ecuación anterior:

$$F.C. = \frac{73.44(0.80) + 84(10.16)}{13.11} = 69.58t$$

para condiciones ordinarias $FS = 3.00$

Como puede verse $69.58 > 3.00$, por lo tanto, tampoco no hay problemas en este aspecto.

Análisis de agrietamiento. Para hacer este análisis es necesario calcular los esfuerzos de compresión mínimos con la ecuación:

$$\sigma_{zu} = p\gamma H - \frac{f^2t}{FS} = 0.40(1.00)(5.12) - \frac{0.05(700.00)}{3}$$

$$\sigma_{zu} = -9.62 \text{ t/m}^2$$

como la resistencia a la tensión en concreto vale $f^2t = 0.05f^2c = 0.05(700) = 35t/m^2$.

Entonces $-9.62 < 35.00 \text{ t/m}^2$, por lo tanto, es aceptable esta condición.

Si se taparan los drenes y fallaran, $p = 1.00$, entonces:

$$\sigma_{zu} = 1.00(1.00)(5.12) - \frac{0.05(700.00)}{3} = -6.54t/m^2$$

es decir, también se permiten tensiones en estas condiciones.

El esfuerzo compresible aguas arriba sin considerar subpresión en condiciones normales vale: (ver Tabla 3.27).

$$F_y = 85.95 \text{ t}$$

$$M_z = 79.33 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_B = \frac{85.95}{10.16} + \frac{79.33}{87.40} 5.08 = 13.07 \text{ t/m}^2$$

como $13.07 > -6.54$ no se presenta agrietamiento.

La revisión para las demás combinaciones de carga se presenta en la Tabla 3.28

Tabla 3.28 Combinaciones de carga.

Esfuerzos	Combinaciones de carga			
	Ordinaria	Extraordinaria	Extrema	Vacía
Compresión sB	3.07 < 70.00	0.42 < 70.00	1.58 < 70.00	1.65
Tensión sA	1.27 < 70.00	1.88 < 70.00	1.32 < 70.00	0.05
Deslizamiento FC	69.58 > 3.00	20.18 > 2.00	28.25 > 2.00	
Agrietamiento	13.07 > -6.54	8.38 > -6.23		

En el análisis por agrietamiento se aceptó el valor calculado bajo condiciones ordinarias, por lo tanto, cualquier otro valor estimado sería mayor que él.

Como puede notarse para condiciones extremas se ha considerado FS = 2.00, en lugar de FS = 1.00, debido a que no se conoce el "sismo máximo" posible.

Ya que no se sobrepasan los esfuerzos permisibles y factores de seguridad al deslizamiento, y no existe agrietamiento, el cimacio se considera estable.

3.18.2. Análisis de estabilidad de los muros de contención del canal de llamada

Cuando el canal de llamada se ha excavado en roca sana o material resistente, el revestimiento se coloca sobre los taludes excavados, si es que estos son estables. En caso contrario es necesario construir muros cuyo comportamiento es semejante al de las presas de gravedad y habrá que revisar su estabilidad contra el vuelco, el deslizamiento, y la reacción de la cimentación.

3.18.2.1. Cargas actuantes.

Las cargas que actúan sobre un muro de estabilidad son las siguientes; ver Figura 3.96

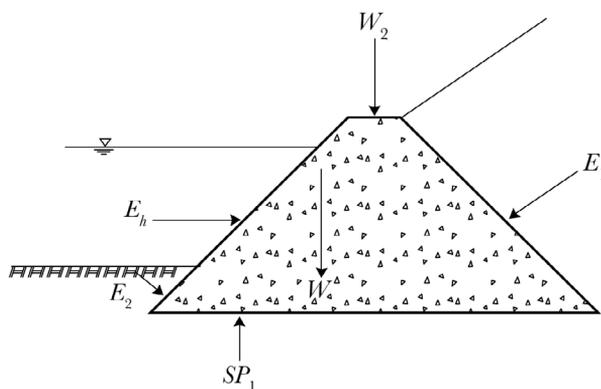


Figura 3.96 Cargas actuantes sobre un muro de contención.

- Peso propio, W_1 .
- La presión de la tierra contra el respaldo del muro, E_1 .
- La presión de la tierra contra el frente del muro, E_2 .
- Las fuerzas de los pesos de los accesorios que hubiera sobre el muro, W_2 .
- Los empujes hidrostáticos, H_1 .
- La subpresión, U_1 .
- Las vibraciones que pudieran ser inducidas sobre el muro, por ejemplo, el tránsito de vehículos o ferrocarriles.

- h) Los sismos.
- i) Las expansiones debidas a cambios de humedad en el relleno.
- j) Las sobrecargas en el relleno.

El empuje del suelo sobre el muro puede calcularse con la teoría de Rankine, así el empuje activo ejercido por un relleno de suelo friccionante, de superficie horizontal contra un muro de respaldo vertical se calcula con la ecuación:

$$E_a = \frac{1}{2N_\phi} \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (3.105)$$

Donde:

E_a Empuje activo del relleno

γ Número adimensional que relaciona el esfuerzo principal mayor con el menor,

$$N_\phi = \frac{\sigma_1}{\sigma_3}$$

H Altura del muro sobre la que actúa el relleno.

K_a Coeficiente activo de presión de tierras.

Además, se tiene que:

$$K_a = \frac{1}{N_\phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.106)$$

Donde:

ϕ Ángulo de fricción interna

El empuje pasivo para las mismas condiciones, que es la resistencia que opone el suelo que se encuentra frente al muro se calcula con la ecuación:

$$E_p = \frac{1}{2} N_\phi \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (3.107)$$

Donde:

E_p Empuje pasivo del relleno

K_p Coeficiente pasivo de presión de tierras

Además, se debe considerar que:

$$K_p = N_\phi = \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.108)$$

Es importante recordar que los empujes activos pueden relacionarse con los del suelo sobre los muros, en tanto que los pasivos se relacionan con los empujes de los muros contra el relleno.

En la teoría de *Rankine* se acepta que el punto de aplicación de las fuerzas calculadas anteriormente está a un tercio de la altura del muro a partir de la base.

Si la superficie de relleno forma un ángulo β con respecto a la horizontal, los empujes se calculan así:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right] \quad (3.109)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right] \quad (3.110)$$

Cuando se trata de suelos cohesivos, y si es horizontal la superficie del relleno tras el muro, los empujes pueden calcularse con las ecuaciones:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \quad (3.111)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH \quad (3.112)$$

Donde:

c Cohesión del material

Los puntos de aplicación pasan por el centroide de la cuña de presiones.
Para suelos con cohesión y fricción los empujes valen:

$$E_a = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} H \quad (3.113)$$

$$E_p = \frac{1}{2} N\phi \gamma H^2 + 2c \sqrt{N\phi} H \quad (3.114)$$

Los puntos de aplicación coinciden con el centroide del área total de presiones.

3.18.2.2. Combinaciones de carga

Las condiciones de análisis para los muros de estabilidad son:

- a) Combinación ordinaria
 - Canal vacío.
 - Relleno participando como empuje activo.
 - Sobrecarga.
- b) Combinación extraordinaria
 - Canal vacío.
 - Relleno participando como empuje activo.
 - Acción del sismo en sentido desfavorable.
 - Sobrecarga.
- c) Otras que considere el proyectista.

Factores de seguridad para muros de contención:

Volteo

$$FS = \frac{\text{Momentos resistentes}}{\text{Momentos actuante}}$$

Condición ordinaria $FS \geq 2.00$

Condición extraordinaria $FS \geq 1.20$

Deslizamiento (fricción cortante)

$$FC = \frac{\sum N \tan \phi + CA}{\sum F_h} \quad (3.115)$$

Revisión de esfuerzos

Se hace en la cimentación con la fórmula de la escuadría para condición ordinaria y extraordinaria.

3.18.2.3. Ejemplo

Ejemplo No. 3.20. Calcular la estabilidad de un muro de contención con las características geométricas señaladas en la Figura 3.97. Además, las condiciones del suelo de relleno son las siguientes:

- a) Peso volumétrico seco = 1674.00 kg/m³
- b) Peso volumétrico a la humedad óptima = 2000.00 kg/m³
- c) Cohesión C = 4.50 t/m²
- d) Ángulo de fricción interna $\phi = 5^\circ$
- e) Coeficiente sísmico $a = 0.20$
- f) Sobrecarga $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$

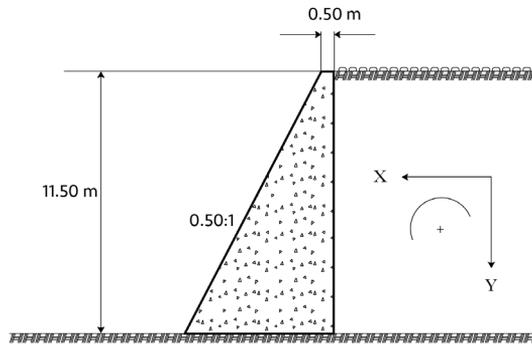


Figura 3.97 Datos para el ejemplo 3.20.

Solución:

Cálculo de cargas

Empuje activo de Rankine. De la ecuación (3.105):

$$\frac{1}{N_\phi} = \tan^2 \left(45.00 - \frac{5.00}{2.00} \right) = 0.84$$

$$N_{\phi} = 1.19$$

sustituyendo valores en la ecuación (3.113):

$$E_a = \frac{1}{2(1.19)} (2)H^2 - \frac{(2)(4.5)}{\sqrt{1.19}} H$$

$$E_a = 0.84H^2 - 8.25H$$

el punto de aplicación estará ubicado a la altura:

$$\bar{y}_1 = \frac{H}{3}$$

y el momento debido al empuje activo:

$$M_{EA} = E_a \frac{H}{3} = 0.84 \frac{H^3}{3} - 8.25 \frac{H^2}{3}$$

Empuje debido a la sobrecarga. Se calcula con la ecuación:

$$E_s = \frac{1}{N_{\phi}} \gamma H = (0.84)(1)(H) = 0.84H$$

el punto de aplicación se encuentra a:

$$\bar{y}_2 = \frac{H}{2}$$

y el momento provocado por este empuje vale:

$$M_{es} = E_s \frac{H}{2} = \frac{0.84}{2} H^2 = 0.42H^2$$

Empuje total debido al relleno:

$$E_T = E_A + E_S = 0.84H^2 - 8.25H + 0.84H$$

$$E_T = E_A + E_S = 0.84H^2 - 7.41H$$

el material empieza a presionar cuando el empuje total vale cero, entonces:

$$0.84H^2 - 7.41H = 0$$

$$H = 8.82m$$

el momento total actuante vale:

$$M_T = M_{EA} + M_{es} = 0.84 \frac{H^3}{3} - 8.25 \frac{H^2}{3} + 0.42H^2$$

$$M_T = 0.28H^3 - 2.33H^2$$

Sismo en el relleno

Si se considera sismo en su forma más crítica, el momento debido a empuje activo se incrementa en un 20%, es decir:

$$M_{AS} = 1.20M_{EA}$$

Peso propio
expresamos el área en términos de H:

$$A = 0.25H^2 + 0.50H$$

el peso W , vale (se considera $\gamma_c = 2.30\text{t/m}^3$):

$$W = \gamma V = 0.575H^2 + 1.15H$$

punto de aplicación:
Empleando la Figura 3.98.

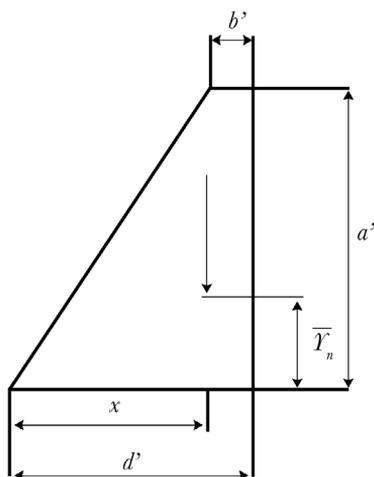


Figura 3.98 Elementos geométricos del muro de contención.

Centroides:

$$\bar{x} = \frac{2}{3} \left(d - \frac{0.5b^2}{b+d} \right)$$

$$\bar{y} = \frac{a}{3} \left(\frac{d+2b}{d+b} \right)$$

la ecuación en el sentido x puede escribirse en función de H así:

$$\bar{x} = \frac{1}{3} \left(H - \frac{1}{2H+4} + 1 \right)$$

el momento debido al peso (es un momento resistente) vale:

$$M_E = W\bar{x}$$

Sismo en el muro:

$$F_x = 0.20W$$

la ecuación en el sentido y , en función de H puede escribirse:

$$\bar{y} = \frac{H}{3} \left(\frac{H+3}{H+2} \right)$$

y su respectivo momento valdrá:

$$M_{SM} = F(\bar{y})$$

Revisión al volteo

Para hacer este análisis se compararán los momentos actuantes contra los resistentes para cada altura H .

Momentos actuantes. Se consideran los siguientes:

Debido al empuje del relleno:

$$M_T = (0.28H^3 - 2.33H^2)(2)$$

nótese que se ha multiplicado por dos que es el factor de seguridad para condiciones ordinarias.

Para condiciones extraordinarias se tiene que multiplicar M_{E1} por 1.2 y estos últimos valores se deben al sismo en el relleno ($a = 0.20$) y al factor de seguridad E.S. = 1.2.

Debido al sismo en el muro:

$$M_{SM} = F(\bar{y})$$

Momentos resistentes:

Debido al peso propio:

$$M_R = W(\bar{x})$$

se hará el cálculo para $H = 10.00$ m, para otros valores de H los resultados se presentan en la Tabla 3.29.

Para $H = 10.00$ m

$$M_R = [0.575(10.00)^2 + 1.15(10.00)] \left[\frac{1}{3} \left(10.00 - \frac{1}{2(10.00) + 4.00} + 1 \right) \right]$$

$$M_R = 252.04t\text{-m}$$

considerando $ES = 2.00$, se tiene:

$$2M_A = 2[0.28(10.00)^3 - 2.33(10.00)^2]$$

$$2M_A = 94.00t - m$$

para condiciones extraordinarias:

$$1.44M_A = (1.2)(1.2)[0.28(10.00)^3 - 2.33(10.00)^2] = 67.68t-m$$

Momento por sismo en el muro:

$$M_{SM} = 0.20 [0.575(10.00)^2 + 1.15(10.00)] \left[\frac{1}{3} \left(10.00 - \frac{1}{2(10.00) + 4.00} + 1 \right) \right]$$

$$M_{SM} = 50.41t-m$$

y la suma para esta condición será:

$$1.44M_A + M_{SM} = 67.68 + 50.41 = 118.09t-m$$

En la Tabla 3.29 se presentan los momentos actuantes y resistentes.

Tabla 3.29 Momentos actuantes y resistentes.

H' (m)	ME (t-m)	2MA (t-m)	1.44 MA (t-m)	MSM (t-m)	1.44 MA+MSM (t-m)
10.00	252.04	94.00	67.82	50.41	118.23
12.00	417.45	296.64	213.79	83.49	297.28
14.00	642.66	623.28	449.04	128.53	577.57
16.00	936.87	1100.80	792.94	187.37	980.32
18.00	1309.27	1756.08	1264.84	261.86	1525.70

Estos valores pueden graficarse como se muestra en la Figura 3.99.

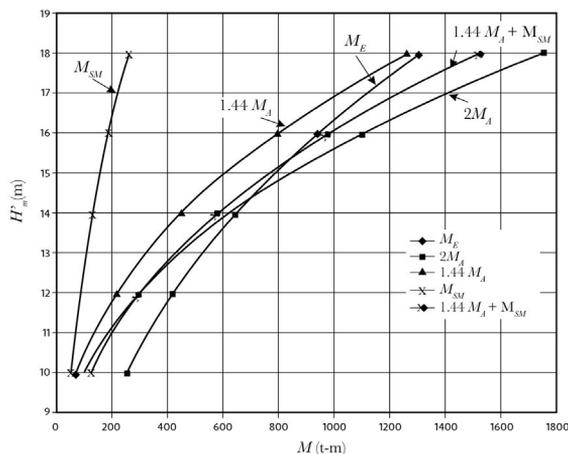


Figura 3.99 Comparación de momentos actuantes y resistentes.

Como puede notarse el muro es estable hasta una profundidad aproximada de 14.00 m.

Revisión al deslizamiento

No se revisarán las condiciones ordinarias, pues son más desfavorables las extraordinarias con $H = 14.00$ m. Utilizando la ecuación:

$$F.c. = \frac{\sum N \tan \phi + cA}{\sum F_h}$$

que debe ser mayor o igual que 1.50

$$\sum N = 0.575(14.00)^2 + 1.15(14.00) = 128.80t$$

$$\tan\phi = 0.55$$

$$c = 140.00t/m^2$$

$$A = [(14.00(0.50)) + 0.50](1.00) = 7.50m^2$$

$$\begin{aligned} \sum F_h = & [(0.84)(14.00)^2 - 8.247(14.00)] + [(0.84)(14.00)(1.20)] \\ & + [(0.575)(14.00)^2 + (1.15)(14.00)](0.20) = 89.05t \end{aligned}$$

$$F.c. = \frac{128.80(0.55) + 140.00(7.50)}{89.054} = 12.586 > 1.50$$

por lo tanto, es aceptable el diseño bajo esta revisión.

Revisión de esfuerzos: se utiliza la ecuación de la escuadría:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y_{max}$$

se tiene:

$$N = 128.80t$$

$$A = 7.50m^2$$

$$\bar{I} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1.00(7.50)^3}{12.00} = 35.16m^4$$

se hará uso de la Figura 3.100 para ilustrar el desarrollo matemático:

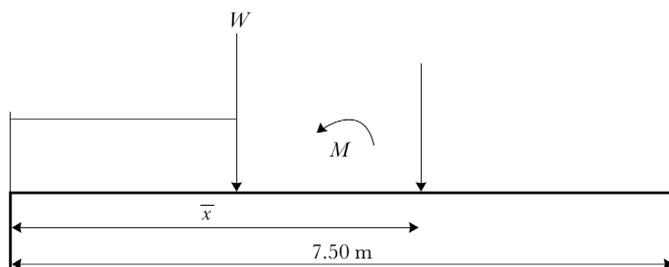


Figura 3.100 Elementos geométricos del muro.

Así:

$$W = V_y = 0.575(14.00)^2 + 1.15(14.00) = 128.80t$$

con la ecuación obtenida:

$$\bar{x} = \frac{1}{3} \left(14.00 - \frac{1}{(2.00(14.00)) + 4.00} + 1 \right) = 4.99m$$

el momento debido al peso propio será:

$$M_R = 128.80 (\bar{x} - 3.75) = 128.80 (4.99 - 3.75)$$

$$M_R = - 159.71t - m$$

el momento debido al sismo en el muro vale:

$$F_x = 0.2W = 0.20(128.80) = 25.76t$$

$$\bar{y} = \frac{14}{3} \left(\frac{14 + 3}{14 + 2} \right) = 4.96m$$

$$M_{SM} = F_x \bar{y} = 25.76(4.96) = 127.77t - m$$

el momento debido al empuje activo se calcula así:

$$M_T = 0.28(14.00)^3 - 2.33(14.00)^2 = 311.64t - m$$

considerando sismo se tiene:

$$1.2M_T = 1.2(311.64) = 374.16t - m$$

así, la suma de momentos vale:

$$\sum M = 1.2M_T + M_{SM} + M_R = 373.97 + 127.77 - 159.712 = 342.026 t - m$$

sustituyendo en la ecuación de la escuadría:

$$\sigma_B = \frac{128.80}{7.50} + \frac{342.026}{35.16} (3.75) = 53.65t/m^2$$

$$\sigma_B = 53,650.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sigma_A = \frac{128.80}{7.50} + \frac{342.026}{35.16} (3.75) = -19.307t/m^2$$

$$\sigma_A = -19,307.00 \text{ Kg/m}^2$$

El acero de refuerzo por temperatura para concretos masivos se calculará considerando un espesor de concreto de 37.50 cm (15") *máximo*, y para revestimiento de concreto reforzado se calculará considerando todo el espesor del concreto.

En el caso de los vertedores, el espesor mínimo considerado es de 25.00 cm y el más común de 30.00 cm.

3.19. Detalles de diseño

En esta sección se presentarán detalles complementarios al diseño de los canales de descarga.

3.19.1. Revestimiento de los canales

Los canales de descarga se revisten cuando la calidad de la roca sobre la que se construyen no es suficiente para garantizar su impermeabilidad, estabilidad y seguridad estructural. La superficie protectora impermeable, normalmente losas de concreto, debe evitar la erosión o daños a la cimentación.

El revestimiento de la plantilla y de los taludes de los canales, estará sujeto a fuerzas hidrostáticas debidas al peso del agua contenida, a las fuerzas de arrastre producidas por el flujo y a fuerzas de subpresión generadas por el agua bajo el canal debidas a filtraciones o a niveles freáticos elevados; además estará sometido a la acción de los elementos naturales, incluyendo la dilatación y contracción de las losas debida a las variaciones de la temperatura y al deterioro químico; y a los efectos de los asentamientos y de pandeo.

Los taludes además recibirán los empujes del material en estado natural o saturado ubicado detrás de ellos producto de los cortes o rellenos de la construcción del canal, o de otras fuerzas inducidas como el efecto del paso de caminos, y aún de los sismos.

Normalmente no es posible evaluar todas las fuerzas que puedan estar presentes. El espesor del revestimiento se determina generalmente con un criterio empírico que variará con el tipo de cimentación, no es lo mismo colocar una losa sobre una superficie rocosa, que sobre una arenosa. Vale la pena señalar que la condición de vacío del canal puede ser más crítica que si el canal lleva agua.

El USBR, (1960), recomienda que el espesor mínimo nominal sea 20 centímetros. Las losas y el revestimiento se diseñarán de acuerdo con la teoría estructural correspondiente.

El revestimiento de los taludes, así como el de la plantilla, se colará alternadamente en losas de las dimensiones indicadas en la Figura 3.101, en ésta misma se sugiere la colocación de las anclas y lloraderos. Los colados de las losas contiguas deberán hacerse a intervalos de 5 días mínimo, Figura 3.102.

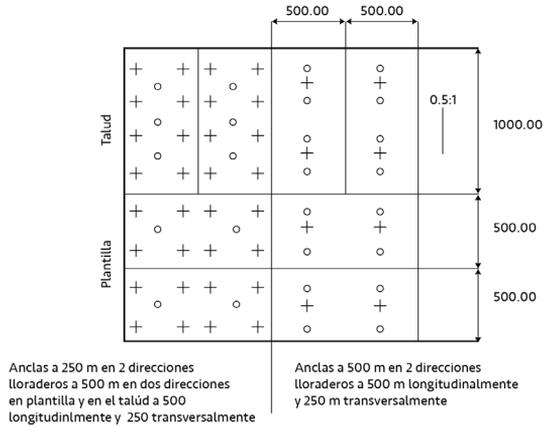


Figura 3.101 Colado de losas en módulos de 5.00 x 10.00 m.
Distribución de anclas y lloraderos.



Figura 3.102 Colado de losas en un canal revestido.

3.19.2. Drenaje de los canales

Con frecuencia existen capas freáticas altas que, en caso de que el canal se vacíe, pueden producir el levantamiento del revestimiento y su rotura. Estas capas freáticas están originadas por la lluvia que se infiltra por el terreno o por las propias filtraciones del canal a través del revestimiento, de las juntas o de las grietas del concreto. Debe anotarse que el drenaje no solo debe preverse para la plantilla del canal, sino también para los taludes.

Los tipos de drenaje son diversos e incluyen todos aquellos elementos destinados a conseguir el desvío del agua antes de que pueda infiltrarse en el terreno, así como todos aquellos otros que tratan de eliminarla después de haberse infiltrado.

Los drenajes exteriores para aguas superficiales son los más económicos y los más fáciles de conservar. Son capaces de eliminar volúmenes de agua muy superiores a los que pueden eliminar los drenes interiores.

Los drenes superficiales están formados por cunetas, que pueden estar situadas en la ladera donde está ubicado el canal y a mayor altura que éste, en cuyo caso, se llaman cunetas de coronación. También se colocan cunetas en el mismo nivel del canal, pudiendo estar también en las bases de los terraplenes o inclusive en la ladera a cotas inferiores a la del canal, para eliminar las filtraciones de éste.

Los drenajes enterrados, destinados a la protección del revestimiento del canal, son fundamentalmente tubos porosos situados bajo del revestimiento y a lo largo del canal o bien capas de material filtrante, situadas entre el revestimiento propiamente dicho y el terreno de la cimentación.

Entre los elementos del drenaje interior destinados a estabilizar el canal, se encuentran los sondeos drenantes en cualquiera de sus formas y patentes, así como las capas filtrantes colocadas en la base o en medio de los terraplenes. También pueden preverse filtros en el pie de los taludes.

3.19.2.1. Drenes longitudinales con tubos porosos bajo la plantilla

Los drenes formados por tubos porosos bajo la plantilla del canal tienen como misión fundamental recoger el agua y transportarla a algún punto donde pueden desaguar.

Para secciones de canal más grande será necesario aumentar proporcionalmente el diámetro o el número de tubos drenantes de forma tal, que entre todos ellos alcancen a desalojar el gasto calculado.

Existen otros tubos comerciales que se aplican para drenajes. Los más frecuentes entre ellos son los formados por plástico que pueden admitir el agua

en su interior, o bien por perforaciones existentes o por admisión a través de las juntas de unión.

Los tubos drenantes suelen colocarse en una zanja rellena a su vez de material filtrante. Este material es indispensable cuando los tubos admiten el agua a través de las juntas, ya que la trayectoria que sigue es la de entrar primero al relleno filtrante y a continuación escurrir a través de él, paralelamente al tubo, hasta alcanzar la junta más próxima.

Según la clase de los tubos, será necesario que este material permeable tenga una granulometría adecuada, como la de un filtro para evitar la entrada del material dentro del tubo y al mismo tiempo evitar la colmatación del material con el propio terreno circundante.

El lugar para la ubicación del dren debajo de la plantilla es el centro de ésta siguiendo el eje del canal, de esta forma se evita que el tubo tenga que soportar los empujes producidos por un posible deslizamiento del revestimiento del talud. Sin embargo, si el canal es ancho y hay que poner más de un dren, debe colocarse uno a cada lado de la plantilla.

Es fundamental que el relleno del material granular de la zanja donde va alojado el tubo se compacte perfectamente, de otra forma la plantilla trabajaría como una viga y podría fracturarse.

La aportación de las filtraciones al tubo se realiza de una forma aproximadamente continua, desde el comienzo del dren hasta su desembocadura. Ello hace que el caudal a lo largo del dren comience por un valor nulo y acabe con un valor máximo.

En ocasiones se ha utilizado el mismo procedimiento, combinado con una válvula de cierre automático, que se abre cuando la subpresión supera en un cierto valor a la presión interior, Figura 3.103.

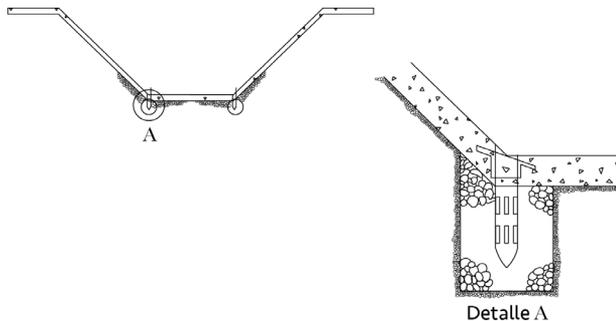


Figura 3.103 Tubo drenante, (Detalle).

También deben colocarse drenes transversales que incrementen la capacidad de desagüe, formándose así una cuadrícula bajo la plantilla del canal.

Para el canal de descarga del vertedor con plantilla hasta de 10.00 m, se recomienda usar tubería de 45.00 cm (18")Ø para el dren longitudinal y de 20.00 cm (8")Ø para los transversales.

Para canales de descarga con plantillas mayor de 10.00 m y menor de 15.00 m, llevará un dren central longitudinal de 50.00 cm (20")Ø, alternados descargando en el dren longitudinal central.

Para plantillas de 15.00 m y menores de 40.00 m, se pondrán más drenes longitudinales con sus correspondientes drenes transversales, ver Figura 3.104.

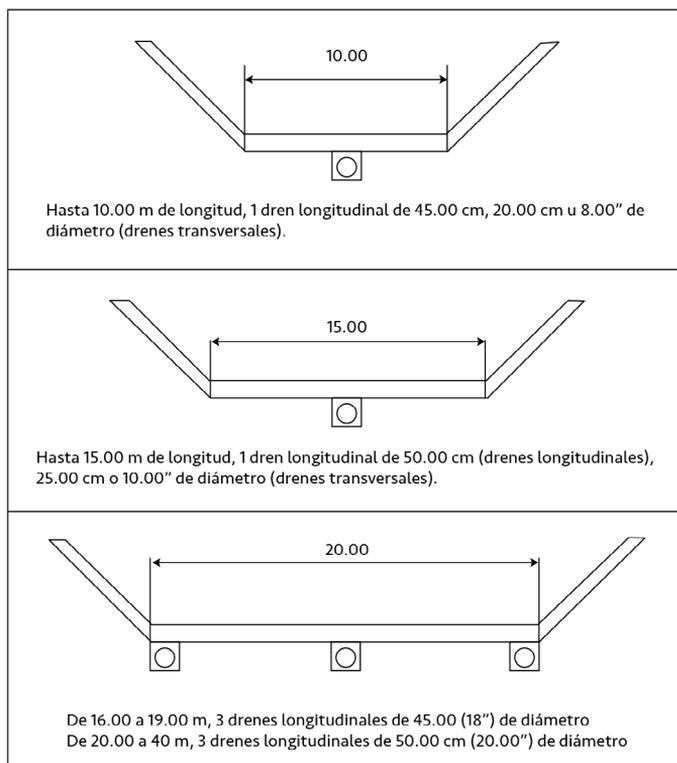


Figura 3.104. Colocación de drenes en canales de descarga.

3.19.2.2. Lloraderos

Consisten en filtros de grava y arena colocados en la parte posterior de los muros, ver Figura 3.105, del revestimiento o en la plantilla del vertedor. Cuando se colocan en los respaldos de los muros o atrás del revestimiento se evita el empuje del agua sobre ellos, cuando se colocan en la plantilla alivian la subpresión. Su distribución debe ser tal que en todos tengan la misma área de captación. Los filtros se comunican con tubos de acero, generalmente de unos 5.00 cm de diámetro, que atraviesan los muros para comunicarse con el exterior.

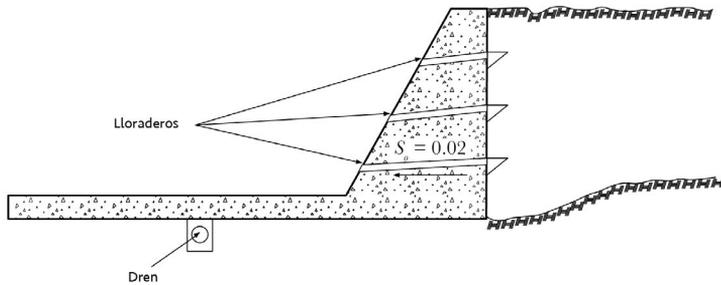


Figura 3.105. Lloraderos en el respaldo de un muro.

En la Figura 3.106, se presentan varias clases de lloraderos y su colocación en un muro de contención. En México se recomienda que los lloraderos se formen por un tubo de 6.35 cm ($2\frac{1}{2}''\varnothing$) con un filtro cónico con grava cribada. En el caso de tener una cimentación rocosa se elimina el filtro cónico invertido dejándose únicamente el lloradero de 6.35 cm ($2''\varnothing$).

De acuerdo con las dimensiones del colado de las losas del revestimiento, se hará la distribución de los lloraderos y de las anclas.

Si el colado de las losas se hace en módulos de 5.00 m x 10.00 m, la distribución de lloraderos y anclas será 2.50 m ó 5.00 m.

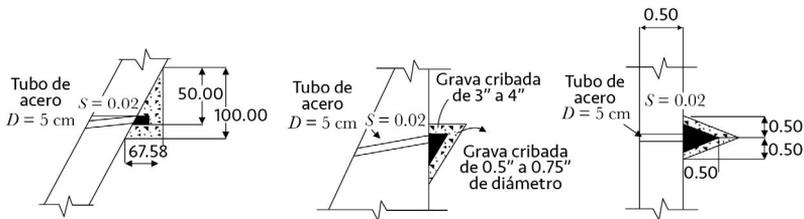


Figura 3.106. Detalles de diferentes tipos de lloraderos.

3.19.2.3. Juntas de construcción

Las juntas de construcción son espacios vacíos practicados en el revestimiento de concreto de los canales para romper su carácter monolítico y de ese modo permitir su libre movimiento, con esto se evita la presencia de grietas nocivas a la estructura del canal. Al mismo tiempo la junta de construcción debe impedir el paso de agua a través de ésta (debe ser impermeable).

La junta de construcción puede considerarse como una grieta proyectada de forma adecuada, en un lugar previamente elegido para evitar grietas indeseables e incontrolables. Los cambios volumétricos de la masa de concreto se producen por dos causas distintas:

- Los efectos del fraguado que tienen solamente un carácter transitorio, ya que no se presentan al terminar éste.
- Los cambios de temperatura ambiental que por el contrario tienen un carácter permanente.

En la primera causa influye la acción química de los elementos del concreto, el calor motivado por la hidratación del cemento, etc., en la segunda influyen los coeficientes de contracción y dilatación del concreto debido a los cambios de temperatura o pérdidas de humedad.

Los principales tipos de juntas de construcción son los siguientes:

- Los que consisten en rellenar su espacio vacío con un material impermeable.
- Los que utilizan una banda permeable, empotrada dentro del revestimiento de concreto lo cual forma una barrera impermeable a través de la junta.

Como material de relleno, se emplean emulsiones asfálticas de aplicación en frío, o a base de productos sintéticos tipo caucho de polisulfuro, resinas epóxicas, y bandas impermeables de hule, butilo, neopreno, estireno, poliuretano y PVC, ver Figura 3.107.

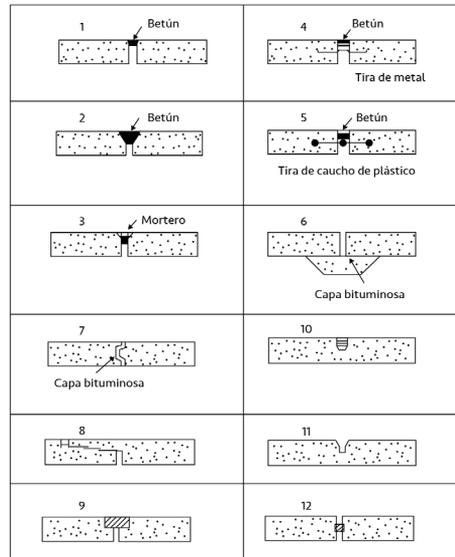


Figura 3.107 Diferentes tipos de Juntas.

Las principales clases de juntas de construcción son:

- a) Juntas de contracción transversales.
- b) Juntas de contracción longitudinales.
- c) Juntas de dilatación.

Las juntas de contracción transversales se instalan para combatir el agrietamiento en esa dirección.

Las juntas longitudinales sirven para combatir el agrietamiento longitudinal irregular de las losas no armadas en las que el perímetro de revestimiento es de 9.00 m o más y su separación entre sí es de 2.50 a 4.50 m.

Los revestimientos de concreto no requieren por lo general de juntas de dilatación a no ser que estos revestimientos estén en contacto con estructuras fijas o se encuentran en otras condiciones extremas.

La experiencia ha demostrado que el empleo de juntas de dilatación implica siempre un aumento del número de aberturas en las juntas de contracción cercanas, lo que conviene en los revestimientos de canales, porque hace más difícil mantener estancas las juntas.

Se ha pretendido establecer por medio de cálculos la distancia permisible entre las juntas de construcción, pero por falta de los datos necesarios y la diversidad de condiciones que se presentan en la realidad se aconseja basarse en los resultados empíricos.

El uso de bandas hechas con materiales como el hule, butilo, neopreno, estireno, poliuretano, y PVC, ha aumentado en forma notable en los últimos años, cabe aclarar que el material que más aceptación ha tenido es el PVC, esto se debe a que el citado material absorbe los movimientos de la junta y es completamente impermeable. A diferencia de los elementos metálicos, las bandas de PVC son fáciles de cortar, y son fáciles de unir; el único problema que presentan es el de su fijación correcta a lo largo de la junta, ya que la banda cambia de posición con frecuencia por el impacto y presión del concreto al realizarse el vaciado, desplazamiento que trae como consecuencia la mala colocación de la banda y la posibilidad de filtraciones.

Finalmente se hacen las siguientes recomendaciones para el empleo adecuado de las bandas.

- a) El ancho de la banda no debe ser mayor que el peralte del elemento en que se colocará.
- b) Para lograr un correcto anclaje en el concreto, el ancho de la banda no debe ser menor a seis veces el tamaño máximo del agregado grueso, más el ancho de la junta específica.
- c) La distancia de la superficie al punto donde se coloca la banda no debe ser menor que la mitad del ancho de la banda.
- d) La distancia mínima entre el acero de refuerzo y la banda debe ser igual a dos veces el tamaño máximo del agregado.

Cuando es necesario que el revestimiento sea impermeable a las cargas hidráulicas exteriores se instalan cubrejuntas de metal o empaques de hule para cerrar las juntas.

Dichos cierres se colocan en las losas de revestimiento aguas arriba de la estructura de control, si la impermeabilidad se desea para aumentar la trayectoria de las filtraciones debajo de la estructura. Generalmente se colocan en las

juntas transversales a lo largo de las porciones curvas cóncavas del canal de aguas abajo, donde las presiones dinámicas sobre el revestimiento producen una carga elevada para introducir el agua en la junta.

Los cierres pueden ser convenientes a lo largo de las juntas longitudinales en los estanques amortiguadores que se construyen sobre una base permeable. Las cargas diferenciales que resultan en la superficie inclinada del agua del resalto hidráulico pueden producir la circulación del agua debajo de la losa si se permite que las filtraciones atraviesen la junta en el extremo de aguas arriba.

Los materiales basados en cloruro de polivinilo (PVC) pertenecen al grupo de los termoplásticos. Son sensibles en cierto grado a los cambios de temperatura, y su consistencia depende de la misma. Se reblandecen con temperaturas elevadas, por lo que, por medio de calentamiento, es relativamente fácil lograr la unión de las distintas piezas de PVC. Sin embargo, retienen cierta deformación permanente.

Las bandas de PVC no deben estar en contacto con materiales asfálticos, ya que los aceites contenidos en éstos emigran dentro del PVC, modificando sus propiedades.

Al grupo de elastómetros pertenecen los cauchos sintéticos a base de butilo, y los basados en policloropreno. No son sensibles a los cambios de temperatura, y no están sujetos a deformación permanente, ni a la acción de los aceites contenidos en los materiales asfálticos.

Aparte de las masillas y de las bandas señaladas anteriormente para el sellado de las juntas de contracción y de acuerdo con el tipo de éstas, se emplean láminas y pastas asfálticas, de pintura imprimible y de fibra de vidrio. Se trata de materiales que se utilizan en forma usual en los trabajos de impermeabilización.

3.19.3. Dentellones

Cuando se excava en tierra el conducto de descarga, la losa debe colocarse directamente sobre la superficie excavada, o puede ser necesario usar un colchón intermedio impermeable, según la naturaleza de la cimentación con respecto a la permeabilidad, susceptibilidad a hincharse por efecto de las heladas, y su heterogeneidad que en un momento dado pueda afectar los asentamientos diferenciales.

Debido a que la losa no está unida a la cimentación, está sujeta a los movimientos producidos por la dilatación y la contracción, y deberá evitarse que se corra cuando lo construyen en un talud. Esto se puede lograr por medio de dentellones, que podrán mantenerse en una posición más o menos fija con respecto a la losa y la cimentación.

Los dentellones se pueden usar también para interceptar el escurrimiento en los estratos permeables de la cimentación, para disminuir las filtraciones y evitar la formación de subpresiones debajo del vertedor o de las áreas adyacentes. Cuando la zanja para el dentellón de la presa se prolonga al vertedor, generalmente se une al dentellón de aguas arriba del vertedor para disponer de una barrera continua entre las laderas.

Generalmente se dispone un dentellón en el extremo de aguas abajo del vertedor, como una medida de seguridad contra la erosión y la socavación del extremo de la estructura. Algunas veces, se construyen dentellones en puntos intermedios para que sirva de barreras contra el agua que corre a lo largo de las superficies de contacto entre la estructura y la cimentación, y para alargar el recorrido de las filtraciones debajo de la estructura.

Cuando el vertedor es un conducto debajo de la presa, el dentellón toma la forma de collares, colocados a intervalos alrededor del conducto. Siempre que exista la posibilidad, se colocan dentellones en las cimentaciones de roca en zanjas verticales. En las cimentaciones de tierra donde los dentellones deben formarse en una zanja con sus costados en talud, debe tenerse cuidado en compactar el relleno, usando material impermeable.

Los dentellones se pueden construir de madera, concreto, o cemento, de ataguías de tablestacas de acero o de tierra impermeable en una zanja.

3.19.3.1 Anclas

La SARH, recomienda lo siguiente: se pondrán anclas en el canal colector, canal de descarga y tanque amortiguador. Las anclas estarán formadas por varillas de 1.91 cm ($\frac{3}{4}$ " \varnothing) alojadas en perforaciones de 7.62 cm (3" \varnothing) rellenas con mortero de cemento 1:3 y un aditivo expansor. La profundidad de estas anclas será de 1.50 m a 3.00 m en el canal de descarga dependiendo del tamaño de la sección por el canal.

Para el canal colector y tanque amortiguador deben verificarse las anclas aumentando el peso propio del revestimiento, y el del volumen de la cimentación incorporado por el anclaje. Ver Figura 3.108.

De acuerdo con la cimentación que se tenga, las anclas se podrán reducir en número y longitud o suprimirse, a juicio del Ing. residente de la obra, si existe muy buena roca o se tiene un talud mayor de 0.5:1; en taludes iguales o mayores de 1.5:1 no se consideran anclas.

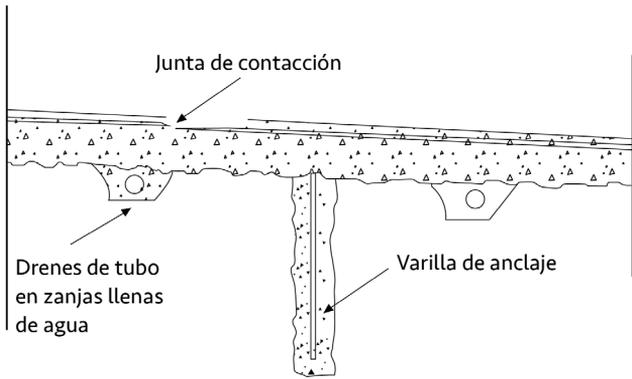


Figura 3.108 Revestimiento típico sobre cimentaciones de roca. (USBR, 1960).

3.20. Problemas propuestos

Problema 3.1

Diseñar un cimacio sin control por el método del USACE, para un vertedor con las siguientes condiciones:

Gasto de diseño, $Q_0 = 6490.00 \text{ m}^3/\text{s}$

Carga de diseño, $H_0 = 5.90 \text{ m}$

Talud aguas arriba, $Talud = vertical$

Coordenadas de la cresta, $Coord.(x,y) = (241.90, 590.00)$

Pendiente de la rápida, $S = 0.826$

Elevación del piso del canal de llegada, $Elev. = 581.98 \text{ msnm}$

Solución:

Tabla 3.30 Perfiles del cimacio de los cuadrantes aguas abajo y aguas arriba. Problema 3.1

Perfil aguas abajo		Coordenadas para trazo		Perfil aguas arriba		Coordenadas para trazo	
x	y	x	y	x	y	x	y
0.00	0.00	241.90	590.00	0.00	0.00	241.90	590.00
0.50	-0.03	242.40	589.97	-0.25	-0.01	241.65	589.99
1.00	-0.11	242.90	589.89	-0.50	-0.04	241.40	589.96
1.50	-0.23	243.40	589.77	-0.75	-0.11	241.15	589.89
2.00	-0.40	243.90	589.60	-1.00	-0.20	240.90	589.80
2.50	-0.60	244.40	589.40	-1.25	-0.34	240.65	589.66
3.00	-0.84	244.90	589.16	-1.50	-0.56	240.40	589.44
3.50	-1.12	245.40	588.88	-1.59	-0.74	240.15	589.26
4.00	-1.44	245.90	588.56				
4.50	-1.79	246.40	588.21				
5.00	-2.17	246.9	587.83				
5.16	-2.31	247.06	587.69				

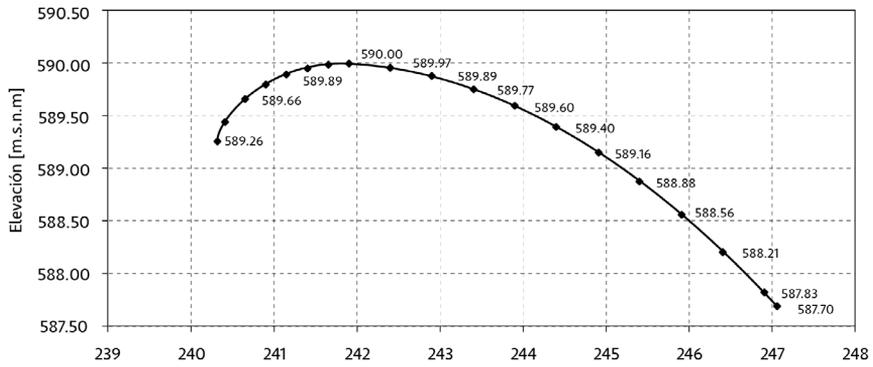


Figura 3.109 Perfil del cimacio. Problema 3.1

Problema 3.2

A partir de los datos anteriores, variando el talud aguas arriba a 3 a 2, diseñar un cimacio sin control por el método de USACE.

- a) Gasto de diseño, $Q_D = 6490.00 \text{ m}^3/\text{s}$
- b) Carga de diseño, $H_o = 5.90 \text{ m}$
- c) Talud de aguas arriba, $Talud = 3:2$
- d) Coordenadas de la cresta, $Coord.(x,y) = (241.90, 590.00)$
- e) Pendiente de la rápida, $S = 0.826$
- f) Elevación del piso del canal de llegada, $Elev. = 581.98 \text{ msnm}$

Solución:

Tabla 3.31 Perfil del cimacio aguas abajo. Problema 3.2

Perfil aguas abajo		Coordenadas para trazo	
x	y	x	y
0.00	0.00	241.90	590.00
0.50	-0.03	242.40	589.97
1.00	-0.12	242.90	589.88
1.50	-0.26	243.40	589.74
2.00	-0.43	243.90	589.57
2.5.	-0.64	244.40	589.36
3.00	-0.89	244.90	589.11
3.50	-1.18	245.40	588.82
4.00	-1.51	245.90	588.49
4.50	-1.86	246.40	588.14
5.00	-2.26	246.90	587.74
5.07	-2.32	246.97	587.68

Determinación del perfil de aguas arriba

De la Figura 3.31:

$$R_1 = 0.220 H_0 = 1.2980 \text{ m}$$

$$x_1 = 0.214 H_0 = 1.2626 \text{ m}$$

$$R_2 = 0.480 H_0 = 2.8320 \text{ m}$$

$$x_2 = 0.115 H_0 = 0.6785 \text{ m}$$

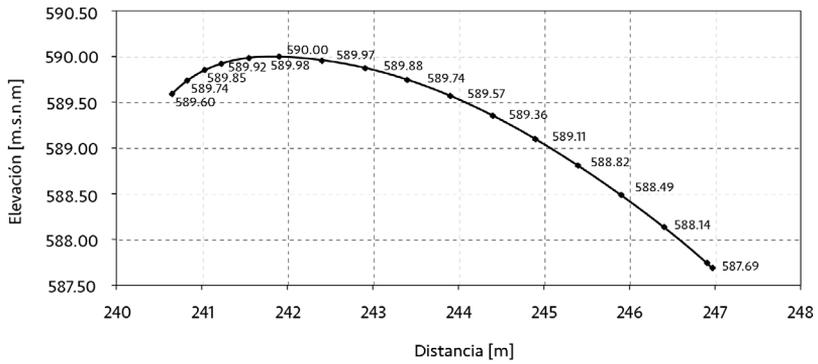


Figura 3.110 Perfil del cimacio. Problema 3.2

Problema 3.3

Diseñar un cimacio sin control por el método del USBR, para un vertedor con las siguientes condiciones:

- a) Gasto de diseño, $Q_D = 7670.00 \text{ m}^3/\text{s}$
- b) Carga de diseño, $H_o = 24.19 \text{ m}$
- c) Longitud efectiva de la cresta, $L_e = 39.06 \text{ m}$
- d) Talud de aguas arriba, $Talud = 3:1$
- e) Coordenadas de la cresta, $Coord.(x,y)=(241.90, 590.00) \text{ m}$
- f) Pendiente de la rápida, $S = 0.531$
- g) Elevación del piso del canal de llegada, $Elev. = 582.92 \text{ msnm}$

Solución:

Tabla 3.32 Perfil del cimacio aguas abajo. Problema 3.3

Perfil aguas abajo		Coordenadas para trazo	
x	y	x	y
0.00	0.00	241.90	590.00
1.00	-0.04	242.90	589.96
2.00	-0.13	243.90	589.87
3.00	-0.28	244.90	589.72
4.00	-0.47	245.90	589.53
5.00	-0.71	246.90	589.29
6.00	-0.98	247.90	589.02
7.00	-1.30	248.90	588.7
8.00	-1.66	249.90	588.34
9.00	-2.05	250.90	587.95
10.00	-2.48	251.90	587.52
11.00	-2.95	252.90	587.05
12.23	-3.58	254.13	586.42

Determinación del perfil aguas arriba

Con relación h_a/H_o y la Figura 3.30 se obtiene los datos de los radios y distancias.

$$x_c/H_o = 0.2220 \qquad x_c = 5.37 \text{ m}$$

$$y_c/H_o = 0.0698 \qquad y_c = 1.69 \text{ m}$$

$$R_1/H_o = 0.555 \qquad R_1 = 13.43$$

$$R_2/H_o = 0.193 \qquad R_2 = 4.67 \text{ m}$$

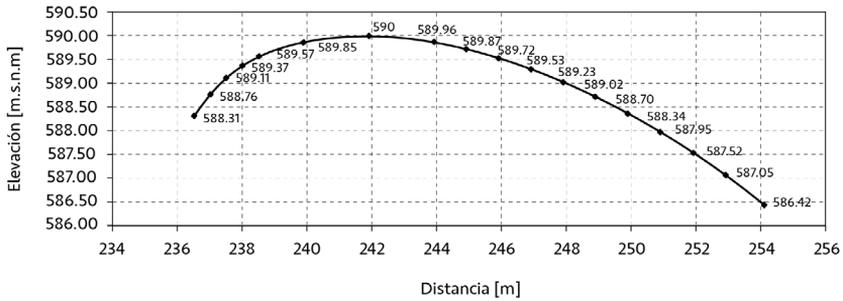


Figura 3.111. Perfil del cimacio. Problema 3.3

Problema 3.4

Diseñar un cimacio sin control por el método del USBR, para un vertedor con las siguientes condiciones:

- a) Gasto de diseño, $Q_D = 7670.00 \text{ m}^3/\text{s}$
- b) Carga de diseño, $H_o = 5.90 \text{ m}$
- c) Coeficiente de descarga, $C = 1.92$
- d) Talud de aguas arriba, $Talud = 1:1$
- e) Coordenadas de la cresta, $Coord.(x,y) \ 241.90, 590.00 \text{ m}$
- f) Pendiente de la rápida, $S = 0.531$
- g) Elevación del piso del canal de llegada, $Elev. = 581.98 \text{ msnm}$

Solución:

Tabla 3.33 Perfil del cimacio aguas abajo. Problema 3.4

Perfil aguas abajo		Coordenadas para trazo	
x	y	x	y
0.00	0.00	241.90	590.00
0.25	-0.01	242.15	589.99
0.50	-0.04	242.40	589.96
0.75	-0.08	242.65	589.92
1.00	-0.14	242.90	589.86
1.25	-0.21	243.15	589.79
1.50	-0.28	243.40	589.72
1.75	-0.37	243.65	589.63
2.00	-0.47	243.90	589.53
2.25	-0.58	244.15	589.42
2.59	-0.74	244.49	589.26

Determinación del perfil aguas arriba

Con relación h_a / H_o y la Figura 3.32, se obtiene los datos de los radios y distancias:

$$x_c / H_o = 0.2000 \qquad x_c = 1.18 \text{ m}$$

$$y_c / H_o = 0.0440 \qquad y_c = 0.26 \text{ m}$$

$$R_1 / H_o = 0.461 \qquad R_1 = 2.72 \text{ m}$$

$$R_2 / H_o = 0.461 \qquad R_2 = 2.72 \text{ m}$$

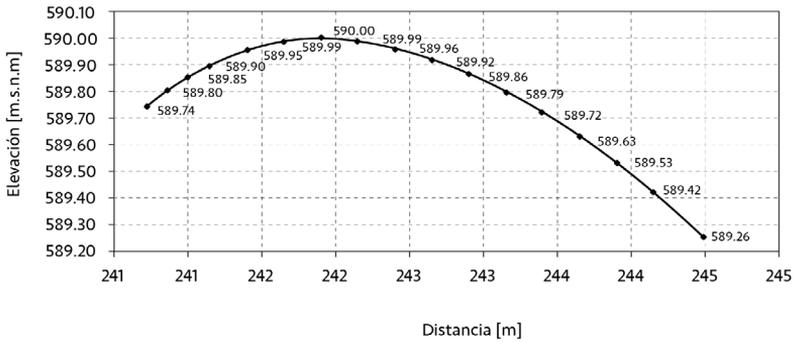


Figura 3.112. Perfil del cimacio. Problema 3.4

Problema 3.5

A partir de los datos del problema anterior, variando el talud aguas arriba a 3 a 1, diseñar un cimacio sin control por el método del USBR.

- a) Gasto de diseño, $Q_0 = 7670.00 \text{ m}^3/\text{s}$
- b) Carga de diseño, $H_0 = 5.90 \text{ m}$
- c) Coeficiente de descarga, $C = 1.92 \text{ adim}$
- d) Talud de aguas arriba, $Talud = 3:1$
- e) Coordenadas de la cresta, $Coord.(x,y) = (241.90, 590.00)$
- f) Pendiente de la rápida, $S = 0.531$
- g) Elevación del piso del canal de llegada, $Elev. = 581.98 \text{ msnm}$

Solución:

Tabla 3.34 Perfil del cimacio aguas abajo. Problema 3.5

Perfil aguas abajo		Coordenadas para trazo	
x	y	x	y
0.00	0.00	241.90	590.00
0.25	-0.01	242.15	589.99
0.50	-0.03	242.40	589.97
0.75	-0.07	242.65	589.93
1.00	-0.12	242.90	589.88
1.25	-0.17	243.15	589.83
1.50	-0.24	243.40	589.76
1.75	-0.32	243.65	589.68
2.00	-0.41	243.90	589.59
2.25	-0.51	244.15	589.49
2.50	-0.62	244.40	589.38
2.75	-0.74	244.65	589.26
3.09	-0.91	244.99	589.09

Determinación del perfil aguas arriba

$$x_c/H_0 = 0.2400 \qquad x_c = 1.42 \text{ m}$$

$$y_c/H_0 = 0.0900 \qquad y_c = 0.53 \text{ m}$$

$$R_1/H_0 = 0.550 \qquad R_1 = 3.25 \text{ m}$$

$$R_2/H_0 = 0.175 \qquad R_2 = 1.03 \text{ m}$$

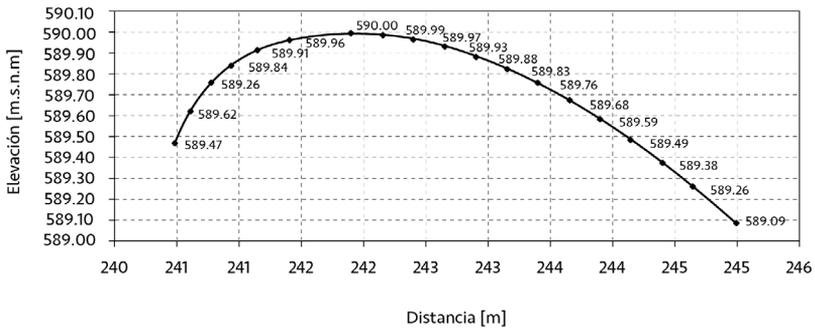


Figura 3.113. Perfil del cimacio. Problema 3.5

Problema 3.6

Diseñar un cimacio sin control por el método del USBR, para un vertedor con las siguientes condiciones:

- a) Gasto de diseño, $Q_D = 7670.00 \text{ m}^3/\text{s}$
- b) Carga de diseño, $H_o = 5.90 \text{ m}$
- c) Coeficiente de descarga, $C = 1.92$
- d) Talud de aguas arriba, $Talud = 1:1$
- e) Coordenadas de la cresta, $Coord.(x,y) 241.90, 590.00 \text{ m}$
- f) Pendiente de la rápida, $S = 0.531$
- g) Elevación del piso del canal de llegada, $Elev. = 581.98 \text{ msnm}$

Solución:

Tabla 3.35 Perfil del cimacio aguas abajo. Problema 3.6

Perfil aguas abajo		Coordenadas para trazo	
x	y	x	y
0.00	0.00	241.90	590.00
0.25	-0.01	242.15	589.99
0.50	-0.04	242.40	589.96
0.75	-0.08	242.65	589.92
1.00	-0.14	242.90	589.86
1.25	-0.21	243.15	589.79
1.50	-0.28	243.40	589.72
1.75	-0.37	243.65	589.63
2.00	-0.47	243.9	589.53
2.25	-0.58	244.15	589.42
2.59	-0.74	244.49	589.26

Determinación del perfil aguas arriba

$$x_c/Ho = 0.2000 \qquad x_c = 1.18 \text{ m}$$

$$y_c/Ho = 0.0440 \qquad y_c = 0.26 \text{ m}$$

$$R_1/Ho = 0.461 \qquad R_1 = 2.72 \text{ m}$$

$$R_2/Ho = 0.461 \qquad R_2 = 2.72 \text{ m}$$

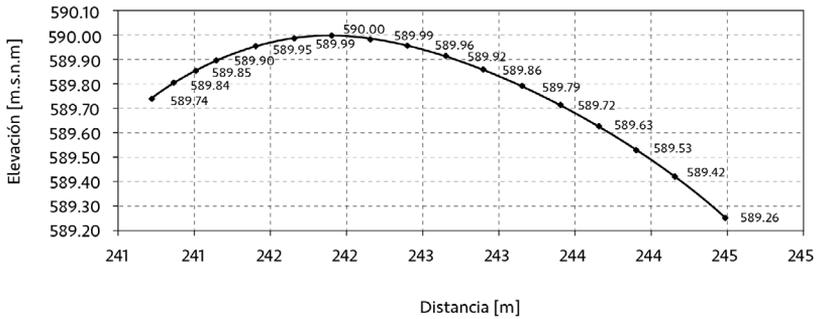


Figura 3.114 Perfil del cimacio. Problema 3.6

Problema 3.7

Diseñar un cimacio sin control por el método del USACE, para un vertedor con las siguientes condiciones:

- a) Gasto de diseño, $Q_0 = 2360.00 \text{ m}^3/\text{s}$
- b) Carga de diseño, $H_0 = 5.90 \text{ m}$
- c) Talud de aguas arriba, $Talud = 3:1$
- d) Coordenadas de la cresta, $Coord.(x,y) 354.00, 590.00 \text{ m}$
- e) Pendiente de la rápida, $S = 0.531$
- f) Elevación del piso del canal de llegada, $Elev. = 460.20 \text{ msnm}$
- g) Coeficiente de descarga, $C = 1.95$

Solución:

Tabla 3.36. Perfil del cimacio aguas abajo. Problema 3.7

Perfil aguas abajo		Coordenadas para trazo	
x	y	x	y
0.00	0.00	354.00	590.00
0.25	-0.01	354.25	589.99
0.50	-0.03	354.50	589.97
0.75	-0.07	354.75	589.93
1.00	-0.12	355.00	589.88
1.25	-0.18	355.25	589.82
1.50	-0.25	355.50	589.75
1.75	-0.33	355.75	589.67
2.00	-0.42	356.00	589.58
2.25	-0.52	356.25	589.48
2.50	-0.63	356.50	589.37
2.75	-0.75	356.75	589.25
3.00	-0.85	356.95	589.15

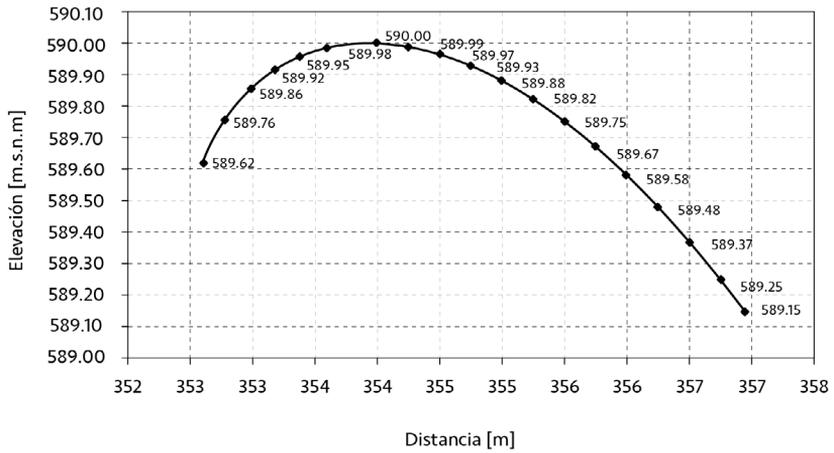


Figura 3.115 Perfil del cimacio. Problema 3.7

Problema 3.8

Calcular el coeficiente de descarga de un vertedor con una carga de diseño $H_o = 5.90 \text{ m}$ y una profundidad de llegada $P = 7.85 \text{ m}$, sabiendo que la carga de análisis sobre el vertedor $H_e = 4.72 \text{ m}$. El talud del paramento aguas arriba es 2:3. Use el criterio del USACE.

Solución:

$$C = 2.028$$

Problema 3.9

Utilizando los datos anteriores, calcular el coeficiente de descarga. Use el criterio de USBR.

Solución:

$$C = 2.112$$

Problema 3.10

Calcular la longitud efectiva de un vertedor cuya carga de diseño $H_o = 5.90 \text{ m}$, su longitud neta de cresta $L = 118.00 \text{ m}$ y 10 pilas tipo 3, la carga de análisis es $H_e = 4.72 \text{ m}$.

Solución:

$$L_e = 116.58 \text{ m}$$

Problema 3.11

Calcular la curva elevaciones-gastos de un vertedor con las características siguientes:

- a) Gasto de diseño: $Q_o = 5000.00 \text{ m}^3/\text{s}$
- b) Carga de diseño: $H_o = 18.00 \text{ m}$
- c) Paramento aguas arriba: *vertical*
- d) Elevación de la cresta: 400.00 msnm
- e) Elevación del piso del canal de llegada: 395.00 msnm
- f) Pendiente de la rápida $S_r = 0.45$

Pilas:

- a) Número = 4
- b) Ancho = 6.00 m
- c) Longitud = 31.50 m
- d) Altura máxima a partir del piso del canal de llegada = 28.00 m

- e) Longitud de la nariz: 7.20 m con una inclinación hacia delante de 9°
- f) Nariz redondeada Tipo 2
- g) Además se considera $K_a = 0$

Solución:

Tabla 3.37 Curva Elevaciones – Gastos. Problema 3.11

Elev. (msnm)	H_e (m)	H_e/H_0	K	C	K_p	L_e (m)	Q (m^3/s)
400.00	0.00	0.000					0.000
402.00	2.00	0.111	3.200	1.767	0.116	30.420	152.027
404.00	4.00	0.222	3.310	1.828	0.078	29.780	435.420
406.00	6.00	0.333	3.420	1.888	0.068	29.012	805.187
408.00	8.00	0.444	3.530	1.949	0.051	29.012	1279.538
410.00	10.00	0.556	3.610	1.993	0.035	29.476	1857.983
412.00	12.00	0.667	3.700	2.043	0.030	29.396	2496.478
414.00	14.00	0.778	3.780	2.087	0.027	29.252	3198.198
416.00	16.00	0.889	3.860	2.131	0.020	29.716	4053.438
418.00	18.00	1.000	3.900	2.153	0.013	30.404	5000.00

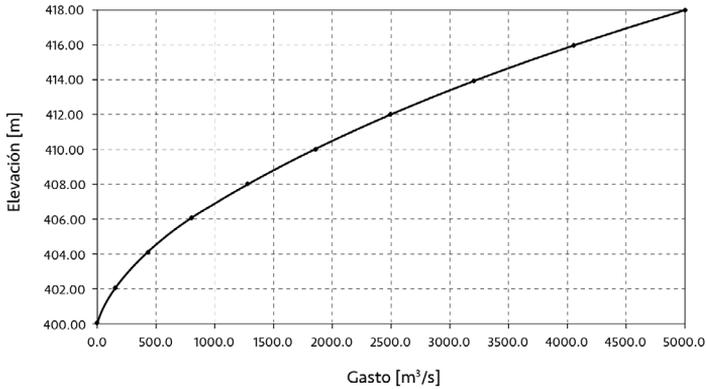


Figura 3.116. Curva elevaciones-gastos. Problema 3.11

Problema 3.12

Calcular la curva elevaciones-gastos de un vertedor con el criterio del USACE, con las características siguientes:

- a) Gasto de diseño: $Q_0 = 5350 \text{ m}^3/\text{s}$
- b) Carga de diseño: $H_0 = 19.26 \text{ m}$
- c) Paramento aguas arriba, vertical
- d) Elevación de la cresta = 428 msnm
- e) Elevación del piso del canal de llegada, 422.65 msnm
- f) Pendiente de la rápida $S_r = 0.482$
- g) Pilas:
- h) Número = 4
- i) Ancho = 6.42 m
- j) Longitud = 33.70 m
- k) Altura máxima a partir del piso del canal de llegada = 29.96 m
- l) Longitud de la nariz: 7.70 m con una inclinación hacia delante de $9^\circ 63'$
- m) Nariz redondeada tipo 2
- n) Además, se considera $K\alpha = 0$

Solución:

Tabla 3.38 Curva elevaciones-gastos. Problema 3.12

Elev. (msnm)	H_e (m)	H_e/H_0	K (fig.3.39)	C	K_p (fig.3.45)	K_p (fig.3.45)	Q (m^3/s)
428.00	0.00	0.000					0.000
430.00	2.00	0.104	3.190	1.761	0.120	29.636	147.645
432.00	4.00	0.208	3.290	1.817	0.090	28.676	416.742
434.00	6.00	0.312	3.390	1.872	0.070	28.196	775.670
436.00	8.00	0.415	3.490	1.927	0.057	27.908	1216.892
438.00	10.00	0.519	3.470	1.916	0.043	28.116	1703.515
440.00	12.00	0.623	3.660	2.021	0.035	28.196	2368.664
442.00	14.00	0.727	3.740	2.065	0.030	28.196	3050.101
444.00	16.00	0.831	3.820	2.109	0.025	28.356	3827.819
446.00	18.00	0.935	3.870	2.137	0.015	29.396	4797.015
447.00	19.00	0.987	3.890	2.148	0.013	29.580	5261.884
447.26	19.26	1.000	3.900	2.153	0.014	29.399	5350.000

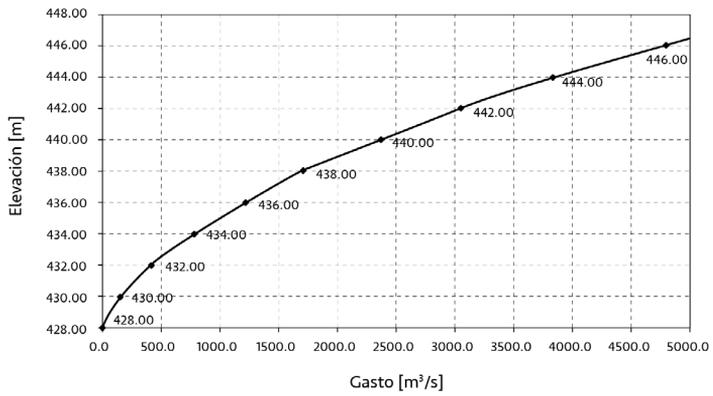


Figura 3.117. Curva elevaciones-gastos. Problema 3.12

Problema 3.13

Diseñar un tanque amortiguador para la estructura mostrada en la Figura 3.118, si se tiene $Q_0 = 8000.00 \text{ m}^3/\text{s}$ y un ancho $b = 100.00 \text{ m}$.

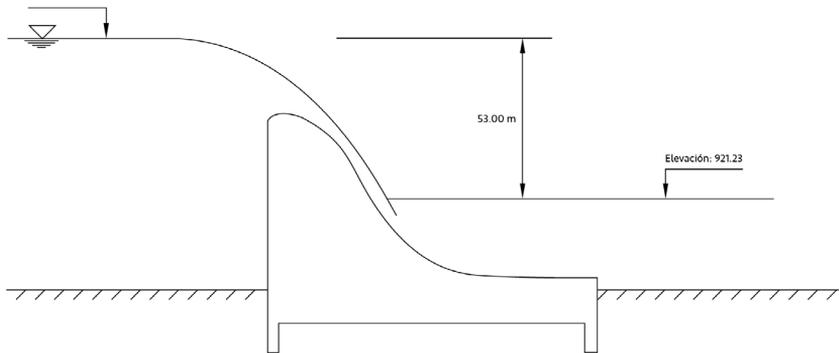


Figura 3.118 Datos del Problema 3.13

Solución:

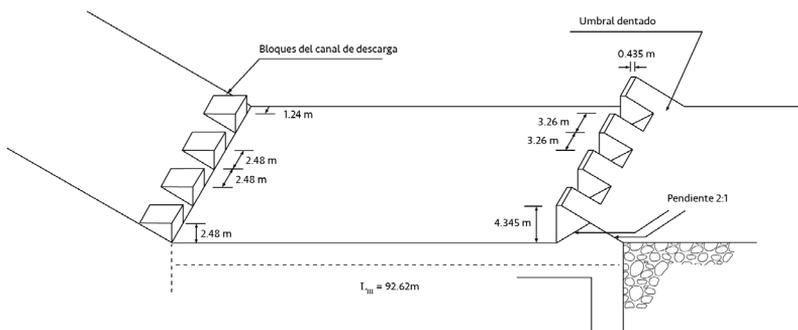


Figura 3.119 Tanque amortiguador del Problema 3.13

Problema 3.14

Diseñar un vertedor en abanico con una longitud de cresta $L_1 = 200.00 \text{ m}$, y una carga $H_0 = 7.00 \text{ m}$.

Solución:

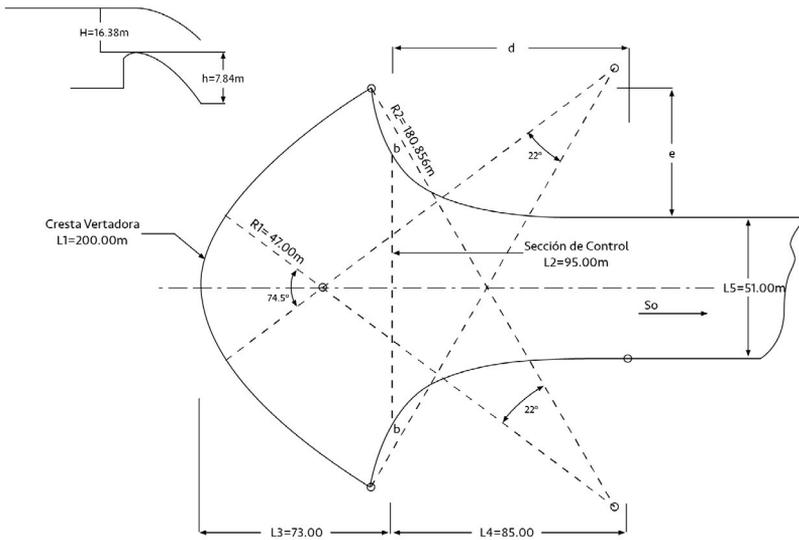


Figura 3.120 Solución del problema Problema 3.14

Problema 3.15

Utilizando HEC-RAS 4.0, calcule los perfiles del agua en los tramos de la sección de control (2-3) y la rápida (3-4), del ejemplo 3.18.

Solución:

Cálculo del perfil en el tramo de la sección de control, ver la Tabla 3.39 y Figura 3.121.

Tabla 3.39 Tirante hidráulico para las estaciones comprendidas en el tramo de la sección de control, utilizando HEC-RAS.

Estación (m)	Tirante del agua (m)
0+100 (Sección 2)	4.90
0+109.56	4.87
0+119.12	4.85
0+128.68	4.84
0+138.24	4.82
0+147.80	4.81
0+157.36	4.79
0+166.92	4.77
0+176.48	4.69
0+186 (Sección 3)	4.57

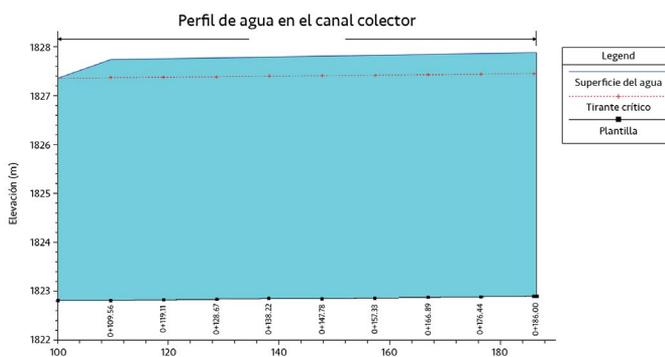


Figura 3.121 Perfil del agua el tramo de la sección de control, utilizando HEC-RAS 4.0

Cálculo del perfil en la rápida, utilizando HEC-RAS 4.0, ver Tabla 3.40, y Figura 3.122.

Tabla 3.40 Tirante hidráulico para las estaciones comprendidas en la rápida utilizando HEC-RAS 4.0

Estación (m)	Tirante del agua (m)
0+186 (Sección 3)	4.57
0+196	4.12
0+206	3.97
0+216	3.86
0+226	3.77
0+236	3.69
0+246	3.63
0+256	3.57
0+266	3.53
0+276	3.48
0+286 (Sección 4)	3.44

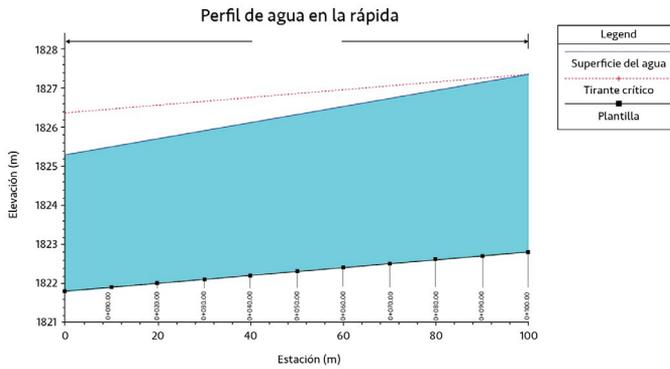


Figura 3.122 Perfil del agua en la rápida, utilizando HEC-RAS 4.0

3.21. Referencias

1. Aparicio, J., *Fundamentos de hidrología de superficie*, Ed. Limusa-Noriega Editores, 1996, pp. 258-265.
2. Alegret E. y Martínez Y. "Estudio integral del aliviadero de abanico o mexicano". *Tecnología y ciencias del agua*. Versión On-line ISSN 2007-2422. 2010.
3. Azza A., Ahmed M. and Hayawi H. *Hydraulic jump and energy dissipation downstream stepped weir*. Flow Measurement and Instrumentation PII:S0955-5986(19)30014-7. DOI:<https://doi.org/10.1016/j.flowmeasinst.2019.101616> Reference: JFMI 101616. 2019.
4. Bazin, H.E., *Nuevas experiencias sobre el flujo en vertederos ("Experimentos recientes en flujos del agua en cortinas")*, *Memorias y documentos, Manuales de puentes y carreteras*, Ser. 6, Vol. 16, 2o semestre de 1888, pp. 393- 448; Ser. 6, Vol. 19, 1er. Semestre de 1890, pp.9-82; Ser. 7, Vol. 2, 2o semestre de 1891, pp. 445-520; Ser. 7, Vol. 7, 1er. Semestre de 1894, pp. 249-357; Ser. 7, Vol. 2, 2o semestre de 1896, pp. 645-731; y Ser. 7, Vol. 15, 2o trimestre de 1898, pp. 151 -264. La primera parte traducida al inglés por Arthur Marichal y John C. Trautwine, Jr., *Actas del club de ingeniería de Filadelfia*, Vol. 7, N° 5, 1890, pp. 259-310; Vol. 9, N° 3, 1892, pp. 231 -244; W. Rafter en Reporte de la investigación de suministro de agua, Documentos de congreso. No. 4146 y 4147, Washington, D.C., 1900, pp. 571 - 950; e *Hidrología del estado de Nueva York*, Museo del estado de Nueva York, Boletín 85, Albania, 1905.
5. Chanson, H. 1994. *Hydraulic Design of Stepped Cascades, Channels, Weirs and Spillways*. Pergamon. 261 pp.
6. Chanson H, and Toombes L. *Experimental Investigations of Air Entrainment in Transition and Skimming Flows down a Stepped Chute. Application to Embankment Overflow Stepped Spillways*. Dept of Civil Engineering, The University of Queensland, Brisbane QLD 4072, Australia. July, 2001. ISBN 1 86499529.
7. Chanson H., Yasuda Y. and Ohtsu I. "Flow resistance in skimming flows in stepped spillways and its modelling. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2002, 29(6): 809-819, <https://doi.org/10.1139/I02-083>. 2002.
8. Comisión Nacional del Agua, Discos Compactos. *Grandes presas de México*, 1990 y 1999.
9. CFE, *Manual de Diseño de Obras Civiles*, Sección E, Hidráulica, pp. 1380-1427, 1970.
10. Creager W.P., *Engineering for Masonry Dams*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1929, p.106.
11. Fawzy A and Mohammed F. "Disipación de energía de forma convencional en presas de tipo gavión". *Congreso internacional sobre tecnologías de ingeniería Civil y ambiental*. IOP Conf. Series: Materiales Ciencia e Ingeniería 584 (2019) 012038. IOP Publishing doi:10.1088/1757 899X/584/1/012038. 2019.

12. Fošumpaur P., Kašpar T., Králík M. y Zukal M. "Study of boundary conditions for design of new types of fibre concrete energy dissipators in hydraulic structures". *Fibre concrete 2019 iop Conf. Series: Materials Science and Engineering* 596 (2019) 012031. IOP Publishing doi:10.1088/1757 899X/596/1/012031. 2019.
13. Hiriart, F., *Diseño hidráulico de vertedores de abanico*, Ingeniería Hidráulica en México, Vol. 3, No. 2, México, 1949, pp. 46-47.
14. IAgua. Presa Benageber. <https://www.iagua.es/data/infraestructuras/embalses/benageber>. 2019
15. International Rivers. <https://www.internationalrivers.org/rrb-2007>. 2007
16. Laugier J. y Blancher B. *Overview of design and construction of 11 piano key weirs spillways developed in France* by EDF from 2003 to 2016. Taylor and Francis Group, London, ISBN 978-1-138-05010-5. 2017.
17. Lazzari, E., *Ricerca sullo sfioratore a pianta circolare*, L' Energia Electrica, Vol 31, Milán, 1954, pp. 838-849.
18. Levi, E. y Aldama, A., *Diseño hidrodinámico y automatización fluidica en obras hidráulicas*, UNAM, Instituto de Ingeniería, octubre de 1979 (D-14), pp. 18-61.
19. Mamat A., Hussain A., Tukiman I., Muda R., and Rab S. "Safe Havens and Evacuation Routes due to Dam Disaster". *International Journal of Recent Technology and Engineering* (IJRTE) ISSN: 2277-3878, Volume-8, Issue- 1C2, May 2019.
20. Marcano y Castillejo, "Prototipo-modelo de comparación de dispositivos de aereación del vertedor de la presa Guri", *Symposo sobre efectos de escala en la modelación de estructuras hidráulicas*, IAHR, septiembre 1984, pp. 4.6-1, 4.6-5.
21. Marengo, H., "Análisis de riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento ante avenidas", Tesis doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México, enero de 1994, pp. 9-26.
22. Marengo, H., "Análisis de riesgo de falla por desbordamiento del proyecto hidro-eléctrico Infiernillo", *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, Vol. XV, Núm. 1, enero-abril de 2000, pp. 73-79.
23. Moghadam M, Ata Amini, Marlinda Abdul Malek and Thamer Mohammad. "Physical Modeling of Ski-Jump Spillway to Evaluate Dynamic Pressure". *Water* 2019, 11, 1687; doi:10.3390/w11081687. 2019.
24. Morán Ch. *Singularidades en canales*. Pontificia Universidad Católica del Perú. repositorio.pucp.edu.pe/index/bitstream/handle/123456789/41245/mecanica_fluidos_cap06.pdf?sequence=21
25. Portland Cement Association. "Design manual for rcc spillways and overtopping protection". www.portcement.org. 2002.
26. Salmasi F. y Samadi A. "Experimental and numerical simulation of flow over stepped spillways". *Applied Water Science* (2018) 8:229 <https://doi.org/10.1007/s13201-018-0877-5>. 2018.

27. Sandoval W. "Diseño de Obras Hidrotécnicas. Capítulo 7: Aliviaderos". ISBN: 978-9942-30-945-7. July 2018.
28. Sciemeni, E., "Sulla forma delle vene tracimanti. (The form of flow over weirs)", *L' Energia elettrica*, Vol. 7, N° 4, Milán, abril de 1930, pp. 293-305.
29. United States Army Corps of Engineering, USACE . *Engineer Manual No. 1110-2-1603*. Engineering and Design. Hydraulic design of spillway. EM 1110-2-1603. 16 January 1990
30. United States Army Corps of Engineering, USACE, *Recommended Guidelines for Safety Inspection of Dams*, Vol. 1, Apendix D, National Program Inspection of Dams, USA, 1976 y 1990.
31. USBR. *Design of small dams*. 1987.
32. USBR. *Design Standards No. 14 Appurtenant Structures for Dams (Spillways and Outlet Works)*. *Design Standard*. Chapter 3: General Spillway Design Considerations Final: Phase 4. Agosto, 2014.
33. USBR. Monticello Dam. <https://www.usbr.gov/projects/index.php?id=186>. 2019
34. Veronese, F., *Hidroelectrica / Sull' efficacia del dispositi di attenuazione delle onde positive generate nei canali adduttori alle turbine*, Venecia, Istituto di Idraulica Giovanni Poleni, 11/ilust., Studi E. Ricerche; 354, Agosto, 1983.
35. Viparelli, C., *Dissipatori a griglia di fondo*, Istituto di Idraulica e Costruzioni Idrauliche della Universita di Napoli, No.148.
36. Volkart, P. y Rutschmann, P., "Flujo a alta velocidad en vertedores con y sin deflectors, un modelo-prototipo de comparación", *Simposio sobre efectos de escala in modelación de estructuras hidráulicas IAHR*, septiembre 3-6, 1984, pp. 4.5-1 4.5-8.
37. Hermosa D., Hidalgo X., Castro M. y Ortega P. "Evaluación Experimental de la Profundidad Máxima de Socavación en Cuencos al Pie de una Presa, en Función del Tamaño del Enrocado de Protección". *Revista Politécnica*. Febrero. 2014, Vol. 35. No. 3.
38. Valero D., Bung D., Crookston B. and Von Thun, J. L. "Energy Dissipation of a Type III Basin under Design and Adverse Conditions for Stepped and Smooth Spillways". *Journal of Hydraulic Engineering*, © ASCE, ISSN 0733-9429. 2018
39. Vega R, Arreguín F, "Presas de Almacenamiento y derivación", publicación D/32, DEPI, UNAM 5a. Ed, México, D.F., México, junio 1987.
40. Von Thun, J.L. (1985) *Application of statistical data from dam failures and accidents to risk based decision analysis on existing dams*. Internal Report, United States Bureau of Reclamation (USBR), Denver, Colorado.

4

Cavitación y aireación en obras de excedencia

Cuando las velocidades en el conducto de descarga de un vertedor exceden a los 15.00 m/s, existe la posibilidad de que se presente inclusión de aire (Arreguín F., 1985; Echávez G. y Ruiz G., 2015). Esto ocurre porque al desarrollarse la capa límite en el canal e interceptar a la superficie libre del agua, se desarrolla turbulencia y se genera un esfuerzo cortante entre los dos fluidos, que atrapa a las moléculas de aire en contacto con el agua iniciándose así la aireación, este fenómeno es fácil de observar en un canal pues se forman las llamadas “aguas blancas”, ver Figura 4.1.

Conforme ha sido necesario incrementar la velocidad del flujo en las obras hidráulicas, se han registrado una serie de daños que pueden llegar a tener profundidades del orden de una vez el diámetro o ancho de plantilla, y longitudes de hasta tres veces dicha dimensión. En la mayoría de los casos la erosión se debe a la cavitación, Hassan Kiamanesh, (1996).



Figura 4.1 Fenómeno de aguas blancas en un vertedor de abanico.

Con base en la experiencia adquirida en las obras dañadas, se han hecho una serie de recomendaciones que pueden clasificarse en cuatro grupos: el diseño y la construcción adecuados, el mejoramiento de la resistencia de las superficies expuestas a cavitación, la aireación de las obras y la construcción de vertedores escalonados.

El diseño y la construcción adecuados, es decir aquellos que no producen daños por cavitación, casi siempre implican acabados que no se pueden llevar al cabo, debido a que se requieren rugosidades tan pequeñas que no existen en los materiales de construcción usuales; por lo que respecta al mejoramiento de la resistencia de las superficies tampoco se ha logrado gran avance, pues por ejemplo cuando se usan resinas epóxicas existen problemas de adherencia, otras veces los mismos agregados mejorados del concreto como fibras o polvo de acero se convierten en focos de cavitación, parece entonces que la aireación mediante la construcción de estructuras apropiadas para ello, o los vertedores escalonados que debido a su geometría incluyen aire al flujo de agua son la solución más viable, Laurel J. *et al* (2011).

Sin embargo, debe prestarse atención al hecho de que la aireación, aun cuando inhibe la cavitación, puede tener una serie de efectos colaterales que podrían traducirse en aspectos negativos, basten dos ejemplos:

La velocidad de un flujo aireado puede ser mucho mayor que la del mismo sin aire, así por ejemplo la velocidad de llegada de un flujo aireado a un tanque amortiguador puede incrementarse hasta un 50% respecto a un flujo no aireado, y provocar que el tirante conjugado mayor del resalto hidráulico aumente hasta en un 20%, esto implicaría elevar las paredes del tanque o mayores volúmenes de excavación.

Cuando se utilizan aireadores (son estructuras construidas para introducir el aire en el flujo), la inclusión de aire, así como la deflexión del chorro, pueden incrementar el tirante del flujo hasta tres veces, lo cual puede provocar el ahogamiento del túnel o el derrame del agua, haciendo necesario un diámetro o bordo libre mayor, un ejemplo de este tipo de problemas, se presentó en la presa Bratsk en 1974, en la ex Unión Soviética.

4.1. Cavitación

La cavitación es un fenómeno que consiste en la formación de cavidades llenas de vapor de agua dentro del flujo, esto sucede cuando se presentan presiones negativas iguales o menores que la presión de vaporización del fluido. Las cuales al pasar a zonas de mayor presión pueden implotar y causar grandes daños al concreto de las obras hidráulicas (por el fenómeno de fatiga), Figura 4.2.

En una obra hidráulica puede presentarse erosión por cavitación ante cualquier cambio de dirección, atrás de un obstáculo, o debido a la rugosidad de la superficie

sobre la cual ocurre el flujo de alta velocidad, (Rajasekhar P., Santhosh Y., y, Soma Sekhar, 2014). Este último caso puede ser el más crítico, debido a las grandes áreas que sería necesario proteger si se quieren evitar daños, además debe tenerse en cuenta que una vez que éste se inicia, él mismo se convierte en un elemento generador de cavitación para acelerar el proceso de erosión, (United States Bureau of Reclamation, 1990).

Una vez que las cavidades se han formado, existe la posibilidad de que por un esfuerzo cortante entre el vapor de agua de la cavidad llena de vapor de agua y el agua, se separen burbujas llenas de vapor, que al pasar a una zona de mayor presión se condensan repentinamente, con reducciones de volumen de 100 a 1000 veces, si ello sucede cerca de una frontera rígida inducirá esfuerzos de hasta 10 000.00 kg/cm², siendo esto el origen de los daños en las superficies expuestas a este fenómeno.

Existe una clasificación de los niveles de cavitación, desde el inicio de la misma o cavitación incipiente, hasta la supercavitación que es la etapa en la que se forman estelas huecas, (Daily J. Harleman D., 1975).



Figura 4.2 Daño por cavitación (11 m) en el vertedor izquierdo de la presa Glen Canyon, septiembre de 1983.
Photo C557-400-690NA. (USBR).

Para el caso de obras de excedencia, es común aceptar que la cavitación se inicia cuando aparecen las primeras manchas blancas sobre la superficie expuesta al flujo de alta velocidad, (Echávez G., 1979).

Las condiciones de cavitación pueden expresarse por medio del número de Thoma:

$$\sigma = \frac{hp - hw}{\frac{V^2}{2g}} \quad (4.1)$$

Donde:

- σ Índice de cavitación.
- hp Carga de presión.
- hw Carga de vaporización.
- V Velocidad media del flujo.
- g Aceleración de la gravedad.

4.1.1. Métodos de estimación de riesgo de cavitación

Para efectos de diseño o revisión de obras ya construidas es necesario contar con métodos de estimación del riesgo de cavitación en ciertas zonas. Existen varios métodos para predecir posibilidades de cavitación en irregularidades aisladas como los de Shalnev K. K. (1951); Holl J. W., (1965); Ball J. W., (1973); Echávez G., (1971), 1979; y Govinda R. y Thiruvengadam A., (1961), entre otros.

En la práctica es más útil tratar de predecir en qué zonas hay posibilidad de erosión por cavitación debida a superficies rugosas. Existen varios criterios para estimar zonas con riesgo de que se presente este fenómeno. (Echávez G., 1979), propuso calcular el índice local de cavitación, σ_{kl} , para una superficie sujeta a ciertas condiciones hidráulicas, y compararlo con el índice de cavitación local incipiente, σ_{ki} , obtenido en laboratorio para situaciones similares, si $\sigma_{ki} > \sigma_{kl}$, existe riesgo de cavitación.

En el caso de superficies rugosas el índice de cavitación local σ_{kl} según el mismo autor debe calcularse con la velocidad a una distancia k , rugosidad equivalente de Nikuradse del concreto, y no con la velocidad media del flujo, con la ecuación:

$$\sigma_k = \frac{hp - hv}{\frac{V_k^2}{2g}} \quad (4.2)$$

Donde:

k Rugosidad equivalente de Nikuradse de la superficie.

V_k Velocidad del flujo a una distancia k de la superficie.

Las demás variables ya han sido definidas. La velocidad v_k puede calcularse con la fórmula:

$$\frac{v_k}{\sqrt{2gh}} = \frac{1.68}{0.33 + \log \frac{x}{k}} \quad (4.3)$$

Donde:

h Caída vertical, medida desde la superficie libre del vaso a la superficie del escurrimiento.

x Distancia de la cresta del cimacio al punto de análisis.

Es importante hacer notar que Echávez G., (1979), sugiere hacer correcciones por curvatura al índice local de cavitación en el piso σ_{kp} , considerando como piso a una sección transversal para un ángulo con respecto a la vertical de $\pm 40^\circ$ y con vértice en el centro de la sección, como se indica a continuación:

$$\sigma_{kp} = 0.76\sigma_k \quad (4.4)$$

Donde:

σ_{kp} Caída vertical, medida desde la superficie libre del vaso a la superficie del escurrimiento.

Los valores de los índices de cavitación incipiente σ_{ki} se presentan en la Figura 4.3, y la variación de los valores de la carga de vaporización, h_v , en la Figura 4.4.

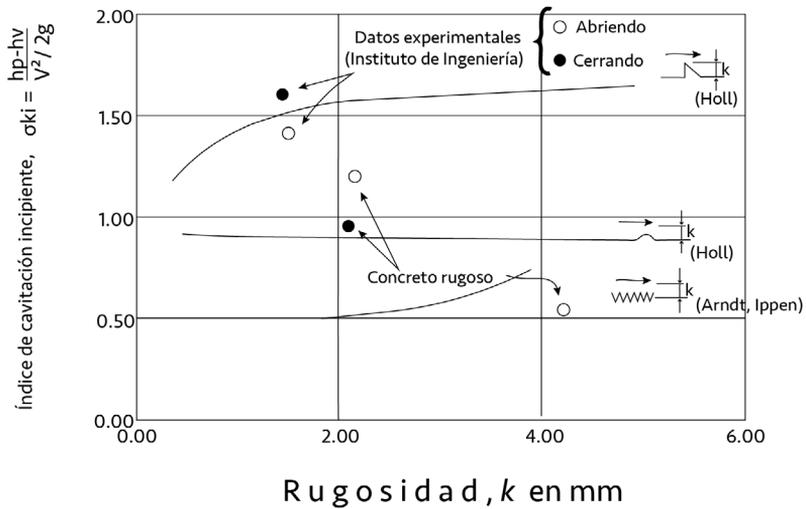


Figura 4.3 Índices de cavitación incipiente, (Echávez G., 1979).

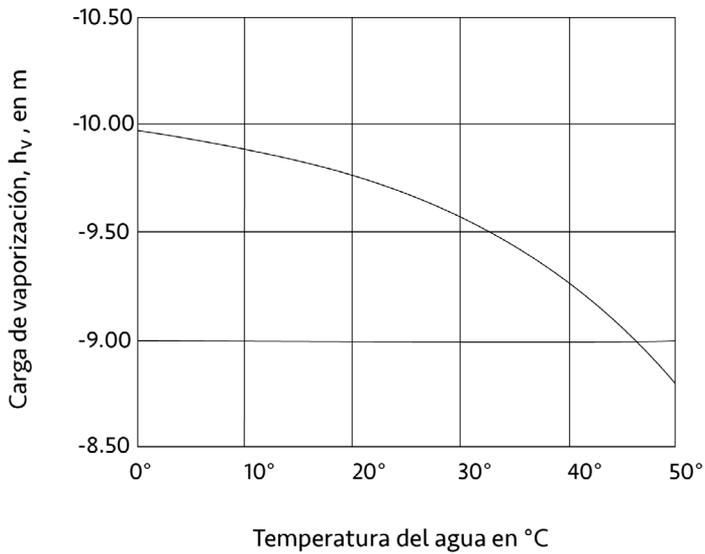


Figura 4.4 Carga de vaporización del agua.

Falvey en 1983, en Raphaël Dalmiron (2015), propone los criterios mostrados en la Tabla 4.1:

Tabla 4.1 Criterios para prevenir daños por cavitación, Falvey, 1983. Tomado de Raphaël Dalmiron (2015).

Índice de cavitación σ	Requerimiento de diseño
>1.80	No se requiere protección contra cavitación
0.25 - 1.80	La superficie puede ser protegida por ejemplo reduciendo la rugosidad
0.17 - 0.25	Modificar el diseño del canal
0.12 - 0.17	Protección por medio de aireadores
≤ 0.12	La superficie no puede ser protegida, se requiere otra configuración del proyecto

Por su parte Leel W. y Hoopes J. (1996), propusieron un modelo utilizando matemática difusa, que incluye el índice de cavitación, la velocidad del flujo, la resistencia del concreto y el tiempo de operación, y lo probaron utilizando datos de los daños registrados por efectos de la cavitación en la presa Glen Canyon en 1983, obteniendo resultados aceptables.

En 2019, Iman Faridmehr *et al*, con base en resultados obtenidos por Fadaei Kermani et al, propusieron los intervalos de velocidad V y del índice de cavitación σ que implican riesgo de cavitación, ver Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Niveles de riesgo de daño por cavitación (Imán Faridmehr, *et al*, 2019).

Nivel	Riesgo de daño por cavitación	Intervalos de velocidad (m/s)	Intervalos del índice de cavitación
1	Sin daño	$V \leq 5$	$\sigma > 1$
2	Posible daño	$5 < V \leq 16$	$0.45 < \sigma \leq 1$
3	Daño por cavitación	$16 < V \leq 25$	$0.25 < \sigma \leq 0.45$
4	Daño serio	$25 < V \leq 40$	$0.17 < \sigma \leq 0.25$
5	Daño mayor	$V > 40$	$0.17 \leq \sigma$

4.1.2. Evaluación de riesgo de cavitación

Una forma de evaluar zonas con riesgo de cavitación es calcular el índice correspondiente a lo largo de todo el conducto que se está analizando, y comparar en cada sección que se revisa con el índice de cavitación incipiente, o con los índices propuestos por diversos autores, o utilizar modelos numéricos como los aquí presentados, de esta forma se pueden ubicar aquellas zonas con riesgo de erosión o falla por éste fenómeno, y en su caso establecer medidas de protección. En todo caso se debe considerar siempre la necesidad de construir modelos físicos, considerando los efectos de escala.

4.1.2.1. Ejemplos

Ejemplo No. 4.1. Analizar la posibilidad de cavitación en el piso del túnel del ejemplo No. 3.11.

Solución:

Se empleará el método propuesto por Echávez G., (1979). Para hacer la descripción de este, se utilizará la Tabla 4.3.

Tabla 4.3 Índices de cavitación en el fondo del túnel del ejemplo No. 4.1.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
x_z	h_v	h_{pi}	$dV^2/2R$	h_p	x_z/f	$V_{kh}/\sqrt{2gh_v}$	$(V_{kh}^2/2gh_v)(h_v)$	k	k_p
(m)	(m)	(m)	-	(m)	-	-	(m)	-	-
172.20	105.35	16.63	2.11	18.74	28700.00	0.35	12.95	2.20	1.67
189.20	111.05	8.64	5.57	14.21	31533.33	0.35	13.42	1.78	1.36
207.50	117.54	7.84	6.58	14.42	34583.33	0.34	13.98	1.73	1.31
223.50	119.39	7.68	6.82	14.5	37250.00	0.34	14.01	1.73	1.32
301.50	119.48	7.18		7.18	50250.00	0.33	13.30	1.27	0.97
409.80	120.99	7.25		7.25	68300.00	0.33	12.79	1.33	1.01
552.10	121.66	7.45		7.45	92016.67	0.32	12.24	1.41	1.07
593.90	127.63	6.53	14.03	20.56	98983.33	0.32	12.69	2.39	1.82
596.00	127.1	6.6	13.88	20.48	99333.33	0.32	12.63	2.39	1.82
616.00	122.36	7.35	12.46	19.81	102666.67	0.31	12.09	2.45	1.86

A continuación, se explican cada una de las columnas.

1. Columna 1. X_z . Estaciones establecidas.
2. Columna 2. h_v . Caída vertical, medida desde la superficie libre del agua en el vaso a la superficie libre del agua en la estación analizada.
3. Columna 3. h_{pi} . Proyección vertical de d , tomado del Ejemplo No. 3.11 y Tabla No. 3.11.
4. Columna 4. $dV^2/2gr$. Corrección de la presión por curvatura. Valores tomados de cálculos anteriores.

5. Columna 5. h_p . Carga de presión. Obtenida como la suma de las columnas 3 y 4.
6. Columna 6. x_z/f . La rugosidad f , puede obtenerse en función del coeficiente de rugosidad de Manning n . Para este ejemplo $f = 6 \text{ mm}$.
7. Columna 7. $V_k/\sqrt{2gh}$. Esta relación se obtiene con la ecuación (4.3):
8. Columna 8. $V_k^2/2g$. Se obtiene elevando al cuadrado el valor de la columna 7, y multiplicando por h , de la columna dos.
9. Columna 9. σ_k . Es el índice de cavitación o número de Thoma. Se obtiene restando el valor de h_p calculado en la columna 5, la carga de vaporización, que en este caso vale $h_v = -9.75 \text{ m}$, para otras temperaturas ver Figura 4.4, y dividiendo entre la columna ocho.
10. Columna 10. σ_{kp} . Es un valor del índice de cavitación corregido para tomar en cuenta el aumento de velocidad por curvatura, ver ecuación (4.4).

Conclusiones:

El índice de cavitación incipiente para $0 \leq k < 5 \text{ @ mm}$, en una superficie con acabado de concreto, vale $\sigma_{ki} = 1.30$, y para una superficie con acabado de cimbra: $\sigma_{ki} = 1.80$.

Para $5 \leq k < 10 \text{ @ mm}$, con una superficie con acabado de concreto, vale, $\sigma_{ki} = 1.50$, y para una superficie con acabo de cimbra: $\sigma_{ki} = 2.20$.

Para este ejemplo, con $k = 6 \text{ mm}$, se tiene $\sigma_{ki} = 1.50$.

Entonces en Tabla 4.3 puede notarse que entre las estaciones 189.20 a la 552.10 existe riesgo de cavitación.

4.1.3. Inspección de vertedores con riesgo de cavitación

La inspección de obras de excedencia ya construidas debe enfocarse a la revisión física de la obra, con especial atención en los desalineamientos provocados por movimientos de la cimbra, desprendimientos de material, cuerpos embebidos en el concreto (acero de refuerzo), grietas, cambios de pendiente o curvas abruptas, asentamientos o cualquier otro defecto en la superficie, véase el informe de la falla del vertedor de la presa Oroville, Rauhermi, (2018). Puede haber situaciones en las que no se detecten riesgos a simple vista, como por ejemplo el asentamiento o arrastre del material debajo de la losa de concreto de la plantilla del canal que cree huecos que más tarde puedan fallar y convertirse en focos de cavitación. Una forma de detectarlos cuando se tiene suficiente experiencia es golpear la superficie bajo sospecha, y escuchar si suena hueco.

Existen métodos de inspección como el propuesto por el ACI, (1998), o el del USBR, (2015), que proponen un Árbol de decisiones que puede ser de gran utilidad.

4.1.4. Protección contra daños debidos a cavitación

La mejor protección contra los daños por cavitación es el buen diseño y una adecuada construcción de la obra. Sin embargo, como ya se indicó, muchas veces al diseñar contra cavitación se llega a la propuesta de acabados imposibles de realizar en la práctica, además el problema de los daños por cavitación puede presentarse en obras ya construidas, y en este caso también existen dos opciones, proteger las superficies afectadas incrementando su resistencia o tomar medidas que inhiban el fenómeno de cavitación. En cuanto al incremento de la resistencia de las superficies, puede decirse que básicamente se han usado concretos mejorados o recubrimientos epóxicos para proteger superficies expuestas a cavitación, pueden consultarse los trabajos de Colgate D., (1959), los del USBR.,(1947) y (1952), el de Nowothy H., (1942), y los de Echávez G. y Arreguín F., (1976), Silveria A., (1992), entre otros. Inozemtsev, (1965), en una revisión bibliográfica llegó a las siguientes conclusiones:

La resistencia a la erosión por cavitación del concreto se incrementa con la reducción de la relación agua-cemento, con el incremento de la resistencia a la compresión y a la tensión, con el vibrado del concreto o usando polvo de acero en la mezcla.

Se puede proteger la superficie de concreto por medio de láminas de hule, sin embargo, no existe forma de lograr buena adherencia entre las dos superficies, los recubrimientos se han hecho con base en pinturas que incrementan la vida del concreto de 3 a 20 veces, y su resistencia es de 10 a 20 veces menor que la de las láminas de acero.

La resistencia del concreto plástico hecho a base de resinas epóxicas y sin agregados, o con agregados de acero, es de 1.8 a 2.0 veces menor que la del acero al carbono, mientras que el concreto hecho a base de resinas de cloruro de polivinilo, PVC, fue 1.5 veces más resistente que el acero dulce.

Los resultados experimentales de este mismo autor lo llevaron a las siguientes conclusiones:

- a) La resistencia del concreto a erosión por cavitación se incrementa de 5 a 20 veces si se hace una adecuada selección de materiales y el proceso constructivo es bueno.
- b) Los concretos plásticos tienen de 10 a 200 veces la resistencia de concretos normales.

Las recomendaciones sobre el tamaño máximo de los agregados del concreto son muy variables, Grünw W., (1960), recomienda 5 mm, Govinda R., (1961), 20 mm y Gainzburg T., (1959), 60 mm; se considera además que el mejor agregado para estos casos es el granito.

Por su parte Arreguín y Echávez, (1976), reportan con base en experimentos realizados en una instalación de alta velocidad con flujos de agua de 30.00 m/s, las siguientes conclusiones:

- Las resinas epóxicas se despegan entre los 35 minutos y 7 horas.
- Las fibras de acero añadidas al concreto (planas y cilíndricas), después de una hora de ensaye quedan al descubierto y se vuelven elementos cavitantes.

El ACI, 1998, también ha hecho una revisión de concretos mejorados con fibras de acero, resinas epóxicas, acrílicos, e incluso planchas de acero, como un medio de protección del concreto. Otros datos interesantes sobre este tema pueden consultarse en May R. W. P., (1987).

La otra forma de inhibir la cavitación es mediante la inclusión de aire. A continuación, se tratará este tema, y en la parte final de este capítulo se analizarán los vertedores escalonados, que se ha visto pueden ser una solución a los problemas de cavitación en obras de excedencia, (Frizell K. y Mefford B., 1991).

4.2. Aireación

En las obras hidráulicas con flujos de alta velocidad, el aire puede incluirse en el agua en forma natural o inducida.

4.2.1. Aireación natural

El proceso de atrapamiento de aire por los flujos de alta velocidad se ha tratado de explicar mediante la teoría del desarrollo de la capa límite, Anderson A. y Straub F., (1960). Esta consiste básicamente en comparar el espesor de la capa límite con el tirante del flujo, cuando estos sean iguales la capa límite habrá alcanzado la superficie libre del agua y se iniciará la aireación natural. Cabe hacer notar que algunos autores sugieren que la energía de la turbulencia debe ser mayor que la de la tensión superficial del fluido para que el fenómeno suceda, el punto de intersección se llama punto crítico. Algunos métodos para ubicar este punto fueron desarrollados por Lane E. W., (1939), Douma J. H., (1943). Hickox G. H., (1945), Halbronn G., (1951), y Najm Obaid Salim Alghazali, *et al*, (2014).

Straub F., y Anderson A., dividieron al flujo en dos regiones: superior e inferior, en función de la concentración de aire, ver Figura 4.5. La región inferior consiste en burbujas de aire distribuidas en el flujo por las fluctuaciones turbulentas; la región superior, está formada por una mezcla agua-aire en forma de rocío, el tirante que separa a las dos se llama de transición.

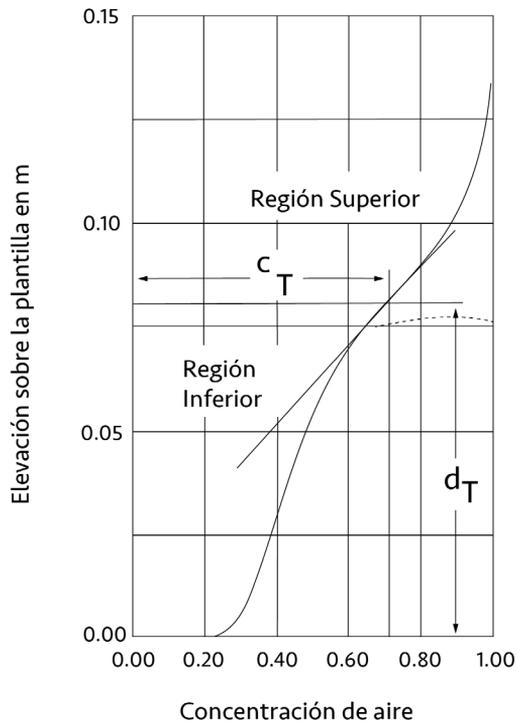


Figura 4.5 Estructura del flujo aireado, (Straub y Anderson, 1960).

Por otro lado, Keller R. y Wood I., (1974), dividieron el perfil del agua en la dirección de ésta definiendo tres zonas: en desarrollo, flujo parcialmente aireado; en desarrollo, flujo totalmente aireado; y zona desarrollada, flujo totalmente aireado, ver Figura 4.6. Esta división es muy importante, pues permite conocer, una vez determinado el punto crítico o de inyección, la distancia a la cual se tiene una concentración elevada de aire en el agua, que permitiera por ejemplo proteger en forma natural la obra contra cavitación.

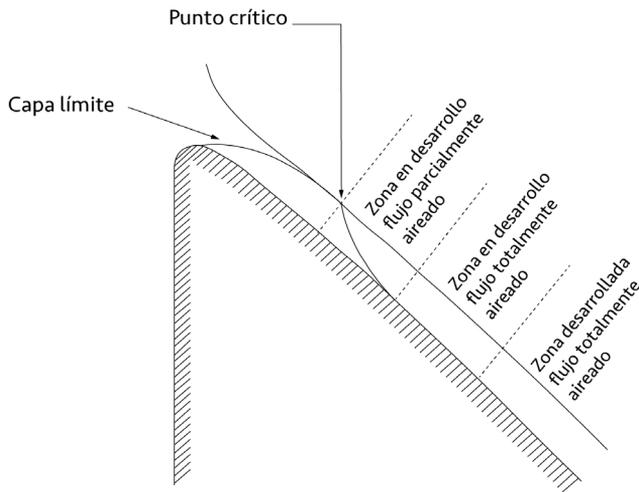


Figura 4.6 Estructura del flujo aireado, (Keller y Wood, 1974).

Gangadharaiah T. y Rao L., (1970), desarrollaron las ecuaciones de continuidad, cantidad de movimiento, y de energía para flujo aireado, y relacionaron la concentración media de aire con el número de Froude, y las pérdidas de carga para un flujo uniformemente aireado.

Keller R. y Wood I., (1974), publicaron un importante trabajo que permite conocer la concentración de aire en la zona en desarrollo, con flujo parcialmente aireado. Por otra parte, Falvey T. H., (1980), a partir de análisis dimensional y utilizando datos de modelo y prototipo, relacionó la concentración media \bar{C} , con el número de Froude. En 2016 Valero D., y Bung D., propusieron un modelo para localizar el Punto de inyección, con la hipótesis de que sobre el flujo de agua se produce una capa de aire que

se mueve a diferente velocidad, lo que provoca que antes del punto de inyección propuesto por Keller y Wood, empiece la inclusión de aire en el agua.

4.2.1.1. Regionalización del flujo de aireación natural

Arreguín F. y Echávez G, (1984), regionalizaron el flujo aireado con base en el criterio de Keller R. y Wood I., (1974)., utilizando mediciones obtenidas en un canal de alta velocidad con un gasto máximo de 0.50 m³/s, que permite alcanzar velocidades de 42.00, 32.00 y 21.00 m/s, en una de las ventanas de observación se instaló un aireador. En la toma de éste se colocó un tubo unido a un anemómetro, de tal manera que se pudiera medir la velocidad del aire V_1 que entraba al flujo, así con ésta y el área del aireador A_1 , se podía obtener el gasto de aire incluido Qa_1 :

$$Qa_1 = V_1 A_1 \quad (4.5)$$

Por otro lado, el gasto de la mezcla agua-aire Qm en la estación de medición aguas abajo del aireador se obtuvo con la siguiente ecuación:

$$Q_m = V_m A_2 \quad (4.6)$$

Donde:

V_m Velocidad de la mezcla

A_2 Área de la sección medidora

Además de la definición de concentración de aire:

$$c = \frac{Q_a}{Q_a + Q_w} = \frac{Q_a}{Q_m} \quad (4.7)$$

Donde:

Q_a Gasto de aire

Q_w Gasto de agua

Se puede obtener el gasto de aire medido:

$$Q_a = cQ_m \quad (4.8)$$

4.2.1.2. Zona en desarrollo. Flujo parcialmente aireado

Arreguín F. y Echávez G., (1984), utilizaron las siguientes definiciones, con objeto de delimitar y analizar las regiones de flujo aireado:

Tirante límite de la región aireada $y_{c=0}$ corresponde al punto donde la concentración es nula.

Tirante de concentración 8.00%, $y_{c=0.08}$

Tirante de concentración 2.00%, $y_{c=0.02}$

De los perfiles medidos en cada estación se seleccionaron aquellos que tenían como límite inferior la concentración $c = 0$, de esta manera se estableció una relación entre las profundidades $y_{c=0}$ y la distancia x . El límite inferior de la región aireada $y_{c=0}$ decrece en forma parabólica de acuerdo con la ecuación:

$$\frac{y_{c=0}}{y} = 1.823 - 0.118 \frac{x}{y_1} + 0.002 \left(\frac{x}{y_1} \right)^2 \quad (4.9)$$

Donde y es el tirante del flujo no aireado y y_1 , es el tirante en el punto de inyección.

Es importante hacer notar que para que el aire toque la plantilla del canal es necesario que se cumpla la relación $x/y_1 = 35$, ver Figura 4.7, es decir después del punto de inyección debe existir una distancia de $x = 35y_1$, para que el aire toque el fondo del canal. Este dato indica que es difícil proteger una obra sólo con aireación natural, a excepción de obras en que se tengan gastos pequeños, como

lo señalan Kudriashov, Zharov, Rozanov y otros, (1983), quienes establecen esta posibilidad para gastos unitarios menores de $9.00 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$.

También Keller R., Lai K. y Wood I. (1974), señalan de las experiencias obtenidas en un flujo aireado con velocidad de 7.00 m/s que "aparentemente la región aireada nunca constituye más de la mitad del tirante total".

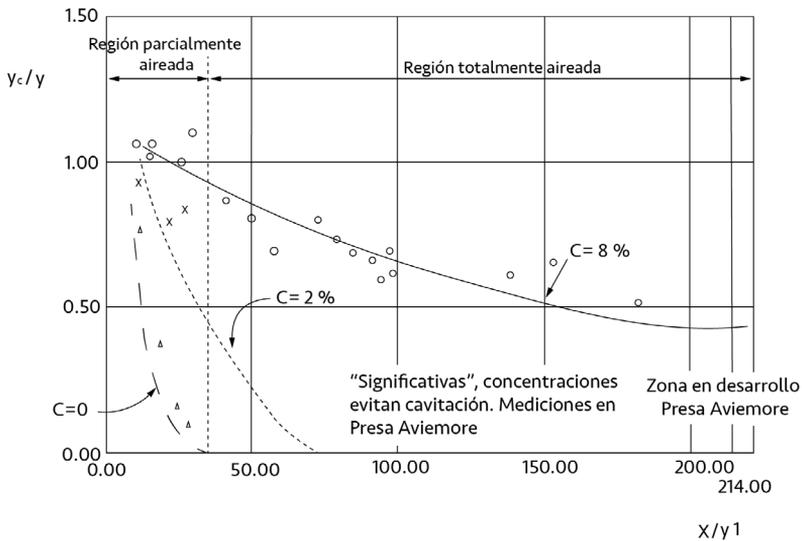


Figura 4.7 Relación entre tirantes $y_c = 0.02$ y $y_c = 0.08$ con las condiciones de flujo no aireado, (Arreguín F., 1985).

4.2.1.3. Zona en desarrollo. Flujo totalmente aireado

En esta zona como ya se había indicado el aire ha tocado la plantilla y se desarrolla a partir de $x/y_1 = 35$. Las definiciones de variables, así como las principales relaciones entre éstas ya han sido señaladas en el inciso anterior.

A diferencia del crecimiento de los parámetros del flujo aireado en la zona parcialmente aireada, en la zona totalmente aireada decrecen. Puede notarse el comportamiento de los tirantes a los cuales la concentración de aire vale 8.00% y 2.00% .

Concentración 8.00% . La relación entre x/y y $y_{c=0.08}/y$ se establece mediante la ecuación:

$$\frac{y_{c=0.08}}{y} = 1.116 - 0.006 \frac{x}{y_1} + 0.000014 \left(\frac{x}{y_1} \right)^2 \quad (4.10)$$

Si se utiliza el criterio de la primera derivada, puede obtenerse el punto donde la pendiente de la curva se hace nula, es decir el punto a partir del cual la línea de concentración 8.00% ya no baja, esto sucede en:

$$\frac{x}{y_1} = 217 \quad (4.11)$$

Y corresponde a una relación:

$$\frac{y_{c=0.08}}{y} = 0.46 \quad (4.12)$$

La ecuación correspondiente a la concentración 2.00% es:

$$\frac{y_{c=0.02}}{y} = 1.294 - 0.028 \frac{x}{y_1} + 0.00012 \left(\frac{x}{y_1} \right)^2 \quad (4.13)$$

Y el punto donde la curva de concentración 2.00% toca la plantilla es:

$$\frac{x}{y_1} = 66 \quad (4.14)$$

Puede notarse de estos resultados, que proteger una obra contra cavitación, mediante aireación natural es muy difícil, pues no solo lograr que se tenga una concentración del 2.00% en la plantilla implica que después del punto de inepción, se tenga una longitud $x/y = 66$. La concentración del 8.00% sólo se da hasta la relación $y_{c=0.08} / y = 0.46$, y no toca la plantilla.

4.2.2. Aireación inducida

Se llama aireación inducida al fenómeno de inclusión de aire por medio de dispositivos artificiales construidos en la obra, Gerard Calitz, (2016).

4.2.2.1. Antecedentes

Peterka A. J., (1965), estudió la relación entre concentración de aire y daños por cavitación para flujo de alta velocidad (30.00 m/s), y encontró que para $c = 7.40 \%$ no se presentan daños en el concreto, y que estos son pequeños para $c = 2.00 \%$, ver Figura 4.8.

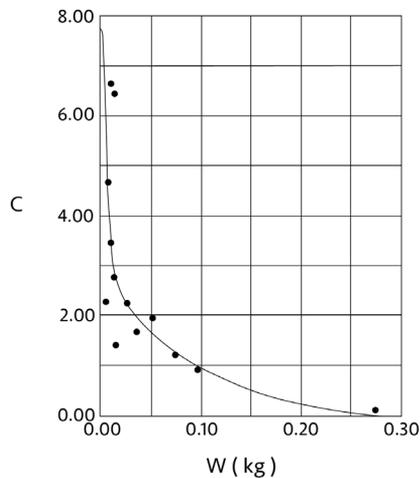


Figura 4.8 Pérdidas de concreto en peso debidas a cavitación, en función de la concentración de aire, Peterka, (1965).

4.2.2.2. Geometría de los aireadores.

En la Figura 4.9, Figura 4.10 y la Figura 4.11 se presenta la geometría de los dispositivos aireadores, los principales tipos y algunas formas de tomas de aireación. Como puede observarse la ranura, el escalón y el deflector o una combinación de ellos, son las formas más comunes para lograr la separación del agua de la superficie del vertedor.

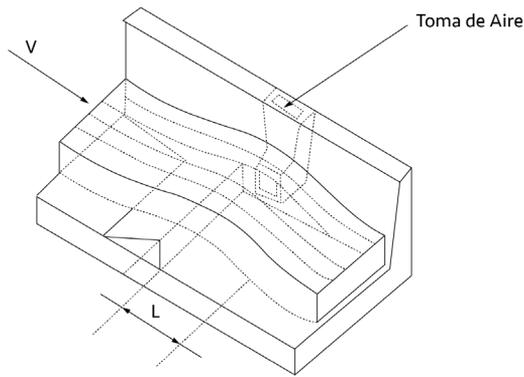


Figura 4.9 Geometría de los aireadores, (Pinto N.L., 1982).

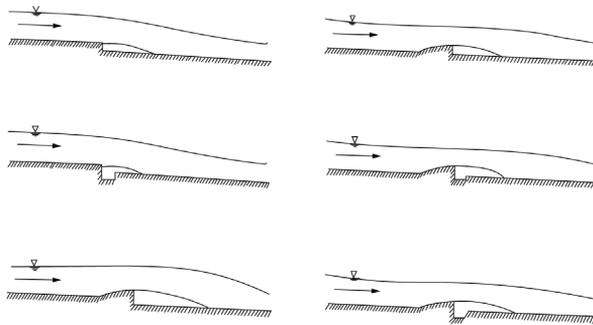


Figura 4.10 Tipos básicos: escalones, ranuras y deflectores

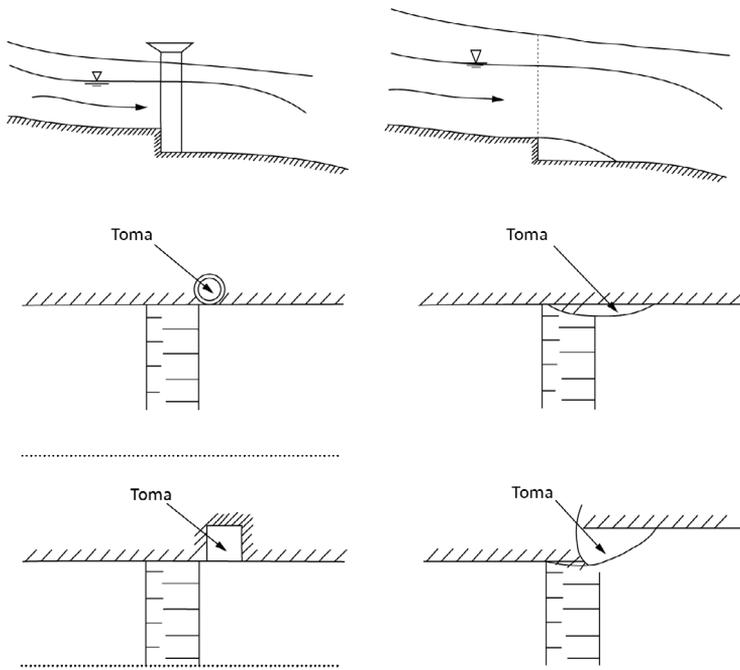


Figura 4.11 Algunas formas de tomas de los Aireadores, (Pinto N. L., 1982).

Las ranuras tienen como desventajas que se ahogan con gastos pequeños, provocan áreas expuestas al cortante de poca longitud y su drenaje es deficiente, como ventaja puede decirse que son fáciles de construir sobre todo en túneles, Shi-ping R., Jian-hua W. y Wei-Wei W., (2007).

Los escalones producen pocos disturbios en el flujo, sin embargo, el área expuesta al cortante es pequeña con respecto al deflector.

Los deflectores introducen grandes cantidades de aire, son útiles para gastos considerables, pueden ser construidos fácilmente en obras en servicio y se han utilizado sobre todo en canales a cielo abierto. Una desventaja es que producen ondas en el flujo. En general estos tipos de estructuras no se utilizan en forma aislada, sino como combinación de dos o tres de ellos, Koschitzky H. y Kobus H., (1988).

4.2.2.3. Mecanismo de la aireación

La mejor descripción del funcionamiento de un aireador la han hecho Volkart P. y Rutchmann P., (1984), de acuerdo con su modelo, el flujo puede dividirse en cuatro zonas:

- a) De aproximación. Es la zona inmediata al aireador, en ésta el flujo puede ser o no aireado, dependiendo de las condiciones aguas arriba, ver Figura 4.12.
- b) De transición. Que corresponde al flujo sobre el deflector del aireador, esta zona puede reducirse a cero en el caso de escalones o ranuras.
- c) De aireación. A su vez se subdivide en las siguientes zonas:
 - c.1) De cortante. En ésta los esfuerzos cortantes que actúan en las líneas de corriente inferiores son pequeños y el flujo aún es acelerado, sin embargo, son suficientes para iniciar el movimiento del aire en la cavidad formada bajo el chorro, se inicia en el labio de la salida del aireador y su final depende de la geometría y de las condiciones de aproximación.
 - c.2) De rocío (spray). En esta zona la energía de la turbulencia es mayor que la de la tensión superficial y se inicia el atrapamiento de aire por el agua.
 - c.3) De mezcla. Se presenta en la zona donde se produce el impacto del chorro contra la plantilla del canal. Vale la pena anotar que hacia aguas arriba de esta zona se produce un retroceso del flujo como lo habían señalado Echávez G. y Arreguín F., (1982), debido a que el chorro se bifurca.
- d) De desaireación. Es la zona donde el aire empieza a escapar del flujo debido a la flotación de las burbujas y la turbulencia.

El comportamiento de la presión en la plantilla del canal bajo la cavidad, así como el cambio en la concentración de aire en las diferentes zonas, se presenta en la misma Figura 4.12.

4.2.2.4. Demanda de aire

Hamilton, 1980, estableció que la demanda de aire de un aireador q_a , puede calcularse con la ecuación:4

$$q_a = k VL \quad (4.15)$$

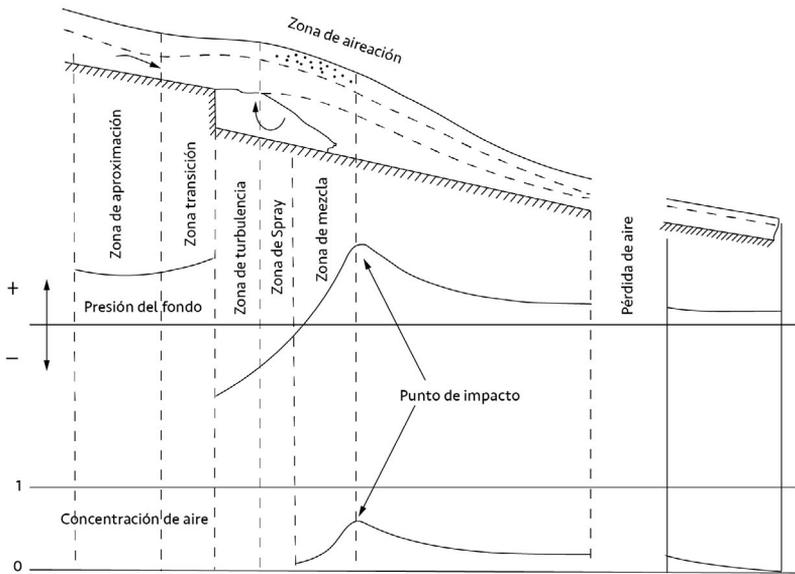


Figura 4.12 Funcionamiento de Aireadores, (Volkart P., Rutchmann P., 1984).

Donde:

- q_a Volumen de aire demandado por el chorro, por unidad de tiempo y por unidad de ancho del vertedor
- V Velocidad media sobre la rampa
- L Longitud de la cavidad
- k Constante, cuyo valor según Hamilton, (1980), se encuentra entre 0.01 y 0.035.

4.2.2.5. Espaciamiento de los aireadores

Una vez que el aire es incluido en el agua, las burbujas tienden a ser arrastradas aguas abajo por la corriente, y a subir debido a la fuerza de flotación, además como el flujo es turbulento la difusión tenderá a separar la masa de burbujas.

Así, la concentración de aire será menor conforme el flujo se aleja del aireador disminuyendo con esto la protección que el aire brinda a las superficies expuestas a cavitación. Cuando esto suceda será necesario colocar un nuevo dispositivo aireador, que incluya aire en el flujo y así sucesivamente.

4.2.2.6. Separación de aireadores

En la presa Calacuccia, ver Figura 4.13, se colocaron ranuras aireadoras a cada 10.00 m, en una obra diseñada para descargar 100.00 m³/s, con una carga de 61.40 m. En la presa Bratsk, 1974, ver Figura 4.14, los aireadores se colocaron con una separación de 41.40 m, funcionando aceptablemente para gastos unitarios de 29.00 m³/s-m. Aunque existen reportes, Pinto S. y Neidert S., (1982), de que finalmente no fue necesario construir el aireador aguas abajo, y que sólo con un dispositivo se protegen 100.00 m de vertedor. En la presa Nurek, ver Figura 4.15, los aireadores se colocaron con separaciones de: 10.00, 12.00, 14.00 y 15.00 m, y después de algún tiempo de operación se concluyó que el número de aireadores era excesivo y se clausuraron algunos. En la Hidroeléctrica Foz de Areia el espaciamiento de los aireadores fue de 72.00 m y 90.00 m, habiéndose encontrado un funcionamiento adecuado. En la presa Guri en Venezuela las distancias protegidas por aireadores varían de 5.00 a 150.00 m. En la P.H. San Roque el espaciamiento entre aireadores, fue de 50.00 m, para tramos donde las velocidades variaban entre 30.00 y 40.00 m/s y de 60.00 m para velocidades mayores. En México la presa Luis Donaldo Colosio, "Huites", tiene tres aireadores con una separación de 38.58 m entre el primero y el segundo y 59.11 m, entre éste y el tercero, ver Figura 4.16; y el P. H. El Cajón cuenta con cinco aireadores con una separación de 100.00 metros.

La presa Jing-Ping I., (2017), con la cortina de arco más alta del mundo, cuenta con cuatro aireadores cuyas distancias de área protegida contra cavitación entre los tres primeros es de 81.00, 87.80, 128.60, y 115.60 m aguas abajo del último, reportándose un funcionamiento adecuado, con gastos de agua entre 1462.00 m³/s y 3200.00 m³/s.

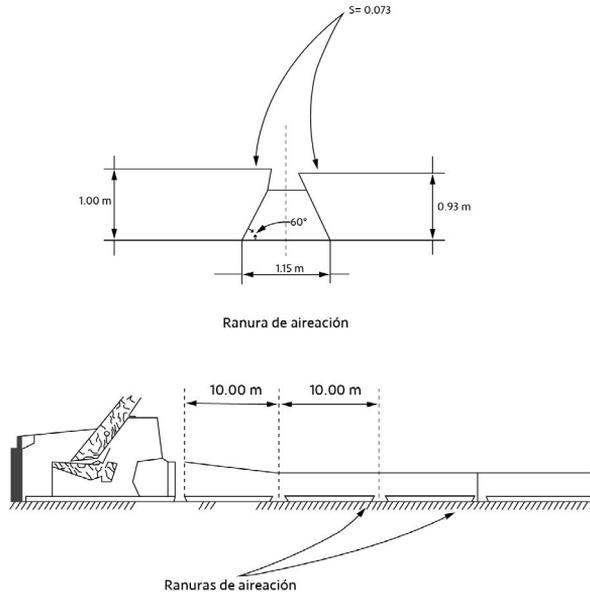


Figura 4.13 Ranuras de aireación en la presa Calacuccia, (Arreguín F., 1985).

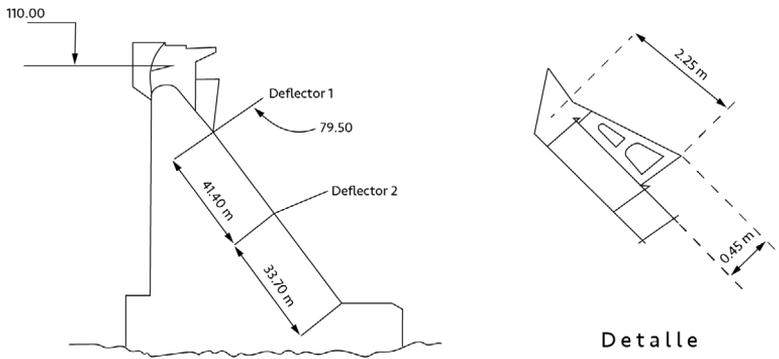


Figura 4.14 Aireadores de la presa Bratsk, (Arreguín F., 1985).

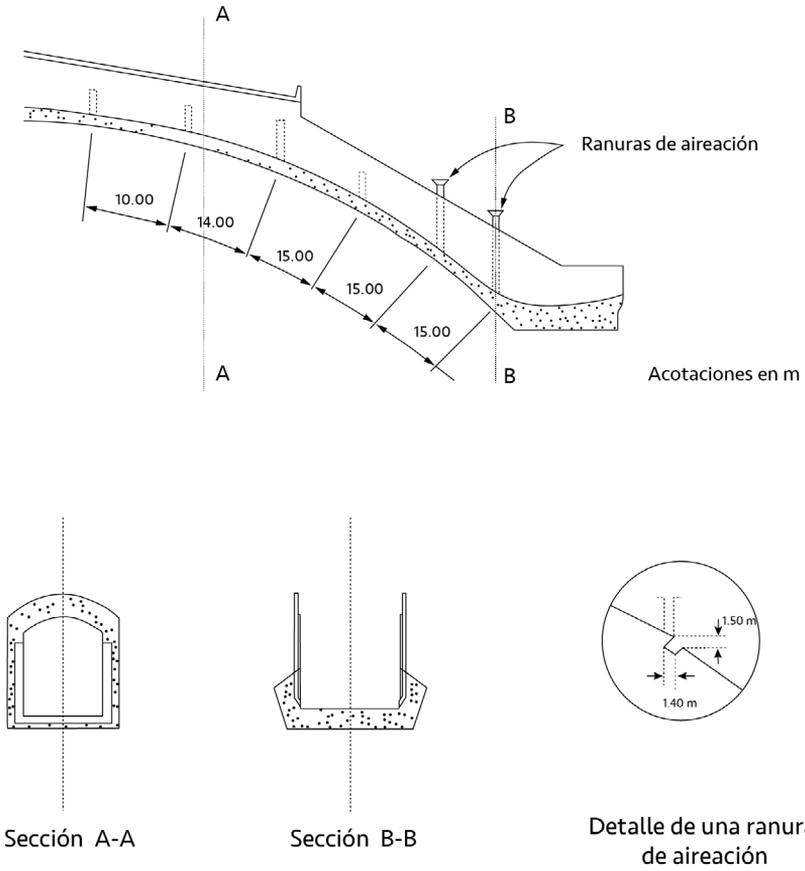


Figura 4.15 Aireadores de la presa Nurek, (Arreguín F., 1985).

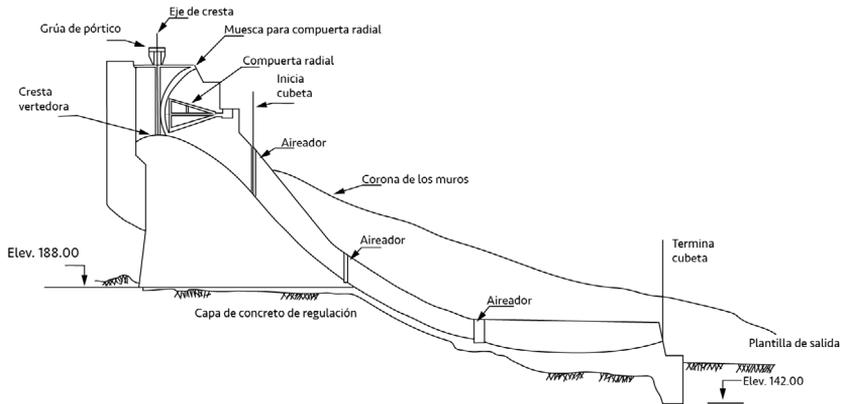


Figura 4.16. Sección longitudinal del vertedor de la presa Luis Donaldo Colosio, obsérvense los tres aireadores. (CNA, 1999).

4.2.2.7. Incremento de la velocidad

La inclusión de aire en el agua cambia la densidad de la mezcla, y al reducirse las pérdidas por cortante, el flujo se acelera. Rebollo J. *et al*, 2019, después de un gran número de experimentos llegaron a esta conclusión, y muestran los efectos que este fenómeno puede tener en las estructuras terminales que disipan la energía.

4.2.2.8. Incremento de tirantes

Uno de los aspectos que deben revisarse una vez que el flujo se ha aireado, es el incremento del tirante en el mismo, pues esto podría rebasar el bordo libre de los canales o ahogar los túneles, en el caso de que los dispositivos se colocaran en obras ya construidas, o bien podrían hacer que el costo de obras nuevas se incrementara hasta límites inadmisibles.

El incremento del tirante no solo se debe a la inclusión de aire, sino que el chorro al ser deflectado requerirá un bordo libre o un diámetro mayor en el caso de un túnel, para contener al flujo dentro de la obra.

Un caso que puede dar una buena idea es el de la presa Bratsk, en este caso se reporta, Engineering Report of Design, (1974), que el tirante en el flujo aireado puede incrementarse al doble sin considerar la zona de rocío, y al triple si se toma en cuenta ésta.

4.2.2.9. Impacto del chorro.

Existen reportes del funcionamiento de la P. H. Yellow Tail, Gal'perin R.S.,(1977), en el sentido de que no se causan daños por este efecto. "No se observaron daños en la superficie de concreto del recubrimiento del túnel en zona de impacto del chorro". La experiencia mexicana, después de la operación de los vertedores de las presas Trigomil, Aguamilpa y Huites tampoco registra daños.

4.2.2.10. Fluctuaciones de presión provocadas por los aireadores.

Las fluctuaciones de presión en el vertedor de la hidroeléctrica Bratsk medidas en prototipo son relativamente pequeñas. Las fluctuaciones estándar medidas en la superficie del deflector son del orden de $\sigma = 0.040 - 0.045 \text{ kg f / cm}^2$, con valores máximo de 5 a 6 σ .

Además, las fluctuaciones de presión medidas en diferentes puntos del vertedor tenían poca correlación, Gal'perin R. S., (1977), concluye que, para el caso específico de esta presa, el efecto de los aireadores sobre la presa es "insignificante".

4.2.2.11. Desaireación

La pérdida de aire en el flujo se debe básicamente a los efectos de la fluctuación de las burbujas, de la difusión y en el caso de curvas cóncavas verticales de la influencia de la fuerza centrífuga.

Kudriashov G. V. y otros, (1983), reportan que en la hidroeléctrica Bratsk la pérdida de aire es del 0.40% por metro lineal, en tanto que Prusza Z., Mantellini P. y Semenkov V., (1983), proponen las relaciones mostradas en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4 Porcentaje de pérdida de aire por metro lineal en un vertedor

Tipo de tramo	Porcentaje de pérdida por metro lineal
Recto	0.15-0.20%
Cóncavo	0.50-0.60%
Convexo	0.15-0.20%

Bai Ruidi, Liu Shanjun y Wang Wei (2017), estudiaron la distribución de las burbujas de aire bajo la cavidad formada por el deflector del aireador y llegaron a la conclusión de que la distribución era casi parabólica, y Rui-di Bai, Fa-xing Zhang, Wei Wang y Shan-jun Liu, (2018), con base en estudios en modelo afirmaron que aún es necesaria mucha investigación sobre el tema.

Shuai Li, *et al*, (2018), también analizaron el comportamiento de las burbujas en los flujos aireados y llegaron a las siguientes conclusiones: la distribución de las burbujas de aire en una sección transversal sigue una distribución Gaussiana, y la relación entre la concentración de aire y la frecuencia de burbujas obedece una ley casi parabólica.

4.2.2.12. Efectos de escala de la modelación de aireadores

Existen pocos reportes que comparen el funcionamiento de aireadores en modelo y prototipo. El trabajo más sobresaliente es el de Jijian Lian, Chun-feng Qi, Fang Liu, Wenjuan Gou, Shunqi Pan y Qunan Ouyang, (2017), quienes señalan que para reducir los efectos de escala en la modelación de aireadores se requieren escalas de 1 a 10.

4.2.2.13. Aireadores construidos

A continuación, se presentan algunas de las obras hidráulicas que actualmente cuentan con sistemas de aireación:

Obra de toma de la presa Grand Coulee. Tiene un cono al final de la tubería forzada que reduce el diámetro de 2.59 m a 2.36 m, y trabaja con cargas de 61.00 a 76.00 m, ver Figura 4.17, año con año se presentaban fuertes daños provocados por cavitación, en 1960 se decidió colocar el sistema de aireación y desde entonces no han ocurrido daños.

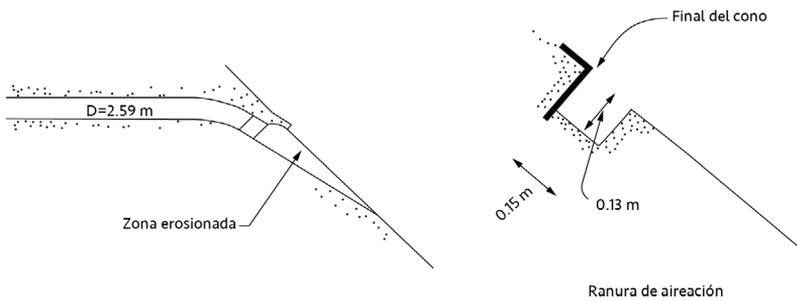


Figura 4.17 Ranura de aireación en la presa Grand Coulee, (Arreguín F., 1985).

Obra de toma de la presa Calacuccia. Esta obra diseñada para un gasto de 100.00 m³/s, con una carga de 61.40 m, es controlada por compuertas radiales de 1.60 por 2.00 m, y fue construida con una serie de ranuras aireadoras aguas debajo de las compuertas, ver Figura 4.13, después de 8000 h de operación no se habían registrado daños en el concreto.

Vertedor de la presa Yellow Tail. Este vertedor en túnel está formado por dos tramos, uno con una inclinación de 55°, unido por medio de una curva vertical con un tramo horizontal que fue parte de la obra de desvío. El diámetro del túnel es de 9.75 m y fue diseñado para un gasto de 2600.00 m³/s, con una carga de 147.70 m pudiendo alcanzar velocidades de hasta 49.00 m/s.

Después de sufrir grandes daños por cavitación, se colocaron aireadores de 0.90 por 0.90 m, ver Figura 4.18. Es importante notar el deflector y el desnivel entre las superficies aguas arriba y aguas abajo del mismo.

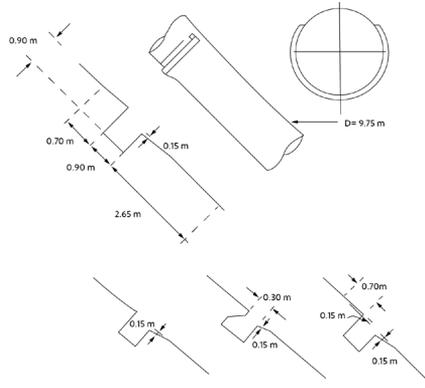


Figura 4.18 Aireadores de la Presa Yellowtail, Arreguín F., (1985).

Obra de toma de la Presa Mica. Esta toma está diseñada para un gasto de $1000.00 \text{ m}^3/\text{s}$, con una carga de 61.00 m , ver Figura 4.19. En este caso la aireación se logró por medio de escalones o sea por medio de diferencias de nivel entre dos tramos. Se construyeron dos aireadores, el primero después de las compuertas con un desnivel de 2.75 m y el segundo aguas debajo de la curva vertical, con una diferencia de niveles de 4.50 m .

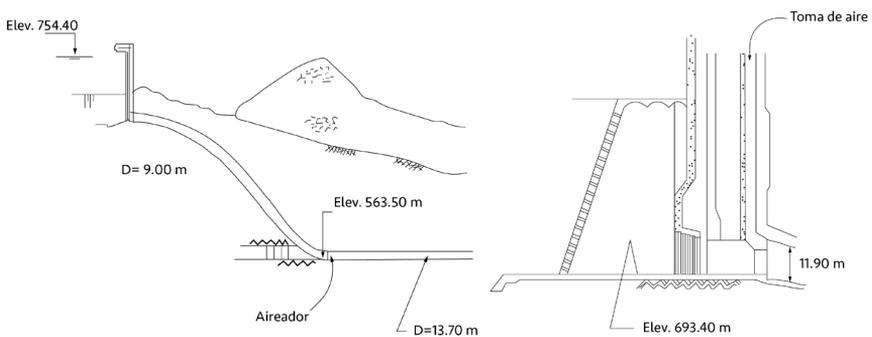


Figura 4.19 Sistema de aireación en la presa Mica, (Arreguín F., 1985).

Vertedor de la Presa Bratsk. Esta presa de concreto de 100.00 m de altura, tiene una rápida con pendiente de 1:0.80, ver Figura 4.14. En el vertedor existe un aireador colocado 30.00 m aguas debajo de la cresta, es un deflector hueco y el aire es incluido por la zona de separación en las pilas.

Vertedor de la presa Nurek. Este vertedor en túnel con diámetro de 10.00 m, fue diseñado para un gasto de 2400.00 m³/s y el flujo puede llegar a alcanzar velocidades de 42.00 m/s, ver Figura 4.15, cuenta con 8 aireadores cuya geometría se presenta en la misma figura.

Vertedor de la presa Guri, Ripken J. y Dahlin W. (1972). En esta presa se han incluido una serie de aireadores de diferente tipo: rampas, escalones y combinaciones de ellos, alimentados desde las pilas de las compuertas, o por medio de ventanas en las paredes, con lo cual se ha logrado reducir al mínimo los daños por cavitación que frecuentemente se presentaban.

Vertedor de la presa Foz de Areia. Esta presa de enrocamiento de 160.00 m de altura, tiene un vertedor de 400.00 m de largo por 70.60 m de ancho, diseñado para descargar 11000.00 m³/s, el cual fue protegido con tres rampas aireadoras, los resultados indican que la aireación ha inhibido casi totalmente a la cavitación.

La presa San Roque, Eccher L., Siegenthaler A., (1982), tiene un vertedor diseñado para descargar 12800.00 m³/s, el canal de descarga mide 105.00 m de ancho y 550.00 m de largo, con una pendiente máxima de 1:4, y pueden producirse velocidades de hasta 45.00 m/s. Para evitar erosión por cavitación en el vertedor se construyeron tres aireadores con deflector.

Vertedor de la presa General Ramón Corona, Trigomil, Jalisco, México. El vertedor se aloja en el centro de una cortina tipo gravedad, y fue diseñado para una avenida de diez mil años de período de retorno, con un gasto de 4 000 m³/s y tiene una longitud de 75.00 m. A la elevación 160.00 msnm de la rápida se construyó un aireador para evitar el riesgo de cavitación. Este tipo de dispositivo es el primero que se diseña y construye en México, ver Figura 4.20 y Figura 4.21.

Vertedor de la presa Luis Donaldo Colosio, "Huites", Sinaloa, México. Esta estructura tiene cuatro compuertas de 15.50 por 21.00 m, con dos canales de descarga y está situada a la izquierda de la cortina de sección gravedad, diseñada para un gasto de 22,445.00 m³/s, cuenta con tres aireadores, ver Figura 4.22, en esta última puede verse el funcionamiento adecuado de los aireadores.

Vertedor del P. H. Aguamilpa, Nayarit, México. La presa Aguamilpa, ubicada sobre el río Santiago, tiene un vertedor con seis compuertas de 12.00 por 19.00 m, con dos canales de descarga, para un gasto de 14 936.00 m³/s, está provisto con un aireador a 48.00 m de la cresta del cimacio, ver Figura 4.23.

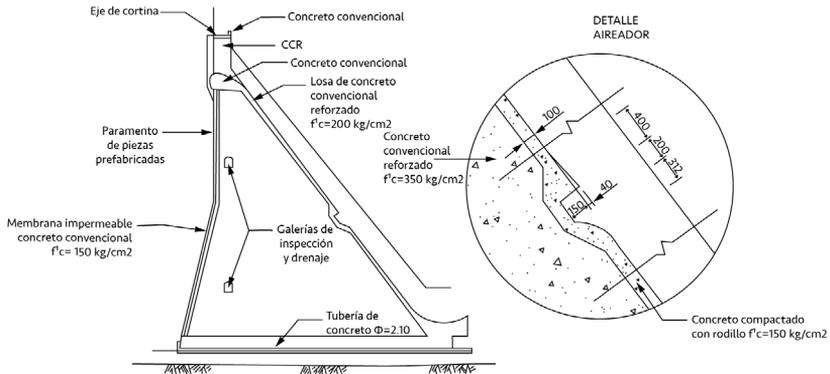


Figura 4.20 Aireador del vertedor de la presa Trigomil, México, (CNA, 1999).

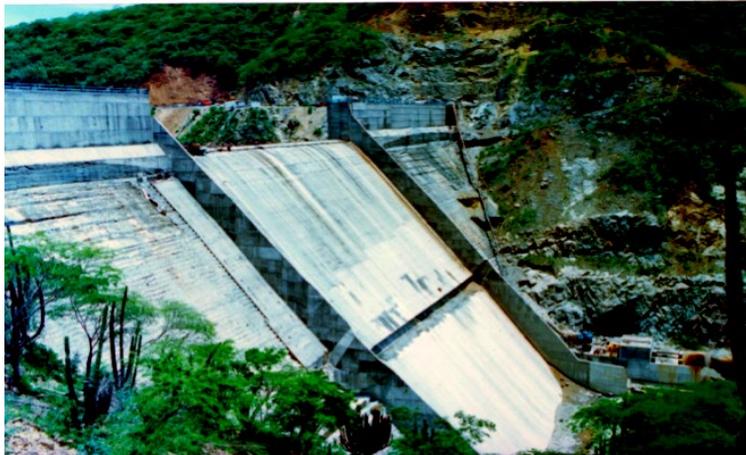


Figura 4.21 Aireador del vertedor de la presa Trigomil, México, (CNA, 1999).



Figura 4.22 Aireadores del vertedor de la presa Luis Donaldo Colosio en operación.



Figura 4.23 Aireadores del vertedor de la presa Aguamilpa

Vertedor de la presa Corral de Palmas, Nuevo León, México. Esta presa construida para controlar las avenidas del río Santa Catarina, Nuevo León, que afectan a la ciudad de Monterrey, tiene un vertedor de cresta libre con longitud de 80.00 m, diseñado para un gasto de 2 660.00 m³/s, provisto de un aireador a 48.00 m del cimacio., ver Figura 4.24.



Figura 4.24 Aireador del vertedor de la presa Corral de Palmas en el Estado de Nuevo León.

P. H. El Cajón, Nayarit, México. El proyecto hidroeléctrico el Cajón, construido sobre el río Santiago, Nayarit, tiene un vertedor diseñado para un gasto de $14\ 864.00\ \text{m}^3/\text{s}$, y cuenta con cinco aireadores que se ubican a cada $100.00\ \text{m}$, el primero de ellos a $242.00\ \text{m}$ de la cresta vertedora, están constituidos por un escalón deflector, y de una rampa, a todo lo ancho de los canales, ver Figura 4.25.



Figura 4.25 Aireadores de los vertedores del PH el Cajón

Presas Centenario de la Revolución Francisco J. Mújica. La cortina construida sobre el río El Marqués, en el estado de Michoacán, tiene una altura máxima de $87.00\ \text{m}$ y $230.00\ \text{m}$ de longitud, con un vertedor diseñado para una avenida de $4000.00\ \text{m}^3/\text{s}$, ubicado sobre la cortina. El aireador puede observarse en la Figura 4.26.



Figura 4.26 Aireador del vertedor de la presa Centenario de la Revolución Francisco J. Mújica.

4.2.2.14. Comportamiento del aire después de un aireador

Para conocer el comportamiento de la concentración de aire en el sentido del eje del conducto, es necesario establecer relaciones que incluyan entre otras variables a la distancia x , y el gasto de aire q_a inducido por el aireador, Arreguín F., (1985). Una forma de resolver este problema es utilizando la ecuación de difusión, Hinze J. O., (1975).

Carshaw y Jaeger, (1947), propusieron una solución para la ecuación de difusión, para calcular la distribución de concentración o temperatura aguas abajo de una línea fuente dada, esta solución es la siguiente:

$$c(x,y) = \frac{q_a}{2\pi D_x} K_0 \left(\frac{V \sqrt{x^2 + y^2}}{2D_x} \right) e^{-\frac{Lx}{2D_x}} \quad (4.16)$$

Donde:

$c(x,y)$ Concentración en el punto x, y

D_x Coeficiente de difusión

K_0 Función modificada de Bessel de segunda clase y orden cero

V velocidad media

Como en este caso particular interesa conocer la concentración de aire cerca de la plantilla, es decir los valores y/x son pequeños, la ecuación (4.16) puede transformarse de acuerdo con Hinze, J.O., 1975, como se muestra a continuación:

$$c(x,y) = \frac{q_a}{2 \sqrt{\pi D_x V x}} e^{-\left(\frac{V y^2}{4 D_x x}\right)} \quad (4.17)$$

Dado que $y \rightarrow 0$ cuando $e\left(-\frac{1y^2}{4D_x}\right) \rightarrow 1$, la ecuación (4.17) se reduce a:

$$c(x,y) = \frac{q_a}{2 \sqrt{\pi D_x V_x}} \quad (4.18)$$

Despejando D_x :

$$D_x = \frac{q_a^2}{4c^2 \pi V_x} \quad (4.19)$$

Para calcular los coeficientes de difusión se hicieron mediciones en la instalación de alta velocidad descrita anteriormente, donde se construyó un aireador y en la toma del mismo se colocó un tubo unido a un anemómetro, de tal manera que se pudiera medir la velocidad del aire V_1 que entraba al flujo, así con la velocidad del aire y el área del aireador A_1 , se podía obtener el gasto de aire incluido Q_{a_1} :

$$Q_{a_1} = V_1 A_1 \quad (4.20)$$

Entonces se procedió a hacer una serie de mediciones de concentración de aire aguas abajo del aireador, desde la plantilla del canal hasta la profundidad donde ya no se registraba aire en el flujo, obteniéndose relaciones $c - y$ y $c - Q_m$.

Con las mediciones hechas y con el auxilio de la ecuación (4.19) se obtuvieron los coeficientes de difusión D_x . En la Figura 4.27, se presenta la relación $x / y = D_x / q_a$, donde x es la distancia del aireador a la zona de interés, y es el tirante para el flujo teórico no aireado. En este caso D_x / q_a aumenta con x / y .

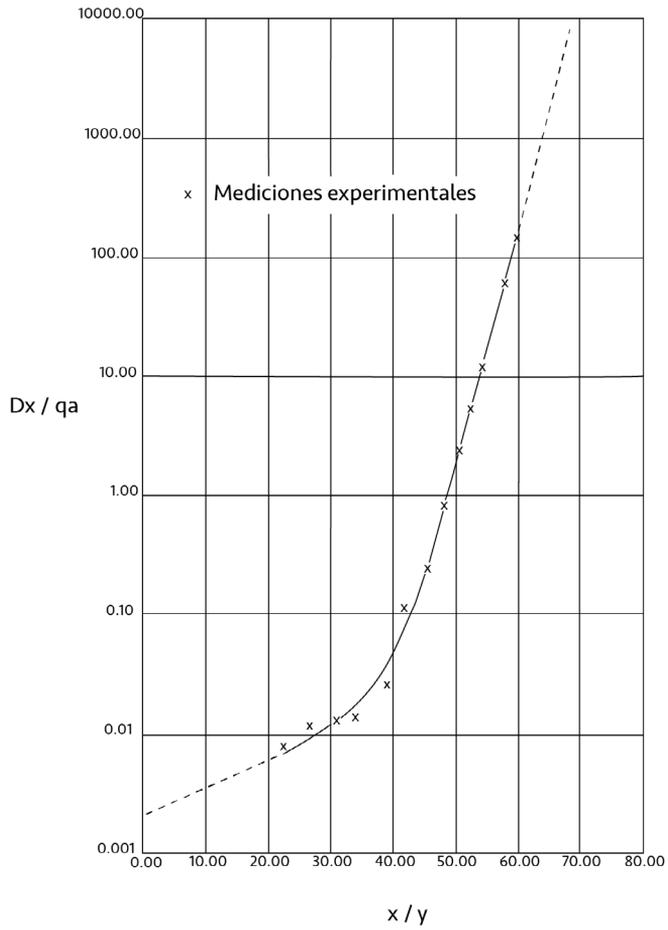


Figura 4.27 Relación $x/y - Dx/qa$ para el canal de alta velocidad, Arreguín F., (1985).

4.2.2.15. Método propuesto por Arreguín F., (1985).

Para conocer la concentración de aire c cerca de la plantilla a diferentes distancias del aireador se propone el siguiente método:

Calcular el perfil teórico del agua sin aire incluido

Obtener la velocidad V y la relación x/y

Con el auxilio de la fig. 4.26 obtener $\frac{D_x}{q_a}$

Calcular $q_a = \frac{Q_a}{b}$

Obtener D_x

Con la ecuación (4.19) calcular la concentración c en la sección de interés, considerando que D_x es función de x , y por lo tanto es necesario calcularlo en cada estación.

Si lo que interesa es calcular la distancia entre aireadores, se debe aplicar el método hasta encontrar la concentración prefijada para proteger la obra.

4.2.2.15.1. Ejemplos

Con objeto de mostrar la aplicabilidad del método propuesto se seleccionaron tres casos:

Ejemplo 4.2. La P.H. Foz de Areia, Brasil, Pinto S., Neidert S.H., (1982).

Ejemplo 4.3 La P.H. Guri, Venezuela, Marcano, Castillejo, (1984).

Ejemplo 4.4 Un modelo de la Presa San Roque, Argentina, Eccher L., Siegenthaler A., (1982).

Ejemplo 4.2. Para el caso de la presa Foz de Areia se obtuvieron las concentraciones a partir de los aireadores, en la Figura 4.28, puede observarse que de acuerdo al método propuesto para un gasto de 3300.00 m³/s la distancia entre el primer y segundo aireador está totalmente protegida, pues a este último llega una concentración mayor del 2.00%, la distancia entre el segundo y tercer aireador, y entre éste y la cubeta deflectora, de acuerdo con el método propuesto tendrían algunos problemas de cavitación en los últimos metros.

Ejemplo 4.3 Para la presa Guri se obtuvo la variación de la concentración, para aireadores con diferente ángulo de deflector, ver Figura 4.29, en esta puede observarse, como ya se había anotado la influencia de dicho ángulo sobre la cantidad de aire incluido.

Ejemplo 4.4 En el caso de la presa San Roque se hicieron mediciones de concentración de aire en modelo, estos son comparados con los obtenidos aplicando el método propuesto, ver Figura 4.30. Como puede notarse en este caso la coincidencia no es muy buena, sin embargo, son dudosas las mediciones reportadas, pues existen zonas donde la concentración se incrementa sin razón aparente.

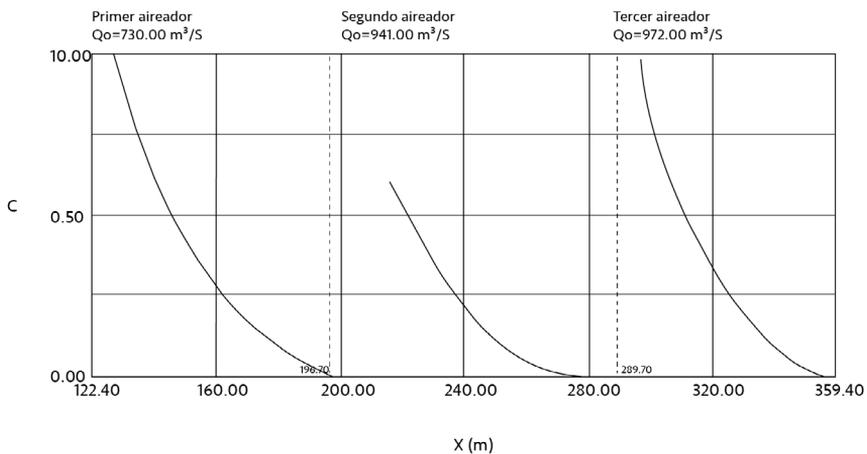


Figura 4.28 Concentraciones de Aire c , contra distancia a partir de los aireadores.
Presa Foz de Areia. Brasil. $Q = 3300.00 \text{ m}^3/\text{s}$, Arreguín F., (1985).

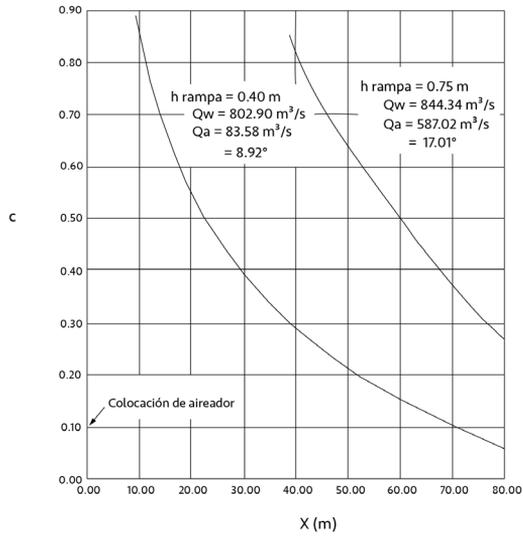


Figura 4.29 Concentraciones para aireadores con diferente altura de rampa en el vertedor de la presa Guri, Venezuela, Arreguín F., (1985).

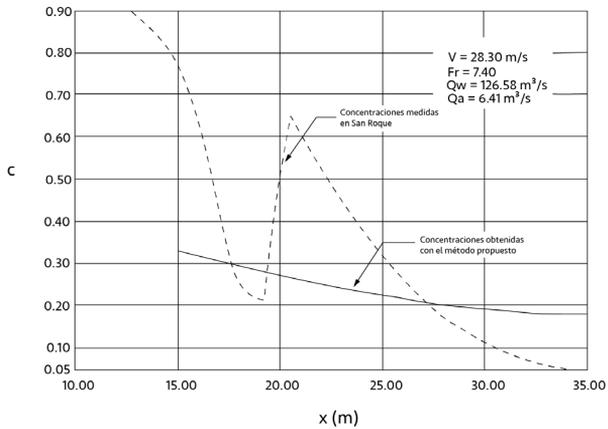


Figura 4.30 Comparación de las mediciones hechas en el modelo de la presa San Roque y las obtenidas con el método propuesto, Arreguín F., (1985).

Mohammad-Hosseini, Erfanain-Azmoudeh y Amir Abbas Kamanbedast, (2013), utilizaron el programa FLOW 3D, para determinar la distancia entre los aireadores de la presa Gotvandoliadam's en Irán, comparando los resultados obtenidos con los datos de modelos, logrando una buena aproximación. En ese mismo año Ebrahim Nohani, Saman Sakhaei y Ali Afrous, (2013), utilizaron el mismo programa para analizar el riesgo de cavitación en la presa Jarreh, en Irán, también compararon con datos de modelos y encontraron buena coincidencia.

En 2018 Wuyi Wan, Bin Liu y Awais Raza utilizaron análisis probabilístico y dinámica computacional de fluidos, CFD por sus siglas en inglés, y compararon también sus resultados con los obtenidos en modelo, encontrando similitud aceptable.

Vale la pena hacer notar, como se señala en otro apartado de este capítulo el gran problema de los efectos de escala de los resultados obtenidos en modelo, lo cual permite concluir que es necesario comparar los datos obtenidos con modelos numéricos, con mediciones en prototipo.

4.2.2.16. Los vertedores escalonados, una forma de prevenir la cavitación

Desde la década de los 80's en el mundo se empezaron a construir presas de Concreto Compactado con Rodillo, CCR, debido a que la tecnología empleada es muy similar a la utilizada en la construcción de carreteras, lo cual reduce los tiempos de construcción y los costos de las obras.

Aprovechando la forma de las cortinas de CCR, se han construido vertedores escalonados sobre ellas, y existen reportes Frizell K. y Mefford B., (1991); Chanson H., (2013); Felder S., (2013); Daneshfaraz, R. y Zogi, (2013); J. Matos y I. Meireles, (2014); Denik S. *et al*, (2014); Krisnayanti Jian-hua W., Shang-tuo Q. y Fei M., (2016); Zhang G. y Chanson H., (2016); Amir Kamyab M. *et el*, (2017); Valero D. y Bungen D., (2017); Zhang G., (2017); Albin Hedehag Damberg y Ebba Wargsjö Gunnarsson, (2017); y Ashour M. (2019), que señalan que con mediciones en cortinas de este tipo, reforzadas con estudios en modelos hidráulicos, no se han detectado problemas de cavitación, precisamente por la inclusión de aire que provocan los escalones, incluso se señala éstos los escalones podrían diseñarse para incluir la cantidad de aire necesaria para evitar la cavitación.

Se reportan otro tipo de ventajas como las señaladas por Bacchiega J. y Fattor C., (2016), que compararon las dimensiones de un tanque amortiguador para un vertedor liso y uno escalonado, resultando que este último sería un 23.5 % más corto que el necesario para uno liso, la cota de la plantilla de éste estaría

2.34 m por arriba en el caso del vertedor escalonado, y finalmente el volumen de excavación sería menor en 20,000.00 m³ en el caso del vertedor escalonado.

Bentalha C. (2018), mediante un modelo k- ϵ de turbulencia estándar calculó el punto de inyección para un vertedor escalonado, Parsaie A., *et al*, (2019), y lo comparó con datos experimentales, logrando buena similitud, y los comparó con los resultados experimentales de Felder S. y Chanson H., (2009), logrando también buena correspondencia, en 2019 repitieron el análisis utilizando ahora el paquete informático Ansys Fluen con mayor precisión.

Udai A. Jahad *et al*, (2016); y Gangfu Z. y Chanson H, (2017), reportan diferentes formas de escalón con objeto de estimar eficiencia en la inclusión de aire en el flujo.

Bentalha C. y Habi M., (2019), estudiaron las características de un flujo aireado: perfiles de velocidades, campos de presión y efecto de la altura de los escalones en el riesgo de cavitación; a partir del punto de inyección, utilizando un modelo hidráulico.

4.3. Referencias

1. Albin Hedehag Damberg Ebba Wargsjö Gunnarsson. *Experimental investigation of the air-water flow properties in the cavity zone downstream a chute aerator* Norrland. Handledare: James Yang Examinator: Petra Jönson Ämnesgranskare: Per Norrland ISSN: 1650-8300, UPTec ES17 028. 2017.
2. ACI, *Erosion of Concrete in Hydraulic Structures*, Report 210, 1998.
3. Amir Kanyab M., y Ketabdar M., y Ahmadian A. y Pishdadakhgari M., "Flow Regime; energy loss; experimental method". *International Journal of Research and Engineering*. IJRE | Vol. 04 No. 05 | May 2017.
4. Anderson A., y Straub F, *Self-aerated flow in open channels*, ASCE, Vol 125, 1960 pp. 456-481.
5. Arreguín F., y Echávez G., "Aireación en Flujos de Alta Velocidad. Región Gradualmente Aireada", *X Congreso de la Academia Nacional de Ingeniería*, 1984, pp. 258-262.
6. Arreguín F., y Echávez G., "Aireación en Flujos de Alta Velocidad. Zonas parcial y totalmente Aireadas", *XI Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Buenos Aires, Argentina, 1984, pp. 645-656
7. Arreguín F., y Echávez G., "Aireación Natural en Flujos de alta Velocidad. Región Gradualmente Aireada", Parte I. *VII Congreso Nacional de Hidráulica*, pp. C68-C77. 1984.
8. Arreguín F., y Echávez G., "Aireación Natural en Flujos de Alta Velocidad, Región Parcialmente Aireada", Parte II *VIII Congreso Nacional de Hidráulica*, 1984 pp. C78-C90.
9. Arreguín F., "Aireación y Superficies poliédricas", Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, septiembre, 1985
10. Arreguín F., y Echávez G., *Aireación en Obras de Excedencia*, Ingeniería Hidráulica en México, pp. 59-73, septiembre - diciembre 1985.
11. Arreguín F., "Cavitación y aireación en obras de excedencia", *Avances en Hidráulica 73*, Asociación Mexicana de Hidráulica e Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México, México D. F., ISBN-968-5536-48-1, mayo de 2005, 75 pp.
12. Ashour M., y Aly T., y Ali M. "Una investigación sobre la disipación de energía y la aireación en obras de excedencias". *Veintidosavo congreso internacional de tecnología del agua*, IWTC22 Ismailia, Egipto. 12-13 septiembre 2019
13. Bacchiega J. y Fattor C. "Estudio del vertedero escalonado de la presa el Bolsón, Catamarca". *ResearchGate*, 2016.
14. Ball J W, Cavitation from surface irregularities in high velocity, *Journal of the hydraulics Division*, 102, Sep p. 1973.
15. Bentalha C., "Numerical study of turbulent flow for moderate-slope Stepped spillways", *Malaysian Journal of Civil Engineering* 30(1):57-68 (2018).

16. Bentalha C. y Habi M. "Numerical study of the flow field for moderate-slope stepped spillways", *Larhyss Journal*, ISSN 1112-3680, n°37, Mars 2019, pp. 39-51 © 2019.
17. Bentalha C. y Habi M. "Free surface profile and inception point as characteristics of aerated flow over stepped spillway: Numerical study". *Journal of water and land development*. Section of Land Reclamation and Environmental Engineering in Agriculture, 2019 2019, No. 42 (VII-IX): 42-48 © Institute of Technology and Life Sciences (ITP), 2019 PL ISSN 1429-7426, e-ISSN 2083-4535 Available (PDF): <http://www.itp.edu.pl/wydawnictwo/journal>; <http://www.degruyter.com/view/j/jwld>; <http://journals.pan.pl/jwld>
18. Carshaw H, y Jaeger J, *Conduction of Heat in Solids* p 233, Clarendon Press, Oxford 1947.
19. Colgate D, "Cavitation Damage of Roughened Concrete Surfaces", *Journal fo the Hydraulics Division ASCE*, Noviembre, 1959.
20. C.N.A., Disco Compacto, *Grandes Presas de México*, 1999
21. C.F.E., *Manual de Diseño de Obras Civiles*, Sección E, Hidráulica, pp 1380-1427, 1970.
22. Chanson H. "Hydraulics of Aerated Flows: Qui Pro Quo?" *Journal of Hydraulic Research*, IAHR, Invited Vision paper, Vol. 51, No. 3, pp. 223-243 (DOI:10.1080/00221686.2013.795917) (ISSN 0022-1686). 2013.
23. Daily J., y Harleman D, *Dinámica de los fluidos*, Editorial Trilla, México, 1975, p 453.
24. Dalmiron R. "Cfd modelling of dam spillway aerator". Master Thesis Division of Water Resources Engineering Department of Building & Environmental Technology Lund University Box 118. 221 00 Lund, Sweden. 2015.
25. Daneshfaraz, R. y Zogi N. "Investigation of cavitation in stepped spillway of Siah-Bishe Dam by using Flow-3d Model". *International Research Journal of Applied and Basic Sciences* © 2013 Available online at www.irjabs.com ISSN 2251-838X / Vol, 4 (10): 3382-3388 Science Explorer Publications.
26. United States Department of the interior, Bureau of Reclamation *Design of Small Dams*, Washington, D.C., 1960
27. Douma J. H., "Discussion on Open Channel flow at high velocities, by L. Standish Hall, in Entrainment of air in flowing water": a symposium, *Transactions, American Society of Civil Engineers*, vol 108, pp. 1462-1473, 1943.
28. Ebrahim Nohani, y Saman Sakhaei, y Ali Afrous. "The Study of Cavitation Phenomenon in the Chute of Jarreh Dam by Applying FLOW-3D Model". *Bull. Env. Pharmacol. Life Sci.*, Vol 3 (1) December 2013: 83-90 ©2013 *Academy for Environment and Life Sciences, India Journal's* Online ISSN 2277-1808 URL:<http://www.bepls.com>.
29. Eccher L, y Siegenthaler A, *Spillway Aeration of the San Roque Project*, Water Power and Dam Construction, Sep 1982, pp 37-41.
30. Echávez G., *Cavitación en obras vertedoras de alta caída*, Instituto de Ingeniería, UNAM 285, marzo 1971.

31. Echávez G., *Protección de zonas expuestas a cavitación Aplicaciones parte IV*, Instituto de Ingeniería, UNAM, 286 1971.
32. Echávez G., y Arreguín F, *Comportamiento de varias resinas epóxicas bajo excitaciones turbulentas y de cavitación*, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe a CFE, 1976.
33. Echávez G., y Arreguín F, *Amplicación del proyecto sobre comportamiento de recubrimientos de concreto bajo excitaciones turbulentas y de cavitación*, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe a CFE, 1976
34. Echávez G., *Cavitación en Vertedores*, 415 Instituto de Ingeniería, UNAM, febrero 1979, pág 5.
35. Echávez G, y Arreguín F, "Diseño Poliédrico de Obras de Excedencia", *X Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, México D. F. 1982, pp. 270-278.
36. Echávez G., y Ruiz G., "Air ramps location in high head spillways". *Proceedings of the 7th International Conference on Hydro Science and Engineering*, Philadelphia, USA, Septiembre 10-13, 2006 (ICHE 2006) ISBN: 0977447405
37. Engineering Report on Design, *Construction and Operation of Bratsk Hydropower Plant (named for 50th Anniversary of the Great October)*, Vol. 1, pp 440., Energiya, Moscow, 1974
38. Falvey T. *Air-water flow in hydraulic structures United States Department of the Interior Water and power resources service, USA, 1980.*
39. Faridmehr I., y Javadi M., y Yazdanipour M. y Kolahchi A. *Hydraulic and structural considerations of dam's spillway -a case study of Karkheh Dam, Andimeshk, Iran.* Structural Monitoring and Maintenance, Vol. 6, No. 1 (2019) 1-17.
40. Fadaei Kermani, y G.A. Barani, y M. Ghaeini-Hessaroeieh. "Investigation of Cavitation Damage Levels on Spillways". *World Applied Sciences Journal* 21 (1): 73-78, 2013 ISSN 1818-4952 © IDOSI Publications, 2013 DOI: 10.5829/idosi.wasj.2013.21.1.2630
41. Felder S., y Chanson H. *Energy dissipation, flow resistance and gas-liquid interfacial area in skimming flows on moderate-slope stepped spillways.* Environ Fluid Mech (2009) 427-441.
42. Felder S. "Air-Water Flow Properties on Stepped Spillways for Embankment Dams: Aeration, Energy Dissipation and Turbulence on Uniform, Non-Uniform and Pooled Stepped Chutes". A thesis submitted for the degree of Doctor of Philosophy at The University of Queensland in 2013.
43. Frizell K., y Mefford B., *Designing spilways to prevent cavitation damage*, Concrete International, May 1991, Volume 13, Number 5.
44. Gainzburg Ts G, y Tchistyakov A M, *Design of a Ewar-Resistant anticavitational Concrete Gosenergoizdath*, M L 1959.
45. Gal'perin R., y Oskolkov A., y Semenov V., y Tsedrov G., *Cavitation in Hydraulic Structures.* Energiya, Moscow, 1977

46. Gangadharaiah T, y Rao L, "Inception and Entrainment in Self-aerated Flows", *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, July 1970, 1549-1563.
47. Gangfu Zhang, y Hubert Chanson, "Air-Water Flow Properties in Stepped Chutes with Modified Step and Cavity Geometries", *International Journal of Multiphase Flow* (2017), doi: 10.1016/j.ijmultiphaseflow.2017.11.009
48. Gerard Calitz. "Aeration of Roberts Splitters through an Internal gallery of a dam" Thesis submitted to the University of Stellenbosch in partial fulfilment of the requirements for the degree of Master of Engineering. Department of Civil Engineering University of Stellenbosch Private Bag X1, Matieland, 7602 Stellenbosch, South Africa. 2016.
49. Govinda Rao H S, *Erosion Resistance, Cavitation-its Inception and Damage Irrigation and Power*, V 18, No. 1. 1961.
50. Govinda R., and Thiruvengadam A, "Prediction of Cavitation Damage", *Journal of the American Society of Civil Engineering*, Sep 1961.
51. Grün W, *Sperbeton für Moderne Wasserbanten Wasservirtschaft*, Proc Amer Soc Civ Eng No. 7, 1960.
52. Halbronn G., *Etude de la mise en regimedes ecoulements sur les aouvrages a fortupente*, La houller Blanche, No. 1. 1951 pp 21-40
53. Hamilton W S, "Aeration of Flows down Spillway", an unpublished Harza Engineering Company Memorandum, Feb 27, 1980.
54. Hassan Kiamanesh, "An Investigation to Predict the Sub-Atmospheric Pressure on High Spillways". A Thesis in the Department of Civil Engineering presented in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosophy at Concordia University Monneal, Quebec, Canada, May 1996.
55. Hickox G. H., *Air entrainment on spillways faces*, Vol 15, NO. 12, 1945, pp 562-563.
56. Hinze J O, *Turbulence*, McGraw-Hill, Second Edition, 1975.
57. Holl J. W., *The estimation of the effect of surface irregularities on the inception of cavitation*, Universidad Estatal de Pensilvania, 1965.
58. Inozemtev Y. P., "Resistencia a la erosión cavitacional de concretos hidrotécnicos para cementantes y aglutinantes", *XI Congreso AIHR*, I, 48, Leningrado 1965.
59. Jijian Lian, y Chunfeng Qi, y Fang Liu, y Wenjuan Gou, y Shunqi Pan, y Qunan Ouyang, *Air Entrainment and Air Demand in the Spillway Tunnel at the Jinping-I Dam*, Appl. Sci. 2017, 7, 930; doi:10.3390/app7090930
60. Jian-hua W., Shang-tuo Q. y Fei M., "A new design of ski-jump-step spillway", *Science Direct, Journal of hydraulics*, DOI: 10.1016/S1001-6058(16)60692-3, 2016.
61. Keller R., y Wood I., "Developing Region In Self-Aerated Flows", *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, April 1974, pp 553-567.
62. Krisnayanti D., y Dermawan V. "Study investigation of hydraulic model on stepped spillway". *Third International Conference on Sustainable Built Environment* ISBN: 978-602-98397-4-6 1

63. Kudriashov G V, y Zharov N I. Rosanov N P, y Niet Kaliev A T, *Cavitation and Cavitation Erosion of Members of Water Outlet Structures*, International Association for Hydraulic Research, Moscú, 1983, pp 453-467.
64. Koschitzky H. P., y Kobus H. "Hidráulica y diseño de aireadores en obras de excedencias para prevenir la cavitación en flujos con alta velocidad", *Simposio internacional de Hidráulica para grandes presas*. 1988.
65. Lane E W, *Entrainment of air inswiftly flowins water*, Civil Engineering Vol 9, No. 2, 1939, pp 88-91.
66. Laurel J., y Aguilar A. *Simulación física y matemática del flujo en vertedores escalonados*. Informe final hc1109.1. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México, 2011.
67. Leel W., y Hoopes J. *Cavitation index; flow velocity*, J. Hydraulic Engineering, 1996, 122(9): 481-488.
68. Marcano, y Castillejo, "Model-Prototype Comparison of Aeration Devices of Guri Dam Spillway", *Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures*, IAHR, septiembre 1984 pp 4.6-1 4.6-5.
69. Matos J., y Meireles I. "Hydraulics of stepped weirs and dam spillways: engineering challenges, labyrinths of research", *5th International Symposium on Hydraulic Structures*, Australia, 25-27 junio 2014 Hydraulic Structures and Society: Engineering Challenges and Extremes ISBN 9781742721156 - DOI: 10.14264/uql.2014.11.
70. May R., y W. P., *Cavitation in Hydraulic Structures, Ocurrence and prevention*, Hydraulic Research, Wallinford, Oxfordshire OX 10. Inglaterra, 1987.
71. Mohammad-Hossein, y Erfanain-Azmoudeh, y Amir Abbas Kamanbedast. *Determine the Appropriate Location of Aerator System on Gotvandoliadam's Spillway Using Flow 3D*. American-Eurasian J. Agric. & Environ. Sci., 13 (3): 378-383, 2013 ISSN 1818-6769 © IDOSI Publications, 2013 DOI: 10.5829/idosi.ajeaes.2013.13.03.458.
72. Najm Obaid Salim Alghazali, y Salam M. Jasim. *Location of air inception point for different configurations of stepped spillways*. ISSN 0976 – 6308 (Print). ISSN 0976. 2014
73. Nowohty H, *Destruction of Materials by Cavitation*, DVI Verlag, Berlin 1942.
74. Parsaie A., y Hamzeh A., *Inception Point of Flow Aeration on Quarter-Circular Crested Stepped Spillway*. Flow Measurement and Instrumentation. PII: S0955-5986(19)30099-8. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.flowmeasinst.2019.101618>. Reference: JFMI 101618. 2019.
75. Peterka A.J., "The Effect of Entrained Air on Cavitation Pitting", *Proceedings Minnesota International Hydraulics Convention*, U S A, 1965
76. Pinto S., y Neidert S H., *Aeration of High Velocity Flow*, Water Power and Dam Construction, febrero, 1982, pp 34;38, marzo pp 42, 44.
77. Prusza Z., y Mantellini T, y Semenkov V, *Remedial Measures Against Spillway Cavitation*, International Association for Hydraulic Research, Moscú 1983, pp 468-476.

78. Rajasekhar P., y Santhosh, Y., y Soma Sekhar. "Physical and Numerical Model Studies on Cavitation Phenomenon-A Study on Nagarjuna Sagar Spillway". *International Journal of Recent Development in Engineering and Technology* Website: www.ijrdet.com (ISSN 2347-6435(Online) Vol. 2, Issue 1, enero 2014).
79. Rauhermi. *Se habló mucho de la presa de Oroville. Ahora se pueden extraer algunas lecciones*. Es el agua. 2018.
80. Rebollo J., y López D., y Garrote L., y Ramos T., y Díaz R y Herrero R, *Experimental Analysis of the Influence of Aeration in the Energy Dissipation of Supercritical Channel Flows*. Water 2019, 11, 576; doi:10.3390/w11030576.
81. Ruidi B., Liu Shanjun y Wang Wei. "Air Bubble Frequency Distribution in the Cavity Zone". *Journal of Energy and Power Engineering* 11 (2017) 233-236. doi: 10.17265/1934-8975/2017.04.003.
82. Ripken J., y Dahlin W. *Hydraulic model studies for the Guri hydroelectric Project. Report on spillway cavitation damage*. Universidad de Minnesota, St. Anthony Falls; by Hydraulic laboratory. 1972.
83. Rui-di Bai, y Fa-xing Zhang, y Wei Wang, y Shan-jun Liu, *Air entrainment and detrainment downstream of a chute aerator*, Springer, <https://doi.org/10.1007/s42241-018-0093-7>, 2018.
84. Shalnev K. K., *Cavitation due to unevenness of the surface and erosion caused by it*, Dokl Adak, Nawk, USSSR, 78, 1951.
85. Shi-ping R., y Jian-hua W., y Wei-wei W., "Hydraulic research of aerators on tunnel spillways", Science Direct, *Journal of Hydrodynamics*, 2007.
86. Shuai Li, y Jianmin Zhang, y Xiaoqing Chen, y Jiangang Chen, *Three-Dimensional Aerators: Characteristics of the Air Bubbles*. Water 2018, 10, 1430; doi:10.3390/w10101430.
87. Silveria A, *Some considerations on the durability of dams*, Water Power and Dam Construction, pp. 19-28, feb. 1990.
88. Rozanov N., y Moys P., y Paskkovy Vorobjob G., "Research of Vacuum and cavitation Characteristics of Elements of Hydrotechnical Structures", *Eleventh International Congress*, 1.33, Leningrado, 1965.
89. Udai A. Jahad, y Riyadh Al-Ameri, y Lloyd H.C. Chua, Subrat Das. "Energy dissipation and geometry effects over stepped spillways". *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)*. Vol. 7, Issue 4, julio-agosto 2016, pp. 188-198. Artículo ID: IJCIET_07_04_015. ISSN Print: 0976-6308 y ISSN Online: 0976-6316. 2016.
90. U.S. Army Corps of Engineering, y U.S.A.C.E., *Recommended guidelines for safety inspection of dams*, Vol 1, Apendix D, National Program Inspection of Dams, USA, 1976.
91. USBR. *Erosion of Concrete by Cavitation and Solids in Flowing Water*, No. C342, Denver, Colorado, Jul 1947.
92. USBR. *Erosion Resistance Test of Concrete and Protective Coatings*, Concrete laboratory, Informe NO. C-445, Denver Colorado, Feb 1952.

93. USBR. *Cavitation in chutes and spillways*. 1990.
94. USBR. *Cavitation Damage Induced Failure of Spillways*, Denver Colorado, 2015.
95. Valero D., y Bung D., "Development of the Interfacial Air Layer in the Non-Aerated Region of High-Velocity Spillway Flows. Instabilities Growth, Entrapped Air and Influence on the Self-Aeration Onset", *International Journal of Multiphase Flow* (2016), doi: 10.1016/j.ijmultiphaseflow.2016.04.012.
96. Valero D., y Bung D. "Reformulating self-aeration in hydraulic structures: turbulent growth of free surface perturbations leading to air entrainment". *International Journal of Multiphase Flow* (2017), doi: 10.1016/j.ijmultiphaseflow.2017.12.011.
97. Volkart P., y Rutschmann P., "Rapid Flow in Spillway Chutes with and without Deflectors A Model-Prototype Comparison", *Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures IAHR*, Septiembre 3-6, 1984 pp 4.5-1 4.5-8.
98. Wuyi Wan, y Bin Liu, y Awais Raza. "Numerical Prediction and Risk Analysis of Hydraulic Cavitation Damage in a High-Speed-Flow Spillway". *Shock and Vibration* Volume 2018, Article ID 1817307, 11 pages <https://doi.org/10.1155/2018/1817307>.
99. Zhang G., y Chanson H., "Free-Surface Aeration in a Steep Stepped Spillway". B. Crookston & B. Tullis (Eds.), *Hydraulic Structures and Water System Management. 6th IAHR International Symposium on Hydraulic Structures*, Portland, OR, 27-30 June (pp. x-x). doi:10.15142/T3670628160853 (ISBN 978-1-884575-75-4). 2016.
100. Zhang G. "Free-Surface Aeration, Turbulence, and Energy Dissipation on Stepped Chutes with Triangular Steps, Chamfered Steps, and Partially Blocked Step Cavities". A thesis submitted for the degree of Doctor of Philosophy at The University of Queensland in 2017.

5

Obras de toma

Las obras de toma son canales o conductos a través de los cuales se extrae el agua de una presa de acuerdo con una ley de demanda determinada, (Guyer P., 2018). Ésta obedece a los objetivos de la obra: riego, generación de energía, abastecimiento de agua para consumo humano o uso industrial, requerimientos ambientales (gasto ecológico), recarga de acuíferos, o control de inundaciones, en este último caso la operación de las presas consiste en llevarlas a niveles de almacenamiento adecuados antes de la temporada de lluvias, o incluso vaciarlas en el caso de las llamadas cortinas rompepicos. En algunas ocasiones estas obras se utilizan para bajar el nivel del agua en el vaso para hacer inspecciones o reparaciones de la cortina, de la obra de excedencias o de la toma misma.

En la selección del tipo de obra de toma, además de la demanda influyen la clase de cortina, el objetivo de la obra, el caudal que deberá conducir, (Arreguín F., 2006), la carga hidráulica con la que operará, la topografía y geología del sitio, la factibilidad económica, el programa de construcción, e incluso el tipo de obra de desvío, en el caso de que se pretenda utilizar ésta una vez que se deje de utilizar con ese fin.

En la Figura 5.1 se presenta la obra de toma de la presa derivadora De Pabellón, (CONAGUA, 1999), que como puede observarse se aloja en una cortina de arco delgado. Está integrada por una tubería relativamente corta que pasa a través de la cortina, con una rejilla inclinada en el extremo aguas arriba, y una válvula de mariposa para control de las extracciones aguas abajo.

En la Figura 5.2 se muestra la obra de toma de la presa La Angostura, (CONAGUA, 1999), compuesta por cuatro tuberías de acero ahogadas en el concreto en la parte central de una cortina de arco gravedad, provistas aguas arriba con rejillas y aguas abajo con válvulas de emergencia y servicio, que se operan desde una casa de máquinas construida al pie de la cortina.

Un caso diferente se presenta en la Figura 5.3, donde puede notarse la obra de toma de la presa Ordeña Vieja, (CONAGUA, 1999), que se ubica bajo la cimentación de una cortina de gravedad, dentro de una trinchera y ahogada en concreto. La obra inicia en una estructura de entrada rectangular de concreto reforzado con un orificio para una rejilla, en el otro extremo de la tubería están instaladas dos válvulas de compuerta para emergencia y servicio, que descargan el agua por medio de un codo de 90° en un tanque amortiguador.

Un ejemplo de relativa sencillez es el de la obra de toma de la presa Rodríguez, ver Figura 5.4, (CONAGUA, 1999), que cuenta con una cortina de contrafuertes que tiene dos orificios de sección cuadrada a través de los cuales pasan tuberías provistas de rejillas en su extremo aguas arriba, que se unen aguas abajo para formar un sólo conducto que sale de la estructura entre dos contrafuertes. Las tuberías están provistas con válvulas de emergencia y de servicio.

En la Figura 5.5 se presenta la obra de toma de la presa La Campana, (CONAGUA, 1999), que tiene una cortina de materiales graduados, la toma está alojada en una ladera de la boquilla, consiste en una estructura de acceso de concreto reforzado de sección rectangular, donde se ubican las rejillas en las caras frontal y laterales, aquí inicia la tubería de acero que cruza por abajo de la cortina y entra en la cámara de válvulas. La tubería se prolonga hasta un codo vertical de 90o descarga en un tanque amortiguador.

5.1. Clasificación de las obras de toma

Atendiendo a su objetivo las obras de toma pueden agruparse así:

- a) Para abastecimiento de agua potable o usos industriales,
- b) para riego,
- c) para generación eléctrica,
- d) para recarga de acuíferos y
- e) combinadas o mixtas.

Otra forma de clasificarlas es tomando en cuenta la forma de conducir el agua, como sigue:

- a) De conducción a superficie libre,
- b) de conducción a presión y
- c) de conducción mixta.

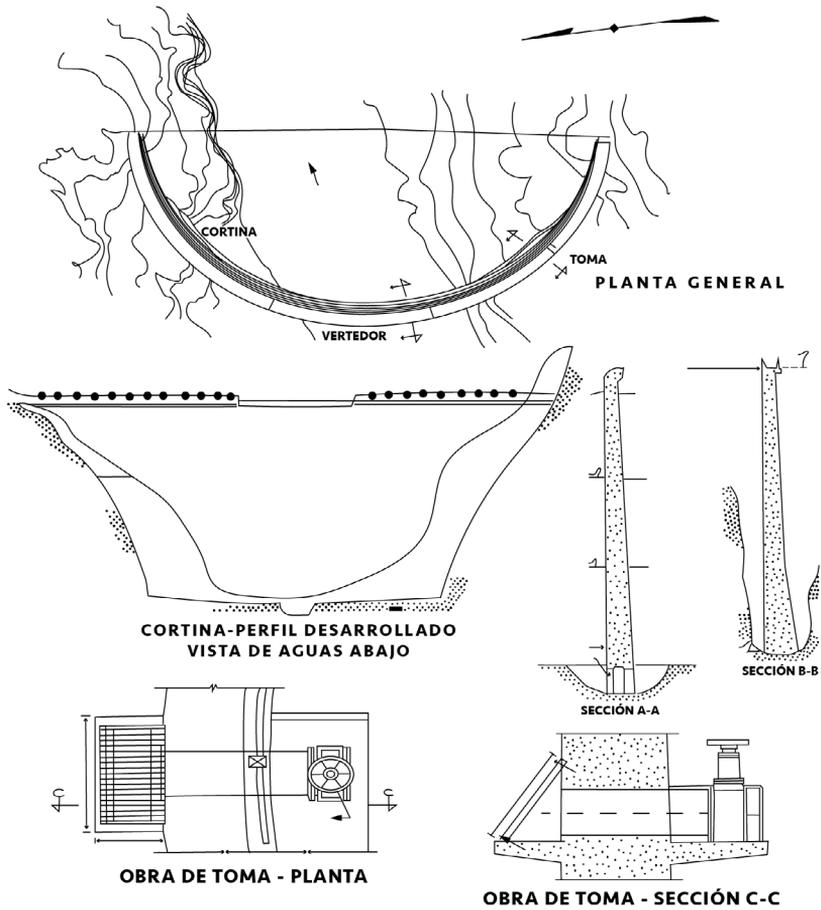


Figura 5.1 Obra de toma de la presa derivadora De Pabellón, Aguascalientes, (Comisión Nacional del Agua, 1999).

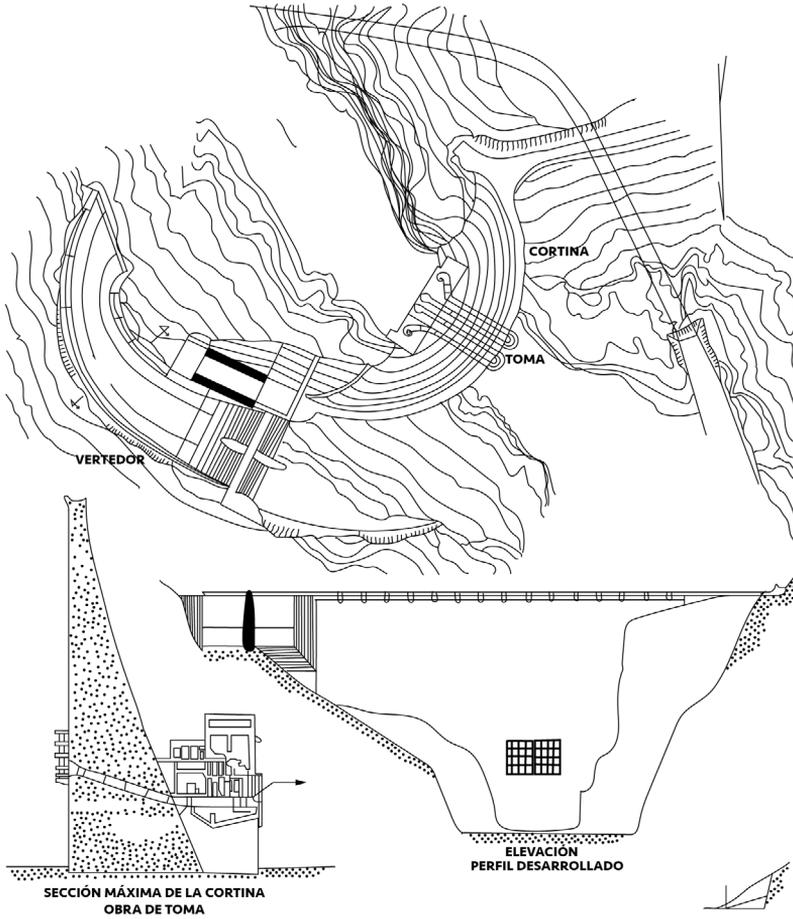


Figura 5.2 Obra de toma de la presa La Angostura, Sonora, (Comisión Nacional del Agua, 1999).

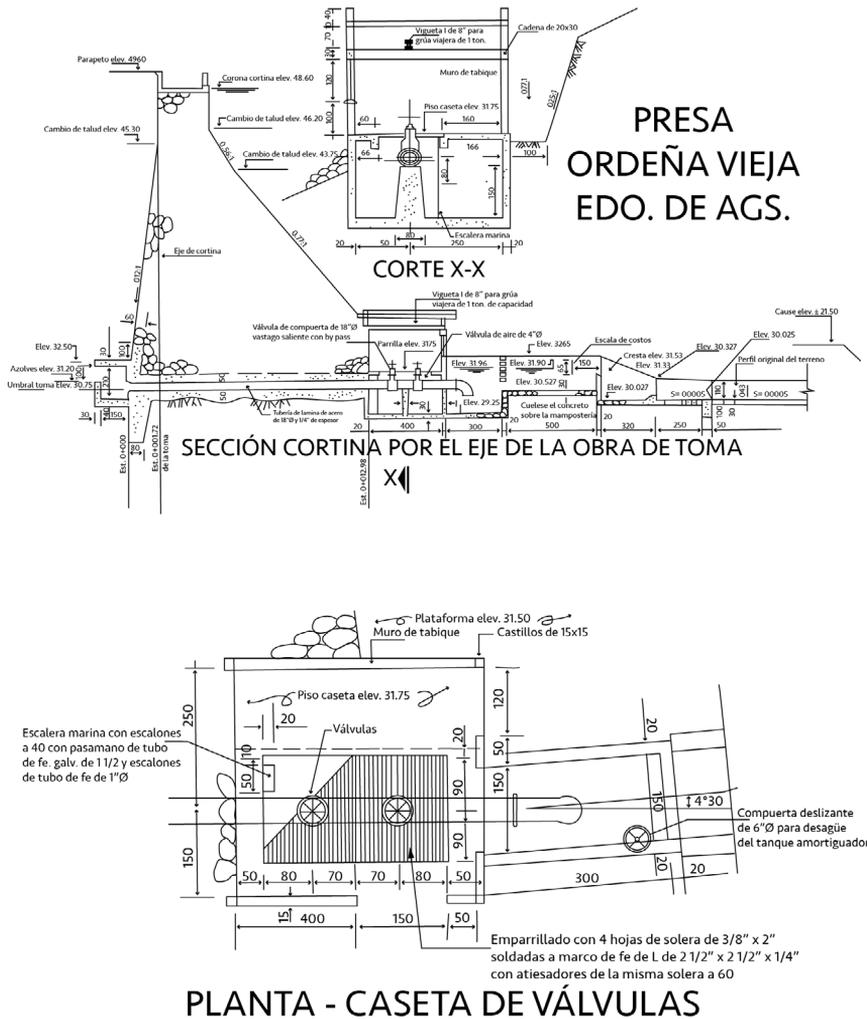


Figura 5.3 Obra de toma de la presa Ordeña Vieja, Aguascalientes, (Comisión Nacional del Agua, 1999).

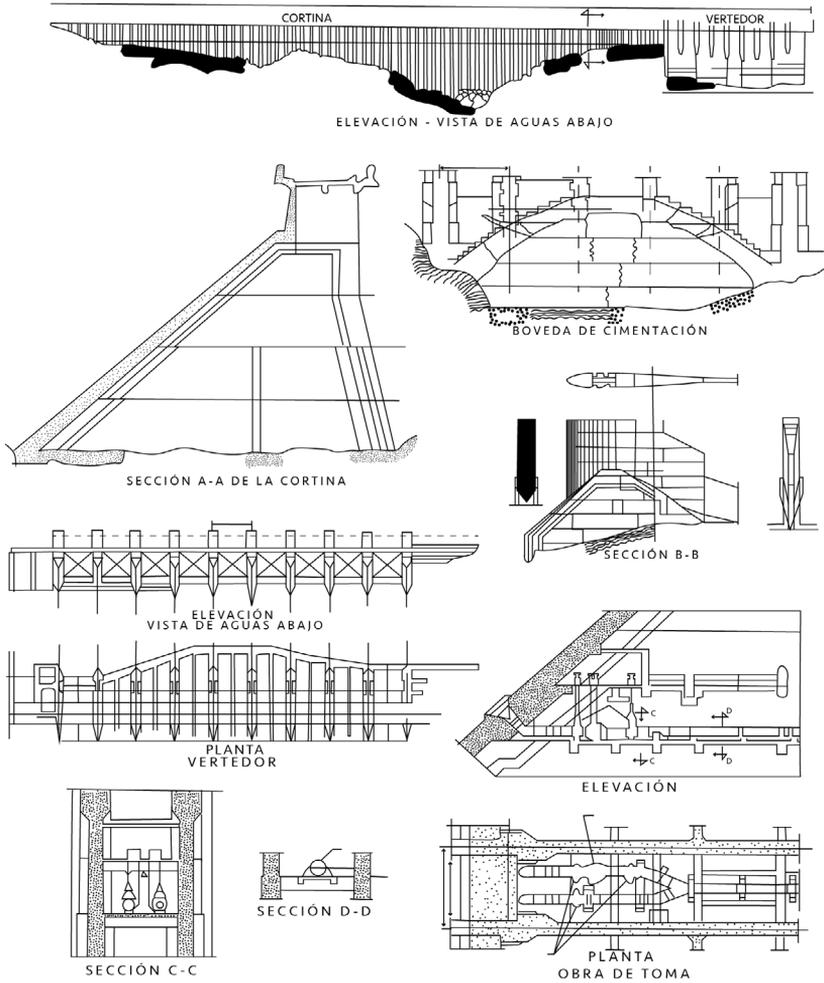


Figura 5.4. Obra de toma de la presa Rodríguez, Baja California, (Comisión Nacional del Agua, 1999).

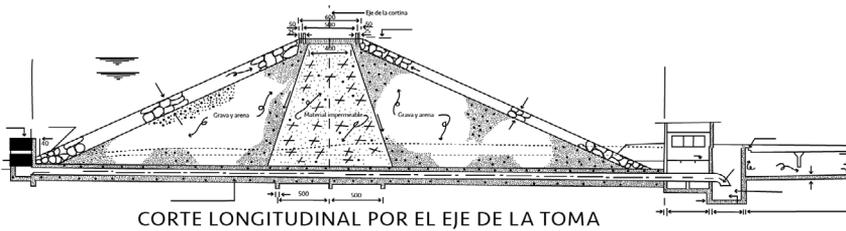


Figura 5.5 Obra de toma de la presa La Campana, Sinaloa, (Comisión Nacional del Agua, 1999).

Otras clasificaciones son las siguientes, (Vega M., 2005):

Según su forma de operación:

- a) De operación en la entrada,
- b) de operación intermedia y
- c) de operación en la salida.

Según su estructura de entrada:

- a) De torre con puente de acceso y
- b) de estructura de rejillas sumergida.

Según el conducto:

- a) De conducto colocado en zanja y confinado con concreto,
- b) de túneles excavados en las laderas con o sin tuberías,
- c) integrado a la cortina y
- d) de galería o túnel falso.

Según su estructura disipadora:

- a) Con tanque amortiguador,
- b) con cámaras disipadoras y
- c) con concentradores de chorro.

Por otro lado, el USBR (1976), propone clasificar a las obras de toma de acuerdo con su forma de descarga:

- a) Con salida al río,
- b) con salida a un canal y
- c) con salida a una tubería forzada.

También las clasifica de acuerdo con la forma de control:

- a) Con compuertas y
- b) tsin compuertas.

5.2. Componentes de las obras de toma

En general una obra de toma consta de:

- a) Estructura de entrada,
- b) transiciones,
- c) conductos,
- d) dispositivos de control y cierre y
- e) disipadores de energía.

5.2.1. Estructura de entrada

El tipo y la colocación de la estructura de entrada depende de varios factores, como el tipo de arrastre del río, el objetivo de la obra, las reglas de operación, el gasto de diseño y el tipo de cortina, ver Figura 5.1 a la Figura 5.5.

En la Figura 5.6 se presenta la obra de toma de la presa Media Luna, (CONAGUA, 1999), la cual cuenta con una torre y galería de concreto armado, y una estructura para rejillas adosada a la parte anterior de la torre, en la que se ubican dos compuertas deslizantes, una de emergencia y otra de servicio, en la parte superior se ubica la plataforma de operación de los mecanismos elevadores de las compuertas, y como puede observarse el acceso a ésta se hace desde la corona de la cortina por medio de un puente de acero estructural. En la compuerta de servicio se inicia la galería con sección portal, que pasa por abajo de la cortina alojada en una trinchera, y descarga a un tanque amortiguador mediante una caída parabólica que se conecta al canal de riego.

El nivel de la estructura de entrada se determina buscando que se pueda aprovechar la máxima carga hidráulica posible, en general deberá ubicarse arriba del nivel de aguas mínimo de operación (NAMINO), y por debajo del nivel máximo de operación (NAMO).

La relación de la carga hidráulica de la obra de toma H_t , medida desde el nivel del agua en el vaso y el eje de salida de la toma, con la velocidad de salida y en consecuencia con el diámetro D de la obra (se puede utilizar la ecuación de continuidad para calcular éste), se puede expresar con la siguiente ecuación:

$$H_t = \frac{V_s^2}{2g} + \sum h \quad (5.1)$$

Donde:

$\frac{V_s^2}{2g}$ Es la carga de velocidad a la salida de la obra de toma.

$\sum h$ Es la suma de las pérdidas locales y por cortante ("fricción").

Las condiciones particulares de cada proyecto tienen influencia en la ubicación de la estructura de entrada, por ejemplo, en el caso de obras de toma para abastecimiento de agua potable, podría requerirse ubicarlas en varios niveles con objeto de extraer agua de calidad de acuerdo con las diferentes épocas del año.

En la Figura 5.7 se presenta el caso de la presa Emilio López Zamora (Ensenada), (CONAGUA, 1999). Ésta cuenta con dos obras de toma ubicadas en la margen derecha, la toma alta está situada a una elevación de 15.25 m y la toma baja a la elevación 10.65 m, están ligadas con tuberías de acero a una sola conducción horizontal que cruza el cuerpo de la cortina a la elevación 10.65 m. En el extremo aguas abajo tiene una válvula de mariposa para realizar las extracciones.

En el caso de algunas presas derivadoras la obra de toma podría colocarse a niveles apenas por arriba del lecho del cauce, para dar espacio a los desarenadores necesarios para remover los azolves que arrastra el río, (Arreguín F., 2000).

La forma de la estructura de entrada también varía de acuerdo con cada proyecto, la topografía, la geología, el tipo de cortina, la clase de materiales de arrastre del río y el uso del agua; y pueden colocarse en forma vertical Figura 5.2, o inclinada Figura 5.4, o en forma de torre Figura 5.5.

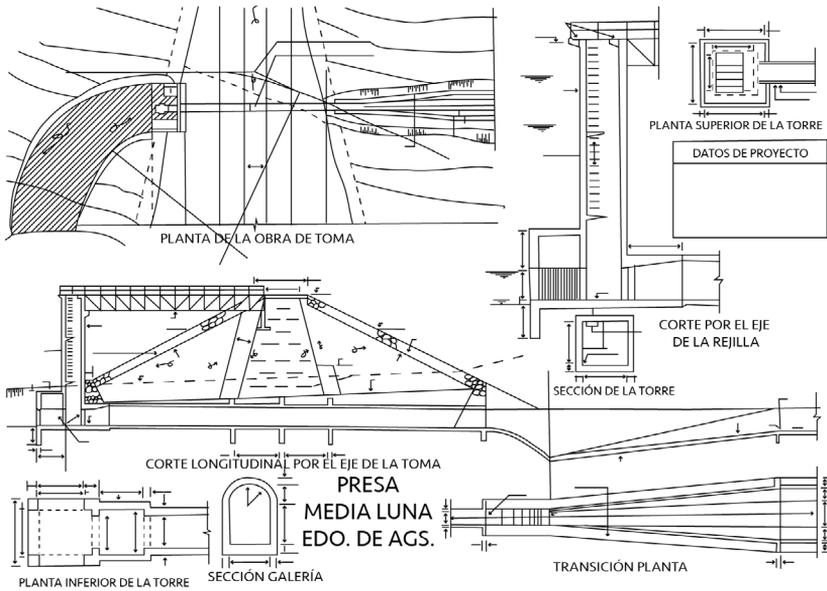


Figura 5.6 Obra de toma de la presa Media Luna, Aguas Calientes, Comisión Nacional del Agua, (1999).

Una vez que se han seleccionado el tipo de estructura de entrada y de control, se debe complementar el proyecto con las rejillas y plataformas necesarias para ubicar los mecanismos elevadores de las compuertas o válvulas, ver Figura 5.8, donde se presenta la estructura de entrada de la presa Benjamín Ortega Cantero, (CONAGUA, 1999).

En algunos casos como el de las presas derivadoras pequeñas puede ser necesario construir canales de llamada y desarenadores, (Vega O. y Arreguín F., 1987; Arreguín F., 2001).

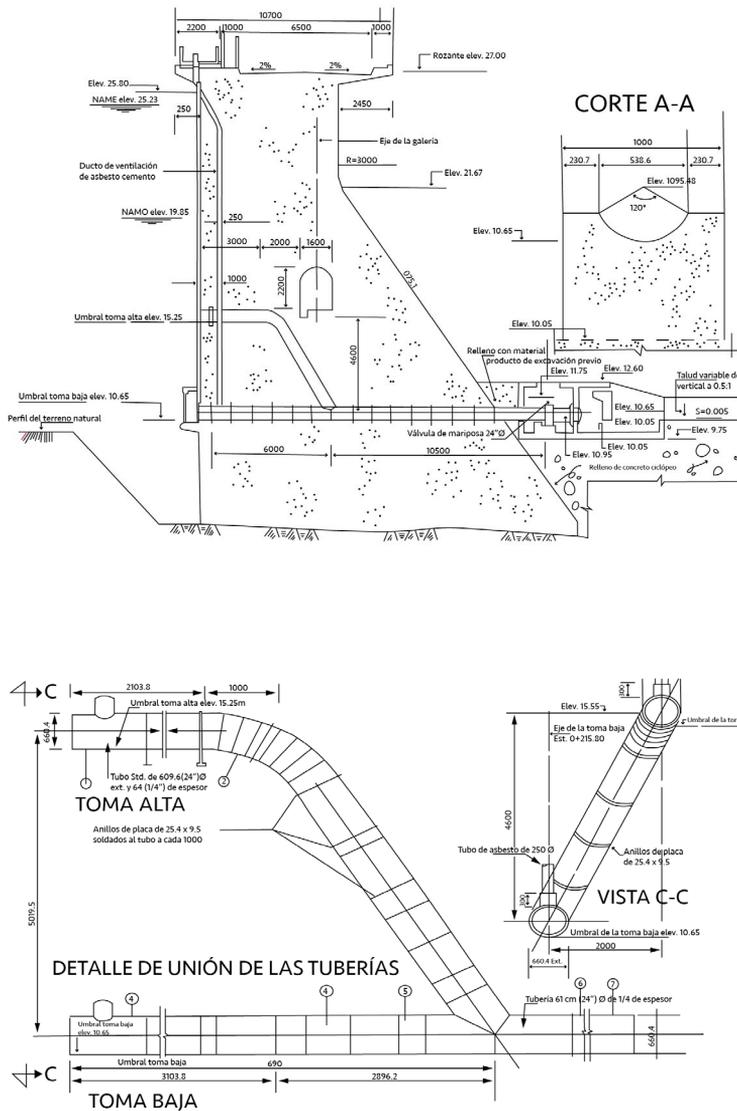
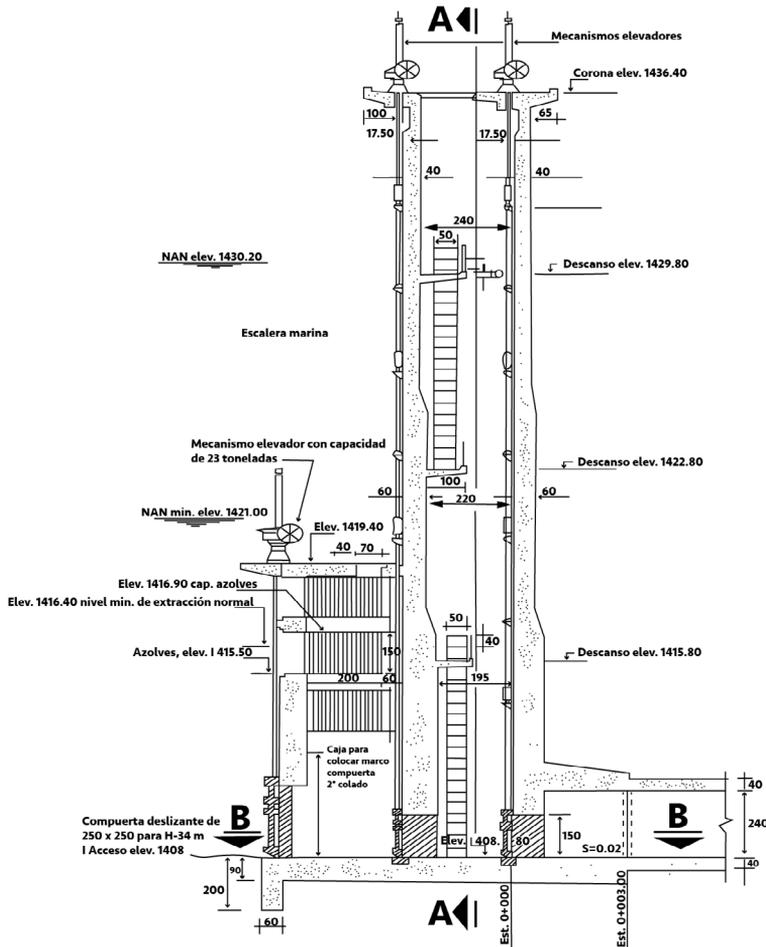


Figura 5.7 Obras de toma alta y baja de la presa Presa Emilio López Zamora (Ensenada), (Comisión Nacional del Agua, 1999).



CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA TORRE

Figura 5.8 Estructura de entrada de la obra de toma de la presa Benjamín Ortega Cantero, Agua Puerca, Durango, (Comisión Nacional del Agua, 1999).

5.2.1.1. Rejillas

Tienen por objeto impedir el paso de basuras a la obra de toma, (Pérez G. y Molina J., 2011), ver Figura 5.9 y Figura 5.10, en las cuales se muestran las rejillas de la presa San Pedro Piedra Gorda, (CONAGUA, 1999), las cuales están integradas a la estructura de entrada, que consiste en una caja de concreto de 2.20 por 1.90 y 4.00 m de altura.

Generalmente están constituidas por soleras o barras de acero. Si la limpieza se hace a mano se colocan inclinadas formando ángulos de 45° a 75° con respecto a la horizontal, Figura 5.1 y Figura 5.4, cuando se cuenta con mecanismos de limpieza la colocación puede ser vertical, Figura 5.2.

En general se recomienda que la velocidad del agua a través de las rejillas sea de 0.60 m/s. En el caso de centrales hidroeléctricas la velocidad máxima del agua a través de las rejillas es calculada con el área bruta como se indica a continuación:

Plantas de baja carga:

$$1.00 \text{ m/s} < V < 1.30 \text{ m/s}$$

si la limpieza se hace a mano se recomienda disminuir la velocidad a 0.60 m/s.

Plantas de carga alta:

$$3.30 \text{ m/s} < V < 4.00 \text{ m/s}$$

Ludin A., Alex HD. (2019), propone la siguiente clasificación para la carga de las plantas:

Plantas de baja carga:

$$H \leq 14.99 \text{ m}$$

Plantas de media carga:

$$15 \leq H \leq 49.99 \text{ m}$$

Plantas de carga alta:

$$H \geq 50.00 \text{ m}$$

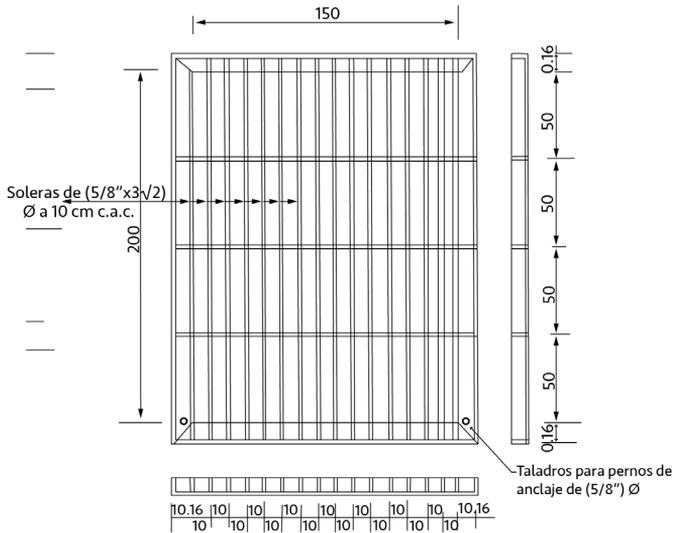


Figura 5.9 Rejilla frontal de la estructura de entrada de la presa San Pedro Piedra Gorda, (Comisión Nacional del Agua, 1999).

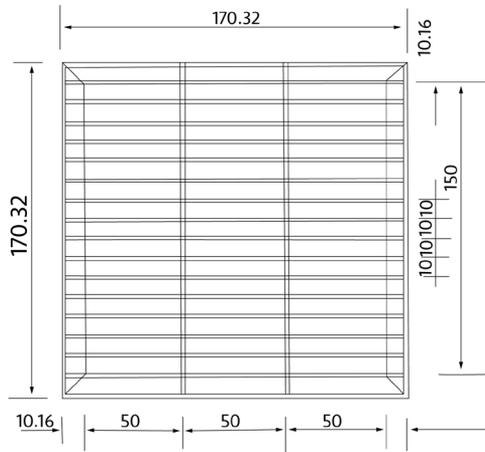


Figura 5.10 Rejilla superior de la estructura de entrada de la presa San Pedro Piedra Gorda, (Comisión Nacional del Agua, 1999).

La separación de las soleras de las rejillas depende del tipo de materiales que transporte el río, así como del objetivo de la obra, por ejemplo, el tipo de turbina en una planta generadora influye, pues se debe impedir el paso de cuerpos de tamaño mayor que el claro libre entre álabes. Cuando se colocan válvulas aguas abajo, el diámetro de ellas determinará la separación de las soleras.

El espesor mínimo de las soleras recomendado es 9.50 mm. Si la toma es profunda el espesor mínimo será de 12.50 mm. El espesor máximo recomendado es de 2.50 cm. El peralte se determina de acuerdo con requerimientos estructurales. Generalmente la relación peralte/espesor de las rejillas varía entre cinco y doce.

Las cargas de diseño para rejillas, incluidos los marcos de soporte, deben ser tales que consideren que la presión que actúa sobre ellas se debe a que las rejillas se encuentran parcial o totalmente tapadas. Un criterio para especificar la carga de diseño es el siguiente:

- a) Tomas situadas en ríos de cuencas con vegetación abundante y que arrastren altas cantidades de sedimentos o cuerpos flotantes:

Limpieza a mano: se supone taponamiento total de la rejilla, es decir toda la carga del agua, con un máximo de 12.00 m.

Limpieza con equipo: se supone taponamiento total y un máximo de 6.00 m.

- b) Tomas en ríos que arrastran pocos sedimentos o cuerpos flotantes.

Limpieza a mano: se diseñan con el 25% de la carga total de agua, con un máximo de 6.00 m.

Limpieza con equipo: la carga de diseño es del 25% de la carga total, con un máximo de 3.00 m.

El USBR recomienda la siguiente ecuación para calcular el esfuerzo de ruptura de una barra basada sobre la falla por pandeo lateral:

$$f_r = f_y \left(1.23 - 0.0153 \frac{l}{t} \right) \quad (5.2)$$

Donde:

- f_r Es el esfuerzo de ruptura, en kg/cm^2 .
- f_y Es el esfuerzo de fluencia, en kg/cm^2 ,
- l Es la longitud de pandeo lateral, en cm, que no debe ser mayor de setenta veces el espesor de la barra, en cm,
- t Es el espesor de la barra, en cm.

Se recomienda revisar la longitud de pandeo l , con objeto de evitar vibraciones, y considerar cargas por impacto, por ejemplo, de troncos. Las estructuras de apoyo de las rejillas se calculan con los factores de seguridad de éstas. Finalmente deben evitarse hasta donde sea posible las aristas angulosas con objeto de reducir pérdidas.

5.2.1.2. Transiciones de entrada

Dos son los objetivos de las transiciones entre las zonas de rejillas y de control (compuertas o válvulas): reducir pérdidas de carga, (Pérez G. y Molina J., 2011) y evitar la cavitación, (Arreguín F., 2000 y 2005), ver Figura 5.11, y capítulo 3.

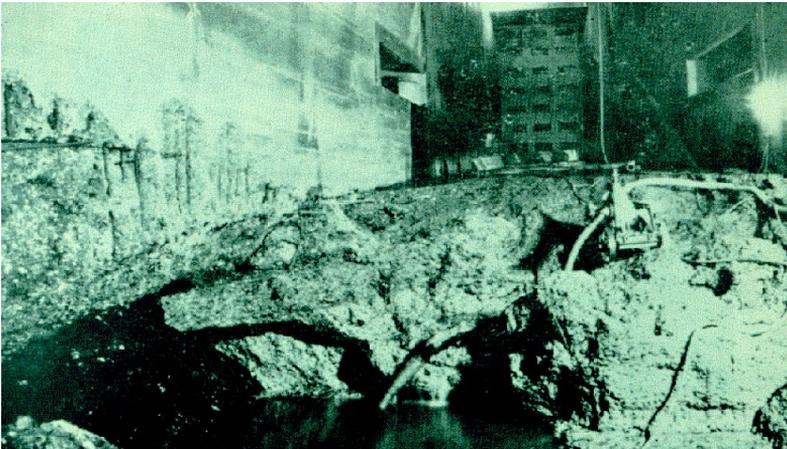


Figura 5.11 Obra de toma dañada por efectos de cavitación

El diseño de transiciones debe ser aerodinámico, en general se recomiendan arcos de elipses simples o compuestos. En un sistema tridimensional se recomiendan las formas abocinadas, ver Figura 5.12, (CONAGUA, 1999). Para el diseño de transiciones se recomienda ver Arreguín F., (2001).

5.2.2. Conductos

Como se anotó anteriormente los conductos de las obras de toma pueden trabajar a superficie libre, a presión o de manera combinada.

5.2.2.1. Obras de toma con conducción a superficie libre

Estas tomas se usan generalmente en presas bajas, donde la carga hidráulica se obtiene por un desnivel topográfico susceptible de aprovechamiento, o en casos en que aun cuando exista una carga hidráulica alta, las obras de toma cuentan con mecanismos de control que hacen que los conductos funcionen parcialmente llenos. Las secciones herradura y baúl, con revestimiento en el piso y parte de las paredes es recomendable para este tipo de obras, (Marengo, Cortés y Arreguín F., 2006).

5.2.2.2. Obras de toma con tubería a presión

En éstas la carga hidráulica generalmente es alta, en algunos casos se construyen cuando el río aguas abajo de la presa tiene gran pendiente y forma una curva, de tal modo que, mediante la construcción de un túnel o galería a presión, se puede incrementar la carga hidráulica.

Se utilizan cuando las condiciones geológicas garantizan su estabilidad, y su revestimiento dependerá de la permeabilidad y calidad de la roca. En general en estos casos la sección circular es la más eficiente desde el punto de vista hidráulico y estructural.

El diseño hidráulico de esta obra se hace calculando el diámetro del túnel a partir de datos como el gasto de diseño y la velocidad máxima permisible. Existe una clasificación de los túneles de acuerdo con la carga hidrostática H de la siguiente manera:

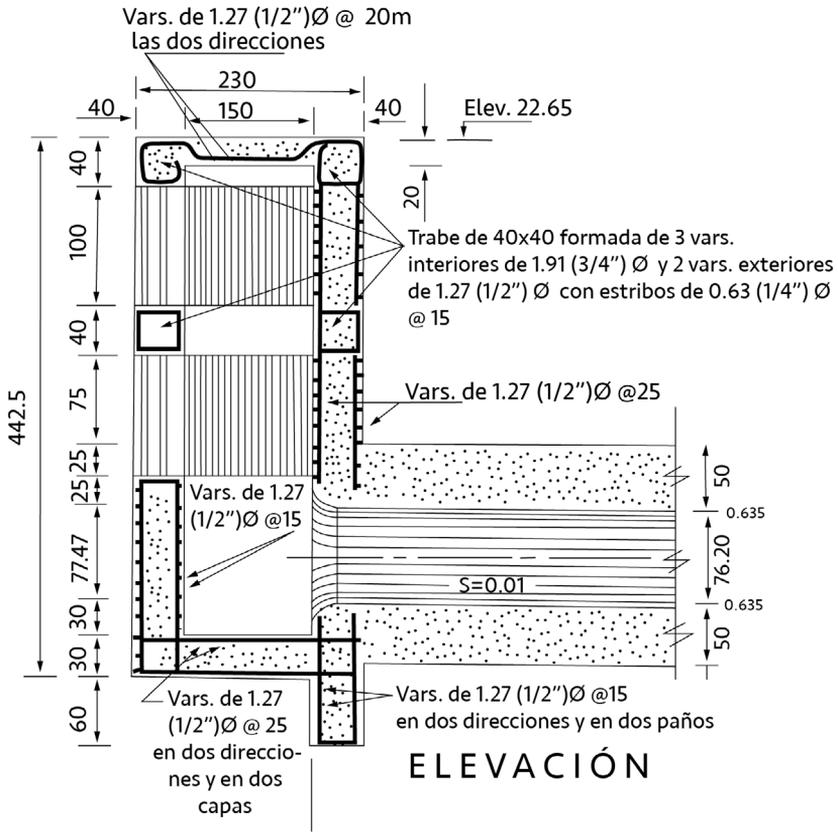


Figura 5.12 Transición de entrada de la obra de toma de la presa La Campana, Sinaloa, (Comisión Nacional del Agua, 1999).

De presión baja:

$$H < 5.00 \text{ m}$$

De presión media:

$$5.00 \text{ m} < H < 100.00 \text{ m}$$

De presión alta:

$$H > 100.00 \text{ m}$$

Los principales factores que se deben considerar al diseñar de un conducto a presión son:

- a) Las cargas exteriores de roca,
- b) las presiones hidrostáticas interiores, (Marengo H., 1996),
- c) las filtraciones de agua,
- d) la protección de la roca contra la acción del agua y
- e) la rugosidad de la superficie del túnel.

En ocasiones puede evitarse el revestimiento de los túneles de baja presión sellando las fisuras de las paredes, se recomienda que en caso de no usar revestimiento se reduzca la rugosidad. Algunas veces es necesario colocar un revestimiento que soporte las cargas de la roca, aunque no sea impermeable.

En el caso de túneles de presión media, es necesario colocar un revestimiento impermeable, y se deben sellar perfectamente todas las fisuras. El revestimiento se calcula para soportar la presión interior, a menos que la roca pueda soportarla.

Y en los túneles de alta presión, se deben considerar los aspectos ya citados en los de presión media, y además se debe tomar en cuenta que, si el revestimiento de concreto reforzado no es suficiente para soportar las cargas de diseño, se puede usar un blindaje de acero que soporte toda la carga hidrostática interior.

La determinación del número de tuberías necesarias se hace con base en consideraciones técnico-económicas. Aunque la tendencia actual es utilizar una sola, esto puede tener como desventajas la falta de seguridad en la operación del sistema cuando fueran necesarias algunas reparaciones.

La ubicación de las tuberías puede hacerse en tres formas:

- a) Enterradas,
- b) superficiales o
- c) a través de galerías.

La elección de cualquiera de estas alternativas o la combinación de ellas dependerá de la topografía y la geología del lugar, del objetivo de la obra de toma, y del tipo de cortina.

5.2.2.3. Obras de toma a pie de presa

Como su nombre lo indica la casa de máquinas o la caseta de operación, ver Figura 5.1 a la Figura 5.4, se ubica al pie de la cortina, y se conecta directamente al embalse por medio de una tubería a presión. En la En la Figura 5.13 se puede observar la casa de máquinas para generación de energía eléctrica al pie de la presa Luis Donaldo Colosio, Huites, que cuenta con dos unidades de generación independientes, cada una con su tubería de presión.



Figura 5.13 Casa de máquinas al pie de la presa Luis Donaldo Colosio, Huites, Sinaloa.

5.2.2.4. Obras de toma con conducción mixta

En este caso una parte del conducto trabaja a presión (generalmente el tramo aguas arriba de la estructura de control) y la otra trabaja como canal (aguas abajo de la estructura de control).

5.2.2.5. Dispositivos de control y cierre

Los dispositivos de control varían de acuerdo con cada tipo de obra. Pueden utilizarse compuertas deslizantes o radiales en el caso de presas derivadoras que utilizan canales a superficie libre, o en presas grandes, donde se pueden colocar al inicio de la tubería, Figura 5.6, normalmente en estos casos los controles se ubican en una torre que deberá estar provista de las plataformas necesarias para ubicar los mecanismos elevadores, (SAGARPA, 2011), así como de los accesos a las obras, ver Figura 5.8.

Cuando los controles se ubican en una sección intermedia del conducto, éste trabajará a presión en una parte y a superficie libre en la otra (normalmente en régimen supercrítico), y los mecanismos de control se operarán por medio de una galería.

Cuando el control se ubica al final de la tubería, toda la conducción trabaja a presión y normalmente se emplean válvulas, Figura 5.1 a la Figura 5.5.

Es común que cuando los conductos trabajan en régimen supercrítico, se desarrollen altas velocidades que pudieran causar cavitación, fenómeno que podría dañar la obra, por lo cual deberá revisarse la posibilidad de ocurrencia de este fenómeno, (Arreguín F., 2005). En particular debe analizarse este riesgo aguas abajo de las compuertas, donde el incremento de velocidades y la reducción de presiones pudiera provocar cavitación.

En la mayoría de las obras de toma se colocan dispositivos de control de emergencia, (compuertas o válvulas) que funcionarán solamente en los casos de falla de los dispositivos de operación, o cuando sea necesario inspeccionar o reparar estos.

5.3.3. Disipadores de energía

Cuando la energía cinética de la descarga de la obra de toma pudiera causar problemas al canal o cauce del río aguas abajo, es conveniente disiparla, y en su caso cambiar de régimen al flujo por medio de estructuras disipadoras de energía, como tanques amortiguadores, Figura 5.3, Figura 5.5 y Figura 5.6, (Arreguín F., 2000), o válvulas de chorro hueco.

La función de los tanques amortiguadores es disipar la energía del flujo supercrítico a la salida de la obra de toma. Su funcionamiento se basa en el principio del resalto hidráulico, es decir convertir las altas velocidades del flujo supercrítico en velocidades que no dañen a las estructuras o cauce aguas abajo, provocando una pérdida de energía.

La idea general del diseño de los tanques amortiguadores es la siguiente: a partir del gasto de diseño Q_d , se puede conocer el tirante normal en el río o canal aguas abajo de la presa, además con un ancho supuesto en el tanque, es posible conocer el tirante y velocidad de salida, t_1 y V_1 respectivamente. Si se calcula el tirante conjugado mayor del resalto hidráulico t_2 , y se resta al tirante t del río, se puede estimar la cota del piso del tanque amortiguador.

Sin embargo, el tanque funcionará para una serie de gastos $0 \leq Q \leq Q_d$, esto hará que el resalto se corra hacia aguas abajo ("se barra"), cuando los tirantes conjugados sean mayores que los normales en el río, pudiendo causar problemas de erosión en el lecho del río, y en caso contrario, el resalto se corra hacia aguas arriba ("se ahogue"), perdiendo eficiencia la estructura en la disipación de energía.

Esto hace necesario encontrar una combinación adecuada de las dimensiones del tanque amortiguador, que es en lo que consiste precisamente el diseño hidráulico de estas estructuras.

Varias instituciones como el St. Anthony Falls Hydraulics Laboratory, Minnesota University y el United States Bureau Reclamation, han propuesto una serie de tanques tipo en función de la velocidad de llegada, el gasto y el número de Froude, que pueden consultarse en Arreguín F., (2000).

En la Figura 5.14, se presenta el tanque amortiguador de la presa Noche Buena, (CONAGUA, 1999), el cual tiene una estructura de caída parabólica de 3.00 m de altura, y un tanque amortiguador, con longitud de 17.00 m.

5.2.4. Diseño hidráulico

Como ya se indicó, ecuación 5.1, el diseño hidráulico de la obra de toma trabajando a presión, puede hacerse utilizando la ecuación de la energía, considerando el papel fundamental que juegan las pérdidas de carga. En este sentido el cálculo consistirá en buscar el aprovechamiento máximo de la energía potencial del agua en el vaso al transformarse en energía cinética. Si la obra trabaja a superficie libre, se recomienda consultar (Arreguín F., 2000 y 2001).



Figura 5.14 Tanque amortiguador de la obra de toma de la presa Noche Buena, Coahuila, (Comisión Nacional del Agua, 1999).

Si se considera flujo permanente en la tubería (desde luego es necesario realizar el análisis de los fenómenos transitorios que pudiera provocar la operación de la obra, sin embargo, este tema sale de los alcances de este trabajo, se recomienda ver Chaudhry H., (1979), Piñero A., (2014), Pérez L. y Guitelman A. (2005), el diseño se puede hacer empleando las ecuaciones de continuidad, energía y cantidad de movimiento.

La ecuación de continuidad puede escribirse así:

$$Q = Av \quad (5.3)$$

Donde:

- Q Es el gasto en el conducto, en m^3/s ,
- A Es el área de la sección transversal, en m^2 ,
- v Es la velocidad media en m/s

La ecuación de la energía puede expresarse de la siguiente manera:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + a_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + a_2 \frac{v_2^2}{2g} + \sum_1^2 hf + \sum_1^2 hm \quad (5.4)$$

Donde:

- z_i Es la carga de posición, en m.
- P_i Es la presión, en kg/m^2
- γ Es el peso específico del agua, en kg/m^3
- a_i Es el coeficiente de Coriolis que corrige el error de considerar una distribución uniforme de velocidades en la sección de magnitud igual a la velocidad media, en este tipo de obra se acepta $a_i = 1$ adimensional.
- v_i Es la velocidad media en el conducto, en m/s
- g Es la aceleración de la gravedad, en m/s^2 .
- $\sum_1^2 hf$ Es la suma de pérdidas de energía por cortante (o "fricción") desde la sección 1 a la 2, en m
- $\sum_1^2 hm$ Es la suma de pérdidas locales de la sección 1 a la 2, en m

Y la ecuación de cantidad de movimiento:

$$\sum_1^2 \bar{F} = \frac{\gamma}{g} Q [(\beta \bar{v})_2 - (\beta \bar{v})_1] \quad (5.5)$$

Donde:

- $\sum_1^2 \bar{F}$ Es la resultante de todas las fuerzas que actúan entre las secciones uno y dos.
- β Es el coeficiente de Boussinesq, que corrige el error de considerar una distribución uniforme de velocidades, se relaciona con el coeficiente de Coriolis por medio de la ecuación

$$\beta = 1.00 + \frac{a - 1.00}{3.00} \quad (5.6)$$

Las demás variables ya han sido definidas.

En ocasiones la tubería deberá analizarse como una red abierta. Se llama así a un arreglo tal que los conductos que lo componen se ramifican después de un punto común, sin unirse nuevamente para formar circuitos. Esto sucede a menudo cuando una tubería forzada se ramifica para alimentar a varias máquinas hidráulicas, este caso se esquematiza en la Figura 5.15.

Si se aplica la ecuación de la energía entre el embalse y los extremos de los tubos, se tiene que:

$$H_o - \left(H_j + \frac{P_j}{\gamma} + \frac{V_j^2}{2g} \right) = \sum_{i=1}^j h \quad (5.7)$$

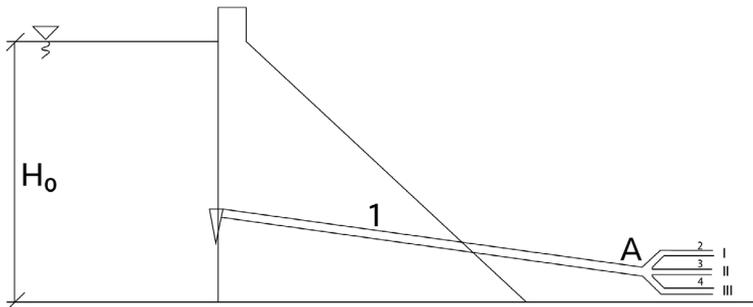


Figura 5.15 Red abierta en un aprovechamiento hidroeléctrico.

Donde el subíndice j corresponde a las características hidráulicas de cualquiera de las secciones finales de descarga de los ramales.

Además, en cada nudo, por ejemplo, en el A, ver Figura 5.15 se debe cumplir el principio de continuidad.

$$\sum Q = 0 \quad (5.8)$$

Considerando positivos los gastos que llegan al nudo y negativos los que salen, para este caso particular se tiene:

Descarga I:

$$H_o - \left(H_I + \frac{P_I}{\gamma} + \frac{V_I^2}{2g} \right) = \sum hf_1 + \sum hm_1 + \sum hf_2 + \sum hm_2 \quad (5.9)$$

Descarga II:

$$H_o - \left(H_{II} + \frac{P_{II}}{\gamma} + \frac{V_{II}^2}{2g} \right) = \sum hf_1 + \sum hm_1 + \sum hf_3 + \sum hm_3 \quad (5.10)$$

Descarga III:

$$H_o - \left(H_{III} + \frac{P_{III}}{\gamma} + \frac{V_{III}^2}{2g} \right) = \sum hf_1 + \sum hm_1 + \sum hf_4 + \sum hm_4 \quad (5.11)$$

Además:

$$Q_1 - Q_2 - Q_3 - Q_4 = 0 \quad (5.12)$$

Se tienen así cuatro ecuaciones, tres de energía y una de continuidad.

Generalmente interesa diseñar los diámetros de los tramos, (en este caso cuatro), conocida la geometría y los gastos que circulan en cada uno de ellos, entonces habría que conocer P_I, P_{II} y P_{III} además de las pérdidas y un diámetro para resolver el sistema de tres ecuaciones (las de energía), con tres incógnitas: V_I, V_{II} y V_{III} , pues la ecuación de continuidad se vuelve una igualdad y no puede ser utilizada.

En este tipo de problemas si se conocen las P_p , las hf_i y las hm_i , es necesario proponer o conocer $(l - m)$ diámetros, donde l es el número de tramos que componen la red y m el número de extremos.

5.2.4.1. Cálculo de las pérdidas

El cálculo de las pérdidas considera las generadas por efectos locales como las rejillas, compuertas, cambios geométricos de las tuberías, válvulas y otros dispositivos, que generalmente se calculan como un porcentaje (coeficiente) de la carga de velocidad, y las distribuidas debidas a los esfuerzos cortantes o de "fricción" a lo largo de las tuberías.

5.2.4.1.1. Pérdidas por entrada, h_e :

El coeficiente de pérdidas depende de la forma que tenga la entrada de la obra de toma, ver Figura 5.12 y Figura 5.16, y las pérdidas se calculan con la ecuación:

$$h_e = k \frac{V_I^2}{2.00g} \quad (5.13)$$

Donde:

k Es el coeficiente de pérdidas por entrada.

En general se recomienda consultar los manuales y tratados de hidráulica, o referirse directamente al fabricante de todas las estructuras empleadas en las obras hidráulicas, en la Figura 5.16 se presentan los coeficientes propuestos en diversos manuales, Conagua (2007).

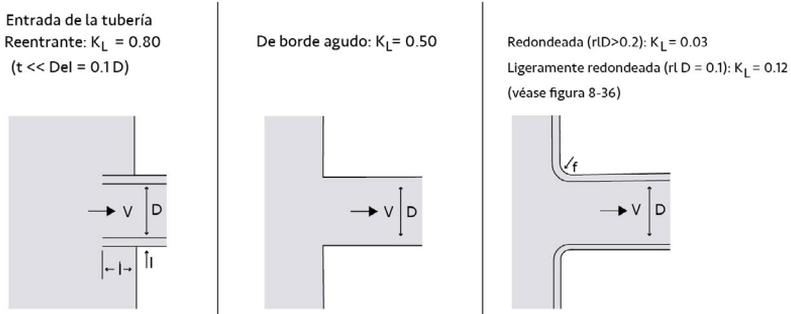


Figura 5.16. Coeficientes de pérdidas por entrada.

5.2.4.1.2. Pérdidas por rejilla, h_r :

Se puede utilizar la ecuación:

$$h_r = RkBsena \left(\frac{s}{b} \right)^{4/3} \frac{V^2}{2.00g} \tag{5.14}$$

Donde:

- R Factor de rejilla.
- k Factor de obstrucción, que depende de cada caso de análisis.
- B Factor de forma para cada tipo de barra.
- s Ancho de las soleras.
- b Claro entre las soleras.
- a Ángulo de inclinación de la rejilla.

Una variante de esta ecuación puede consultarse en el Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, Obras de toma, de la Comisión Nacional del Agua (2017).

5.2.4.1.3. Pérdidas por cambio de dirección, h_{cd} :

Se puede emplear la ecuación de Borda, ver Figura 5.17:

$$h_{cd} = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2.00g} \quad (5.15)$$

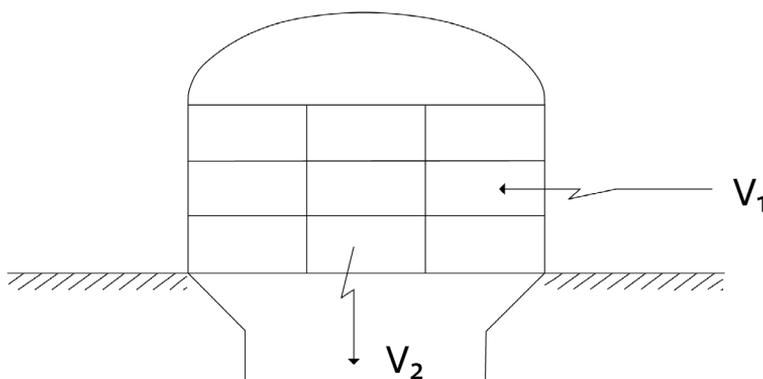


Figura 5.17 Pérdidas por cambio de dirección

5.2.4.1.4. Pérdidas por cambio de dirección en curva horizontal, h_{cd} :

Se puede utilizar la ecuación de Hoffman:

$$h_{cd3} = kN \frac{V^2}{2.00g} \quad (5.16)$$

Donde k y N , dependen del radio y de la deflexión de la curva, y se pueden obtener de manuales.

5.2.4.1.5. Pérdidas por reducción de área, h_{rd} :

Se puede utilizar la ecuación:

$$h_{rd} = \frac{kV^2}{2.00g} \quad (5.17)$$

Donde K , es un coeficiente que depende del ángulo de reducción. Se recomienda ver López A. (2018)

5.2.4.1.6. Pérdidas por válvula de mariposa, h_{vm} :

Normalmente se emplea la ecuación:

$$h_{vm} = k \frac{V^2}{2.00g} \quad (5.18)$$

Donde K es un coeficiente obtenido de manuales, Control valve handbook, (Fisher, 2005).

5.2.4.1.7. Pérdidas por válvula de chorro heco, h_{vc} :

Se propone utilizar la ecuación:

$$h_{vc} = \frac{kV^2}{2.00g} \quad (5.19)$$

Donde:

$$K = \frac{1.00}{C^2} - 1.00 \quad (5.20)$$

Y C es un coeficiente que depende de la apertura de la válvula. Para ver otros coeficientes de pérdidas en válvulas, ver Control valve handbook, (Fisher, 2005).

5.2.4.1.8. Pérdidas por bifurcación, h_b :

Se puede utilizar la ecuación:

$$h_b = \frac{V_2^2 + V_1^2 - 2V_2 V_1 \cos \theta}{2.00g} \quad (5.21)$$

Donde:

V_1 y V_2 Son las velocidades en los tubos 1 y 2, y θ es el ángulo de la bifurcación, (Goycochea D., 1992).

5.2.4.1.9. Pérdidas por cortante en las tuberías h_f :

Para calcular las pérdidas distribuidas por cortante ("fricción"), existen varias fórmulas, Darcy-Weisbach, Poiseuille, Colebrook-White, Hansen P., Arreguín F. y Guerrero O., (2000), entre ellas destacan la de Kozeny:

$$h_{f1} = \frac{V^2}{(8.86 \log D + N)^2} \frac{L}{D} \quad (5.22)$$

Donde:

V Es la velocidad en m/s

D Es el diámetro interior en m

L Es la longitud en metros

N Es el coeficiente de rugosidad que depende del tipo de material de la tubería

Otra ecuación muy utilizada es la de Darcy-Weisbach:

$$h_{f1} = \frac{f L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (5.23)$$

Donde:

f Es el coeficiente de pérdidas por cortante propuesto por este autor.

5.2.4.2. Ejemplo

Ejemplo No. 5.1

Revisar la geometría del túnel (se propone un diámetro de 14.00 m) de la obra de toma mostrada en la Figura 5.18, y calcular el diámetro de la tubería (inicia en el tapón de concreto), considerando los siguientes datos de proyecto:

a) Nivel de operación	Elev. 225.40 msnm
b) Plantilla de acceso	Elev. 168.00 msnm
c) Eje de la tubería en la salida	Elev. 170.92 msnm
d) Carga mínima disponible	$H_1 = 54.48$ m
e) Gasto de diseño	$Q = 90.00$ m ³ /s
f) Pendiente	$S = 0.0008$
g) Velocidad máxima permisible	$V_{max} = 9.00$ m/s

Existen dos curvas horizontales, una en el túnel con un radio de 150.00 m y deflexión de 49 °, y la otra en la tubería con radio de 151.00 m y deflexión de 48° y 30'.

La estructura de entrada consta de 18 tableros de rejillas de 5.00 x 2.20 m, con soleras de ¾" x 4.00", con separación de 12.00 cm, centro a centro.

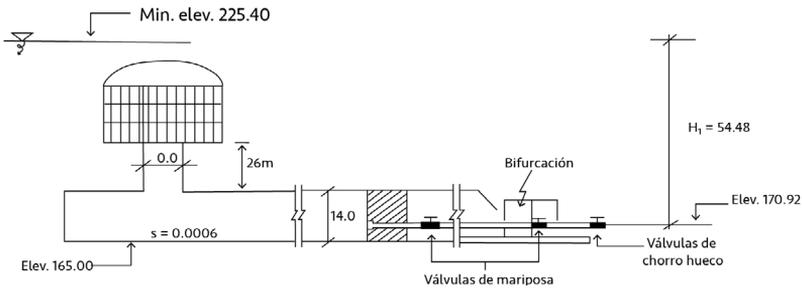


Figura 5.18 Datos del ejemplo No. 5.1.

Solución:

Se puede utilizar la ecuación de la energía considerando $a = 1.00$, entre la superficie libre del agua y la salida como se indica a continuación.

$$H_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2.00g} = H_2 \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2.00g} + \sum h \quad (5.24)$$

Si se toma como nivel de referencia la elevación del eje de la válvula de chorro hueco a la salida, $H_2 = 0$. Además, como en las dos secciones se tienen condiciones de entrada y salida a la atmósfera, $\frac{P_1}{\gamma} = \frac{P_2}{\gamma} = 0$. Si se considera despreciable la velocidad en la superficie libre del agua, $\frac{V_1^2}{2.00g} = 0$, se obtiene:

Donde:

$\sum h$ Es la suma de pérdidas

A continuación, se calculan las pérdidas locales y por cortante ("fricción"), para después sustituirlas en la ecuación (5.24), y compararla con la energía disponible.

Cálculo de pérdidas:

1. Pérdidas por cambio de dirección a la entrada, h_{e1} :

Para hacer este cálculo se requiere conocer la velocidad de entrada a las rejillas. Como se indicó, se proponen rejillas con soleras de $\frac{3}{4}$ " x 4.00" con separación de 12.00 cm, centro a centro, entonces se puede calcular el área de obstrucción por metro cuadrado:

$$A_{obst} = 1.00 \times \frac{3}{4} \times 0.0254 \times \frac{1.00}{0.12} = 0.16 m^2 \quad (5.25)$$

El área neta unitaria vale entonces:

$$A_{neta} = 1.00 - 0.16 = 0.84 m^2 \quad (5.26)$$

La obra de toma consta de 18 tableros de rejillas de 5.00 x 2.20 m, entonces área neta total será:

$$A_{neta} = 18 \times 2.20 \times 5.00 \times 0.84 = 166.32 m^2 \quad (5.27)$$

Y la velocidad a través de las rejillas:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{90.00}{166.32} = 0.54 m/s \quad (5.28)$$

Valor que se ubica en el rango de velocidades permisibles para este tipo de obras.

Para el cálculo de las pérdidas por entrada se emplea la ecuación:

$$h_{e1} = k \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \quad (5.29)$$

Donde:

k Es el coeficiente para entrada hidrodinámica con pila, que vale 0.10.

Como ya se anotó estos valores se obtienen de manuales de hidráulica, o directamente del fabricante.

Sustituyendo:

$$h_{e1} = 0.10 \frac{(0.54^2 - 0.00^2)}{2.00 \times 9.81} = 0.0015 \text{ m} \quad (5.30)$$

2. Pérdidas por rejilla, h_r

Utilizando la ecuación (5.14):

$$h_r = RkBsena \left(\frac{s}{b} \right)^{4/3} \frac{V^2}{2g} \quad (5.31)$$

Donde:

R Factor de rejilla, igual a 2.00 en este caso, (dato del fabricante).

k Factor de obstrucción, para un 50% de obstrucción $k = 4$

B Factor de forma, para barras de sección rectangular, $B = 2.42$

s ancho de las soleras

b claro entre las soleras

a el ángulo es de 90° , dado que la rejilla es vertical

Sustituyendo:

$$h_r = 2.00 \times 4.00 \times 2.42 \times \sin 90^\circ \left(\frac{0.0191}{0.10} \right)^{4/3} \left(\frac{0.54}{2.00 \times 9.81} \right)^2 = 0.0016 \text{ m} \quad (5.32)$$

3. Pérdida por cambio de dirección de la lumbrera al túnel, h_{cd2}
 Se puede emplear la ecuación de Borda (5.15), ver Figura 5.19

$$h_{cd2} = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} \quad (5.33)$$

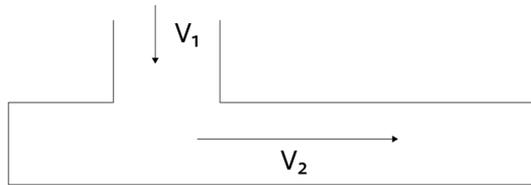


Figura 5.19 Cambio de dirección, Ejemplo No. 5.1.

Se sabe que $V_1 = 0.54$ m/s, pero se desconoce V_2 , que se calcula con la ecuación de continuidad:

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{4.00Q}{\pi D^2} = \frac{4.00 \times 90.00}{8.00^2 \pi} = 1.79 \text{ m/s} \quad (5.34)$$

Sustituyendo en la ecuación de Borda:

$$h_{cd1} = \frac{(0.54 - 1.79)^2}{2.00 \times 9.81} = 0.0796 \text{ m} \quad (5.35)$$

4. Pérdidas por cortante en la lumbrera h_{f1} , se emplea la fórmula de Kozeny:

$$h_{f1} = \frac{V^2}{(8.86 \log D + N)^2} \frac{L}{D} \quad (5.36)$$

Donde como ya se anotó:

V Es la velocidad en m/s

D Es el diámetro interior en m

L Es la longitud en metros

N Es el coeficiente de rugosidad. En este caso $N = 26.00$, que corresponde a concreto con acabado rugoso.

Además, la longitud de la lumbrera es $L = 26.00$ m. Sustituyendo:

$$h_{f1} = \frac{(1.79)^2}{(8.86 \log 8.00 + 26.00)^2} \frac{26.00}{8.00} = 0.0090 \text{ m} \quad (5.37)$$

5. Pérdidas por cambio de dirección de la lumbrera al túnel h_{cd3} :

Se emplea nuevamente la ecuación de Borda, ver Figura 5.19:

Ahora $V_1 = 1.79$ m/s, entonces V_2 , vale:

$$V_2 = \frac{4.00 \times Q}{\pi D^2} = \frac{4.00 \times 90.00}{\pi \times 14.00^2} = 0.58 \text{ m/s}$$

Sustituyendo:

$$h_{cd3} = \frac{(1.79 - 0.58)^2}{2.00 \times 9.81} = 0.075 \text{ m}$$

6. Pérdidas por cambio de dirección en la primera curva horizontal (en el túnel), h_{cd4}

Empleando la ecuación de Hoffman (5.16):

$$h_{cd4} = kN \frac{V^2}{2g}$$

Donde k y N , son función de la deflexión de la curva, que para este caso es de 49° , utilizando los manuales correspondientes se obtiene: $k = 0.22$ y $N = 0.72$, sustituyendo:

$$h_{cd4} = 0.22 \times 0.72 \times \frac{(0.58)^2}{2.00 \times 9.81} = 0.002716 \text{ m}$$

7. Pérdidas por cortante en el túnel, h_{f2} , se calculan con la ecuación de Kozeny:

$$h_{f2} = \frac{V^2}{(8.86 \log D + N)^2} \frac{L}{D}$$

La longitud del túnel vale: $L = 322.36 \text{ m}$

Sustituyendo:

$$h_{f2} = \frac{(0.58)^2}{(8.86 \log 14.00 + 26.00)^2} \frac{322.36}{14.00} = 0.0059 \text{ m}$$

8. Pérdidas por reducción de área en el tapón h_{rd} , ver Figura 5.20. Se emplea la ecuación (5.17):

$$h_{rd} = \frac{KV^2}{2g}$$

Para este caso $\beta = 30^\circ$. Del manual correspondiente, se tiene $K = 0.24$.

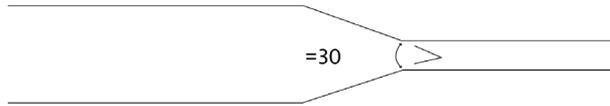


Figura 5.20 Reducción de área en el tapón

Sustituyendo:

$$h_{rd} = \frac{0.24(0.58)^2}{2.00 \times 9.81} = 0.0041 \text{ m}$$

Hasta ahora se han calculado las pérdidas en el túnel. A continuación, se calcularán las pérdidas en la tubería forzada, esto se hará en función del diámetro (desconocido) de la tubería, que debe ser suficiente para que pase el gasto de diseño.

9. Pérdidas por cortante en la tubería h_{fs} , empleando la fórmula de Kozeny:

$$h_{fs} = \frac{V^2}{(8.86 \log D + N)^2}$$

En este caso:

$$L = 375.63 \text{ m}$$

$$A = 0.785D^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{90.00}{0.785D^2} = \frac{114.65}{D^2}$$

Con un valor de $N = 31.00$, que corresponde a acero soldado oxidado, se puede sustituir en la ecuación de Kozeny:

$$h_{fs} = \frac{\frac{114.65^2}{D^4}}{(8.86 \log D + 31.00)^2} \cdot \frac{375.63}{D} = \frac{4937540.84}{D^5 (8.86 \log D + 31.00)^2}$$

10. Pérdidas por cambio de dirección, en la segunda curva horizontal (en la tubería), h_{cd5} , utilizando la fórmula de Hoffman:

$$h_{cd5} = kN \frac{V^2}{2g}$$

La curva tiene un radio R de 151.00 m, y una deflexión $\Delta = 48^\circ 30'$. En los manuales correspondientes se obtiene $N = 0.72$,

Como no se conoce el diámetro D , la velocidad se puede expresar así:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{90.00}{0.785D^2} = \frac{114.65}{D^2}$$

Sustituyendo:

$$h_{cd4} = 0.72k \frac{(114.65/D^2)}{2 \times 9.81} = 482.37 \frac{k}{D^4}$$

11. Pérdidas por válvula de mariposa, h_{vm} :

Se emplea la ecuación:

$$h_{vm} = k \frac{V^2}{2g}$$

En este caso $k = 0.2$ (obtenido de manuales). Sustituyendo:

$$h_{em1} = 0.20 \frac{(114.65/D^2)^2}{2.00 \times 9.81} = \frac{134.00}{D^4}$$

12. Pérdidas por bifurcación, h_b :

Cada rama debe llevar un gasto de $45.00 \text{ m}^3/\text{s}$, y las velocidades en cada una de ellas deben ser iguales que en la tubería principal. El ángulo de las ramas con respecto al eje de la tubería principal es de 30° , ver Figura 5.21.

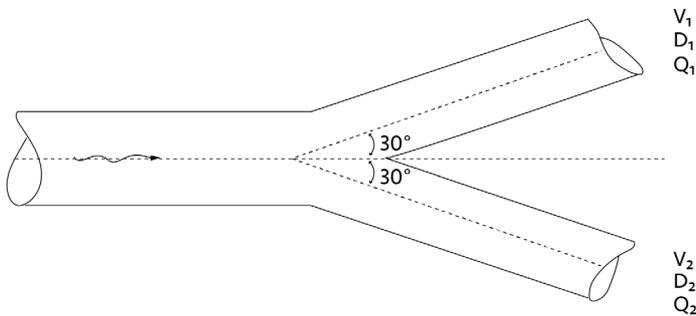


Figura 5.21 Bifurcación del ejemplo 5.1

Entonces:

$$V_1 = V_2$$

$$Q_1 = \frac{Q_2}{2.00} = \frac{90.00}{2.00} = 45.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por continuidad debe cumplirse:

$$\frac{Q_1}{A_1} = \frac{Q_2}{A_2}$$

Pero:

$$A_1 = \frac{\pi D_1^2}{4} = 0.785 D_1^2$$

$$A_2 = \frac{\pi D_2^2}{4} = 0.785 D_2^2$$

Entonces:

$$\frac{90}{0.785 D^2} = \frac{45.00}{0.785 D_2^2}$$

Despejando:

$$D_2^2 = \frac{1}{2} D^2$$

Para el cálculo de pérdidas se emplea la ecuación:

$$h_b = \frac{V_1^2 + V_2^2 - 2V_1V_2 \cos\theta}{2g}$$

Como $V_1 = V_2$

$$h_b = \frac{2V_1^2 - 2V_1^2 \cos\theta}{2g} = \frac{2V_1^2(1 - \cos\theta)}{2g}$$

Pero:

$$V_2 = V_1 = \frac{114.65}{D^2}$$

Sustituyendo:

$$h_b = 2.00 \left(\frac{114.65}{D^2} \right)^2 \left(\frac{1 - \cos 30^\circ}{2.00g} \right) = \frac{179.52}{D^4}$$

13. Pérdidas por válvula de mariposa h_{vm2} : Se emplea nuevamente la ecuación:

$$h_{vm2} = \frac{KV^2}{2.00g} = \frac{0.20x \left(\frac{114.65}{D^2} \right)^2 \cdot 2.00}{2.00x9.81} = \frac{134.00}{D^4}$$

14. Pérdidas por válvula de chorro hueco h_{vc} Se utilizará la ecuación:

$$h_{vc} = \frac{KV^2}{2g} \quad (5.38)$$

Donde:

$$k = \frac{1.00}{C^2} - 1.00$$

Y C es un coeficiente que depende de la apertura de la válvula. Para una apertura del 100%, se tiene $C = 0.85$. Sustituyendo:

$$k = \frac{1.00}{(0.85)^2} - 1.00 = 0.3841$$

$$h_{vc} = 0.3841 \frac{(114.65/D^2)^2}{2.00 \times 9.81} = \frac{257.32}{D^4}$$

Finalmente, la suma de pérdidas vale:

$$\begin{aligned} \Sigma h = & 0.0015 + 0.032 + 0.0796 + 0.009 + 0.075 + 0.00276 + 0.0059 \\ & + 0.0041 + \frac{4937540.84/D}{D^4 (8.86 \log D + 31.00)^2} + 482.37 \frac{K}{D^4} + \frac{134.00}{D^4} \\ & + \frac{179.52}{D^4} + \frac{134.00}{D^4} + \frac{257.32}{D^4} \end{aligned}$$

Efectuando las sumas, se tiene:

$$\begin{aligned} \Sigma h = & 0.2099 + \frac{4.00 \times 937540.84/D}{D^4 (8.86 \log D + 31.00)^2} + \frac{704.835}{D^4} \\ & + 482.37 \frac{k}{D^4} \end{aligned}$$

Sustituyendo en la ecuación de la energía:

$$H_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \sum h$$

Considerando que:

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{90.00}{0.785D^2} = \frac{114.65}{D^2}$$

La carga de velocidad vale:

$$\frac{V_2^2}{2.00g} = \frac{(114.65/D^2)^2}{2.00 \times 9.81} = \frac{669.96}{D^4}$$

Quedando finalmente:

$$54.48 = \frac{669.96}{D^4} + 0.2099 + \frac{4937540.84/D}{D^4 (8.86 \log D + 31)^2} \\ + \frac{704.835}{D^4} + \frac{482.37}{D^4} k$$

Es decir:

$$54.48 = 0.2099 + \frac{4937540.84/D}{D^4 (8.86 \log D + 31.00)^2} + \frac{482.37}{D^4} k \\ + \frac{1374.795}{D^4}$$

Resolviendo esta ecuación, cuidando que la velocidad no exceda los 9.00 m/s, que se ha fijado como velocidad máxima permisible.

De la ecuación de continuidad:

$$Q = VA$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{90.00}{9.00} = 10.00m^2$$

Como:

$$A = \pi D^2 / 4.00$$

$$D = \sqrt{\frac{4.00xA}{\pi}} = \sqrt{\frac{4.00x10.00}{\pi}}$$

Se obtiene $D = 3.57$ m

Supóngase $D = 3.50$ m, con este valor se obtiene $k = 0.22$, sustituyendo en la ecuación se tiene

$$54.48 = 0.2099 + \frac{4937540.84/3.50}{3.50^4 (8.86 \log 3.50 + 31.00)^2} + \frac{482.37x0.22}{3.50^4}$$

$$+ \frac{1374.795}{3.50^4} = 0.2099 + 7.5219 + 0.7071 + 9.1614 = 17.60m$$

Como puede observarse la energía total del vaso a la salida de la obra (54.48 m), es mayor que la suma de las pérdidas (17.60 m), si se quieren igualar ambas cargas es necesario reducir el diámetro, pero esto ocasionaría un incremento en la velocidad lo cual no es posible, pues existe una velocidad máxima permisible establecida. Por lo tanto, se acepta $D = 3.50$ m para la tubería principal.

Para las ramificaciones se tiene:

$$D_2 = 0.7071 D_1$$

Entonces:

$$D_2 = 0.7071 \times 3.50 = 2.47 \text{ m}$$

Se acepta:

$$D_2 = 2.50 \text{ m}$$

Revisión de la velocidad

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{45.00}{\pi \times 2.5^2 / 4.00} = 9.167 \text{ m/s} \approx 9.00 \text{ m/s}$$

Por lo tanto, se acepta $D = 2.50$ m.

5.3. Fallas de las obras de toma.

De acuerdo con la Federal Emergency Management Agency (2004), la falla de las obras de toma puede ocasionar que no se logre la operación de la presa en las condiciones programadas, que se hagan descargas incontroladas que dañen a la población, infraestructura o zonas productivas aguas abajo de la presa, e incluso condiciones catastróficas para las obras de toma o la presa misma. Los principales tipos de falla de las obras de toma son:

- a) Los relacionados con las condiciones inadecuadas de la cimentación, que puedan ocasionar asentamientos diferenciales.
- b) El deterioro prematuro de los componentes de la obra de toma, resultado de una mala selección de materiales, o de su exposición a condiciones ambientales agresivas como la calidad del agua.
- c) La acumulación de sedimentos aguas arriba y dentro de los conductos de la obra que puedan causar erosión.
- d) Los daños causados por cavitación en la entrada, aguas abajo de compuertas, en el conducto de descarga o en la estructura disipadora de energía.
- e) La fatiga estructural de cualquiera de sus elementos, incluida la falla por vibración de las rejillas.
- f) Los relacionados con la falta de programas de inspección, rehabilitación, reparación y operación.

5.3.1. Recomendaciones para prevenir fallas en las obras de toma

- a) Localizar las obras de toma en cimentaciones rocosas para evitar asentamientos.
- b) Hacer el análisis de riesgo de cavitación en toda la obra y proveer los sistemas de aireación necesarios.
- c) Reducir hasta donde sea posible el ingreso de sedimentos para evitar la erosión de la obra.
- d) Proveer de redundancia a la obra hasta donde económicamente sea posible.
- e) Emplear normas de diseño oficiales o las internacionales equivalentes, incluyendo a los equipos mecánicos.
- f) Establecer programas de inspección, mantenimiento, monitoreo y reparación.

5.4. Problemas Propuestos

Problema No. 5.1

Calcular el gasto que puede descargar la obra de toma mostrada en la Figura 5.22. El conducto de concreto es de sección circular, trabaja a presión aguas arriba de la válvula de compuerta de cierre, mide 300.00 m de largo y 9.00 m de diámetro, incluyendo el tramo vertical; y la longitud de la curva que tiene un radio de 15.00 m. La longitud del tubo forzado de aguas abajo, de acero nuevo, es de 200.00 m y 8.50 m de diámetro. Proponga los coeficientes de pérdidas locales y distribuidas.

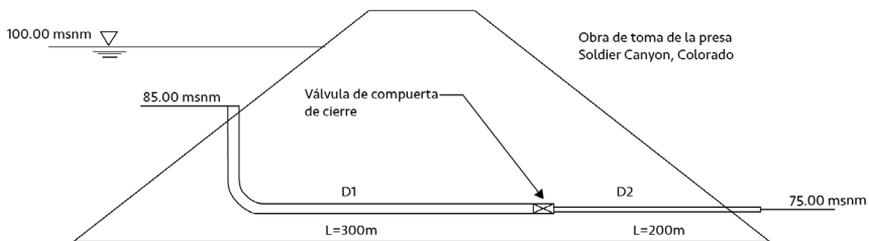


Figura 5.22 Datos del Problema No. 5.1.

Solución:

La obra de toma es capaz de descargar $Q = 675.00 \text{ m}^3/\text{s}$. Debe tomarse en cuenta que pueden obtenerse otros resultados, que dependerán de los coeficientes de pérdidas que se propongan.

Problema No. 5.2

Calcule el gasto de descarga de una obra de toma con tuberías de 10.00 y 8.00 m de diámetro. La elevación del agua en el vaso es la cota 3000 *msnm*, y la elevación del eje de los tubos de descarga a dos turbinas es la 2750 *msnm* ver la Figura 5.23.

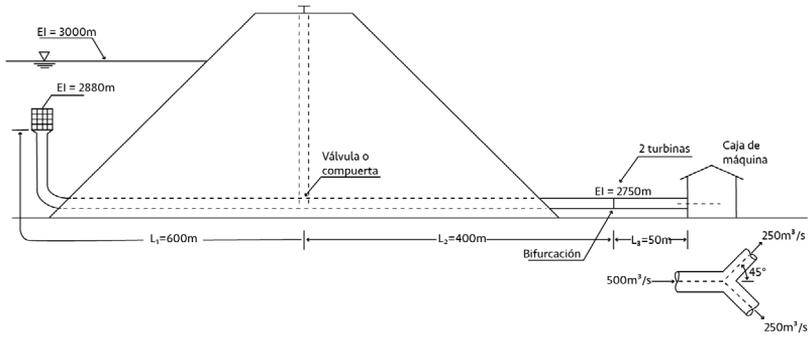


Figura 5.23. Datos del Problema No. 5.2

Los coeficientes de pérdidas para el Problema No. 5.2, se presentan en la Tabla 5.1 y la Tabla 5.2.

Tabla 5.1 Coeficientes de pérdidas para la tubería de diámetro de 10.00 m

Elemento	Pérdidas	Coefficiente de Pérdida
Rejilla	Rejilla para basura	1.323
Entrada	Entrada	0.1
Conducto de aguas arriba	Curva	0.1
	Cortante	1.0098
	Contracción	0.1
Válvula de Compuerta	Contracción	0.1
	Válvula de Comp.	0.19
	Expansión	0.1
Conducto aguas abajo	Expansión	0.1
	Cortante	0.9065
Bifurcación	Bifurcación	0.32
	Cortante	0.1133
Salida	Salida	1

Tabla 5.2 Coeficientes de pérdidas para la tubería de diámetro de 8.00 m

Elemento	Pérdidas	Coefficiente de Pérdida
Rejilla	Rejilla para basura	1.411
Entrada	Entrada	0.1
Conducto de aguas arriba	Curva	0.1
	Cortante	1.36
	Contracción	0.1
Válvula de Compuerta	Contracción	0.1
	Válvula de Comp.	0.19
	Expansión	0.1
Conducto aguas abajo	Expansión	0.1
	Cortante	1.33
Bifurcación	Bifurcación	0.32
	Cortante	0.166
Salida	Salida	1

Soluciones:

Para un diámetro de 10.00 m, el gasto que puede pasar es: 1530.00 m³/s.

Para un diámetro de 8.00 m, el gasto que puede pasar es: 890.00 m³/s.

Como en el Ejemplo No. 5.1, los valores de los gastos pueden variar según los coeficientes que se propongan.

5.5. Referencias

1. Alex H. M. *Tipos de centrales hidroeléctricas*. 2019. Deingenierías.com. <https://www.deingenierias.com/tipos-de-centrales-hidroelectricas/> .
2. Arreguín F., y Vega R. *Presas de Almacenamiento y derivación*, publicación D/32, DEPMI, UNAM 5a. Ed, México, D.F., México, junio 1987.
3. Arreguín F., *Obras de excedencia*, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México, 2000.
4. Arreguín F., *Presas derivadoras*, Comisión Nacional del Agua, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua y Centro de Estudios y Experimentación de Obras Hidráulicas, México D. F., segunda edición, México 2001.
5. Arreguín F., *Cavitación y aireación en obras de excedencia*, Asociación Mexicana de Hidráulica, mayo de 2005.
6. Arreguín F., *Obras de desvío*, Universidad Nacional Autónoma de México, México D. F., 2006.
7. Comisión Nacional del Agua. *Disco Compacto Grandes Presas en México*. México 1999.
8. Comisión Nacional del Agua. *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Obras de toma*. Diciembre de 2007. www.cna.gob.mx
9. Comisión Nacional del Agua. *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Obras de Captación Superficiales*. Diciembre de 2007. www.cna.gob.mx
10. Chaudhry H., *Transitorios hidráulicos aplicados*, Compañía Van Nostrand Reihold, USA, 1979.
11. Fisher, *Manual de válvulas de control*. Cuarta edición. 2005.
12. Goycochea D., *Flujo en tubos a presión*. Universidad Autónoma Metropolitana. 1992.
13. Guyer Paul., *Una Introducción a las pequeñas presas*. Outlet Works. The Clubhouse Press. El Macero, California. 2018.
14. Hansen P., y Arreguín F., y Guerrero O. *Ecuación universal para el cálculo de pérdidas en redes de agua potable*. RG. 2002.
15. López A., "Expresiones analíticas del coeficiente de pérdida K para la ampliación brusca ó gradual del diámetro". Ribagua. *Revista Iberoamericana del Agua*. ISSN: 2386-3781 (Print) 2529-8968 (Online) Journal homepage: <http://www.tandfonline.com/loi/trib20>. 2018.
16. Marengo H., *Filling of the conduction tunnel of Zimapan hydroelectric project, Mexico, Modelling, Testing & Monitoring for Hydro Powerplants-II, HYDROPOWER & DAMS, Conference and exhibition, Laussana, Suiza 1996*.
17. Marengo H., y Cortés C., y Arreguín F. "Análisis hidráulico experimental en túneles de conducción en sección baúl trabajando como canal considerando rugosidades compuestas", *Revista Ingeniería Hidráulica*, abril 2006.

18. Pérez G., y Molina J., *Obras Hidráulicas*. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Facultad de Ingeniería Civil. 2011.
19. Pérez L., y Guitelman A., *Estudio de transitorios: golpe de ariete*. Universidad de Buenos Aires. Facultad de ingeniería. 2005.
20. Piñeiro A., *El Fenómeno del Golpe de Ariete: Causas, Efectos y Prevención*. Universidad de Puerto Rico. Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura. Abril. 2014.
21. SAGARPA. *Obras de toma para aprovechamientos hidráulicos*. Desarrollo Rural. 2012.
22. SAGARPA. *Diseño hidráulico y Estructural de Presas derivadoras*. Desarrollo Rural. 2011.
23. United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, *Diseño de presas pequeñas*, Compañía Editorial Continental, octubre de 1976,
24. Vega M., *Introducción a proyectos de presas*, Comisión Nacional del Agua México D. F., México, febrero de 2005.



Las inundaciones y sequías, que agobian cada vez con mayor frecuencia a los habitantes de muchas regiones del mundo, nos obligan a analizar qué hemos hecho mal y qué deberíamos hacer para rescatar a nuestro planeta.

El último reporte del Panel Intergubernamental sobre Cambio Climático (2021) señala que estos fenómenos se intensificarán prácticamente en todo el mundo. Conocemos muchas de las medidas de mitigación y adaptación que debemos adoptar, una de ellas es mejorar la infraestructura existente y construir obras con criterios ecológicos, que permitan almacenar agua para las actividades humanas y para proteger a las poblaciones de los embates de estos fenómenos extremos.

Una de las estructuras que ayudan a brindar seguridad hídrica a los seres humanos son las presas. En este libro se presentan los principios y criterios para revisar, diseñar, construir y operar las obras que integran una presa de almacenamiento y derivación, aunque estos principios se pueden aplicar a muchas otras obras de la ingeniería.

Estamos seguros que esta publicación será de utilidad para estudiantes de licenciatura, posgrado y profesionales practicantes, que vivimos en la Cuarta revolución industrial, lo cual nos permite hacer una mejor ingeniería.

ISBN: 978-607-30-4895-8



9 786073 048958