Universidad Politécnica Salesiana

Iván Calero Hidalgo, Verónica Valeria Yépez Martínez,
María Gabriela Soria Pugo

Construcciones hidráulicas III

Sistemas fluviales sin embalse de regulación



Carrera de Ingeniería Civil

Este tomo incluye las bases y los procedimientos de cálculo y diseño de los componentes y estructuras que forman parte de los sistemas hidráulicos fluviales sin embalse regulador, cimentados en suelo, así como tres apéndices con cálculos de aplicación: dos referidos a estos sistemas (apéndices A y B) y el tercero a los sistemas con embalse regulador (apéndice C).
Se consideran principalmente los siguientes aspectos: criterios y procedimientos para dimensionar y diseñar, hasta el nivel de factibilidad, las presas vertedero de hormigón, de tal manera que satisfagan las condiciones de estabilidad, resistencia mecánica y control de la filtración; el diseño del contorno subterráneo de las estructuras hidráulicas cimentadas en suelo; el análisis estático e hidromecánico de los muros hidráulicos de hormigón; y los elementos generales para el diseño de las captaciones directas desde cauces naturales y sus desarenadores.

ISBN-13: 978-9942-52-076-0
9 789942 520760

ABYA YALA

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA ECUADOR

SALESIANOS DON BOSCO ECUADOR

6 AGUA LIMPIA Y SANEAMIENTO

4 EDUCACIÓN DE CALIDAD

CONSTRUCCIONES HIDRÁULICAS III

Sistemas fluviales sin embalse de regulación

Iván Calero Hidalgo
Verónica Valeria Yépez Martínez
María Gabriela Soria Pugo

CONSTRUCCIONES HIDRÁULICAS III

Sistemas fluviales sin embalse de regulación

ABYA YALA

2026

CONSTRUCCIONES HIDRÁULICAS III
Sistemas fluviales sin embalse de regulación
© Iván Calero Hidalgo, Verónica Valeria Yépez Martínez y María Gabriela Soria Pugo

1ra edición:

© Universidad Politécnica Salesiana
Av. Turuhuayco 3-69 y Calle Vieja
Cuenca-Ecuador
P.B.X. (+593 7) 2050000
e-mail: publicaciones@ups.edu.ec
www.ups.edu.ec

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ISBN Obra completa: 978-9942-52-068-5
ISBN impreso: 978-9942-52-076-0
ISBN digital: 978-9942-52-077-7

DOI: https://doi.org/10.17163/abyaups.177

Foto de portada: Ing. Iván Calero

Tiraje: 300 ejemplares

Diseño, diagramación e impresión: Ediciones Abya-Yala
Quito-Ecuador

Impreso en Quito-Ecuador, mayo de 2026

Publicación arbitrada de la Universidad Politécnica Salesiana

El contenido de este libro es de exclusiva responsabilidad del autor y las autoras.

Índice

Índice de figuras 13

Índice de tablas 22

Capítulo 11
Nociones introductorias 25
11.1. Campos de aplicación 26
11.2. Ventajas y desventajas 26
11.3. Particularidades constructivas y operativas 28

Capítulo 12
Presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas sobre suelo 33
12.1. Clasificación de los orificios de desagüe en las presas vertedero 34
12.2. Algunos esquemas constructivos y de implantación de las presas vertedero cimentadas en suelo 36
12.3. Determinación preliminar del frente de una presa vertedero 42
12.4. Determinación preliminar de la cota de la cresta de la presa vertedero 45
12.5. Selección definitiva del ancho del frente de vertido y de la cota de la cresta de la presa 47

Capítulo 13
Perfil transversal de una presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo 49
13.1. Clasificación de las presas vertedero 49
13.2. Formulación del perfil transversal de una presa vertedero 53
13.2.1. Perfil teórico triangular 53
13.2.2. Perfil hidráulico 55
13.2.3. Perfil preliminar 59
13.2.4. Perfil constructivo 59

13.3. Construcciones en el tramo aguas abajo de la presa 60
13.3.1. Principales elementos del tramo aguas abajo 60
13.4. Diseño de la protección del tramo aguas abajo 63
13.5. Disipadores de energía de tipo simple 65
13.5.1. Pozo de disipación 65
13.5.2. Muro de disipación 66
13.5.2. Pozo de disipación combinado 68
13.6. Estructura en el tramo del resalto (losa de disipación) 69
13.6.1. Característica constructiva 69
13.6.2. Condiciones de operación de la losa de disipación ... 71
13.1. Tramo postresalto 72
13.1.1. Característica constructiva 72

Capítulo 14
Información inicial y criterios principales para el cálculo hidráulico del tramo aguas abajo 75
14.1. Aspectos generales 75
14.1.1. Resalto hidráulico sumergido 75
14.1.2. Tramo postresalto 78
14.2. Datos iniciales, principales parámetros y dimensiones de los elementos del tramo aguas abajo 81
14.3. Particularidades del movimiento del agua en el tramo aguas abajo 83
14.3.1. Condiciones tridimensionales del movimiento del agua en el tramo aguas abajo 83
14.3.2. Cálculo del enlace de tramos 88
14.4. Capacidad erosiva del flujo dentro de los límites del tramo postresalto 89
14.4.1. Selección del tamaño del material que cubre el fondo del cauce horizontal dentro de los límites del tramo postresalto 89
14.4.2. Determinación del tamaño de la piedra estable para la superficie del fondo del cono 96

Capítulo 15
Contorno subterráneo de las presas de hormigón cimentadas en suelo 101
15.1. Aspectos generales 101
15.2. Esquemas de contorno subterráneo 102

15.2.1. Esquema sin drenaje horizontal bajo la presa 102
15.2.2. Esquema con drenaje horizontal bajo la presa 103
15.2.3. Esquema con carpeta de hormigón armado anclada a la presa 104
15.2.4. Esquema con drenaje vertical del suelo de cimentación 105
15.2.5. Esquema profundo del contorno subterráneo 106
15.3. Principales elementos constructivos de la parte subterránea de la presa 107
15.3.1. Carpeta 107
15.3.2. Filas de tablestacas 114
15.3.3. Dentellones de hormigón 118
15.3.4. Base de la presa 121
15.3.5. Elemento de salida hacia aguas abajo del flujo de filtración 122
15.4. Preparación de la superficie de cimentación: filtración de contacto 123
15.4.1. Preparación de la superficie de cimentación para el hormigonado 123
15.4.2. Algunas consideraciones sobre la filtración de contacto 125
15.5. Análisis del flujo de filtración bajo el contorno subterráneo de la presa de hormigón 127
15.5.1. Aspectos generales 127
15.5.2. Determinación de la ubicación de la superficie de la capa impermeable 129
15.5.3. Identificación de los coeficientes de resistencia 130
15.5.4. Determinación de los valores de los coeficientes de resistencia 131
15.5.5. Determinación de las pérdidas de carga, de la subpresión y del diagrama de subpresión 132
15.5.6. Determinación de la gradiente máxima a la salida del flujo de filtración 133
15.5.7. Determinación del caudal de filtración q 135

Capítulo 16
Pilas y muros de las presas de hormigón a gravedad y juntas permanentes de deformación 137
16.1. Aspectos generales de las pilas 137

16.2. Aspectos constructivos de las pilas 141
16.3. Aspectos generales de los muros anexos a las presas vertedero 142
16.4. Tipos de muros de enlace 144
16.4.1. Muro de enlace con paredes laterales 144
16.4.2. Muro de enlace con paredes inclinadas (muros de ala) 146
16.4.3. Muro de enlace con paredes oblicuas (muros de ala) 147
16.4.4. Ejemplo de un muro que enlaza la presa de hormigón con una presa de tierra 148
16.4.5. Selección del tipo de muro de enlace y diseño de su contorno externo 150
16.5. Elementos para el diseño de la pared interior del muro de enlace 154
16.6. Criterios respecto al cálculo estático de los muros de enlace 156
16.6.1. Escenario de operación 157
16.6.2. Escenario de construcción 158
16.6.3. Consideraciones adicionales respecto a la construcción del muro de enlace 159
16.7. Juntas permanentes de deformación en las presas a gravedad de hormigón 161
16.7.1. Aspectos generales 161
16.7.2. Esquemas de división de la presa con juntas de deformación 162
16.7.3. Forma y ancho de las juntas permanentes de deformación 169
16.7.4. Sellado de las juntas permanentes de deformación 169
16.8. Muros de enlace 170
16.8.1. Criterios generales, escenarios y cargas 170
16.8.2. Empuje del suelo (relleno) sobre el muro de enlace ... 172
16.8.3. Métodos aproximados para determinar el empuje sobre un muro 174

Capítulo 17
Análisis para verificar la estabilidad y resistencia de las presas vertedero a gravedad de hormigón cimentadas en suelo 181
17.1. Aspectos generales 181

17.2. Fuerzas actuantes en una presa vertedero cimentada en suelo 182
17.2.1. Presión hidrodinámica del agua en el cuerpo de la presa desde el flujo superficial (no de filtración) 182
17.2.2. Presión hidrodinámica del agua desde el flujo de filtración (subpresión) 183
17.2.3. Presión hidromecánica en el cálculo de una presa con carpeta anclada de hormigón armado 184
17.2.4. Presión del suelo en la presa en el sitio de su enlace con la carpeta 185
17.2.5. Empuje pasivo del suelo en la presa desde el tramo aguas abajo 188
17.3. Verificación de la estabilidad de la presa vertedero al corte en el contacto con el suelo de cimentación 188
17.3.1. Aspectos generales 188
17.3.2. Corte de la presa sobre la superficie horizontal de cimentación 191
17.3.3. Corte de la presa por una superficie al interior del suelo de cimentación (deslizamiento profundo) 193
17.3.4. Cálculo de la estabilidad al corte de una presa con dentellón superior profundo (caso de suelo de cimentación homogéneo) 196
17.4. Análisis preliminar de resistencia de las presas vertedero cimentadas en suelo 198

Capítulo 18
Captaciones directas desde los cauces naturales 203
18.1. Criterios generales 203
18.2. Tipos de captaciones directas 205
18.2.1. Captación directa con presa 205
18.2.2. Captación directa sin presa 205
18.3. Captaciones directas sin presa 207
18.3.1. Captación directa sin presa con ingreso lateral del agua 207
18.3.2. Ubicación en planta de una captación directa sin presa. Ángulo de captación 209
18.3.3. Algunos criterios de diseño de la esclusa de captación 210

18.3.4. Consideraciones para el análisis hidráulico de la una captación sin presa 213
18.4. Captaciones directas con presa 214

Capítulo 19
Desarenadores: criterios generales 217

Bibliografía 223

Apéndice A 227
A.1. Condiciones de la zona de intervención 229
A.1.1. Condiciones naturales 229
A.1.2. Datos del nodo hidráulico a diseñar 230
A.1.3. Condiciones de implantación del nodo fluvial hidráulico 230
A.2. Cálculos hidráulicos de la presa vertedero 235
A.2.1. Condiciones de diseño 235
A.2.2. Adopción del caudal unitario en el tramo postresalto 236
A.2.3. Diseño del frente de vertido 242
A.2.4. Características constructivas de la superficie de vertido 246
A.2.5. Determinación de las condiciones del enlace de tramos durante la maniobra de las compuertas ... 255
A.2.6. Cálculo hidráulico del pozo de disipación 264
A.2.7. Características constructivas y cálculo de la losa de disipación 266
Apéndice B 269
B.1. Aspectos generales 271
B.1.1. Campo de aplicación 271
B.1.2. Definiciones de términos 271
B.1.3. Principales magnitudes que intervienen 274
B.1.4. Objetivos principales del cálculo y diseño del contorno subterráneo 276
B.2. Cálculo de filtración del contorno subterráneo dado de una presa conocidas las cotas de los niveles de agua en los tramos aguas arriba y aguas abajo 277
B.2.1. Consideraciones previas 277
B.2.2. Determinación de la ubicación de la superficie de diseño de la capa impermeable 280

B.2.3. Procedimiento general del cálculo por el método de los coeficientes de resistencia 284
B.2.4. Determinación de los valores numéricos de los coeficientes de resistencia 286
B.2.5. Construcción del diagrama de la subpresión que actúa en la base de la presa y de la carpeta 295
B.2.6. Determinación de la carga en el extremo inferior de la tablestaca o dentellón de salida 298
B.2.7. Determinación de la máxima gradiente piezométrica de salida en la superficie del fondo aguas abajo 299
B.2.8. Determinación del caudal de filtración 303
B.3. Cálculo de filtración del contorno subterráneo de una presa por el método de Chugaev conociendo las cotas de agua 307
B.3.1. Consideraciones previas 307
B.3.2. Construcción del diagrama de subpresión y determinación de la carga en el extremo inferior de la tablestaca o dentellón de salida 308
B.3.3. Determinación de la máxima gradiente piezométrica de salida en la superficie del fondo aguas abajo 310
B.3.4. Determinación del caudal de filtración 313
B.3.5. Determinación de la gradiente piezométrica a lo largo de los elementos horizontales del contorno subterráneo 314
Apéndice C 317
C.1. Aspectos generales 319
C.1.1. Contenido y campo de aplicación 319
C.1.2. Definiciones de términos 320
C.1.3. Clasificación de los taludes 321
C.1.4. Simbología adoptada para las magnitudes principales 322
C.1.5. Principales características físicas del suelo que conforma el cuerpo y la base de cimentación del talud 323
C.1.6. Bases para calcular la estabilidad de los taludes de tierra 325
C.2. Determinación del coeficiente de seguridad para la estabilidad del talud normal libre de suelo homogéneo 326

C.2.1. Talud formado por un suelo saturado de agua en reposo 326
C.2.2. Talud formado por suelo seco 334
C.2.3. Suelo cohesivo 334
C.3. Determinación del coeficiente de seguridad para la estabilidad del talud por el método de las superficies cilíndrico circulares de corte del suelo 336
C.3.1. Criterios generales del cálculo 336
C.3.2. Método de cálculo útil para determinar el coeficiente o factor de seguridad k_s 337
C.3.3. Ajuste de la magnitud encontrada de k_s en el caso de pendiente pronunciada del talud: $m < (2{,}0$ a $2{,}5)$ 340
C.4. Determinación del coeficient k_s de seguridad para la estabilidad de un volumen de falla limitado desde abajo 341
C.4.1. Suelo homogéneo 341
C.4.2. Suelo no homogéneo respecto al peso volumétrico 345
C.4.3. Suelo no homogéneo respecto a las magnitudes φ_R y c_R 346
C.5. Determinación del coeficiente k_s de seguridad para la estabilidad de un volumen cualquiera de falla al corte 352
C.5.1. Criterios generales para considerar las fuerzas de filtración por el método de las superficies cilíndrico circulares de corte 352
C.5.2. Suelo homogéneo 357
C.5.3. Suelo no homogéneo respecto a su peso volumétrico 363
C.5.4. Suelo no homogéneo respecto a φ_R y c_R 364
C.5.5. Caso de un tanque de carga ubicado sobre la cresta del talud 368

Sobre los autores 375

Índice de figuras

Figura 12.1. Presa vertedero con compuertas cimentada en suelo..... 36

Figura 12.2. Presa vertedero sin compuertas cimentada en suelo..... 36

Figura 12.3. Principales elementos de una presa con vertido incorporado cimentada en suelo. 37

Figura 12.4. Sección transversal de presa con pozo de disipación. 37

Figura 12.5. Protección de las márgenes aguas debajo de una presa-vertedero pequeña, de carga pequeña (las márgenes aguas abajo del tramo de disipación, protegidas con piedra, han sido parcialmente erosionadas en el proceso de operación..... 37

Figura 12.6. Carpeta flexible. 38

Figura 12.7. Esquema de una carpeta rígida de hormigón u hormigón armado 38

Figura 12.8. Muros y pilas. 39

Figura 12.9. Juntas de deformación en presas de hormigón cimentadas en suelo. 39

Figura 12.10. Ejemplo de una junta de deformación: 1,0-1,5 cm en la base y 3-4 cm en la corona. 40

Figura 12.11. Esquemas de compuertas en presas vertedero. 40

Figura 12.12. Esquema de una compuerta plana con dos vigas principales. 41

Figura 12.13. Compuertas de operación planas. 41

Figura 12.14. Variante de ubicación de las compuertas en la cresta de la presa 42

Figura 12.15. Gráfico del análisis técnico- económico para determinar el caudal unitario óptimo. 44

Figura 12.16. Determinación de la cota de la cresta de la presa vertedero..... 46

Figura 13.1. Sitio de medición de la presión bajo la lámina de agua sobre una presa vertedero con enlace de tramos suave..... 51

Figura 13.2. Enlace de tramos con escalón de pequeña altura. 52

Figura 13.3. Enlace de tramos con escalón alto. 52

Figura 13.4. Perfil teórico triangular $\xi = \frac{a}{b}$ 54

Figura 13.5. Perfil Creager sin vacío, con paramento aguas arriba vertical. 56

Figura 13.6. Perfil Creager con paramento aguas arriba inclinado..... 58

Figura 13.7. Esquema de la sección transversal de una presa vertedero cimentada en suelo..... 61

Figura 13.8. Esquema de una presa vertedero con cresta de fondo (losa de disipación). 62

Figura 13.9. Variación de la profundidad del pozo o cono de erosión h_p en función de la longitud L de la protección en el tramo aguas abajo..... 63

Figura 13.10. Variantes constructivas del pozo de disipación..... 66

Figura 13.11. Características constructivas de un muro de disipación 67

Figura 13.12. Formas del muro disipador..... 68

Figura 13.13. Pozo de disipación combinado..... 68

Figura 13.14. Esquemas constructivos de la losa de disipación..... 70

Figura 13.15. Esquema de armado de la losa de disipación con dados..... 72

Figura 14.1. Resalto al pie de una presa..... 76

Figura 14.2. Reconformación del diagrama de velocidades a lo largo del tramo postresalto. 76

Figura 14.3. Esquema del gráfico de oscilación de la velocidad longitudinal real en un punto fijo dado M en el espacio del campo de flujo (mecánica de fluidos)..... 77

Figura 14.4. Cuadro cualitativo de disipación de la energía excedente en los diferentes tramos de un flujo al pie de una presa vertedero. 81

Figura 14.5. Casos de alteraciones del flujo..... 84

Figura 14.6. Casos de ensanchamiento del flujo..... 87

Figura 14.7. Reemplazo del movimiento tridimensional del agua (en el tramo aguas abajo) por bidimensional (plano)..... 88

Figura 14.8. Para calcular el tamaño de las fracciones del material dentro de los límites del tramo postresalto. 91

Figura 14.9. Nomograma para determinar el coeficiente *k* de la capacidad erosiva del flujo..... 92

Figura 14.10. Para calcular el tamaño de las fracciones del material que conforma el fondo del cono (caso de talud protector *AB* vertical) ... 96

Figura 14.11. Nomograma para obtener $\boldsymbol{\beta} = \boldsymbol{f}\left(\frac{a_k}{h_3}\right)$..... 97

Figura 15.1. Carpeta y presa sin drenaje horizontal (esquema A)..... 101

Figura 15.2. Carpeta y presa sin drenaje horizontal (esquema A)..... 103

Figura 15.3. Presa con drenaje horizontal (esquema B). 104

Figura 15.4. Presa de carpeta anclada con drenaje horizontal (esquema C). 104

Figura 15.5. Presa con drenaje vertical (Esquema D). 105

Figura 15.6. Esquema profundo del contorno subterráneo (esquema E)..... 106

Figura 15.7. Ejemplos de carpetas flexibles poco permeables (arcillosas: dim. en m)..... 110

Figura 15.8. Para aclarar la longitud límite de una carpeta..... 111

Figura 15.9. Ejemplos de las soluciones constructivas de una carpeta impermeable (dimensiones de los detalles en centímetros). 114

Figura 15.10. Ejemplos de enlace de una tablestaca con el cuerpo de una presa de hormigón (dimensiones en centímetros)..... 117

Figura 15.11. Implantación del dentellón en la presa..... 120

Figura 15.12. Para el diseño de la base de la presa..... 121

Figura 15.13. Para el diseño de la salida del flujo de filtración hacia el tramo aguas abajo..... 123

Figura 15.14. Esquema de cálculo en el análisis hidráulico del contorno subterráneo de una presa vertedero a gravedad de hormigón cimentada en suelo por el método de los coeficientes de resistencia. 128

Figura 15.15. Gradiente de salida del flujo de filtración. 134

Figura 16.1. Configuración de las pilas en planta..... 138

Figura 16.2. Esquema de una pila en planta..... 139

Figura 16.3. Vista lateral de una pila. 140

Figura 16.4. Esquema de una pila contiene volado (vista lateral). 140

Figura 16.5. Esquema del armado de una pila de hormigón. 141

Figura 16.6. Corte de la pila 1 con juntas de deformación 2. 141

Figura 16.7. Escenario de cálculo: reparación de la compuerta de emergencia. 142

Figura 16.8. Muro divisorio..... 143

Figura 16.9. Muro de enlace constituido por muro frontal y paredes de retorno (laterales)..... 144

Figura 16.10. Muro de enlace con paredes laterales (esquema B)..... 145

Figura 16.11. Sección 2-2 (ver Figura 16.9) de un muro de enlace con paredes laterales..... 146

Figura 16.12. Muro de enlace con paredes inclinadas. 146

Figura 16.13. Muro de enlace con paredes oblicuas (muros de ala). 147

Figura 16.14. Esquema del muro de enlace de una presa de hormigón con una presa de tierra..... 149

Figura 16.15. Esquema de una presa vertedero (en planta). 151

Figura 16.16. Consideración de la velocidad de acercamiento para el diseño de las paredes superiores. 152

Figura 16.17. Paredes superiores 153

Figura 16.18. Configuración de la superficie interna *ab* del muro..... 155

Figura 16.19. Planta de un espolón largo 156

Figura 16.20. Línea piezométrica 1'-6' (a) y sección vertical del muro frontal (b)..... 157

Figura 16.21. Formación de la fisura *ab* durante el proceso constructivo..... 159

Figura 16.22. Evacuación del agua de filtración a través de la pared del muro..... 160

Figura 16.23. Corte de la presa con juntas permanentes de deformación 2 en el caso de cimentación rocosa..... 163

Figura 16.24. Corte de la presa con juntas de deformación 2 en el caso de cimentación en suelo..... 165

Figura 16.25. Ubicación de una junta de deformación en el límite entre diferentes suelos de cimentación y en el sitio de fractura del perfil del macizo de cimentación. 167

Figura 16.26. Esquema de ubicación en planta de las juntas de deformación en el caso de un muro con paredes de retorno..... 168

Figura 16.27. Ubicación de las juntas de deformación respecto a la pila. 168

Figura 16.28. Para el análisis del empuje activo de un suelo no cohesionado sobre un muro. 175

Figura 16.29. Para analizar el empuje pasivo con formación de prisma de deformaciones plásticas..... 178

Figura 17.1. Casos de presión hidrostática (a) e hidrodinámica (b) sobre la presa..... 182

Figura 17.2. Construcción del diagrama I de la presión horizontal del agua (actuante sobre y bajo la superficie del terreno) en la cara superior (aguas arriba) de la presa..... 183

Figura 17.3. Para calcular la presión (empuje) horizontal E' (de la carpeta de arcilla) y E" (del suelo ubicado debajo de la carpeta de arcilla). 186

Figura 17.4. Para calcular el empuje horizontal E del suelo de cimentación sobre la cara 2 y 3 de la presa en el caso de carpeta absolutamente impermeable I. 187

Figura 17.5. Para formular el esquema de fuerzas de cálculo (para analizar la estabilidad de la presa al corte. 190

Figura 17.6. Esquema de deslizamiento de una losa. 192

Figura 17.7. Para calcular la estabilidad al corte de una presa por la superficie horizontal *BC*. 194

Figura 17.8. Para calcular la estabilidad de una presa por el método de las superficies cilíndrico-circulares de corte. 195

Figura 18.1. Esquema de una captación directa. 204

Figura 18.2. Captación directa con espigón. 206

Figura 18.3. Esquema de del movimiento rotacional del agua en un tramo con curvatura de un cauce con flujo de superficie libre.... 207

Figura 18.4. Captación directa sin presa..... 209

Figura 18.5. Excavación de acercamiento..... 211

Figura 18.6. Vertedero de entrada de alto ***c*** de una captación..... 212

Figura 18.7. Variación anual de los niveles de agua en el río y en el canal de conducción, referidos al fondo del canal en su abscisa inicial. 213

Figura 18.8. Selección del sitio de implantación de la presa de derivación. 215

Figura 19.1. Esquema de ubicación de un desarenador en el canal de conducción..... 217

Figura 19.2. Desarenador de lavado periódico. 218

Figura 19.3. Esquema constructivo de un desarenador de lavado periódico de dos cámaras. 219

Figura 19.4. Tamaño hidráulico en función del diámetro geométrico de la partícula. 221

Figura A.1. Curva de descarga. 230

Figura A.2. Implantación de llanura aluvial. 233

Figura A.3. Implantación de cauce del nodo hidráulico..... 234

Figura A.4. Determinación del nivel de cálculo aguas abajo NAAB..... 235

Figura A.5. Esquema para determinar el tipo de suelo en el fondo del cono de erosión. 236

Figura A.6. División de la presa en secciones con juntas de asentamientos..... 243

Figura A.7. Esquema de ubicación del inserto horizontal en la cresta del vertedero..... 248

Figura A.8. Esquema de ubicación del inserto total en la cresta del vertedero..... 250

Figura A.9. Coeficiente de efecto del muro ξm (en planta) que limita desde un costado al orificio de vertido de la presa vertedero..... 251

Figura A.10. Coeficiente de efecto de una pila que limita con el orificio de vertido de la presa vertedero..... 251

Figura A.11. Esquema para calcular la sumersión de un vertedero de perfil práctico..... 252

Figura A.11. Esquema para calcular la sumersión de un vertedero de perfil práctico..... 253

Figura A.13. Esquema para calcular el flujo bajo compuerta..... 258

Figura A.14. Esquema para calcular el enlace de tramos..... 260

Figura A.15. Esquema de cálculo del pozo de disipación..... 265

Figura B.1. Esquemas de los contornos subterráneos..... 273

Figura B.2. Esquema para el cálculo del suelo de cimentación por el método de los coeficientes de resistencia..... 279

Figura B.3. Fragmento del contorno subterráneo en forma de tablestaca interior o escalón interior..... 287

Figura B.4. Gráfico para determinar el coeficiente de resistencia ζ_{tab} para una tablestaca interior..... 289

Figura B.5. Fragmento del contorno subterráneo en forma de tablestaca de entrada o salida (o escalón)..... 290

Figura B.6. Fragmento del contorno subterráneo en forma de elemento horizontal..... 291

Figura B.7. Gráfico para determinar el coeficiente de resistencia ζ_{tabp} de una tablestaca pura..... 293

Figura B.8. Ajuste del final de la línea piezométrica P-P en caso de encontrarse a poca profundidad la parte final del contorno subterráneo..... 296

Figura B.9. Gráfico para determinar el ajuste δ a la ecuación B.47..... 297

Figura B.10. Esquema para determinar la carga en el extremo inferior de la tablestaca de salida..... 299

Figura B.11. Para calcular la máxima gradiente piezométrica de salida en la superficie del fondo aguas abajo. 300

Figura B.12. Para calcular la máxima gradiente piezométrica de salida..... 302

Figura B.13. Esquema para calcular la gradiente piezométrica máxima de salida en el caso de tablestaca pura..... 303

Figura B.14. Esquema para el ejemplo de cálculo..... 304

Figura B.15. Construcción del diagrama de subpresión por el método de la línea desarrollada del contorno..... 309

Figura B.16. Para calcular la gradiente piezométrica de salida..... 313

Figura C.1. Talud de tierra..... 321

Figura C.2. Talud de cimentación Saturados 327

Figura C.3. Ábaco para calcular taludes secos cuando $Z_{sat}/Z = 0$..... 330

Figura C.4. Ábaco para calcular taludes parcialmente saturados cuando $Z_{sat}/Z = 0{,}20$..... 330

Figura C.5. Ábaco para calcular taludes parcialmente saturados cuando $Z_{sat}/Z = 0{,}40$..... 331

Figura C.6. Ábaco para calcular taludes parcialmente saturados cuando $Z_{sat}/Z = 0{,}60$..... 331

Figura C.7. Ábaco para calcular taludes casi totalmente saturados cuando $Z_{sat}/Z = 0{,}80$..... 332

Figura C.8. Ábaco para calcular taludes totalmente saturados cuando $Z_{sat}/Z = 1{,}00$. 332

Figura C.9. Esquema del método de las dovelas. 336

Figura C.10. Determinación geométrica de la superficie crítica mediante el método de rebanadas (superficie circular) 343

Figura C.11. Diagrama de equivalencia de pesos unitarios. 346

Figura C.12. Modelo geométrico del método de las dovelas con materiales heterogéneos y superficie circular de falla (r = 42 m) ... 350

Figura C.13. Influencia de la línea piezométrica en la estabilidad del talud. 354

Figura C.14. Descomposición del volumen de falla. 355

Figura C.15. Corrección por presión intersticial excedente en el método de las dovelas. 356

Figura C.16. Determinación geométrica de las zonas saturadas y no saturadas en el análisis de estabilidad con superficie circular. 358

Figura C.17. Configuraciones hidráulicas del talud y corrección del factor de estabilidad k_s mediante la incorporación del término z_3 . 360

Figura C.18. Esquema geométrico del análisis de estabilidad de un talud homogéneo con línea piezométrica y superficie circular de falla *ABC* para el cálculo del coeficiente de seguridad k_s. 361

Figura C.19. Esquema de subdivisión de una franja vertical en capas con diferentes pesos volumétricos (ϒ_sec y ϒ_sum) para la evaluación de H_1 364

Figura C.20. Esquema geométrico para el cálculo del coeficiente de seguridad k_s en talud estratificado con diferentes parámetros resistentes y pesos volumétricos, bajo condiciones de flujo subterráneo. 366

Figura C.21. Análisis de estabilidad de talud con tanque de carga en la cresta 370

Figura C.22. Esquemas para la evaluación de los pesos del suelo seco (G_{sec}) y del suelo saturado (G_{SAT}) 371

Índice de tablas

Tabla 12.1. Coordenadas unitarias del perfil Creager-Ofizyerov..... 58

Tabla 13.1. Velocidades máximas permisibles v_{omax} calculadas con la ecuación de D. I. Kumín..... 94

Tabla 14.1. Espesor de la capa activa de filtración..... 130

Tabla 14.2. Identificación de los coeficientes de resistencia..... 131

Tabla 16.1. Esfuerzos permisibles a la compresión de suelos..... 201

Tabla A.1. Diámetro equivalente de los agregados de los suelos cohesivos (mm)..... 239

Tabla A.2. Espesores referenciales de las pilas (m)..... 244

Tabla A.3. Ancho referencial del inserto horizontal *δhor*..... 248

Tabla A4. Valores del coeficiente σ para los vertederos de perfil práctico..... 252

Tabla A.5. Condiciones del enlace de tramos..... 261

Tabla A.6. Longitud relativa del resalto hidráulico..... 267

Tabla C.1. Valores reales φ_R (grados), c_R (Ton/m^2) para suelos arenosos y arcillosos..... 324

Tabla C.2. Coeficientes permisibles de seguridad al deslizamiento de un talud $(k_s^t)_{per}$..... 326

Tabla C.3. Reducción de parámetros resistentes y determinación del ángulo crítico θ en función del coeficiente de seguridad k_s^t..... 333

Tabla C.4. Reducción de los parámetros resistentes para la determinación iterativa del coeficiente de seguridad k_s^t..... 335

Tabla C.5. Determinación de los parámetros geométricos y sumatorias para el cálculo del coeficiente de seguridad en superficie circular de falla (r = 76 m)..... 344

Tabla C.6. Cálculo de espesores transformados en suelo no homogéneo para la determinación de z (en m) equivalente mediante coeficientes Υ'/Υ^{bas} en cada franja vertical..... 349

Tabla C.7. Determinación de las magnitudes para el cálculo del coeficiente de seguridad k_s en talud no homogéneo (superficie circular de falla)..... 351

Tabla C.8. Determinación de las magnitudes para el cálculo del coeficiente de seguridad k_s en talud con influencia de línea piezométrica (según ecuaciones C.30 y C.31)..... 362

Tabla C.9. Cálculo de H_1 en suelo no homogéneo mediante contribuciones $\Delta_{sec}Z_1$ y $\Delta_{sum}Z_2$ por estratos (según ecuación C.33)..... 367

Tabla C.10. Determinación de H_2, H_2x, $\sum(\varepsilon H_1)$ y $\sum(\mu\delta s)$ para el cálculo del coeficiente de seguridad k_s en talud no homogéneo con influencia de línea piezométrica (según ecuaciones C.31 y C.32)..... 368

https://doi.org/10.17163/abyaups.177.1

Capítulo 11

Nociones introductorias

Los sistemas fluviales sin embalse de regulación, con presa vertedero de hormigón cimentada en suelo, están constituidos por un conjunto de estructuras hidráulicas e instalaciones destinadas fundamentalmente al aprovechamiento de los caudales naturales disponibles en el río intervenido, permitiendo, para el efecto, la generación de la carga o profundidad necesaria del agua sin ocasionar una inundación importante del territorio. En la mayoría de los casos, son sistemas de carga pequeña (con un máximo de 10 a 15 m) o mediana (en pocas ocasiones supera los 30 m).

Una particularidad importante de estos sistemas, que influye decisivamente en las características constructivas y en el costo, es que la presa vertedero cumple funciones no solo de estructura de contención, sino de aliviadero de excedentes, puesto que a través de su perfil son evacuadas las crecidas de diferente magnitud que se presentan durante la vida útil del sistema, incluida la crecida de diseño con probabilidad de ocurrencia que, para estos sistemas, normalmente fluctúa entre 0,01 y 0,001, dependiendo del nivel de importancia de la presa. Es decir, crecidas con periodo de retorno comprendido entre 100 y 1000 años, respectivamente, a diferencia de los sistemas con embalse de regulación en los cuales el periodo de retorno puede llegar hasta 10 000 años. Esto significa que la presa vertedero, a más de las condiciones de estabilidad y resistencia que debe satisfacer una presa ciega, también debe satisfacer las condiciones hidráulicas que permitan la evacuación de la crecida de diseño.

11.1. Campos de aplicación

Los campos de aplicación de los sistemas sin embalse son:

- *Uso energético*. Para centrales hidroeléctricas de carga pequeña ubicadas en el cauce o para centrales de derivación cuando los caudales captados son transportados (derivados) a un sitio distante, donde las condiciones físicas permiten disponer de cargas importantes como son los casos de las centrales Coca Codo Sinclair, Agoyán, San Francisco y otras en Ecuador.
- *Uso consuntivo del agua para producción agrícola o industrial y para consumo humano*. Por medio de estructuras de captación junto a la presa vertedero o en el interior de esta se derivan desde el cauce natural los caudales necesarios para satisfacer los correspondientes gráficos anuales de demanda hídrica, con los niveles de garantía en tiempo y magnitud previamente establecidos. Sistemas de este tipo se adoptan, principalmente, en los tramos de montaña y piedemonte de los ríos.
- *Transporte fluvial en los tramos bajos de los cauces*. Con ayuda de estructuras hidráulicas divisorias y de control-variación del nivel de agua, se posibilita la navegabilidad en los ríos de llanura.

11.2. Ventajas y desventajas

Entre los aspectos positivos o ventajas de los sistemas fluviales con presa derivadora (sin presa de embalse) cabe mencionar:

- *Nivel estable del agua en el tramo aguas arriba*. La presa permite elevar el nivel de agua hasta la cota que posibilite su ingreso a la obra de conducción (canal, túnel, tubería), en cualquier época del año.
- *Control del sedimento de fondo*. La ubicación altimétrica de la cresta de la presa y la inclusión en el sistema fluvial de orificios y galerías de purga, excluyen el ingreso a la estructura de captación de sedimento grueso (piedra, grava, arena). El control

del sedimento fino se realiza fuera del cauce natural, a continuación de la estructura de toma, con ayuda de desarenadores.

- *Menor inversión inicial*. El costo de construcción del sistema es inferior al de un sistema con presa reguladora y embalse. Esta particularidad no solo mejora la viabilidad financiera del proyecto, sino que puede dar lugar a opciones de inversión favorables como el uso de recursos propios exclusivamente o de cooperación externa no reembolsable, por ejemplo, a través de los fondos de contravalor.
- *Menor impacto ambiental*. El área de inundación de tierras es mínima y generalmente estos sistemas no demandan el reasentamiento de pobladores, hechos que excluyen el impacto social negativo, minimizan el impacto ambiental y disminuyen los costos por indemnizaciones.

Entre las desventajas de estos sistemas pueden ser mencionadas:

- *Dependencia del caudal natural*. Esta desventaja se traduce en la ausencia de un volumen de reserva. En los periodos de estiaje podría no ser posible satisfacer los caudales de demanda de los usuarios del sistema y en los estiajes extraordinarios podría no haber opción de captar ningún caudal de agua.
- *Sedimentación del tramo aguas arriba*. Debido al remanso, disminuye la velocidad del agua hacia la presa, hecho que origina la acumulación de sedimento en el tramo aguas arriba. Como consecuencia, es necesario la evacuación o lavado periódico de los sedimentos, con el consiguiente incremento de los costos de operación.
- *Obstáculo para el desplazamiento de peces*. Inclusive una presa de pequeña altura obstaculiza la migración de peces, hecho que hace necesaria la construcción de conductos para peces, con el consiguiente encarecimiento del sistema.
- *Riesgo de erosión del cauce*. La evacuación de las crecidas a través de la presa vertedero origina al pie de la misma flujos de alta turbulencia con velocidades que con frecuencia son muy superiores a las no erosivas. Esto puede originar la ero-

sión del cauce e inclusive la socavación de la cimentación de las estructuras.

- *Elevación del nivel freático*. La elevación del nivel de agua en el tramo aguas arriba puede originar la elevación del nivel freático, con el consiguiente anegamiento de los territorios colindantes.

En resumen, a partir de las ventajas y desventajas de los sistemas de derivación sin embalse, se podría mencionar que estos sistemas son ideales en los casos de ríos con caudales mínimos garantizados, cuando solo es necesario elevar el nivel del agua para su ingreso a la obra de conducción, pero son ineficaces en ríos caracterizados por tener sequias estacionales drásticas.

11.3. Particularidades constructivas y operativas

A lo largos de los siguientes capítulos se verán las particularidades constructivas y operativas más importantes de los sistemas sin embalse con presa de derivación cimentada en suelo, mismas que pueden enlistarse en dos grupos:

Primero, para asegurar el cumplimiento de las condiciones de estabilidad y resistencia mecánica de la presa derivadora cimentada en suelo, así como para mantener la resistencia del suelo de cimentación a las deformaciones por filtración, se requiere la inclusión en el perfil transversal de la presa de los siguientes elementos constructivos:

- *Contorno subterráneo de la presa*. Constituido por elementos verticales y horizontales, puede ser definido como la línea impermeable que separa la base de la presa de hormigón del suelo de cimentación. Los elementos horizontales son las carpetas ubicadas al pie del paramento superior de la presa e implantadas en el fondo del cauce, son generalmente de hormigón armado, aun cuando en ocasiones pueden ser de suelo poco permeable (limo arcilloso o arcilla). Los elementos verticales son las tablestacas y los dentellones; las tablestacas son cortinas

verticales impermeabilizantes formadas generalmente con una o más filas de pilotes verticales de hormigón hincados en el suelo, a profundidades no menores de 2,0 a 2,5 m y la tablestaca de mayor uso es aquella que se ubica al pie del paramento superior de la presa; los dentellones, en cambio, son elementos verticales con los que los paramentos superior e inferior de la presa se incrustan en el suelo de cimentación, hasta profundidades generalmente no mayores a 2 m. Por su lado, la longitud del contorno subterráneo (suma de las longitudes de los elementos horizontales y verticales) debe ser la necesaria para, por una parte, disminuir hasta valores aceptables la magnitud de la subpresión que ejerce el flujo de filtración en la base de la presa de abajo hacia arriba y que, por consiguiente, es fuerza desestabilizadora y, por otra parte, disminuir la gradiente de filtración en el macizo de cimentación a fin de que no sea superada la resistencia del suelo a las deformaciones por filtración.

- *Losa de disipación*. Es una estructura de hormigón armado ubicada al pie de la presa vertedero, en el trayecto del resalto hidráulico. Debe tener el espesor necesario a fin de que no sea desestabilizada por las fuerzas actuantes, en particular, por la subpresión que actúa en la base de la losa desde el suelo de cimentación. La losa generalmente está atravesada por orificios verticales que actúan como drenaje vertical, cuyo objetivo fundamental es descargar la subpresión que actúa en la base la losa y están distribuidos en la superficie de la misma a manera de tablero de ajedrez, con intervalos, por ejemplo, de 3 a 4 m.
- *Drenaje horizontal*. Está ubicado por debajo la base de la presa y bajo la losa de disipación, constituido por material altamente permeable (por ejemplo, grava o piedra triturada). Está en contacto con los drenes verticales de la losa de disipación.
- *Filtro invertido*. Está ubicado entre el drenaje horizontal y el suelo de cimentación, actuando como protector de este.
- *Muros divisorios*. Separan la presa vertedero de otras estructuras que forman parte del frente de contención, por ejemplo, de la sección para lavado de sedimentos.

- *Muros de enlace*. Separan la presa vertedero de las laderas del cauce en el sitio de presa.

Segundo, a más de la presa derivadora, los sistemas sin embalse incluyen:

- *Obra de toma o captación*. Diseñada para permitir el ingreso de los caudales del río de conformidad con el gráfico anual de demanda del usuario o usuarios del sistema.
- *Compuertas metálicas*. Cubren el orificio de entrada a la obra de toma y tienen como función principal regular la magnitud de los caudales que ingresan; entre la obra de toma y la presa derivadora generalmente se ubica una compuerta que forma parte del frente de contención del río y cubre la sección rectangular (sección de lavado de sedimentos), a través de la cual, periódicamente, son evacuados hacia el tramo aguas abajo los sedimentos acumulados bajo el orificio de entrada a la obra de toma, misma que no opera durante el proceso de lavado.
- *Orificios con compuertas*. Con frecuencia, al pie del orificio de entrada de la obra de toma, se ubican para el ingreso de los sedimentos a las galerías de purga, que son estructuras de hormigón armado implantadas bajo la obra de toma, mismas que transportan los sedimentos hacia el tramo aguas abajo, sin que en este caso sea necesario suspender la operación de la obra de toma.
- *Pilas de hormigón*. Dividen el frente de captación en secciones y cuentan con ranuras a lo largo de las cuales se deslizan las compuertas rectangulares.
- *Dispositivos para la protección y paso de los peces*. Son estructuras o mecanismos destinados a reducir el efecto barrera que produce la presa derivadora sobre el desplazamiento natural de la ictiofauna. Entre ellos se incluyen escalas, canales laterales, rampas, pasos naturalizados, rejillas de protección y sistemas de guiado que impiden el ingreso de peces a la obra de toma o a zonas de alta velocidad.

En conjunto, estas particularidades evidencian que el diseño de los sistemas sin embalse exige una integración cuidadosa entre estabilidad estructural, control hidráulico, manejo de sedimentos, protección del cauce y continuidad ambiental. Cada elemento constructivo cumple una función específica dentro del funcionamiento seguro y eficiente del sistema, por lo que su dimensionamiento no puede analizarse de forma aislada. En los capítulos siguientes se desarrollarán estos componentes con mayor detalle, considerando los criterios técnicos que permiten garantizar la operación adecuada de las presas derivadoras cimentadas en suelo.

https://doi.org/10.17163/abyaups.177.2

Capítulo 12

Presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas sobre suelo

Los sistemas fluviales de derivación sin embalse para acumular los volúmenes excedentes de agua, normalmente incluyen una presa vertedero que, a más de elevar el nivel de agua en el río hasta la cota requerida, opera como aliviadero permitiendo evacuar sobre su perfil hacia el tramo aguas abajo los volúmenes excedentes de agua.

Estos sistemas están constituidos por un conjunto de estructuras hidráulicas que además de las dos funciones mencionadas permiten:

- Controlar los parámetros hidromecánicos del flujo de agua en los tramos aguas arriba y aguas abajo.
- Controlar y evacuar hacia aguas abajo los sedimentos transportados evitando el ingreso de sus fracciones no permisibles a las estructuras de captación.
- Derivar o captar desde el cauce natural los caudales de agua para satisfacer el gráfico de demanda del usuario o usuarios del sistema, con el nivel de garantía establecido en tiempo y volumen.
- Evitar la erosión de laderas y la socavación del fondo del río en los tramos aguas arriba y abajo.

12.1. Clasificación de los orificios de desagüe en las presas vertedero

Los sistemas de obras fluviales que incluyen una presa con vertido incorporado (presa vertedero), en el caso más general pueden tener varios orificios que operan como desagües con diferente objetivo. Existen algunas clasificaciones de estos orificios. El primer lugar, *dependiendo de la profundidad* a la que se encuentra el orificio bajo el nivel aguas arriba se distinguen:

- Orificios vertedero, denominados también superficiales, con flujo de superficie libre o abiertos.
- Orificios confinados, denominados también profundos, sumergidos, cerrados o con flujo a presión.

En adelante, esta clasificación adopta las identificaciones: *orificio superficial* y *orificio sumergido*.

En segundo lugar, *dependiendo de la finalidad* se distinguen los siguientes orificios:

- Temporales de construcción, para desviar los caudales del río durante el periodo de construcción de la presa.
- Orificios temporales sanitarios, para captar durante el periodo de construcción los caudales sanitarios.
- Orificios permanentes de operación, los mismo que se clasifican en: *orificio de captación*, a través del cual ingresa el agua a la obra de toma o captación, que abastece al usuario o usuarios del sistema con los caudales requeridos, de acuerdo con el gráfico de demanda; *orificios de servicio* que permiten el funcionamiento satisfactorio del propio sistema de obras del que forman parte, a través del lavado de sedimentos, evacuación de objetos flotantes, desagüe de los excedentes de agua que ingresan a las obras, disminución del nivel de agua para trabajos de mantenimiento o reparación; *orificio del aliviadero* que permite evacuar los volúmenes excedentes de agua, hasta la magnitud de la crecida de diseño.

Finalmente, por las características constructivas se distinguen los siguientes orificios:

- Sin compuertas.
- Con compuertas.

En el diseño de la presa, como norma, se tiende a unificar los orificios temporales con los permanentes, así como los de operación con los de servicio. En consecuencia, un mismo orificio puede cumplir varias funciones.

A partir de las funciones y el régimen de operación previsto, para cada orificio se establece el caudal de diseño. A partir de este caudal, al utilizar las ecuaciones formuladas en la hidráulica aplicada (mecánica de fluidos), se determinan las dimensiones del orificio considerado.

Para seleccionar la posición altimétrica del orificio (ver nro. 1 de este apartado) se consideran las particularidades de los orificios superficiales o sumergidos. En particular, se toma en cuenta que, en caso de los orificios vertedero (superficiales), las compuertas y sus mecanismos de maniobra deben ser los de menor complejidad posible, además deben ser accesibles para revisión-reparación; en cambio, en los casos de orificios sumergidos se tiene la posibilidad de evacuar caudales hacia el tramo aguas abajo con niveles del agua en el tramo aguas arriba, más bajos que en el caso de los orificios superficiales.

Los orificios superficiales de entrada a los aliviaderos con frecuencia incluyen compuertas. Como se ha evidenciado en el apartado correspondiente a aliviaderos, la experiencia en diseño y construcción de sistemas hidráulicos ha demostrado que los orificios con compuertas con frecuencia, finalmente, llevan a soluciones más económicas (disminuye la altura de la presa y también la superficie inundada en el tramo aguas arriba).

12.2. Algunos esquemas constructivos y de implantación de las presas vertedero cimentadas en suelo



Figura 12.1. Presa vertedero con compuertas cimentada en suelo.
Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.



Figura 12.2. Presa vertedero sin compuertas cimentada en suelo.
Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

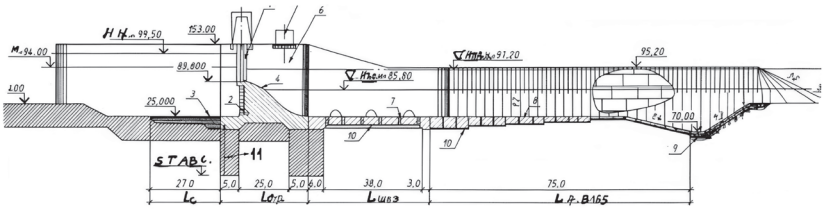


Figura 12.3. Principales elementos de una presa con vertido incorporado cimentada en suelo.

1- presa vertedero; 2- galería; 3- carpeta; 4- compuerta; 5- puente vial; 6- pila; 7- tramo de disipación; 8- tramo postresalto; 9- cono de erosión controlada; 10- drenaje horizontal; 11- tablestaca.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

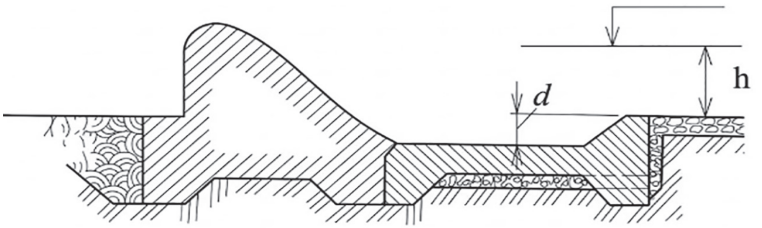


Figura 12.4. Sección transversal de presa con pozo de disipación.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

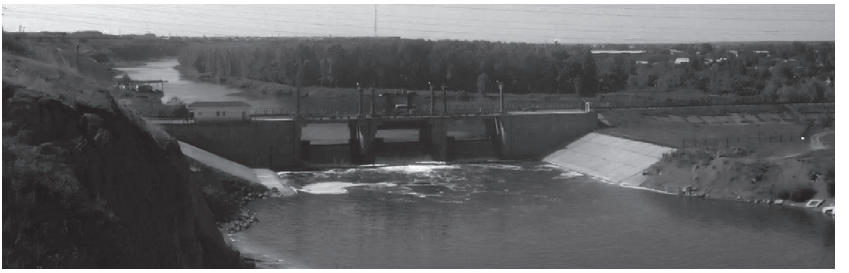


Figura 12.5. Protección de las márgenes aguas debajo de una presa- vertedero pequeña, de carga pequeña (las márgenes aguas abajo del tramo de disipación, protegidas con piedra, han sido parcialmente erosionadas en el proceso de operación.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

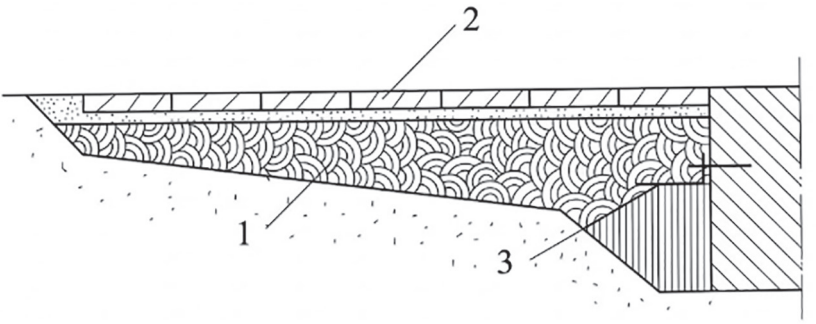


Figura 12.6. Carpeta flexible.
1- carpeta de arcilla; 2- losas de hormigón de la capa protectora, implantadas sobre una base de arena; 3- elemento de bitumen en el contacto de la arcilla con el hormigón.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

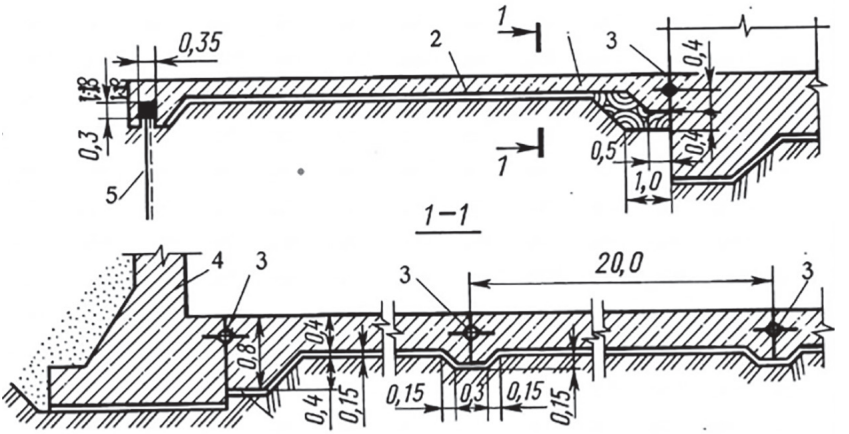


Figura 12.7. Esquema de una carpeta rígida de hormigón u hormigón armado
1-losa de hormigón armado; 2- base de hormigón; 3- sellado de las juntas; 4- muro de enlace; 5- tablestaca bajo la carpeta.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.



Figura 12.8. Muros y pilas.
De derecha a izquierda: muro de enlace, muro divisorio, pilas.
Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.



Figura 12.9. Juntas de deformación en presas de hormigón cimentadas en suelo.
Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

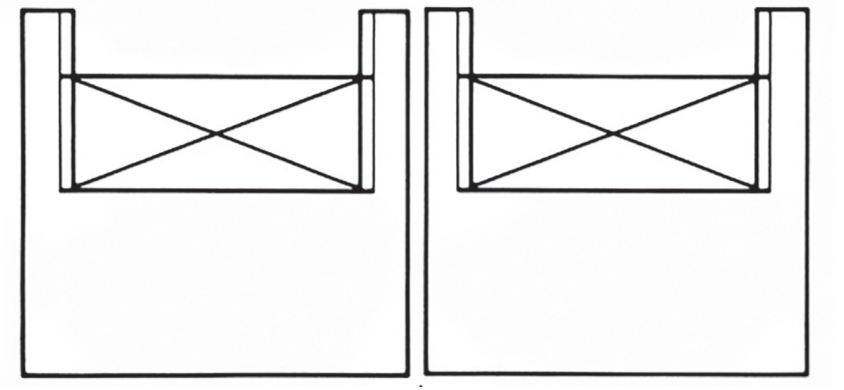


Figura 12.10. Ejemplo de una junta de deformación: 1,0-1,5 cm en la base y 3-4 cm en la corona.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

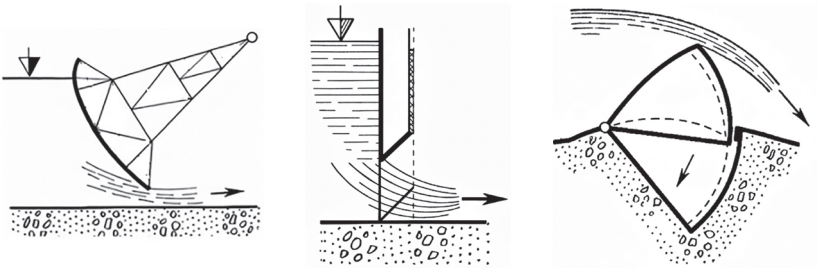


Figura 12.11. Esquemas de compuertas en presas vertedero.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

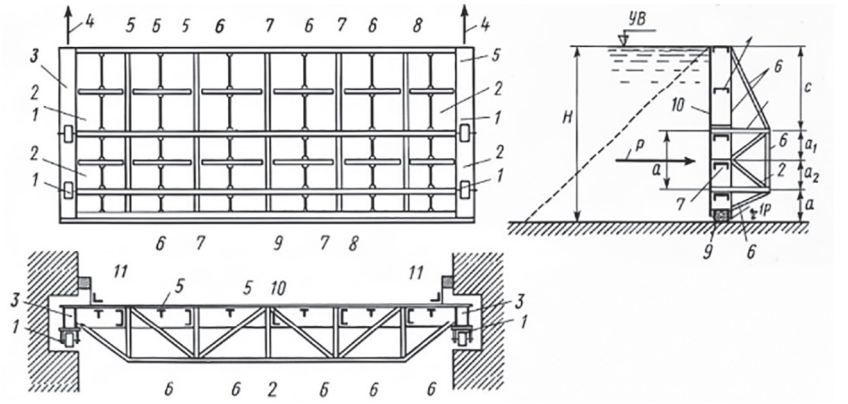


Figura 12.12. Esquema de una compuerta plana con dos vigas principales.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.



Figura 12.13. Compuertas de operación planas.
Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

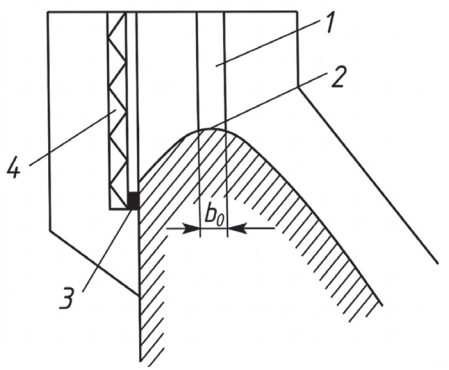


Figura 12.14. Variante de ubicación de las compuertas en la cresta de la presa
1- guías de la compuerta de operación; 2- franja horizontal; 3- sello; 4 - compuerta de emergencia. Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

12.3. Determinación preliminar del frente de una presa vertedero

Como ya se ha mencionado, una presa vertedero en la práctica cumple dos funciones: de obra de contención —al igual que una presa cualquiera— y de aliviadero de excedentes. El frente de vertido de las presas vertedero, a través del que se evacúa la crecida de diseño, está limitado por muros que separan dicho frente de las márgenes del sitio (muro de enlace) o de otras estructuras que forman parte del frente de contención muro divisorio (central hidroeléctrica, presa ciega y otras).

La presa vertedero con frecuencia está dividida en secciones con ayuda de muros intermedios especiales denominados "pilas". En este caso, dichas secciones están cubiertas por compuertas metálicas. En consecuencia, el frente de vertido se determina bajo los mismos criterios que el frente de un aliviadero de excedentes. Las presas cimentadas en suelo por obvias razones son de altura pequeña y, en consecuencia, como ya se ha indicado, en la mayoría de los casos no son presas de regulación, sino de derivación y, por consiguiente, no originan un embalse. Por esta razón, el caudal de diseño de la presa vertedero en la mayoría de los casos es igual al caudal pico de la crecida de diseño:

$$Q_{DIS} = Q_{CRC.MAX} \tag{11.1}$$

Cuando son representativos los caudales que ingresan a través de los orificios de operación Q_{op} y de servicio Q_{ser}, es razonable considerarlos para determinar el caudal de diseño:

$$Q_{DIS} = Q_{CRC.MAX} - Q_{op} - Q_{ser} \tag{11.1a}$$

De lo indicado se desprende que, en el caso de presas sin compuertas, la cota de la cresta de la presa vertedero es el nivel normal de operación (NN), que a su vez es nivel máximo de operación normal. Cuando es evacuada la crecida de diseño el nivel se eleva hasta nivel forzado (NF), que origina la carga necesaria para que sea evacuada dicha crecida. A esta carga se la denomina carga de diseño H_{DIS}.

Por tanto, conocido el caudal máximo de la crecida de diseño a partir del estudio hidrológico, el frente de la presa vertedero se determina con la expresión:

$$B = \frac{Q_{DIS}}{q} \tag{11.2}$$

Donde:

q: caudal unitario, es decir, el caudal por cada metro del frente de la presa vertedero.

La magnitud de este caudal depende principalmente de las características geomecánicas del macizo de cimentación y en rigor debe ser consecuencia de un análisis técnico económico. En efecto, a mayor valor del caudal unitario corresponde menor frente de la presa vertedero y, por consiguiente, menor costo de la presa, pero en cambio el costo de la estructura de disipación es mayor; por su parte, a menor valor del caudal unitario corresponde mayor frente de vertido y mayor costo de la presa, en tanto que el costo de la estructura de disipación es menor.

Para el dimensionamiento preliminar se puede adoptar el caudal unitario q entre 10 $m^3/(s.\ m)$ y 30 $m^3/(s.\ m)$; en algunos casos de suelos aluviales el caudal unitario puede llegar a 40 a 50 $m^3/(s.\ m)$. Estos valores referenciales provienen de la práctica de diseño de presas vertedero cimentadas en suelo. Cuando la cimentación es roca el caudal unitario generalmente llega a 80 a 120 $m^3/(s.\ m)$.

El frente B obtenido con la ecuación (11.1) debe ser compatible con las condiciones topográficas, es decir, debe ser posible la implantación constructiva de dicho frente en el sitio de presa adoptado en el cauce del río. En caso de que no sea posible implantar el frente B obtenido, entonces, se requiere tomar medidas como:

- Incrementar el caudal q dentro de rangos aceptables.
- Considerar una presa vertedero con configuración curvilínea en planta, a fin de lograr implantar el frente b obtenido.
- Seleccionar otro sitio de presa.

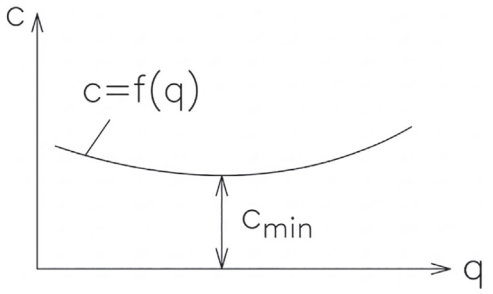


Figura 12.15. Gráfico del análisis técnico- económico para determinar el caudal unitario óptimo.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Como se ha indicado, en rigor el frente de vertido de la presa debe determinarse sobre la base de un análisis técnico-económico en el que, por una parte, se considere el costo de la presa vertedero y el de la presa ciega (generalmente de material del lugar) en caso de que esta sea necesaria incorporar al frente de cierre del río y, por otra parte, el costo

de la obra de disipación. La alternativa óptima será aquella en la que el costo sumatorio sea el menor, como se ilustra en el siguiente gráfico del costo (C) como función del caudal unitario q siendo el caudal unitario económico q_{econ} el que corresponde al menor costo total C_{min}.

12.4. Determinación preliminar de la cota de la cresta de la presa vertedero

En caso de una presa con compuertas, cuando están totalmente abiertas las compuertas, esta operará como un vertedero, generalmente de perfil práctico tipo Creager, no sumergido, en cuyo caso el coeficiente de caudal o descarga m ≈ 0,5, aun cuando en algunos casos puede tratarse de un vertedero de pared ancha, m ≈ 0,32 – 0,35 (en los casos cuando el frente de contención está estructurado básicamente por compuertas) que puede ser sumergido o no sumergido, dependiendo de las condiciones concretas. Las ecuaciones para el análisis hidráulico de los vertederos de diferentes tipos son conocidas en mecánica de fluidos o hidráulica aplicada. A partir de dichas ecuaciones puede ser obtenida la cota de la cresta de la presa vertedero, cuando son conocidos el nivel forzado aguas arriba NF, el frente de la presa vertedero B y el caudal de diseño Q_{DIS}.

A continuación, nos referiremos exclusivamente a las presas con perfil práctico tipo Creager, por ser las de mayor aplicación. En estos casos, para el escenario más general:

$$Q = m\varepsilon\sigma B\sqrt{2g}H_o^{3/2} \tag{11.3}$$

Donde:

m: coeficiente de caudal (de descarga) del vertedero que depende de las características geométricas del vertedero.
ε: coeficiente de contracción lateral, que considera el efecto de los muros y pilas en el flujo de agua.

σ: coeficiente de sumersión que considera el efecto del flujo aguas abajo en la capacidad de evacuación del vertedero.
H_o: carga total del vertedero, así:

$$H_o = H + \frac{v_o^2}{2g} \tag{11.4}$$

Donde:

v_o: velocidad de acercamiento del flujo al vertedero.

En primera instancia, cuando aún se desconocen todos los elementos geométricos del vertedero se puede asumir m = 0,5. Este valor debe ser ajustado una vez conocidos los parámetros geométricos del vertedero. Luego de definir la carga geométrica H, se determina la cota de la cresta de la presa vertedero:

$$\nabla_{CR.PR} = \nabla NF - H \tag{11.5}$$

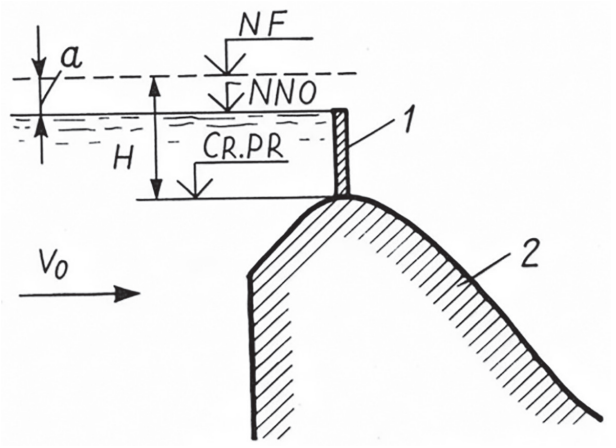


Figura 12.16. Determinación de la cota de la cresta de la presa vertedero.
1- compuerta; 2- presa.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

En los casos de presas con compuertas, para dividir el frente de vertido en secciones, las dimensiones de estas deben guardar correspondencia con las de las compuertas que, generalmente son fabricadas por empresas especializadas. En la práctica es normal adoptar orificios de iguales dimensiones, a fin de adquirir compuertas del mismo tipo y tamaño. Para el efecto se formulan una serie de variantes de división del frente de vertido *B* obtenido; a continuación, estas variantes son comparadas desde los puntos de vista técnico, económico y de operación. Como resultado se selecciona la alternativa más ventajosa. Al resolver este problema con frecuencia es necesario realizar un ajuste a la cota de la cresta previamente obtenida y, consecuentemente, a los valores de *H*, *q* y *B*.

12.5. Selección definitiva del ancho del frente de vertido y de la cota de la cresta de la presa

Como resultado de la división del frente de vertido de la presa en secciones (en el caso de presa con compuertas) los valores inicialmente adoptados de *B* y *H* pueden tener alguna variación. Los nuevos valores del frente de vertido y de la carga deben ser verificados con los correspondientes cálculos hidráulicos (para la evacuación del caudal de diseño Q_{DIS} con la cota dada del nivel forzado ∇NF), tomando en cuenta el valor mejor aproximado del coeficiente de contracción lateral ε (este coeficiente es posible definir con mayor precisión conociendo el número y geometría de las pilas). La verificación definitiva de la capacidad de flujo de los orificios, es posible únicamente luego de ser establecido no solo el número de las pilas, sino también su configuración, así como el perfil transversal de la presa vertedero, elementos de los cuales depende el coeficiente de caudal *m*.

En el párrafo anterior se ha partido del supuesto que todos los orificios de vertido y las compuertas que los obstruyen son iguales. Sin embargo, este enfoque para el diseño del frente de vertido no siempre puede ser justificado, particularmente cuando es considerable el número de compuertas.

Al respecto, la realidad es que el caudal de diseño Q_{DIS} para el cual es calculado el frente de vertido, se presenta muy rara vez (por ejemplo, una vez cada 10 000, 5000 o 1000 años, dependiendo de la probabilidad de ocurrencia asumida en función del nivel de importancia de la presa). Por esta razón, por ejemplo, en el caso de cimentación rocosa, cuando no existe riesgo de erosión del cauce en el tramo aguas abajo, la mayor parte de compuertas puede ser de construcción simplificada y mantenerlas cerradas. Normalmente, los caudales anuales de crecida (considerablemente menores a Q_{DIS}) en este caso pueden ser evacuados a través de pocos (por ejemplo, 1-3) orificios especiales, equipados con compuertas especiales de operación permanente.

https://doi.org/10.17163/abyaups.177.3

Capítulo 13

Perfil transversal de una presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo

13.1. Clasificación de las presas vertedero

El modelo bidimensional de análisis de presas que se estudia en pregrado es de amplia aplicación práctica, particularmente, en el caso de macizos de cimentación no rocosos con presas a gravedad. En este modelo se someten a dimensionamiento y análisis las secciones transversales características de la presa.

Como se estableció en el capítulo correspondiente a los sistemas con embalse de regulación, la sección transversal de una presa de hormigón a gravedad ciega se formula sobre la base de condiciones de estabilidad y resistencia de la presa y del macizo de cimentación o, mejor dicho, del sistema presa-macizo de cimentación.

Por su parte, la formulación de la sección transversal de una presa vertedero requiere además considerar sus condiciones específicas hidráulicas, de implantación y constructivas:

- *Hidráulicas*, referidas al vertido del agua sobre el perfil de la presa.
- *De implantación*, referidas a la instalación de compuertas sobre la cresta de la presa.

- *Constructivas*, referidas a la eventual inclusión de una cresta temporal para evacuar los caudales de construcción y de compuertas como instalaciones de contención temporales, para proteger el área de construcción de la presa.

Está claro que para el diseño de las presas vertedero deben ser considerados también los criterios y condiciones de estabilidad y resistencia establecidos para la formulación de la sección transversal de las presas ciegas.

Se distinguen dos tipos de presas vertedero:

- *Suficientemente altas*. En este caso las referidas condiciones específicas de la presa vertedero no obligan a cambiar sustancialmente la configuración del perfil teórico triangular, determinado a partir únicamente de las condiciones de estabilidad y resistencia de la presa y del macizo de cimentación.
- *De pequeña altura*. Cuando gran parte de la presión hidrostática del agua desde aguas arriba se transmite directamente a las compuertas metálicas y, a continuación, a través estas, a las pilas o a la cresta de la presa. En este caso, la presa se diseña con un perfil ensanchado, condicionado a las características constructivas y dimensiones de las compuertas. No existe un límite claramente definido entre estos dos tipos de perfiles.

En el presente texto se incluye únicamente la consideración de las presas con perfil transversal suficientemente alto. La configuración de estas presas, en lo fundamental, es compatible con el referido perfil teórico triangular (estudiado en el apartado correspondiente a las presas ciegas a gravedad de hormigón).

Cabe distinguir dos tipos en las presas suficientemente altas.

- *Dependiendo de la presión hidrodinámica bajo la lámina de agua vertida sobre el perfil de la presa*: 1) perfil sin vacío, cuando bajo la lámina de agua, en la superficie de vertido de la presa se presenta presión cercana a la atmosférica (punto *A*

en la Figura 13.1); 2) perfil con vacío, cuando bajo la lámina de agua en el punto *A* de la superficie de vertido de la presa (Figura 13.1) se presenta vacío que permite el incremento del caudal sobre el vertedero.

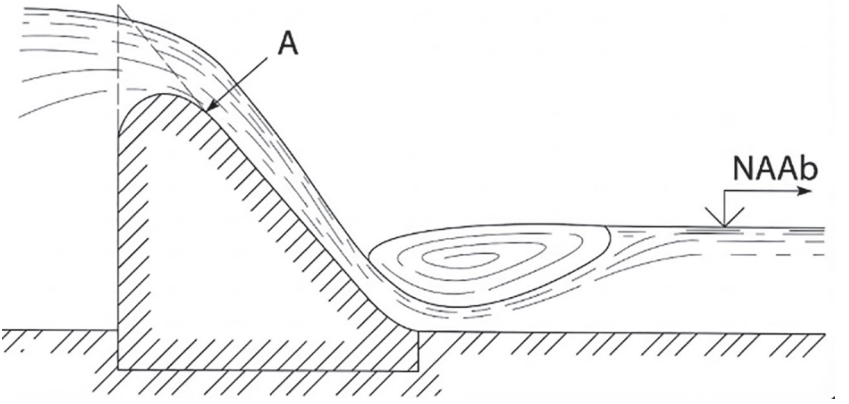


Figura 13.1. Sitio de medición de la presión bajo la lámina de agua sobre una presa vertedero con enlace de tramos suave.
A- superficie con presión absoluta cercana a la atmosférica.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

- *Dependiendo del tipo de enlace de la superficie de vertido de la presa con el fondo del cauce aguas abajo, se distinguen los siguientes tipos de enlaces*: 1) suave o continuo (Figura 13.1); 2) con ayuda de un escalón de pequeña altura, cuya cresta se ubica bajo el nivel del agua aguas abajo (Figura 13.2); 3) perfil con escalón alto cuya cresta se ubica sobre el nivel del agua aguas abajo y se caracteriza porque la lámina de agua es lanzada en vuelo, a una distancia considerable de la presa, en forma de salto de esquí (Figura 13.3).

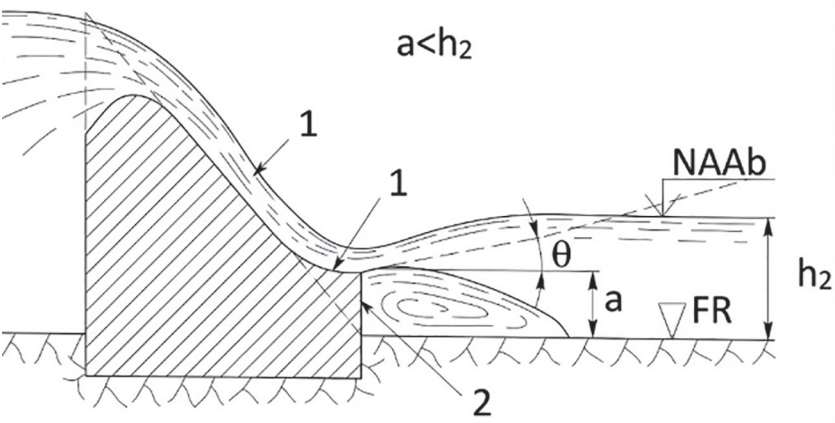


Figura 13.2. Enlace de tramos con escalón de pequeña altura.
1- plataforma de vuelo; 2- escalón bajo.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

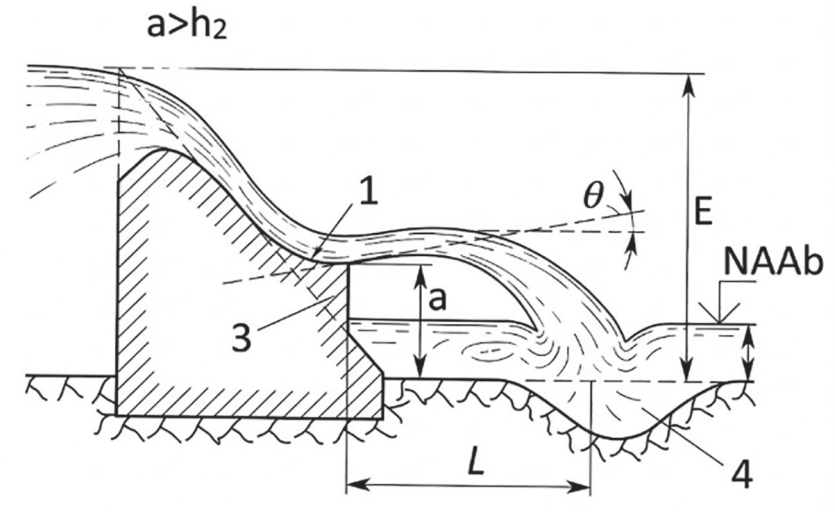


Figura 13.3. Enlace de tramos con escalón alto.
3- escalón alto.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

13.2. Formulación del perfil transversal de una presa vertedero

Para el análisis posterior es conveniente introducir los siguientes conceptos:

- *Perfil teórico triangular*. Este perfil ya conocido, es el perfil triangular obtenido por el procedimiento establecido para las presas ciegas a gravedad de hormigón, a partir de las condiciones de estabilidad al deslizamiento y resistencia para estado límite.
- *Perfil hidráulico*. Aplicable únicamente a la presas vertedero suficientemente altas y formulado a partir exclusivamente de las condiciones hidráulicas que permitan el paso sobre el perfil de la presa del caudal de diseño, igual al caudal máximo de la crecida de diseño que tiene la probabilidad de ocurrencia correspondiente al nivel de importancia de la presa.
- *Perfil preliminar*. Obtenido de la consideración simultánea del perfil teórico triangular y del perfil hidráulico. En este perfil preliminar prevalecen la configuración del paramento aguas abajo proveniente del perfil hidráulico y el ancho de la base del perfil teórico triangular, siempre y cuando el paramento aguas arriba del perfil preliminar no resulte inclinado hacia aguas arriba, en cuyo caso el ancho de la base debe incrementarse hasta la magnitud que permita que dicho paramento sea vertical.
- *Perfil constructivo*. Se obtiene a partir del perfil preliminar, añadiendo a este los elementos constructivos que posibiliten la operación confiable y segura de la presa, al satisfacer las condiciones de estabilidad, resistencia y ambientales, del sistema presa-macizo de cimentación, al menor costo.

13.2.1. Perfil teórico triangular

Como está indicado, el perfil teórico triangular de una presa vertedero cimentada en suelo se obtiene por el procedimiento ya establecido para las presas ciegas de hormigón cimentadas en roca. Esto significa que como información inicial se requiere el coeficiente de fricción en el contacto de la presa con el suelo de cimentación *f*, el factor permisible de

seguridad al deslizamiento FSD_{per}, el nivel de importancia de la presa y la altura de esta, hasta el nivel normal, es decir, hasta la cresta del vertedero. Si bien es cierto que las presas vertedero cimentadas en suelo no incluyen en su perfil cortina de impermeabilización, en cambio incluyen elementos verticales de efecto similar (tablestacas). En consecuencia, para determinar el perfil teórico triangular se puede adoptar el coeficiente de reconformación del diagrama de subpresión $\alpha = 0{,}8$, que corresponde a una presa con cortina y drenaje vertical. Cabe advertir que para verificar el perfil constructivo respecto a estabilidad y resistencia se debe contar con los resultados del análisis de filtración bajo la presa y, en particular, con el diagrama de supresión.

Como se estableció en el capítulo correspondiente al diseño de las presas ciegas de hormigón cimentadas en roca, determinar el perfil teórico triangular (Figura 13.4) significa determinar el ancho b de la base horizontal del triángulo y la ubicación de su vértice superior a través del parámetro ξ. Estas dos incógnitas son determinadas con ayuda de las dos ecuaciones, también conocidas, una que corresponde al estado límite del perfil triangular para estabilidad y la otra al estado límite para resistencia.

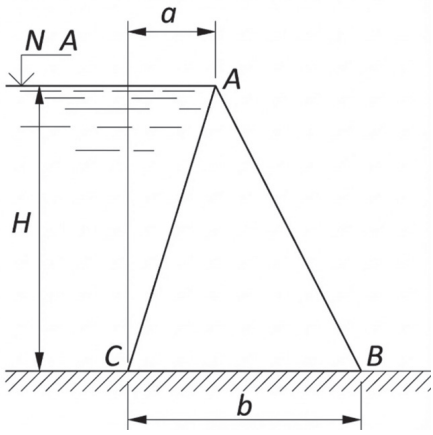


Figura 13.4. Perfil teórico triangular $\xi = \frac{a}{b}$
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Las dos ecuaciones referidas, fueron deducidas en el capítulo correspondiente al diseño de las presas ciegas cimentadas en roca y con aceptable grado de aproximación pueden ser reemplazadas por otras ecuaciones, obtenidas de la práctica de diseño, que permiten determinar inicialmente el parámetro ξ y a continuación el ancho de la base *b*:

$$\xi = \frac{\sqrt{A(2A-1{,}5)}-(2-0{,}15A)}{A+1} \tag{12.1}$$

Donde:

$$A = \left[\frac{FSD_{PER}}{f}\right]^2 \tag{12.2}$$

Una vez obtenido el parámetro ξ con la ecuación (12.1), a continuación, se determina el ancho de la base con la siguiente ecuación:

$$b = \frac{1}{2+\xi} H \frac{FSD_{PER}}{f} \tag{12.3}$$

Donde:

FSD_{PER}: factor permisible de estabilidad al deslizamiento.
f: coeficiente de fricción en el contacto del hormigón de la presa con el suelo de cimentación.
H: altura de la presa desde el fondo del río hasta el nivel de operación normal (Figura 13.4).

13.2.2. Perfil hidráulico

La construcción del perfil hidráulico tipo Creager sin vacío (perfil Creager-Ofizerov), permite obtener la configuración de la superficie de vertido de la presa igual a la configuración del límite inferior de la lámina de agua que vierte a través de un vertedero de pared delgada que trabaja con la misma carga H_{DIS}. Por esta razón, en el contacto de la lámina de agua con el paramento aguas abajo de la presa vertedero tipo Creager,

la presión es igual a la atmosférica, es decir, la presión excedente es nula. A continuación, se consideran dos variantes del perfil Creager sin vacío, que se obtienen para suelos con diferentes indicadores de corte.

13.2.2.1. Perfil Creager sin vacío con paramento vertical aguas arriba

Este perfil (Figura 13.5) está formado por cinco elementos:

- Tramo vertical *AB* de alto *a*.
- Tramo recto *BC* inclinado respecto a la horizontal un ángulo α_{sup}.
- Tramo curvilíneo *CD* que se construye con coordenadas especiales y que propiamente constituye el perfil Creager.
- Tramo recto *DE* inclinado respecto a la horizontal un ángulo α_{inf}.
- Arco circular *EF* de radio *R* que enlaza el fondo del cauce al pie de la presa con el tramo *DE*.

Para formular el perfil hidráulico debe previamente conocer la profundidad del agua, aguas arriba y aguas abajo, la cota de la cresta de la presa; los valores del alto *a* del paramento vertical aguas arriba *AB*, del ángulo de inclinación $\alpha_{sup} = \alpha_1$ del tramo *BC*, respecto a la horizontal y el ángulo de inclinación $\alpha_{inf} = \alpha_2$ del tramo *DE*, respecto a la horizontal, se determinan en correspondencia con el perfil teórico triangular.

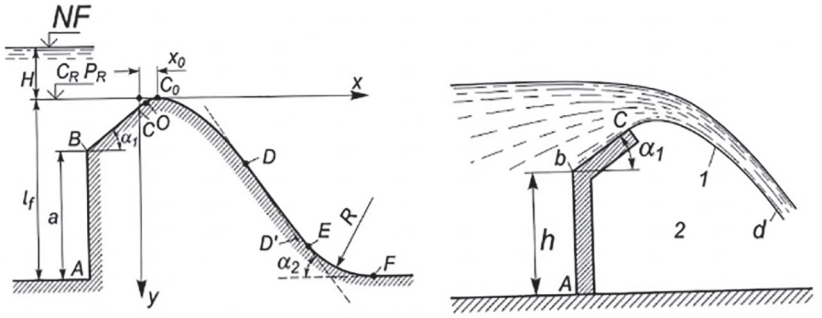


Figura 13.5. Perfil Creager sin vacío, con paramento aguas arriba vertical.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

El radio R de enlace del tramo DE con el fondo del cauce aguas abajo no influye en el coeficiente de caudal (descarga) de la presa, se lo adopta por consideraciones constructivas. En primera instancia, puede aplicarse el siguiente criterio, proveniente de la práctica de diseño: para presas pequeñas cimentadas en suelo, en caso de cargas grandes, $R = (0{,}5 - 1{,}0)\ (Z + H)$. En segundo lugar, para presas altas cimentadas en roca, para cargas menores a 5 m, $R = (0{,}25 - 0{,}5)\ (Z + H)$. Donde H es la carga de diseño y Z la máxima diferencia del nivel de agua entre aguas arriba y aguas abajo.

El principal elemento del perfil Creager es el tramo curvilíneo CD que debe ser adoptado de tal forma que sea suficientemente cercano a la curva cd del límite inferior de la lámina de agua que pasa a través del vertedero de pared delgada, que opera con la misma carga H, conforme ya se ha anotado.

El tramo CD se construye para la carga máxima, es decir la que corresponde al nivel forzado. La construcción de este elemento que, en realidad, es el perfil Creager se realiza de la siguiente manera:

- Se traza del sistema de coordenadas XY como se muestra en la Figura 13.5.
- Se construye la curva utilizando las coordenadas de la Tabla 12.1 que están referidas a la unidad de carga. Es decir que para obtener las coordenadas reales, cabe multiplicar las coordenadas de la tabla por la carga de diseño.

13.2.2.2. Perfil Creager sin vacío con paramento inclinado aguas arriba

Este perfil es un caso particular anterior cuando $a = 0$; se obtiene en caso de cimentaciones en suelo. El ensanchamiento del perfil es tanto mayor cuanto menor es el coeficiente de fricción entre la presa y el suelo, es decir cuanto menor es la resistencia al corte del suelo de cimentación (Figura 13.6).

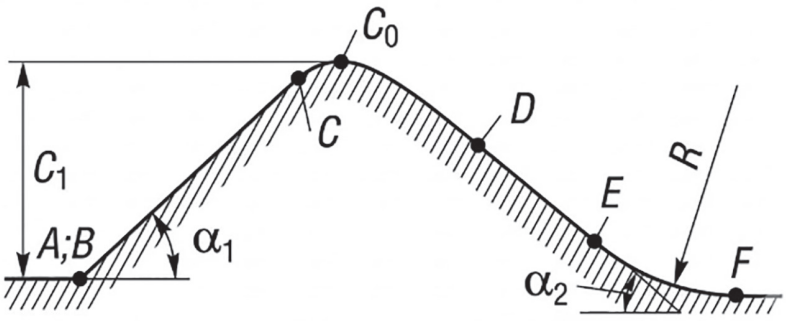


Figura 13.6. Perfil Creager con paramento aguas arriba inclinado.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Tabla 12.1
Coordenadas unitarias del perfil Creager-Ofizyerov.

Nro. punto	$\frac{X}{H_{DIS}}$	$\frac{Y}{H_{DIS}}$	Nro. punto	$\frac{X}{H_{DIS}}$	$\frac{Y}{H_{DIS}}$
1	0	0,26	15	1,4	0,564
2	0,1	0,036	16	1,5	0,661
3	0,2	0,007	17	1,6	0,764
4	0,3	0,00	18	1,7	0,873
5	0,4	0,006	19	1,8	0,987
6	0,5	0,027	20	2,0	1,235
7	0,6	0,060	21	2,1	1,369
8	0,7	0,10	22	2,2	1,508
9	0,8	0,146	23	2,3	1,653
10	0,9	0,198	24	2,4	1,894
11	1,0	0,256	25	2,5	1,960
12	1,1	0,321	26	2,6	2,122
13	1,2	0,394	27	2,7	2,289
14	1,3	0,475	28	2,8	2,462

13.2.3. Perfil preliminar

La consideración conjunta del perfil teórico triangular y del perfil hidráulico, permite obtener el perfil preliminar de la presa. Como se ha advertido, del perfil hidráulico prevalece la configuración de su paramento aguas abajo, en tanto que del perfil teórico triangular prevalece el ancho de su base, salvo el caso que el paramento aguas arriba del perfil resulte inclinado hacia aguas arriba, lo que es inadmisible, pues en ese caso es necesario incrementar el ancho de la base hasta que dicho paramento sea vertical.

Para obtener el perfil preliminar se procede de la siguiente manera:

- Se traza el sistema de coordenadas *OXY*, haciendo centro en el vértice superior del perfil teórico triangular.
- En el sistema de coordenadas trazado se implanta el perfil Creager para la carga de diseño obtenida.
- El paramento aguas arriba se implanta de tal manera que prevalezca el ancho de la base del perfil teórico triangular.

13.2.4. Perfil constructivo

El perfil preliminar requiere de los elementos constructivos que permitan la funcionalidad de la presa vertedero satisfaciendo las condiciones necesarias de estabilidad y resistencia del sistema presa-macizo de cimentación. La inclusión de dichos elementos al perfil preliminar permite obtener el perfil constructivo de la presa vertedero. Los elementos constructivos más importantes son:

- *Construcciones de disipación y protección* en el tramo aguas abajo que incluye el trayecto del resalto hidráulico donde se disipa gran parte de la energía cinética excedente y el trayecto postresalto donde se reconforma el diagrama de velocidades del flujo hasta llegar al diagrama propio del flujo uniforme.
- *Contorno subterráneo* de la presa que es la línea constructiva de contacto de la presa con el suelo de cimentación, tiene fundamental incidencia en la magnitud de la su subpresión y, por

consiguiente, en la estabilidad de la presa, en la distribución de los esfuerzos en la base de la presa y en la resistencia a la filtración del suelo de cimentación.

- *Galerías en el interior del cuerpo* de la presa que, entre otras funciones permiten la instalación de sistemas de monitoreo y del drenaje del cuerpo de la presa; juntas de deformación que dividen longitudinalmente a la presa en bloques a fin eliminar o mitigar la concentración de esfuerzos debidos a procesos térmicos y a eventuales asentamientos diferenciales del suelo de cimentación.

13.3. Construcciones en el tramo aguas abajo de la presa

En el tramo aguas abajo, cuando se evacúan caudales a través de la presa, surgen flujos caracterizados por las altas velocidades, por consiguiente, por la alta energía cinética excedente y, en consecuencia, por la alta capacidad erosiva. Por esta razón es necesario incluir en el tramo aguas abajo los elementos constructivos que mejoren las condiciones de disipación de la energía y protejan el fondo y las márgenes del cauce frente a la acción erosiva del flujo en el trayecto del resalto hidráulico y en el de reconformación del diagrama de velocidades.

13.3.1. Principales elementos del tramo aguas abajo

Para las presas vertedero cimentadas en suelo, a continuación, será considerado únicamente el esquema con enlace continuo o suave entre el paramento aguas abajo de la presa y el fondo del cauce en el tramo aguas abajo (Figura 13.1). En este caso, la intervención ingenieril en el cauce se refiere fundamentalmente a su protección o reforzamiento en tres partes:

- En el *trayecto del resalto* hidráulico, donde lo losa de disipación juega un rol importante y tiene longitud igual a la del resalto no desplazado.
- El *cauce postresalto* donde la protección o refuerzo puede incluir losas de hormigón o piedra de las dimensiones requeridas.

- El *elemento vertical* al final del cauce postresalto para de evitar la socavación del fondo en el tramo de ingreso del agua al cauce natural.

En la siguiente figura se muestra el tramo aguas abajo que incluye los trayectos del resalto y postresalto:

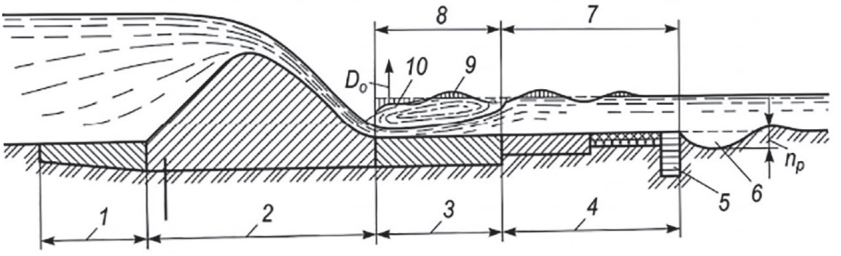


Figura 13.7. Esquema de la sección transversal de una presa vertedero cimentada en suelo.

1- carpeta; 2- presa; 3- losa de hormigón armado; 4- losas de hormigón armado y/o protección de enrocado o piedra; 5- elemento final de la sección postresalto; 6- pozo o cono de erosión; 7- trayecto postresalto; 8- trayecto del resalto; 9- diagramas de presión hidrodinámica; 10- diagrama de subpresión; D- déficit de presión; h_p- profundidad del pozo o cono se erosión.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

El problema relativo al reforzamiento o protección del cauce en el tramo aguas abajo se resuelve como resultado de un análisis técnico-económico. Para el efecto se consideran reforzamientos de diferente longitud L, tomando en cuenta que los reforzamientos cortos son menos costosos, pero, en cambio, requieren de elementos verticales más profundos y, por consiguiente, más costosos al final de la sección postresalto.

En consecuencia, el reforzamiento o protección del tramo aguas abajo debe ser considerado como una construcción que permite alejar de la presa el pozo o cono de erosión, al disminuir la profundidad de su cota de cimentación.

Como ya se ha anotado los trayectos del resalto y postresalto (Figura 13.7) se diferencian uno de otro desde el punto de vista constructivo. En ocasiones la protección se divide para cada uno de estos dos trayectos solo formalmente, por cuanto en algunos casos no existe constructivamente una diferencia especial entre ellas.

Los orificios de vertido (superficiales) en algunas ocasiones pueden ser de fondo (con su cresta ubicada en el fondo del cauce). En estos casos al cuerpo de la presa solo corresponde el bloque de cimentación que constructivamente forma con el tramo del resalto una sola losa denominada losa de disipación (Figura 12.8).

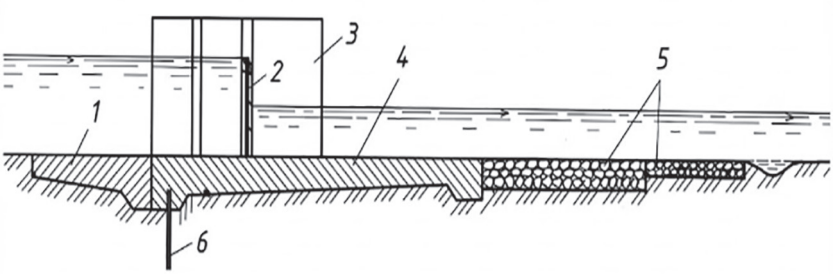


Figura 13.8. Esquema de una presa vertedero con cresta de fondo (losa de disipación).
1- carpeta; 2- compuerta; 3- pila; 4- trayecto del resalto; 5- trayecto postresalto.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Considerando la opción diseñada de acuerdo con el esquema de la Figura 13.7 se puede apreciar que a continuación del elemento final de la sección postresalto se produce una erosión local (cono o pozo de erosión) de profundidad $h_p = f(L)$; con la disminución de L el valor de h_p se incrementa (Figura 13.9). Teóricamente únicamente cuando $L = \infty$ se obtendría $h_p = 0$. Sin embargo, despreciando alguna magnitud pequeña h_p' se puede introducir el concepto de longitud límite de la protección L_{PR}. Por tanto, no tendría fundamento optar una protección de longitud $L>L_{PR}$. Al mismo tiempo, la práctica demuestra que la adopción de una longitud $L<L_{PR}$ permite con frecuencia lograr un

buen efecto económico. Cuando se adopta $L<L_{PR}$ será necesario implantar aguas abajo un elemento vertical con profundidad algo mayor a la profundidad del cono de erosión que corresponde a la longitud L adoptada.

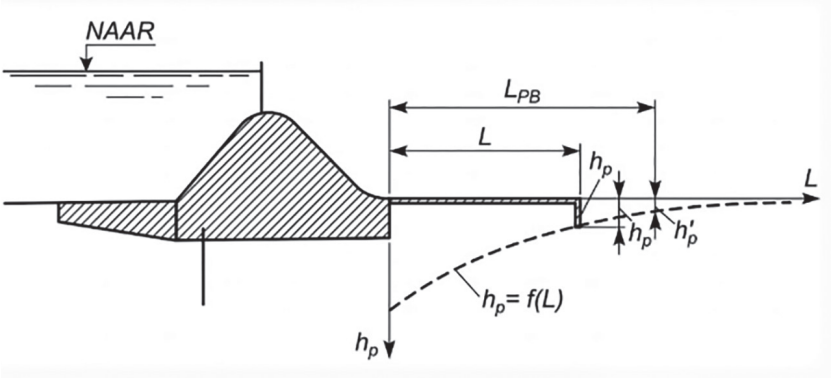


Figura 13.9. Variación de la profundidad del pozo o cono de erosión h_p en función de la longitud L de la protección en el tramo aguas abajo.
1- protección adoptada; 2- elemento final vertical para contrarrestar la socavación.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

13.4. Diseño de la protección del tramo aguas abajo

La construcción protectora del tramo aguas abajo se adopta con el fin de contrarrestar los riesgos de erosión y socavación del cauce. Al mismo tiempo, la protección de alguna manera puede intervenir en el flujo de agua modificando su estructura. A más del objetivo señalado, la protección prevista debe satisfacer las siguientes condiciones complementarias: no ser destruida por el flujo de agua, no ser destruida por los objetos flotantes y no alterar el régimen del flujo de agua en el tramo aguas abajo en tal magnitud que como consecuencia surjan dificultades operativas. La más importante de las tres es la primera. La segunda condición, con frecuencia, podría no ser considerada. Respecto a la tercera,

cabe anotar que el tema sobre el régimen del flujo en el tramo aguas abajo debe ser analizado tomando en cuenta no solo el rol de la protección sino principalmente considerando el efecto en el tránsito del agua de las condiciones de implantación de todo el conjunto de estructuras aguas abajo.

En el diseño de los elementos constructivos aguas abajo hay que distinguir dos tipos de problemas:

- *Hidráulico-determinación* de las formas geométricas de las principales dimensiones de la protección, así como también la determinación de las magnitudes de las fuerzas actuantes desde el flujo de agua en los elementos de la protección.
- *Constructivo-definición* de las características constructivas de la protección, tales que aseguren su estabilidad y resistencia.

Respecto a las características constructivas de los elementos en el tramo aguas abajo cabe, ante todo, identificar los diferentes tipos de disipadores de energía hidráulica que con más frecuencia son implantados dentro de los límites de la protección aguas abajo. Al respecto, en la mecánica de fluidos aplicada se distinguen:

- Los *disipadores simples de energía* que se prestan para cálculo hidráulico en forma de pozos y muros de disipación.
- Los *disipadores de energía especiales* que no se prestan al cálculo hidráulico convencional.

En el análisis del enlace de tramos se distinguen dos tipos de enlace del flujo descendente con el tramo aguas abajo: a través del resalto desplazado y a través del resalto no desplazado; en el segundo caso el resalto puede ser sumergido o con inicio en la sección de la profundidad contraída h_c.

En los casos del resalto no desplazado la protección del tramo aguas abajo resulta ser más económica. Por esta razón, aguas abajo de las presas vertedero cimentadas en suelo para el diseño se par-

te de la condición de obtener resalto sumergido. En consecuencia, a continuación, será considerado únicamente el caso de resalto no desplazado.

13.5. Disipadores de energía de tipo simple

Los *pozos y muros de disipación* son ubicados directamente a continuación de la presa con el fin de obtener resalto hidráulico sumergido en el enlace del flujo descendente con el tramo aguas abajo. Son construcciones de hormigón u hormigón armado en las que se deben evitar esquinas con ángulos agudos puesto que estas pueden ser fácilmente destruidas por el flujo. En caso de que el flujo de agua transporte piedras gruesas como sedimento de fondo, este material puede acumularse en el pozo formado por el muro de disipación o por el escalón ubicado al final del pozo, debido a lo que se alteraría el régimen hidráulico operativo del pozo.

13.5.1. Pozo de disipación

Puede tener diferentes soluciones constructivas. Con ayuda de un escalón inclinado *ab* (Figura 13.10) se incrementa en alguna magnitud la profundidad del agua *d* en el pozo; de esta forma disminuye el desgaste del hormigón. Sin embargo, la altura de la presa aguas abajo aumenta $(c_2' > c_2)$ y consecuentemente, por consideraciones de estabilidad de la presa resulta necesario incrementar el ancho de la base *b* de la presa. Como resultado, abaratando la protección aguas abajo gracias al pozo de disipación, simultáneamente se produce el encarecimiento de la misma presa.

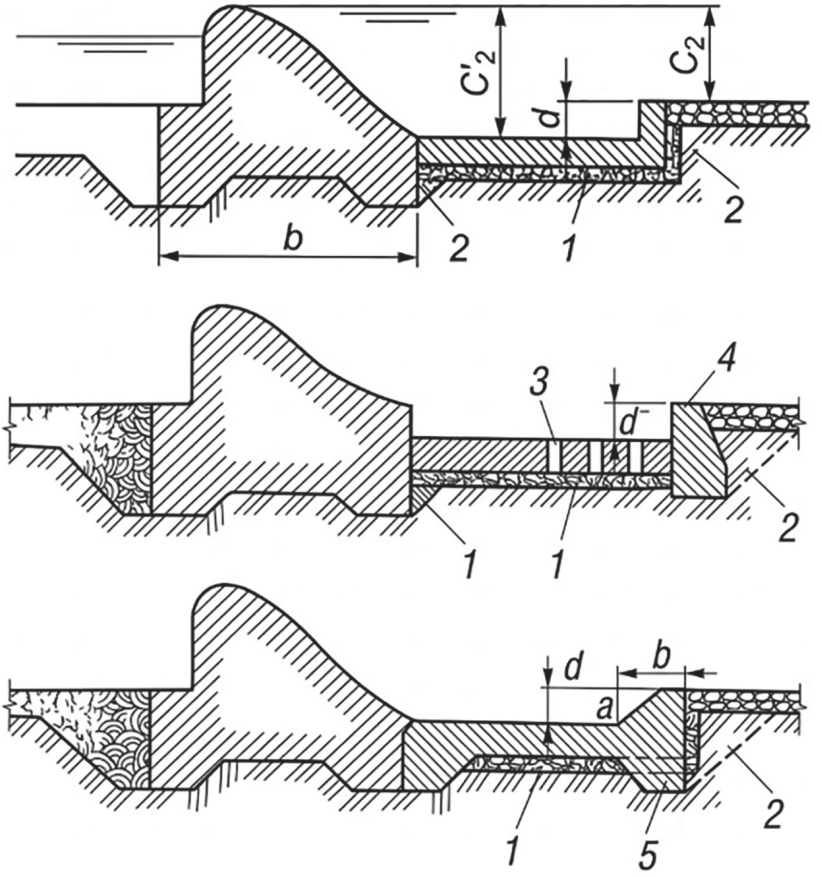


Figura 13.10. Variantes constructivas del pozo de disipación.
1- drenaje; 2- talud constructivo; 3- orificio de filtración; 4- muro de disipación; 5- evacuación del agua del drenaje; C_2- altura de la presa aguas abajo sin pozo disipador; C'_2- altura de la presa aguas abajo con pozo disipador.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

13.5.2. Muro de disipación

En este caso (Figura 13.11) la altura de la presa desde aguas abajo no se incrementa. Los efectos adversos del muro de disipación son:

- Aguas abajo del muro de disipación con frecuencia puede presentarse un resalto desplazado y por tanto surgir la necesidad de un segundo muro disipador (de menor altura) para formar un segundo pozo; en algunos casos puede surgir la necesidad de contar con un tercer muro de disipación, etc.
- La longitud de la protección aguas abajo del muro disipador debe ser algo mayor que en el caso de pozo disipador.
- El muro de disipación en algunos casos puede obstaculizar la solución del problema relativo a la evacuación del caudal de construcción, durante el periodo de ejecución de las obras en el cauce.

La configuración del muro de disipación en el corte transversal tiene varias opciones (Figura 13.12). En algunas ocasiones los muros disipadores se construyen con curvatura en planta, hecho que origina la difusión (ensanchamiento) del flujo en planta luego del muro disipador lo que mejora las condiciones del enlace de tramos.

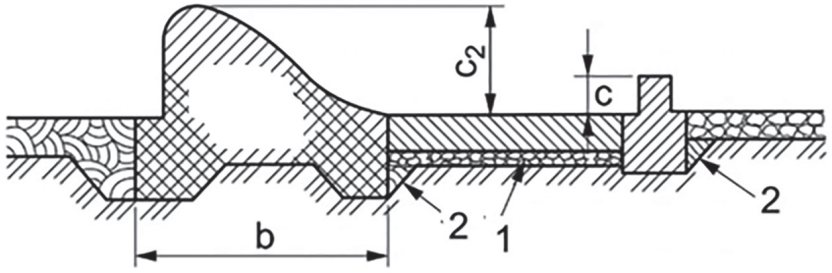


Figura 13.11. Características constructivas de un muro de disipación.
1- drenaje; 2- talud constructivo.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.



Figura 13.12. Formas del muro disipador.
1- orificio para evacuar el agua desde el pozo de disipación.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

13.5.2. Pozo de disipación combinado

La altura del muro disipador se adopta tal que aguas abajo se produzca la sumersión mínima permisible del resalto hidráulico. La profundidad d del pozo se asigna bajo la condición de que con la profundidad del agua en el pozo ($c + d$) inmediatamente aguas abajo de la presa se produzca la sumersión mínima permisible del resalto ubicado en el pozo. En este caso no hay necesidad de incluir un segundo muro disipador, así como tampoco se incrementa la altura de la presa. Existen otras combinaciones de pozos y muros de disipación, por ejemplo, primero se ubica el muro disipador y a continuación el pozo de disipación.

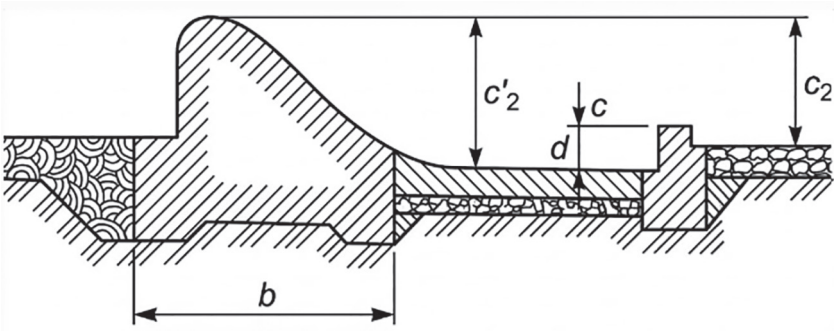


Figura 13.13. Pozo de disipación combinado.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

13.6. Estructura en el tramo del resalto (losa de disipación)

13.6.1. Característica constructiva

La estructura en el tramo del resalto es ejecutada en forma de una losa horizontal y en ocasiones inclinada (armada o sin armado). La longitud l_{TR} de la estructura es recomendable adoptar igual en caso de:

- Ausencia de disipadores de energía sobre ella $l_{TR} = (1{,}00\ a\ 1{,}25)\ l_{RS}$.
- Presencia de disipadores sobre la losa $l_{TR} = (0{,}75\ a\ 1{,}00)\ l_{RS}$, donde l_{RS} es la mayor posible longitud del resalto hidráulico sumergido.

Generalmente la losa horizontal de disipación se implanta en el mismo nivel que el tramo postresalto.

La losa de disipación se separa con una junta de deformación del cuerpo de la presa (Figura 13.14a, b, c) a fin de evitar el surgimiento de fisuras en ese sitio, pero también es cortada a lo largo del flujo por juntas térmicas verticales (Figura 13.14d).

Estas juntas son trazadas como continuación de los ejes de las pilas, observando que, en caso de que la losa de disipación sea sin armado, la distancia entre dichas juntas no sea mayor a 15 a 20 m. Todas las juntas mencionadas no son selladas y por tanto permanecen permeables. Bajo la losa de disipación se coloca drenaje horizontal protegido por un filtro invertido de dos o tres capas. A este drenaje ingresa el agua que fluye a través del suelo de cimentación desde el tramo aguas arriba. Este drenaje descarga la losa de disipación de la subpresión excedente.

La evacuación del agua desde el drenaje hacia el tramo aguas abajo puede realizarse a través de los drenes verticales de la losa de disipación o en dirección horizontal (hacia la zona del tramo postresalto permeable.

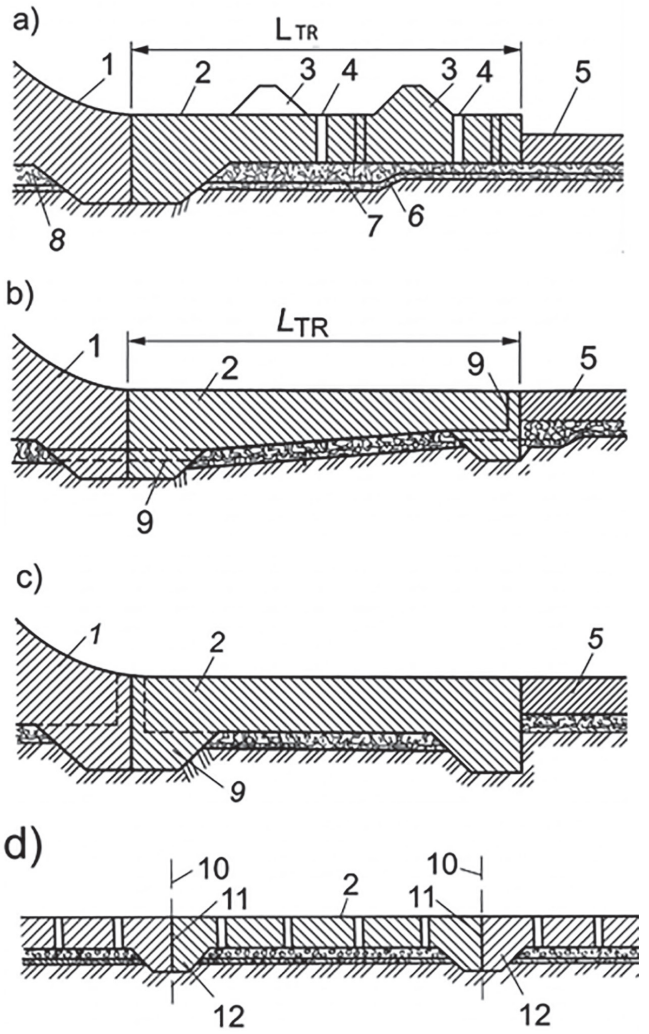


Figura 13.14. Esquemas constructivos de la losa de disipación.

1- presa; 2- losa de disipación; 3- dados; 4- drenes verticales; 5- tramo postresalto; 6- drenaje; 7- filtro invertido; 8- drenaje bajo la presa; 9- evacuación del agua desde el drenaje; 10- eje de la pila; 11- junta; 12- dentellón.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

El espesor d de la losa de disipación se determina por cálculo (ver Apéndice A): $d \geq \left(\frac{1}{10}\ a\ \frac{1}{12}\right) l_{TR}$. El espesor de la losa de disipación puede ser constante o variable, disminuyendo a lo largo del flujo (Figura 13.14a, b, c).

13.6.2. Condiciones de operación de la losa de disipación

Durante el periodo de operación de la presa vertedero cuando está totalmente abierto uno de sus orificios se presentan las siguientes condiciones:

- Dentro de los límites de la losa que corresponde al mencionado orificio abierto se ubica un resalto hidráulico sumergido y las profundidades de flujo en el inicio de esta losa de disipación son algo disminuidas (Figura 13.7). Simultáneamente, en el drenaje bajo la losa de disipación puede establecerse la presión que corresponde al nivel de agua en el tramo aguas abajo. La presión del agua aplicada a la losa desde abajo resulta ser en algo mayor que la presión aplicada desde arriba. Como resultado en el caso de evacuación del caudal de diseño a través del mencionado orificio la losa de disipación soporta desde abajo la presión D_o (ver en la Figura 13.7 el diagrama sombreado). Este déficit de presión debe ser contrarrestado por el peso de la losa de disipación; además, la fuerza D_o produce momentos flexores en las secciones transversales verticales de la losa, los mismos que originan esfuerzos de tracción en la superficie inferior de la losa (en dirección longitudinal).
- Debido a la intensa oscilación de la presión hidrodinámica sobre la superficie de la losa de disipación esta adicionalmente soporta carga de signo variable, al igual que las losas del tramo postresalto. Está carga da lugar a momentos flexores, tanto en las secciones verticales transversales como longitudinales de la losa de disipación y origina esfuerzos de tracción alternados tanto en la superficie superior como en la inferior de la losa de disipación; la oscilación de la presión hidrodinámica aplicada a la losa de disipación algunas veces produce vibración del

suelo de cimentación de la dicha losa, la misma que puede ser transmitida a los elementos de la presa.

- Cuando sobre la losa se ubican disipadores especiales de energía (dados) dicha losa soportará también la acción de las fuerzas horizontales cortantes aplicadas a los dados; evidentemente que el peso de la losa debe ser suficiente para contrarrestar no solo la fuerza oscilante vertical D_o (ver primer punto), sino también para contrarrestar la fuerza cortante horizontal de la presión hidrodinámica.

Las aclaraciones hechas evidencian que el armado de la losa de disipación requiere doble malla: superior e inferior (Figura 13.15). La superficie requerida de la sección del armado puede ser determinada a partir de los valores de los momentos flexores anteriormente mencionados.

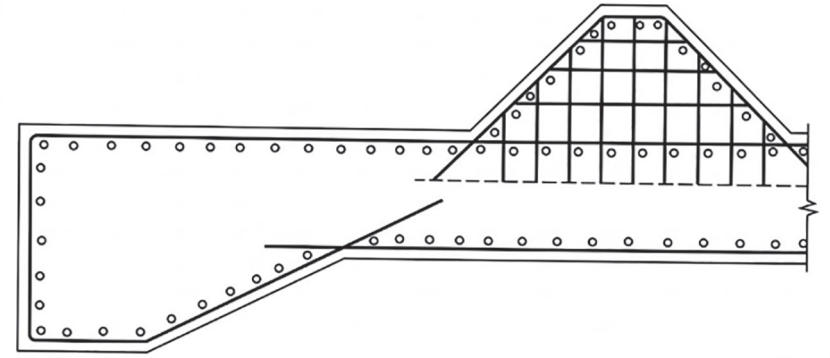


Figura 13.15. Esquema de armado de la losa de disipación con dados.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

13.1. Tramo postresalto

13.1.1. Característica constructiva

A lo largo de este tramo la capacidad erosiva del flujo debe disminuir gradualmente como resultado de la disipación de la energía ci-

nética excedente del flujo y la disminución de las velocidades de fondo; por tanto, constructivamente la estructura debe aligerarse. La superficie de este tramo generalmente se adopta lisa o con rugosidad pequeña. En primera aproximación la longitud del tramo postresalto se asume $l_{TPR} = (1{,}0\ a\ 2{,}0) l_{TR}$. Durante el proceso de operación la parte final del tramo postresalto experimenta algunas deformaciones debido a la socavación del suelo de cimentación ubicado bajo la estructura protectora. Tomando en cuenta este hecho la parte final de dicha estructura en el tramo postresalto, con frecuencia es diseñada flexible a fin de que pueda deformarse siguiendo la deformación de la superficie del fondo del tramo aguas abajo, pero sin alterar su rol protector.

El tramo postresalto está constituido de tres partes diferentes: rígida, flexible y el elemento final. La parte rígida del tramo postresalto se construye con losas de hormigón, la parte flexible de piedra, enrocado.

Las losas de hormigón simple y hormigón armado del tramo postresalto se adoptan generalmente de espesor d = 1,0 a 1,5 m en los sectores iniciales del tramo y d = 0,5 a 0,8 m en el sector final. Se adoptan cuadradas o rectangulares en planta con longitud de 2 a 20 m. Tomando en cuenta el posible trabajo de las losas como vigas en dos apoyos (en el caso de socavación por el flujo) se considera que el espesor de las losas debe satisfacer la condición: en el caso de losas no armadas $d \geq \left(\frac{1}{6}\ a\ \frac{1}{7}\right) l$; en el caso de losas armadas $d \geq \left(\frac{1}{8}\ a\ \frac{1}{10}\right) l$.

Las losas del tramo postresalto con frecuencia se funden *in situ*. De esta manera la superficie del fondo resulta cubierta por una capa de dichas losas con juntas entre ellas no selladas. Si las losas en planta son rectangulares, entonces deben implantarse de tal manera que el lado largo esté en dirección del flujo. Bajo las losas se coloca filtro invertido de dos o tres capas y espesor 0,4 a 0,6 m. Sobre la superficie del filtro invertido en caso de fundición *in situ* se coloca una capa de una mezcla rígida de hormigón de espesor de 0,10 a 0,15 m. En las losas con frecuencia se hacen orificios de filtración (drenes) de diámetro 0,15 a 0,25 m., con distancia en planta entre ellos de 5 m.

https://doi.org/10.17163/abyaups.177.4

Capítulo 14

Información inicial y criterios principales para el cálculo hidráulico del tramo aguas abajo

14.1. Aspectos generales

Las estructuras del tramo aguas abajo para el caso de enlace continuo de la superficie de vertido de la presa con el fondo aguas abajo es necesario diseñarlas de tal manera que para las condiciones menos favorables el resalto hidráulico sea sumergido.

14.1.1. Resalto hidráulico sumergido

Como se conoce de hidráulica aplicada, en caso de que el nivel de agua en el tramo aguas abajo por una u otra causa se eleve, el rodillo o vórtice del resalto hidráulico empieza a sumergir o cubrir a la lámina descendente de agua y de esta manera como resultado se presenta el denominado resalto sumergido, que se caracteriza por la presencia de un vórtice superficial limitado desde arriba por la superficie *abc* (Figura 14.1) y desde abajo por una lámina de agua de ensanchamiento brusco.

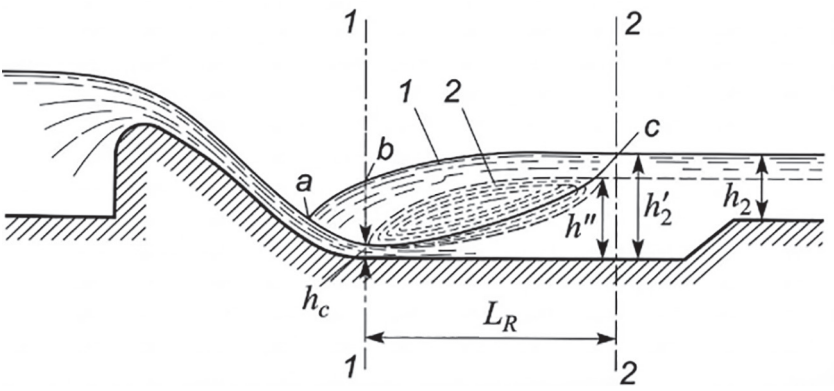


Figura 14.1. Resalto al pie de una presa
1- resalto sumergido; 2- resalto a partir de la sección contraída 1-1.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

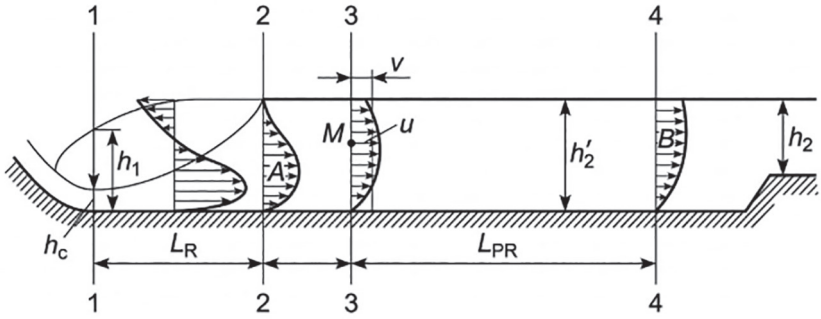


Figura 14.2. Reconformación del diagrama de velocidades a lo largo del tramo postresalto.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

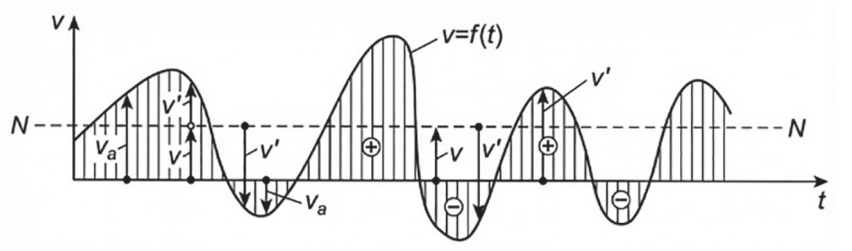


Figura 14.3. Esquema del gráfico de oscilación de la velocidad longitudinal real en un punto fijo dado M en el espacio del campo de flujo (mecánica de fluidos).
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

A continuación, se identifica con el símbolo h_c- la profundidad del agua en la sección contraída (para el caso cuando el resalto inicia en la sección contraída); a través de h"- la profundidad conjugada (segunda profundidad conjugada) con la profundidad h_c; a través de h_2- la profundidad que se establece en el cauce inmediatamente después del resalto sumergido.

Como se conoce de hidráulica aplicada, la relación $A = \frac{h_2}{h''}$ se denomina grado de sumersión del resalto; la longitud l_R, medida en horizontal desde la sección 1-1, donde se tiene la profundidad h_c, hasta la sección 2-2 ubicada al final del vórtice superficial, convencionalmente se denomina longitud del resalto hidráulico; la relación $\frac{\eta=h_2}{h_c}$ puede ser denominada coeficiente de ensanchamiento vertical de la lámina de agua.

El valor mínimo permisible del grado de sumersión del resalto A_{min} debe obtenerse para las condiciones menos favorables del enlace de tramos. La práctica demuestra que cuando A ≈ 1, el vórtice superior del resalto toma una ubicación claramente inestable: realiza movimientos permanentes sea a la izquierda o sea a la derecha y en consecuencia la losa de disipación soporta carga variable. Tomando en cuenta esta situación, así como también que el valor de A no es favorable aumentar (por consideraciones económicas), se considera como valor mínimo permisible de A la magnitud $A_{min.per} = 1{,}05\ a\ 1{,}2$. Precisamente para este valor

(aproximadamente $A = 1{,}3$) se calcula el resalto para adoptar la cota de la superficie de la losa de disipación.

La longitud del resalto hidráulico sumergido se puede determinar con una de las ecuaciones validadas en la práctica y recomendadas en hidráulica aplicada o también con las relaciones $l_R = 6(h_2 - h_c)$ y $l_R = (5{,}2\ a\ 5{,}5)h_2$, dónde el menor valor del coeficiente dentro del último paréntesis se adopta cuando $\eta < 8$ y el mayor cuando $\eta \geq 8$.

14.1.2. Tramo postresalto

Como se conoce de hidráulica aplicada, para el cálculo del flujo turbulento generalmente se opera con las velocidades longitudinales promediadas en el tiempo en diferentes puntos del flujo. En la Figura 14.2 se muestran los diagramas de dichas velocidades longitudinales en diferentes secciones verticales. La velocidad longitudinal promediada en el tiempo en un punto fijo M del espacio en el campo de flujo puede ser interpretada con ayuda del gráfico de oscilación de las velocidades longitudinales reales (actuales) v variables en el tiempo. Como se puede apreciar en el gráfico (Figura 14.3) $v = v_a - v'$, donde v' es la velocidad longitudinal oscilatoria que puede adquirir valor tanto positivo como negativo.

En caso de que en el punto dado M no hubiera la oscilación de la velocidad, se tendría $v' = 0$ y $v = v_a$; entonces la energía cinética específica (ECE) en el punto considerado sería igual a $ECE'_{v'=0} = \frac{v^2}{(2g)}$. En presencia de oscilación de la velocidad en el punto M la energía cinética específica resulta ser igual a:

$$ECE'_{v'\neq 0} = \alpha_T \frac{v^2}{(2g)} \tag{13.1}$$

Donde:

α_T: coeficiente que considera la intensidad de la turbulencia (intensidad de la oscilación) en el punto dado, $\alpha_T > 1$.

Tomando en cuenta lo señalado, la energía cinética específica *promediada en una sección de flujo dada* puede ser presentada de la siguiente manera:

$$ECE = \alpha_C \frac{v^2}{(2g)} \tag{13.2}$$

Donde:

v: velocidad media en la sección de flujo considerada.
α_C: corrector generalizado que considera dos factores diferentes: la no uniformidad de la distribución de velocidades v en la sección de flujo y la intensidad de la oscilación de velocidades reales (actuales) v_a en los diferentes puntos de la sección de flujo, $\alpha_C = \alpha + \alpha_C + \alpha_T$.

El valor de α_C varía a lo largo del tramo postresalto, por lo que para las mismas velocidades medias v en diferentes secciones de flujo el tramo postresalto se obtiene diferente energía cinética.

El resalto hidráulico modifica fuertemente la estructura del flujo ubicado a continuación, como consecuencia de este hecho un tramo postresalto caracterizado por determinada velocidad media resulta ser, por el carácter del movimiento del agua, fuertemente diferente al del flujo uniforme caracterizado por la misma velocidad media.

Inmediatamente luego del resalto en la sección 2-2 (Figura 14.2) se presenta lo siguiente:

- El diagrama *A* de velocidades promediadas se diferencia fuertemente en su forma del diagrama *B* propio del flujo uniforme (ver la sección 4-4); el diagrama *A* se caracteriza por tener velocidades de fondo altas, por lo que para iguales velocidades medias la capacidad erosiva del flujo en la sección 2-2 es considerablemente mayor que, por ejemplo, en la sección 4-4 donde se tiene flujo uniforme.

- La intensidad de la turbulencia en la sección 2-2 será fuertemente incrementada, debido a lo que el coeficiente α_T y por consiguiente el coeficiente α_C para una sección dada será especialmente alto; por esta razón la capacidad erosiva en la sección 2-2 se incrementa aún más.
- La oscilación de la presión tanto en todo el espesor del flujo como en la superficie del fondo también crece fuertemente en la sección 2-2 lo que determina a su vez la oscilación de la superficie libre del flujo.

Las perturbaciones identificadas causadas en la sección 2-2 por el resalto hidráulico gradualmente disminuyen y al final del tramo postresalto se obtiene: el diagrama de velocidades promediadas, la oscilación de velocidades y la oscilación de presiones propias del flujo uniforme. El valor del coeficiente α_C a lo largo del tramo postresalto gradualmente disminuye entre 1,0 y 1,1. Únicamente luego de la sección 4-4 es posible utilizar las velocidades máximas permisibles (no erosivas) por cuanto estas están referidas únicamente al caso del flujo uniforme.

La longitud del tramo postresalto se adopta de conformidad con los criterios formulados en hidráulica aplicada. También pueden ser utilizadas las siguientes relaciones: $l_{PR} = (13\ a\ 28)\ h_2$; $l_{PR} = (13\ a\ 15{,}6)\ h_2$.

En la Figura 14.4 se presenta un gráfico referencial que evidencia un cuadro cualitativo de la disipación de la energía excedente en los diferentes tramos de un flujo de enlace de tramos. El gráfico muestra cómo a lo largo del flujo varía la energía cinética específica. Luego del resalto queda la energía cinética específica $\delta(EC)$. Esta magnitud es pequeña en comparación con la energía disipada hasta la sección 2-2; sin embargo, al mismo tiempo $\delta(EC)$ es alta en comparación con la energía cinética específica aguas abajo igual a $\frac{\alpha v^2}{(2g)}$. Por esta razón, la longitud del tramo postresalto en cuyo trayecto se disipa la energía $\delta(EC)$ resulta ser relativamente grande.

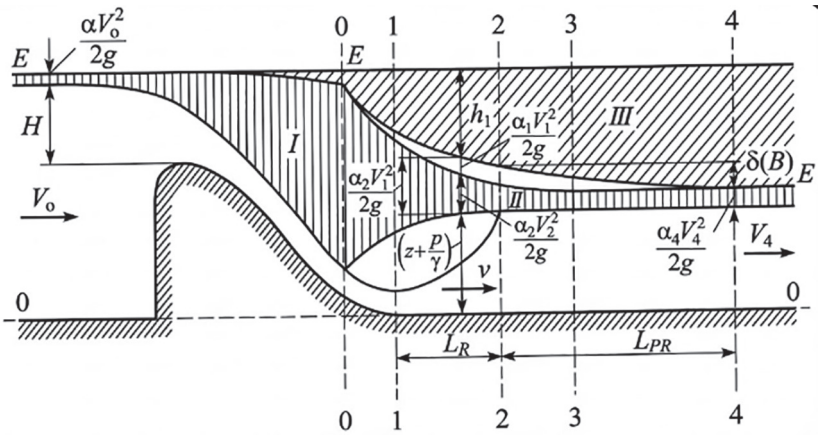


Figura 14.4. Cuadro cualitativo de disipación de la energía excedente en los diferentes tramos de un flujo al pie de una presa vertedero.
I- diagrama de la energía cinética obtenida de la consideración solo de las velocidades promediadas (tomando en cuenta su distribución no uniforme en las secciones de flujo); II- diagrama de la energía cinética complementaria originada en el aumento de la oscilación de las velocidades; III- diagrama de pérdida de carga.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

14.2. Datos iniciales, principales parámetros y dimensiones de los elementos del tramo aguas abajo

Las condiciones de operación del tramo aguas abajo son bastante complejas: a) la magnitud del caudal unitario *q* puede variar a la largo del frente de la presa vertedero (debido a las diferentes aperturas de los orificios), así como también en el tiempo; b) también son diferentes en el tiempo los caudales del agua evacuada a través de los desagües de operación (obras de captación); c) la evacuación del agua hacia el tramo aguas abajo puede ser realizada con diferentes niveles agua arriba ∇*NAAR*; d) en el tramo aguas abajo el movimiento del agua puede ser no estacionario durante el cual en dicho tramo puede haber acumulación o vaciado.

Resulta complicado cubrir a través de los cálculos todo el conjunto multifacético de posibles casos de operación del tramo de aguas

abajo. Para definir las dimensiones de los elementos constructivos de dicho tramo es común considerar preliminarmente las circunstancias referidas en el párrafo anterior en dos escenarios de diseño: básico y de verificación (ver apartado 13.4).

Para cumplir el análisis hidráulico del tramo aguas abajo deben estar dados:

- Las cotas aguas arriba del nivel normal de operación (NNO) y del nivel forzado (NF) para la evacuación de crecida de diseño.
- El frente de vertido de la presa.
- Los caudales de diseño de las diferentes obras de desagüe (de operación y de servicio).
- El caudal natural máximo en el sitio del cauce a ser intervenido.
- Las curvas de descarga de los caudales y niveles aguas abajo en las condiciones naturales del río.
- Las características constructivas de las compuertas en los orificios de vertido de la presa.
- Las condiciones de evacuación de los objetos flotantes hacia aguas abajo.
- La información sobre el macizo de cimentación.

Al considerar los escenarios de diseño mencionados anteriormente y con ayuda de los cálculos hidráulicos, se determinan (en primera aproximación) las dimensiones del tramo aguas abajo o de los parámetros que influyen en la operación de dicho tramo:

- Cota de la superficie de la losa de disipación.
- Longitud de la losa de disipación.
- Longitud del tramo postresalto.
- Profundidad del cono de erosión al final del tramo postresalto, del déficit de la presión actuante en la losa de protección, para el diseño de esta.
- El tamaño de la piedra de protección que forma parte del tramo postresalto.

- La profundidad del pozo de disipación o la altura del muro de disipación.
- Las fuerzas actuantes en los disipadores especiales de energía.

En el caso de estructuras suficientemente importantes los resultados obtenidos con ayuda de los cálculos teóricos siempre deben ser sometidos a ajuste sobre la base de las correspondientes investigaciones experimentales en modelos de laboratorio.

14.3. Particularidades del movimiento del agua en el tramo aguas abajo

14.3.1. Condiciones tridimensionales del movimiento del agua en el tramo aguas abajo

El ancho del cauce natural en el tramo aguas abajo generalmente es mayor al ancho del frente de vertido. Esta situación determina un escenario tridimensional del movimiento del agua en dicho tramo. Una particularidad de las condiciones espaciales del movimiento del agua constituye el hecho de que dentro de los límites del tramo aguas abajo se presentan pendientes transversales de la superficie libre las mismas que originan corrientes transversales de agua. A continuación del orificio que evacua el mayor caudal unitario se establece el más bajo nivel del agua en el tramo aguas abajo. Por esta razón las corrientes transversales de agua en el campo del tramo aguas abajo están dirigidas hacia aquellos sitios donde se tiene mayores caudales. Como resultado, el caudal de las corrientes relativamente potentes que salen del orificio se incrementa a lo largo del flujo. Se encuentran también otros casos del movimiento tridimensional del agua cuando el caudal unitario de las corrientes relativamente potentes disminuye a lo largo del flujo.

Es necesario distinguir dos tipos de alteración: distorsión del eje del flujo (en planta) y alteración del caudal. Cuando el valor del caudal unitario q se incrementa a lo largo del eje del flujo (debido a la entrada del agua desde los costados), el eje mismo del flujo (en planta) podría no modificarse.

14.3.1.1. Casos cuando los caudales unitarios de algunas láminas de agua que salen del orificio aumentan a lo largo del flujo

En los dos casos mostrados en la Figura 14.5, a y b $q_2 > q_1$ con la particularidad que la lámina de agua que sale del orificio e ingresa en el tramo aguas abajo ensanchado puede apretarse se hacia la margen derecha o hacia a la margen izquierda (Figura 14.5b). Como es evidente en este caso simultáneamente tienen lugar las dos alteraciones ya mencionadas.

Se puede identificar una alteración estable cuando, el escenario del movimiento del agua en el tramo aguas abajo luego de su alteración por alguna causa retorna nuevamente a su forma inicial y alteración no estable de la lámina de flujo cuando dicha lámina debido a unas u otras circunstancias aleatorias cambia en el tiempo su posición (Figura 14.5b).

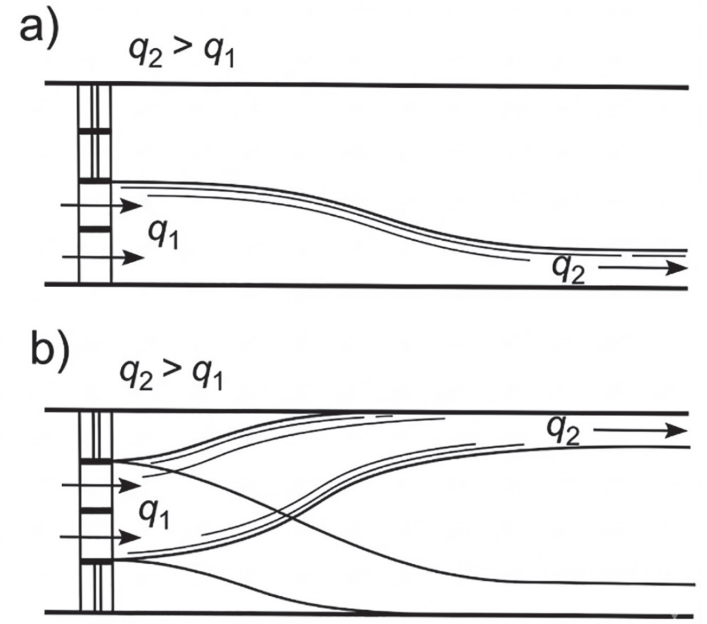


Figura 14.5. Casos de alteraciones del flujo
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

En el comportamiento de la lámina que sale del orificio en gran medida puede influir la protección del tramo aguas abajo, la longitud de las pilas, la simetría o no simetría en la apertura de los orificios etc. En caso de que se intente diseñar una protección tomando en cuenta las alteraciones entonces se podría obtener una estructura protectora demasiado costosa. Por esta razón con frecuencia el esfuerzo está direccionada más bien a evitar el surgimiento de las distorsiones del flujo.

En este aspecto pueden ser considerados los siguientes caminos: a) ante todo para establecer el programa o gráfico de operación de las compuertas es necesario excluir aquellos esquemas que claramente pueden dar origen a una alteración indeseable. Si, por ejemplo, para evacuar objetos flotantes se requiere abrir solo una sección de las compuertas, entonces es necesario resolver qué sección precisamente debe ser abierta. En algunos casos no debería en absoluto permitirse la apertura de un orificio sino abrir al mismo tiempo dos o tres; b) en caso de que las medidas operativas no sean suficientes para evitar la alteración entonces es necesario prever diferentes medidas constructivas complementarias: prolongar las pilas de la presa sobre la losa de disipación; en este caso podría prolongarse no todas las pilas sino pasando una, dos (menos frecuente); incluir en el esquema disipadores especiales que permitan la difusión del flujo, etc. Se sobreentiende que las medidas enumeradas pueden ser definidas con suficiente grado de confiabilidad únicamente sobre la base de experimentación de laboratorio a la cual hay que recurrir en los casos necesarios.

En consecuencia, en los cálculos del enlace de tramos no cabe permitir una alteración del flujo claramente manifestada. Una alteración pequeña del caudal en el cálculo del tramo postresalto de alguna manera puede ser considerada a través del incremento del caudal unitario (dentro de los límites del tramo postresalto) por ejemplo en 20 a 30 %.

14.3.1.2. Casos cuando los caudales unitarios de algunas láminas de agua que salen de los orificios disminuyen a lo largo del flujo

Dicha disminución de los caudales unitarios se produce por el esparcimiento (ensanchamiento) de la lámina en el tramo aguas abajo debido a:

- Ensanchamiento de la lámina luego de las pilas en la magnitud del ancho de las pilas (Figura 14.6a).
- Operación con orificios abiertos pasando uno (Figura 14.6b).
- Cuando el flujo que sale de los orificios es protegido del ingreso de agua desde los costados con ayuda de muros de encausamiento, los mismos que en estos casos permiten al flujo la posibilidad de ensancharse en planta (Figura 14.6c).

En los casos cuando el frente de vertido es ancho la disminución del caudal unitario gracias al ensanchamiento del flujo en el tramo aguas abajo resulta despreciable y por tanto puede no ser considerada. En la práctica el ensanchamiento del flujo tiene sentido considerar en el caso de ensanchamiento luego de las pilas (Figura 14.6a) para determinar la profundidad contraída, considerando que el caudal unitario en la sección contraída es igual a $q = \frac{Q_{orif}}{b_2}$, donde b_2 es la distancia entre los ejes de las pilas y Q_{orif} el caudal evacuado a través del orificio considerado, dicho caudal es determinado con la ecuación convencional del vertedero colocado en ella como ancho del vertedero la magnitud b_1. Sin embargo, si opera únicamente un orificio del vertedero y los contiguos permanecen cerrados, es decir si se tiene el caso cuando el ingreso de agua a la lámina desde los costados no se dificulta, entonces en este caso resulta más cercano a la realidad si la profundidad contraída se determina a partir del caudal unitario $q = \frac{Q_{orif}}{b_1}$.

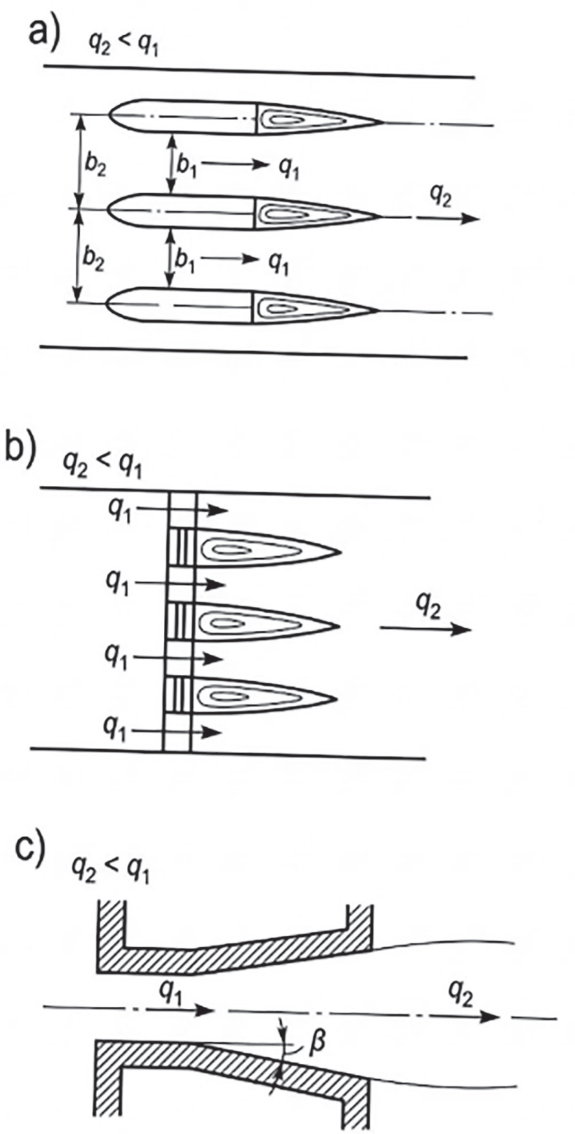


Figura 14.6. Casos de ensanchamiento del flujo.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

14.3.2. Cálculo del enlace de tramos

Alguna tridimensionalidad complementaria del movimiento del agua está condicionada por el hecho que el flujo contornea a los disipadores especiales de energía. Sin embargo, despreciando esta tridimensionalidad local del movimiento del agua, frecuentemente en calidad de esquema de cálculo se puede establecer el movimiento bidimensional (plano) del agua. En realidad, en caso de un ancho b_1 suficientemente grande siempre será posible identificar en el eje del orificio una lámina de flujo de 1 m de ancho, la misma que puede ser calculada para las condiciones de esquema plano (en la Figura 14.7 se muestra sombreado). En este caso es posible obtener un resalto hidráulico tridimensional que determina una sumersión complementaria de la lámina de tránsito desde sus costados. Sin embargo, esta sumersión puede ser despreciada, como margen de reserva.

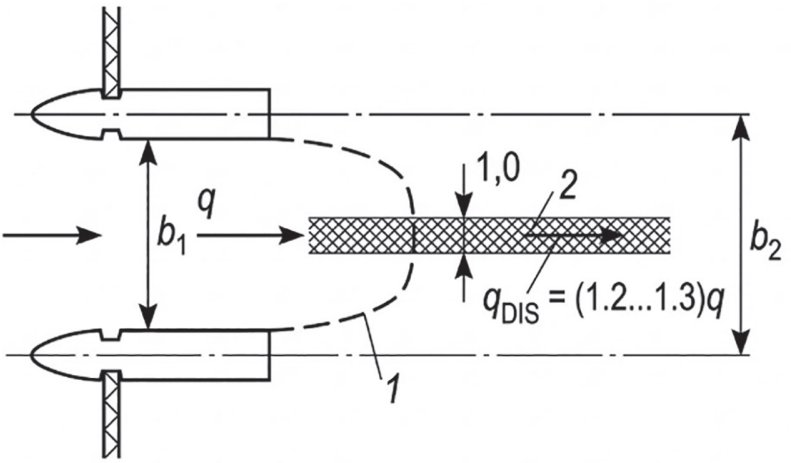


Figura 14.7. Reemplazo del movimiento tridimensional del agua (en el tramo aguas abajo) por bidimensional (plano).
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Una sumersión total de la lámina desde los costados en el tramo postresalto plano (en todo el ancho de la lámina) se obtiene en caso de que la profundidad en el tramo aguas abajo sea $h_2 = \frac{2}{3}h''$.

Donde:

h": segunda profundidad conjugada determinada con la ecuación del resalto bidimensional.

Debido a las fugas y a la succión de las masas contiguas de agua por el flujo de tránsito, en el tramo postresalto tiene lugar el aumento de los caudales específicos promediados en 1,5 a 2,0 veces.

Asumiendo para el cálculo el esquema plano, se adoptan las condiciones iniciales (para el cálculo del movimiento del agua en el tramo aguas abajo):

- Cota del nivel de agua en el tramo aguas arriba *(∇NAAR)*.
- Caudal unitario de agua *q* evacuado a través de la presa.
- Cota del nivel de agua en el tramo aguas abajo *(∇NAAB)*, determinada en muchos casos en correspondencia con la curva de descarga del río en el sitio considerado $Q_{AAB} = f(\nabla NAAB)$.

14.4. Capacidad erosiva del flujo dentro de los límites del tramo postresalto

El material de este apartado se limita a la consideración de algunos problemas prácticos, que se presentan en el diseño de los elementos constructivos para el tramo aguas abajo.

14.4.1. Selección del tamaño del material que cubre el fondo del cauce horizontal dentro de los límites del tramo postresalto

El tamaño del material (piedra, grava, arena) debe ser seleccionado de tal manera que no sea erosionado por el flujo de agua y su costo sea el menor posible. Con ayuda del cálculo hidráulico cabe determinar el tamaño mínimo permisible de dicho material. Por cuanto dentro de

los límites del tramo postresalto la capacidad erosiva del flujo disminuye en dirección de la corriente está claro que también disminuirá en dicha dirección el tamaño mínimo permisible buscado de las fracciones del material de protección.

Al considerar el caso cuando el cauce del tramo aguas abajo es horizontal (el cono de erosión, es decir el segundo escalón de protección no se tiene) y que a continuación del tramo postresalto, en dirección del flujo, no tiene lugar la erosión del cauce.

14.4.1.1. Caso cuando no se tienen disipadores de energía sobre la losa de disipación

Se traza en la Figura 14.8 dos secciones: 4-4 dentro de los límites del tramo postresalto y 6-6 dentro de los límites del cauce aguas abajo, inmediatamente después del tramo postresalto, donde ya está presente el flujo uniforme; se representa a través de v_o la velocidad media del flujo uniforme (es decir la velocidad media en la sección 6-6) y a través de v la velocidad media para las secciones identificadas dentro de los límites del tramo postresalto (ver sección 4-4), donde no está presente el flujo uniforme.

Por cuanto las profundidades del agua a lo largo del cauce, desde la sección 2-2 hasta la sección 6-6 (Figura 14.8) son aproximadamente iguales (en particular $h_4 \approx h_6$) se concluye que las velocidades medias en la longitud del cauce considerado también son aproximadamente iguales, es decir $v = const$.

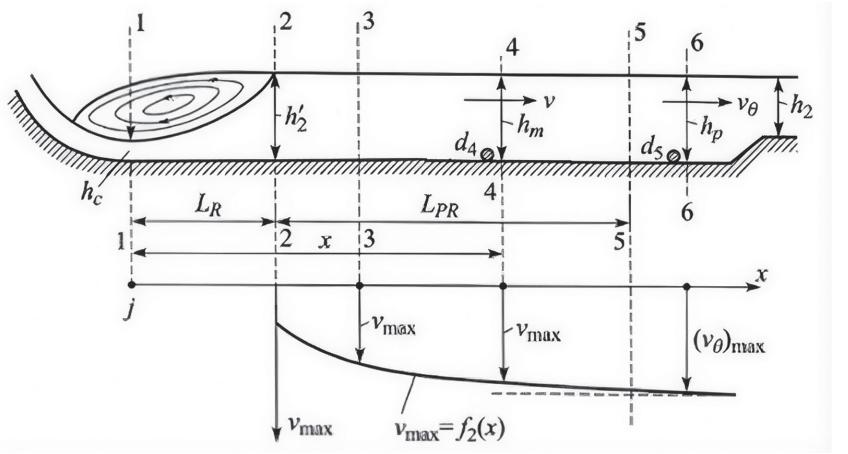


Figura 14.8. Para calcular el tamaño de las fracciones del material dentro de los límites del tramo postresalto.

Gráfico de variación a lo largo de este tramo de la velocidad máxima permisible v_{max} (en caso de cubrir el fondo del cauce dentro de los límites del tramo postresalto con material de igual tamaño $d = const$ a lo largo del flujo).

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

La capacidad erosiva del flujo a lo largo del tramo postresalto (en dirección de la corriente) disminuye principalmente debido a la disminución de las velocidades promediadas de fondo también en dirección de la corriente. Tomando esto en cuenta se puede afirmar que la velocidad máxima permisible v_{max} a lo largo del tramo postresalto debe aumentar en dirección de la corriente-curva $v_{max} = f_2(x)$ relativa a determinado tamaño del material de protección constante (tamaño constante) a lo largo de todo el cauce ($d = const$).

El coeficiente de capacidad erosiva del flujo está dado por la relación

$$k = \frac{v_{0max}}{v_{max}} \qquad (13.3)$$

Donde:

v_{omax}: velocidad máxima permisible en caso de movimiento uniforme, relativa al mismo tamaño de las fracciones que v_{max}.

D. I. Kumin sobre la base investigaciones en modelos de laboratorio elaboró un gráfico para determinar el coeficiente k (Figura 14.9) en la cual se representa como h_2- la profundidad del agua en el tramo postresalto y luego de este $h_2 \approx h_4 \approx h_6$; x-abscisa que determina la posición de la sección de flujo considerada dentro de los límites del tramo postresalto (por ejemplo la sección 4-4); la abscisa x se mide desde la sección contraída 1-1; η- coeficiente de ensanchamiento vertical de la lámina de tránsito dentro de los límites del resalto: $\eta = \frac{h_2}{h_c}$.

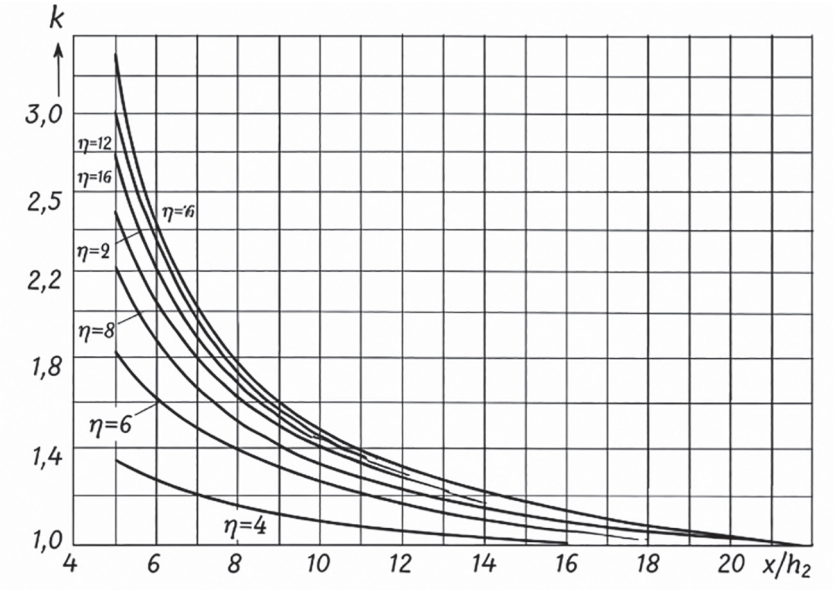


Figura 14.9. Nomograma para determinar el coeficiente k de la capacidad erosiva del flujo.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Es posible para cualquier sección del tramo postresalto determinar: $k = f_1\left(\eta; \frac{x}{h_2}\right)$. Utilizando el nomograma se resuelve el problema propuesto:

- Dentro de los límites del tramo postresalto se identifica la sección 4-4 (Figura 14.8), para la cual se requiere determinar el diámetro mínimo límite d (diámetro de la piedra, partículas de grava o arena).
- Se establecen los parámetros η y $\frac{x}{h_2}$.
- Se encuentra el coeficiente k, que caracteriza la sección dada 4-4.
- Se determina la velocidad media v en la sección 4-4; $v = \frac{q}{h_2}$.
- A la velocidad media obtenida se le asigna el valor de velocidad máxima permisible, es decir: $v_{max} = v = \frac{q}{h_2}$.
- Conociendo el valor máximo permisible de la velocidad media para el tramo postresalto y el valor d k para la sección 4-4 se determina el valor correspondiente a la sección 4-4 de la velocidad máxima permisible del flujo uniforme $v_{0max} = kv_{max} = \frac{kq}{h_2}$.
- Finalmente, a partir de la velocidad encontrada v_{omax} se establece el tamaño necesario de las fracciones para la sección considerada 4-4.

Para resolver el último punto es necesario tener para las condiciones de flujo uniforme la función $v_{0max} = f_3(d)$, con ayuda de la cual en el caso de movimiento uniforme generalmente se determina la velocidad máxima permisible v_{omax} en función del tamaño de las fracciones del suelo del que está constituido el fondo del cauce.

En calidad de dicha función puede ser utilizada la ecuación de D. I. Kumín $v_{0max} = 39{,}2d^{0{,}3}h^{02}$.

Donde:

$h = h_2$.
v_{0max}: en cm/s.
d y h: en cm.

En la Tabla 13.1 se presentan los valores permisibles de v_{omax} calculados con dicha ecuación.

Tabla 13.1
Velocidades máximas permisibles v_{omax} calculadas con la ecuación de D. I. Kumín

h, m / *d*, cm	1	2	4	6	8	10	15	20	25	30
0,5	0,8	0,92	1,05	1,14	1,21	1,27	1,37	1,46	1,52	1,58
1	0,98	1,13	1,30	1,41	1,50	1,56	1,69	1,80	1,87	1,95
2	1,21	1,39	1,60	1,74	1,84	1,92	2,08	2,21	2,31	2,40
4	1,49	1,72	1,96	2,14	2,27	2,06	2,56	2,72	2,84	2,95
6	1,68	1,93	2,22	2,41	2,56	2,66	2,90	3,06	3,20	3,33
8	1,84	2,11	2,42	2,63	2,79	2,91	3,16	3,35	3,49	3,63
10	1,96	2,25	2,52	2,81	2,98	3.10	3,37	3,57	3,73	3,88

A la par con la ecuación de D. I. Kumín puede también ser recomendada la ecuación de G. I. Shamova:

$$v_{0max} = 4{,}6 d^{1/3} h^{1/6} \tag{13.4}$$

Donde:

d y *h*: en metros.
v_{omax}: en m/s.

Para resolver el "problema inverso" propuesto líneas arriba resulta cómodo presentar la ecuación de G. I. Shamova con la siguiente forma:

$$d \approx \frac{0{,}01 v_{0max}^3}{\sqrt{h}} = \frac{0{,}01}{h_2}\left(\frac{kq}{h_2}\right)^3 \tag{13.5}$$

Tanto la ecuación de D. I. Kumín como la de G. I. Shamova en rigor son aplicables para 0,02 cm < $d \leq$ 10 cm.

El cálculo señalado cabe realizar para varios niveles de agua en el tramo aguas abajo, por cuanto no es posible conocer previamente el nivel de agua en dicho tramo con el cual se obtiene el mayor tamaño del material protector del cauce, es decir aquel tamaño a partir del cual cabe finalmente diseñar la protección del tramo aguas abajo.

14.4.1.2. Caso cuando dentro de los límites de la losa de disipación se han implantado disipadores de energía

La presencia sobre la losa de disipación de disipadores de energía correctamente diseñados disminuye el coeficiente de capacidad erosiva del flujo *k*, determinado para la sección de flujo dada 4-4, para la condición de ausencia de disipadores. Sin embargo, el coeficiente *k* de reducción puede ser determinado únicamente con ayuda de experimentación en modelo físico. A continuación, se formulan recomendaciones orientadoras que pueden ser utilizadas para diseño preliminar, es decir, hasta la etapa de factibilidad del proyecto:

- En caso de que la cota de la losa de disipación haya sido calculada bajo la premisa de presencia de disipadores de energía (ver Apéndice C) entonces el valor del coeficiente *k* cabe tomar del gráfico de la Figura 14.9; la profundidad h_2 en el caso de presencia de disipadores es algo menor que en el caso de ausencia de éstos, por esta razón el valor de *k* determinado en el gráfico de la Figura 14.9 para la sección considerada 4-4 es también algo menor que para el caso de ausencia de disipadores.
- En el caso de que la cota de la losa de disipación haya sido calculada (ver Apéndice C) sin considerar la presencia de disipadores (los disipadores son colocados únicamente para tranquilizar al flujo y para disipar la energía excedente) entonces los coeficientes encontrados en el gráfico de la Figura 14.9 cabe disminuir en 10 a 20 %. A continuación, el cálculo del tamaño del material que conforma el fondo debe ser realizado como se ha indicado en el punto anterior.

14.4.2. Determinación del tamaño de la piedra estable para la superficie del fondo del cono

14.2.2.1. Caso de talud protector AB vertical: cálculo de la profundidad del cono de erosión

El procedimiento general de cálculo del diámetro mínimo *d* de la piedra estable en el caso del esquema mostrado en la Figura 14.10a puede ser el siguiente:

- Se asume la longitud x_o de la protección dentro de los límites del primer escalón y para el punto *A*, determinado por la abscisa x_o, con ayuda del gráfico de la Figura 14.9 (a partir de las profundidades h_2 y k_c y de la distancia x_o) se determina *k* representándola como k_A.

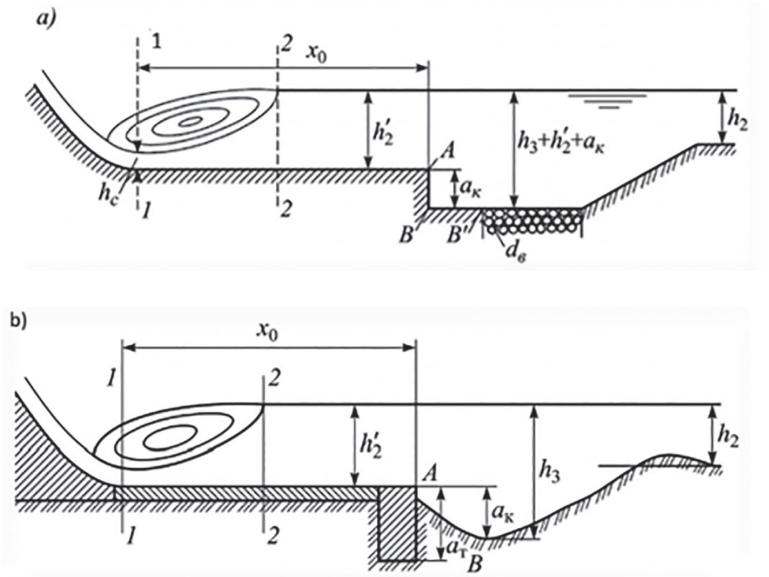


Figura 14.10. Para calcular el tamaño de las fracciones del material que conforma el fondo del cono (caso de talud protector ***AB*** vertical).
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

- Se adopta la altura del escalón a_k- profundidad del cono (Figura 14.10b) y con la siguiente ecuación se determina el coeficiente de capacidad erosiva del fondo del cono en la región del punto *B*:

$$k_B = k_A(1 + \beta) \tag{13.6}$$

Dónde el coeficiente adicional β que considera el aumento de la intensidad de la turbulencia del flujo originado por el escalón *AB*:

$$\beta = 1{,}5\left(\frac{a_k}{h_3}\right)^{1{,}5} \tag{13.7}$$

O con el gráfico de la Figura 14.11 en función de la relación $\frac{a_k}{a_3}$ considerando que en este caso:

$$h_3 = a_k + h_2 \tag{13.8}$$

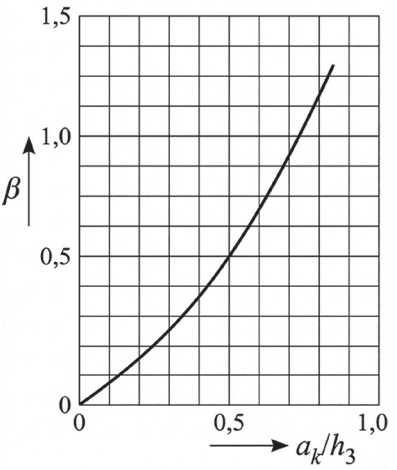


Figura 14.11. Nomograma para obtener $\beta = f\left(\frac{a_k}{h_3}\right)$.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

- La velocidad media en el cono es:

$$v_B = \frac{q}{h_3} \tag{13.9}$$

- La velocidad máxima permisible (no erosiva) del movimiento uniforme (para profundidad la h_3), en correspondencia con la velocidad v_B:

$$v_{maxB} = k_B v_B \tag{13.10}$$

- Conociendo v_{maxB}, con ayuda de las ecuaciones correspondientes o utilizando la Tabla 13.1 se determina la magnitud buscada d_B (diámetro mínimo de la piedra estable en la región del punto *B*).

A continuación, se considera el cálculo de la profundidad del cono de erosión que se forma luego de una protección corta, con la aclaración que sobre este tema se considera únicamente el caso cuando el cauce natural está constituido por suelo no cohesivo.

Es necesario aclarar que con alguna aproximación el tamaño mínimo de la piedra (arena o grava) que sea estable en el fondo del cono de erosión (Figura 14.10b) se puede determinar con ayuda de la Figura 1410a, es decir, en el cálculo se supone que el talud natural del cono de erosión es vertical. Determinando de esta manera d_B (asumiendo x_o y a_k, donde a_k es la profundidad del cono de erosión) se puede aseverar lo siguiente: si el valor encontrado de d_B resulta ser igual al diámetro de las partículas de la arena natural que constituye el fondo del cono, es decir $d_B = d_{nat}$, entonces, en el fondo del cono se puede no hacer protección. En este caso a_k es la profundidad del cono de erosión que se forma al final de una protección corta.

14.2.2.2. Caso de talud protector inclinado

Para determinar aproximadamente el diámetro de la piedra estable cabe proceder de igual manera que en el caso del talud vertical *AB*

(Figura 14.10a) con la única diferencia que el coeficiente β determinado con ayuda del gráfico de la Figura 14.11 debe ser disminuido en un 20 % en caso de $m = 3$; en 40 % en caso de $m = 4$; en 60 % en caso de $m = 5$, donde $m = ctg\ \vartheta$ y ϑ es el ángulo de inclinación respecto a la horizontal del talud protector.

https://doi.org/10.17163/abyaups.177.5

Capítulo 15

Contorno subterráneo de las presas de hormigón cimentadas en suelo

15.1. Aspectos generales

Como se ha definido el contorno subterráneo de una presa de hormigón cimentada en suelo es la línea que limita desde abajo los elementos impermeables y poco permeables de la presa que están en contacto directo con el suelo de cimentación (línea 1-2-3-a-4-5-b-6, en la Figura 15.1).

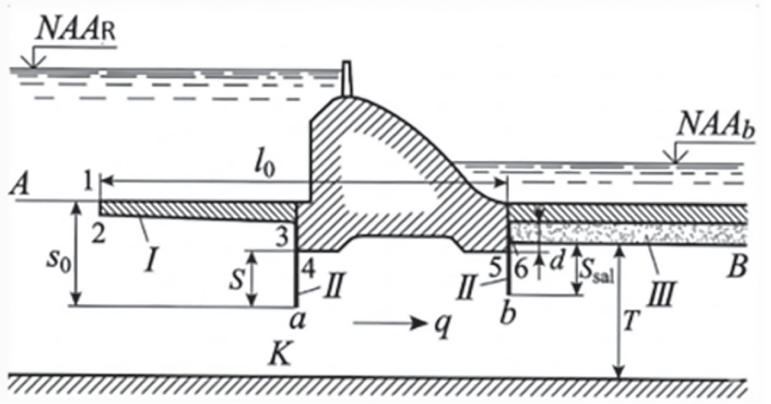


Figura 15.1. Carpeta y presa sin drenaje horizontal (esquema A).
A-1 y 6-B- sección de entrada y sección de salida, respectivamente; I- carpeta; II- tablestaca; III- filtro invertido.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

En consecuencia, el contorno subterráneo de la presa está en contacto directo con el suelo de cimentación y para su diseño deben ser considerados los efectos de dicho contacto:

- Surge subpresión bajo el contorno subterráneo.
- Se producen fugas de agua desde el tramo aguas arriba hacia el tramo aguas abajo.
- El flujo de filtración puede superar la resistencia a la filtración del suelo de cimentación originando una más de las deformaciones por filtración conocidas.

El diseño del contorno subterráneo involucra ante todo la selección de un contorno que satisfaga las condiciones de funcionalidad, confiabilidad, resistencia y estabilidad al menor costo. En consecuencia, para este diseño se requiere también el planteamiento y comparación de alternativas. Para el efecto se procede de la siguiente manera:

- Para las condiciones concretas se adopta un esquema compatible del contorno subterráneo. Los esquemas referenciales serán presentados más abajo.
- Para el esquema adoptado, sobre la base de análisis previos se formulan una serie de alternativas, equivalentes en relación con la resistencia mecánica, estabilidad y resistencia a la filtración.
- Las variantes planteadas son comparadas desde el punto de vista económico para seleccionar la alternativa económicamente más favorable.

15.2. Esquemas de contorno subterráneo

15.2.1. Esquema sin drenaje horizontal bajo la presa

La característica fundamental del esquema "A" es la ausencia de drenaje horizontal bajo la presa. La sección de entrada del flujo de filtración es la superficie del fondo aguas arriba del cauce A-1; la superficie de salida es la superficie del fondo del cauce aguas abajo 6-B, generalmente cubierto en la parte superior, bajo la losa de disipación, con drenaje horizontal y filtro invertido. Este esquema cabe adoptar exclusivamen-

te cuando existe el riesgo de obstrucción del filtro invertido, ubicado bajo el drenaje horizontal, es decir cuando el suelo de cimentación está constituido por suelos finos no cohesionados como limos arenosos sin contenido de arcilla, arenas finas. En otros casos este esquema no debe ser adoptado.

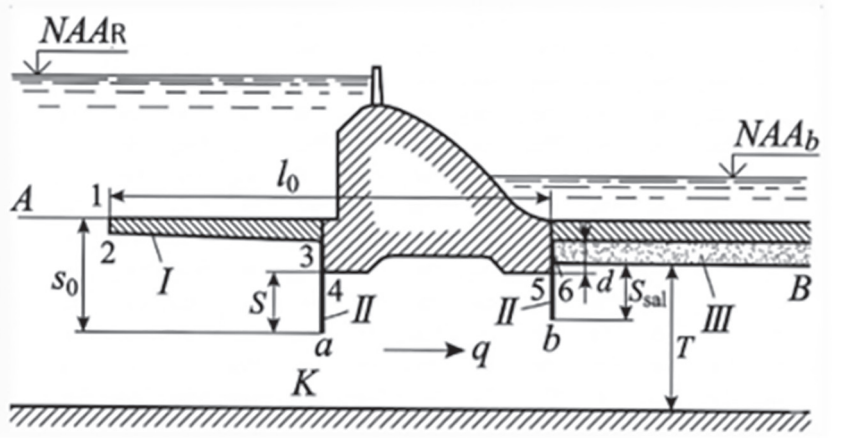


Figura 15.2. Carpeta y presa sin drenaje horizontal (esquema A).
A-1 y 6-B- sección de entrada y sección de salida, respectivamente; I- carpeta; II- tablestaca; III- filtro invertido.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

15.2.2. Esquema con drenaje horizontal bajo la presa

La característica fundamental de este esquema es la presencia de drenaje horizontal bajo la presa. Se adopta en todos los casos a excepción de los casos correspondientes al esquema anterior (esquema A).

En este esquema, bajo la presa y bajo el dentellón aguas abajo la carga es prácticamente la misma y corresponde al nivel de agua aguas abajo. Gracias a la inclusión del drenaje horizontal bajo la presa de buena parte de su base se elimina en gran medida la subpresión excedente; por esta razón resulta factible disminuir el peso de la presa.

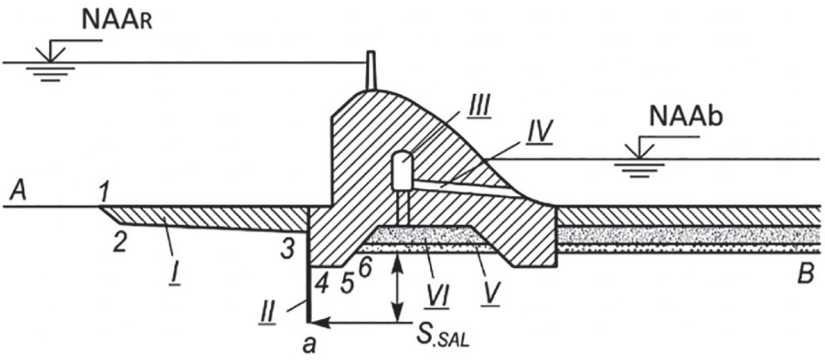


Figura 15.3. Presa con drenaje horizontal (esquema B).
A-1 y 6-B- sección de entrada y salida, respectivamente; I- carpeta; II- tablestaca; 3- galería de drenaje; IV- conducto de drenaje; V filtro invertido; VI- drenaje horizontal.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

15.2.3. Esquema con carpeta de hormigón armado anclada a la presa

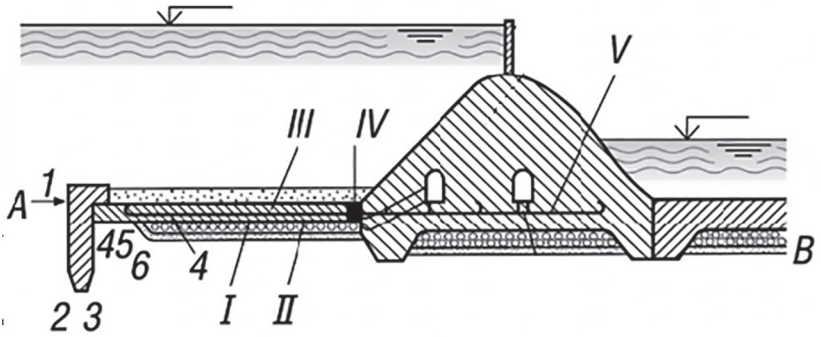


Figura 15.4. Presa de carpeta anclada con drenaje horizontal (esquema C).
I- filtro invertido; II- drenaje; III- carpeta anclada de hormigón armado; IV- articulación; V- armado.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Este esquema corresponde a los casos en los que el suelo de cimentación tiene bajos indicadores de corte *(f < 0,25)*, como es el caso de las arcillas plásticas, cuando el incremento de la estabilidad de la presa

por otros medios origina un considerable incremento de costos. La carpeta rígida anclada al cuerpo de la presa permite mejorar las condiciones de estabilidad al deslizamiento, gracias a la incorporación del peso del agua ubicada sobre la carpeta rígida a las fuerzas normales actuantes. Desde la perspectiva de diseño, una presa con carpeta anclada es de mayor complejidad que una presa sin este tipo de carpeta, debido al estado tensional con cierto grado de indefinición, no solo de la carpeta sino también del paramento aguas arriba de la presa.

15.2.4. Esquema con drenaje vertical del suelo de cimentación

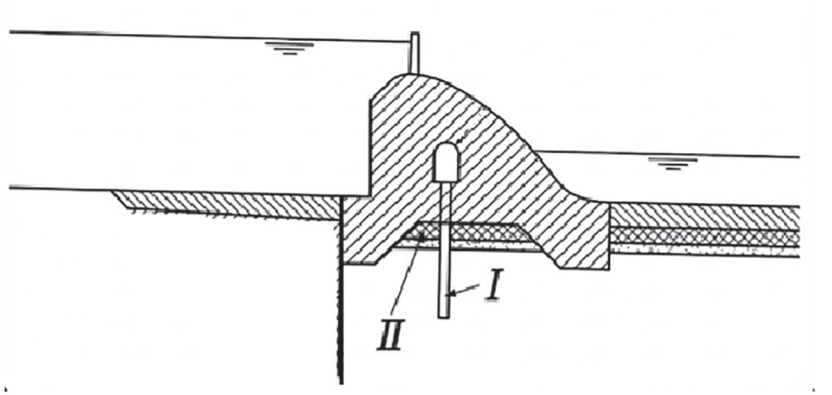


Figura 15.5. Presa con drenaje vertical (Esquema D).
I- fila de pozos de drenaje; II- filtro invertido.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

En este caso, uno de los esquemas anteriores adquiere mayor complejidad debido a la inclusión de una o más filas de drenes verticales profundos (pozos) ubicados bajo la presa. En este esquema la sección de salida del flujo de filtración se amplía gracias a la presencia de los drenes verticales, con la particularidad que la carga en alguna zona del suelo de cimentación (en la superficie perimetral de los drenes verticales y en su fondo) es igual a la carga aguas abajo de la presa.

Este esquema se adopta en los siguientes casos:

- Cuando el suelo de cimentación está atravesado por una capa de material con bajos indicadores de corte, en cuyo caso el drenaje vertical debe atravesar dicho estrato.
- Cuando la presa está cimentada sobre una capa delgada de material de apoyo permeable.
- Cuando el suelo de cimentación es anisotrópico respecto a la permeabilidad, siendo esta menor en sentido vertical.

15.2.5. Esquema profundo del contorno subterráneo

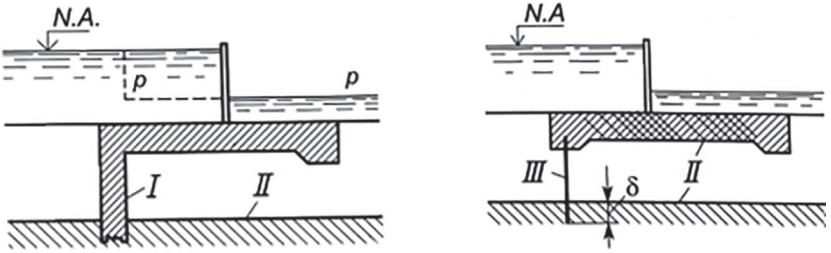


Figura 15.6. Esquema profundo del contorno subterráneo (esquema E).
I- dentellón; II- superficie impermeable; III- tablestaca; P-P- línea piezométrica.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

En este caso la capa permeable del suelo de cimentación en todo su espesor hasta el nivel impermeable está atravesada por un diafragma formado o por un dentellón de hormigón o por una cortina de pilotes; la capa permeable puede ser atravesada por uno o por varios diafragmas.

El esquema profundo del contorno subterráneo se adopta en los casos cuando el nivel impermeable se ubica a una profundidad relativamente pequeña (hasta 15 a 20 metros). De hecho, como en cualquier otro caso, el esquema se adopta luego de ser comparado desde el punto de vista económico con otro u otros esquemas. Debido a que la capa permeable es atravesada en todo su espesor por el diafragma, el flujo de filtración bajo la presa se elimina, a la vez que la carga antes del diafrag-

ma corresponde a la profundidad aguas arriba, en tanto que la carga luego del diafragma corresponde a la profundidad aguas abajo (ver la línea piezométrica P-P). Cuando la capa permeable del suelo de cimentación es atravesada por una cortina de pilotes, debido a la conocida separación entre ellos, se presenta algún flujo de filtración bajo la presa, como resultado de lo que la presión antes de la cortina disminuye, en tanto que a continuación de la cortina se incrementa.

15.3. Principales elementos constructivos de la parte subterránea de la presa

Se distinguen los siguientes elementos constructivos del contorno subterráneo: carpeta, filas de tablestacas piloteadas, dentellones de hormigón (profundos y pequeños) y base de la presa.

El contorno subterráneo normalmente no se desarrolla a través de la losa de disipación ubicada al pie de la presa y separada de esta por una junta de deformación. Bajo dicha losa es necesario incluir drenaje horizontal protegido desde abajo por un filtro invertido. La inclusión del contorno de la losa en el contorno subterráneo de la presa originaría el incremento de la subpresión bajo la presa lo que es indeseable.

El desarrollo del contorno subterráneo hasta que su longitud sea la necesaria, es decir, la establecida tomando en cuenta la resistencia a la filtración (ver apartado 14.6), normalmente cabe realizarlo con cargo al aumento de la longitud de la carpeta, de las tablestacas o de los dentellones de hormigón, al inicio de la presa aguas arriba.

15.3.1. Carpeta

La carpeta se incluye con el fin de aumentar la longitud del contorno subterráneo y, consecuentemente, disminuir el caudal de filtración, la subpresión (en el caso del esquema A) y las gradientes de carga en el suelo de cimentación. En algunos casos la carpeta no solo tiene solo el rol impermeabilizante, sino también protector del fondo del cau-

ce aguas arriba evitando su erosión por acción del flujo superficial que se acerca a los orificios de la presa.

Cabe distinguir las carpetas rígidas y las flexibles que se deforman en correspondencia con las deformaciones del suelo de cimentación. En el caso de las carpetas flexibles no es posible la formación de una abertura (espacio) entre la carpeta y el suelo de cimentación. Además, cabe distinguir: las *carpetas prácticamente impermeables* de construcción especial, por ejemplo, carpetas con aislamiento asfáltico; estas carpetas pueden ser tanto rígidas como flexibles y las *carpetas poco permeables* ejecutadas de suelo arcilloso; estas carpetas siempre son flexibles.

En el caso de suelo de cimentación arcilloso la implantación de una carpeta poco permeable sobre este, no es razonable. Este tipo de carpetas cabe adoptar únicamente en los casos de suelos de cimentación arenosos. El coeficiente de filtración de una carpeta poco permeable debe ser menor al del suelo de cimentación en no menos de cien veces. En caso de que esta relación no sea posible lograr entonces cabe optar por carpetas prácticamente impermeables.

Al diseñar una carpeta de uno u otro tipo se consideran los siguientes elementos de juicio:

- La superficie de una carpeta arcillosa normalmente debe estar cubierta por losas de hormigón u otro revestimiento protector. La superficie de una carpeta arcillosa debe ser cubierta con una capa de arena de 20 cm de espesor.
- La losa de hormigón u otro revestimiento que forma parte de la carpeta no debe ser colocada directamente sobre la parte arcillosa de la carpeta. Bajo este revestimiento debe colocarse una capa de una mezcla arena-grava de 20 centímetros de espesor.
- La cobertura de asfalto que forma parte de las carpetas impermeables y que se ubica inmediatamente sobre el suelo de cimentación cabe colocarla sobre suelo seco.
- La superficie de la cimentación arcillosa de una carpeta al ser expuesta (luego de la excavación) debe ser cubierta por el material de la carpeta en un tiempo suficientemente corto.

- Durante el proceso constructivo, la carpeta puede ser erosionada por el flujo de agua, así como también exponerse a la acción del déficit de presión, como consecuencia, puede tener lugar una deformación de desplazamiento local de una parte de la carpeta. Además, durante el proceso constructivo, la superficie de la carpeta puede estar expuesta a la acción de los mecanismos de transporte.
- La carpeta (en caso de no ser anclada) está expuesta únicamente a la presión vertical del agua desde arriba, en cambio la presa soporta la acción de fuerzas horizontales con dirección hacia aguas abajo. Por acción de estas fuerzas tiene lugar alguna deformación de corte de la presa en dirección hacia aguas abajo; en este caso la junta de enlace de la carpeta con la presa tiende a abrirse lo que no se debe permitir.

Las carpetas poco permeables (arcillosas) se diseñan de acuerdo con los esquemas mostrados en la Figura 15.7. El espesor mínimo de la carpeta en su comienzo se adopta igual a $t_{min} = 0{,}5\ m$ (Figura 15.7, a); los coeficientes de los taludes constructivos m_1 y m_2 son adoptados en correspondencia con las propiedades del suelo de cimentación (para obtener un talud estable hasta la implantación de la carpeta). El espesor t de una carpeta poco permeable (en una sección vertical dada) se adopta de acuerdo con la relación $t \geq \left(\frac{1}{10}\ a\ \frac{1}{15}\right) h_{car}$, donde h_{car} es la pérdida de carga desde el comienzo del contorno subterráneo (desde aguas arriba) hasta la sección vertical considerada. La junta (o parte de ella) de enlace del suelo arcilloso y el cuerpo de la presa se hace inclinado con el fin de que en caso de asentamiento del material arcilloso y en caso de desplazamiento horizontal de la presa la carpeta, se apegue al cuerpo de la presa (Figura 15.7b). En algunos casos esta junta es especialmente sellada.

De conformidad con las investigaciones de algunos autores, la longitud de una carpeta impermeable l_{car} debe ser menor a determinada longitud límite $l_{car} < l_{car.lim}$.

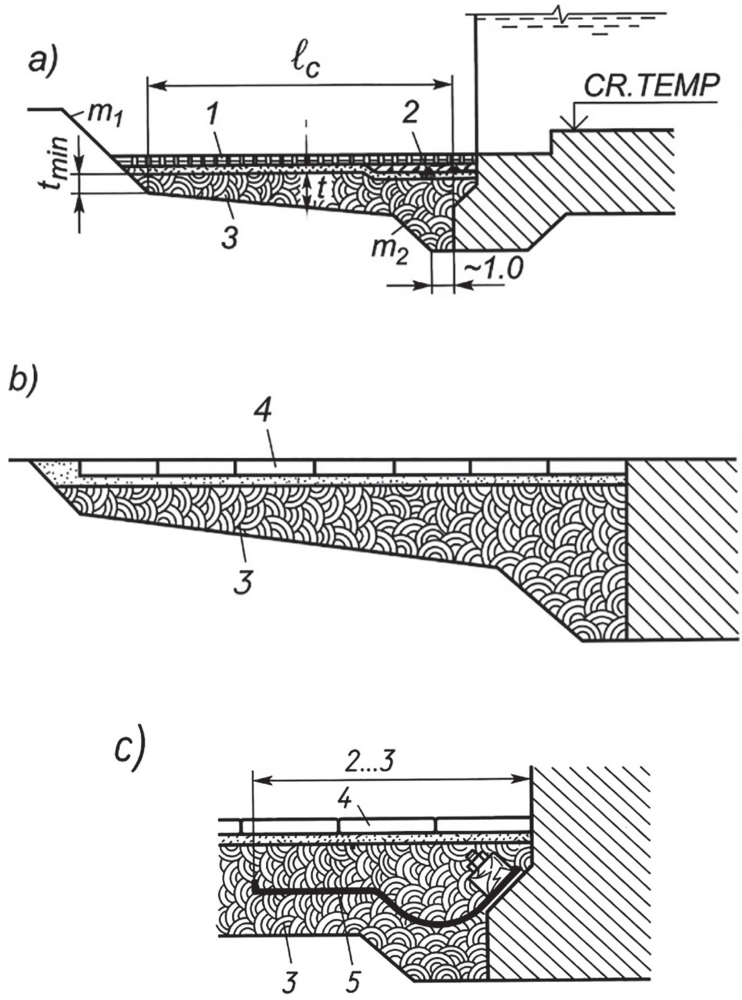


Figura 15.7. Ejemplos de carpetas flexibles poco permeables (arcillosas: dim. en m).
1- revestimiento protector simple sobre una capa grava-arena de espesor 0,15 m; 2- revestimiento protector doble sobre la capa grava-arena; 3- carpeta arcillosa; 4- losas de hormigón 3,0 x 3,0 x 0,5 m sobre una capa de grava de espesor 0,15 m; 5- bitumen.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

$$l_{car.lim} = 2\sqrt{\frac{k_{cim}}{k_c}\, tT_c} \tag{14.1}$$

Donde:

k_{cim} y k_c: coeficientes de filtración del suelo de cimentación y de la carpeta.
t: espesor medio de la carpeta.
T_c: profundización de la superficie de la capa impermeable por debajo de la base de la carpeta.

La pregunta sobre la longitud límite de la carpeta $l_{car.lim}$. puede ser aclarada con ayuda del esquema mostrado en Figura 15.8, donde con el símbolo q se representa el caudal de filtración bajo la presa que determina la subpresión y la gradiente de carga en el espacio de cimentación de la presa e igual a:

$$q = q_1 + q_2 \tag{14.2}$$

Donde:

q_1: caudal de agua que filtra a través de la carpeta de longitud l_{car}.
q_2: caudal de agua que filtra a través del fondo aguas arriba, fuera de los límites de la carpeta.

Con el incremento de l_{car} se incrementa q_1 tendiendo al límite q_{lim}; en este caso, disminuye q_2, tendiendo a cero; q también disminuye hacia a q_{lim}.

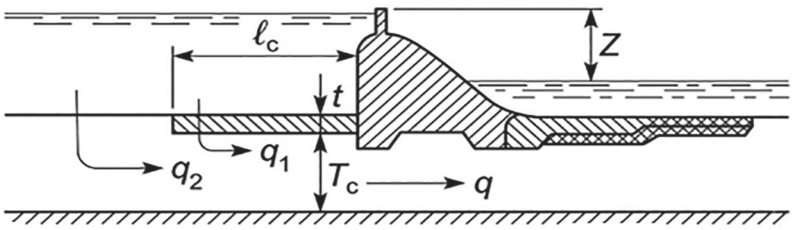


Figura 15.8. Para aclarar la longitud límite de una carpeta.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Ha sido demostrado que cuando:

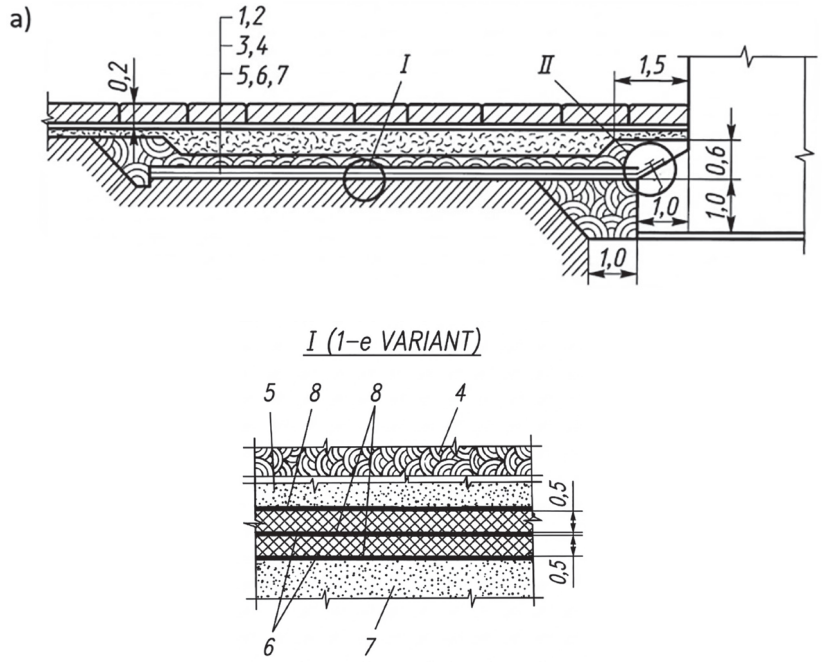
$$q_2 \approx 0 \tag{14.3}$$

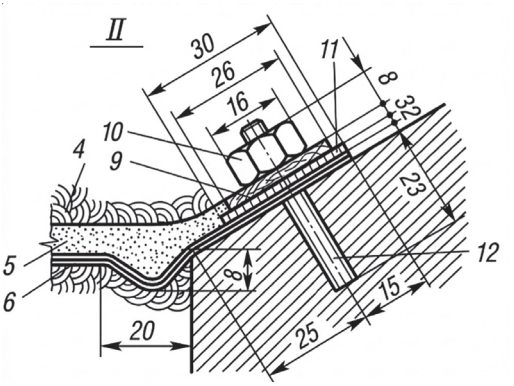
Entonces:

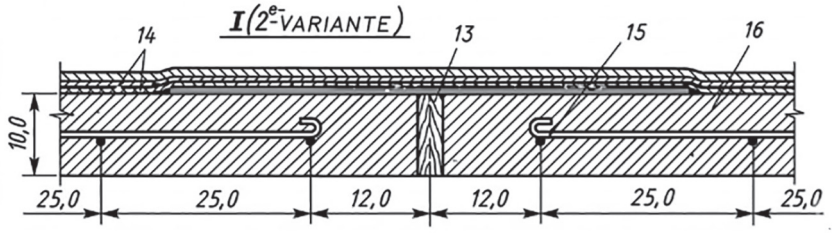
$$q \approx q_1 \approx q_{lim} \tag{14.4}$$

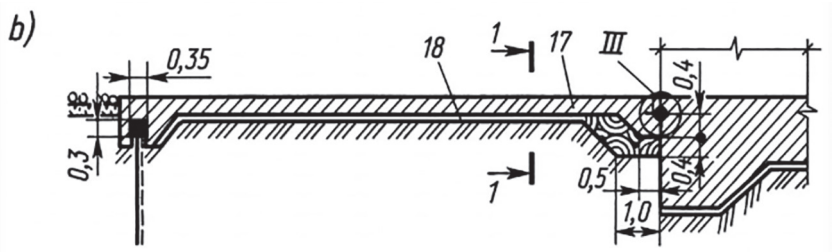
Un subsiguiente incremento de l_{car} no tiene sentido por cuanto en este caso el caudal de filtración bajo la presa q prácticamente no disminuye.

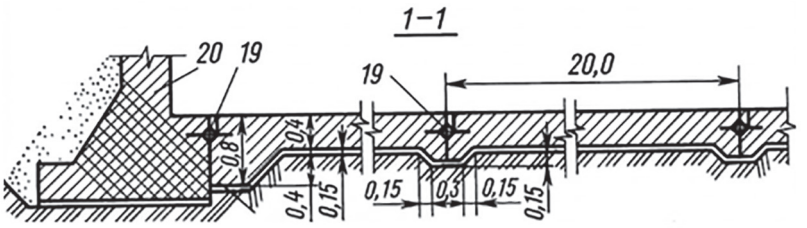
En lo que tiene que ver con las carpetas prácticamente impermeables hay muchas y diferentes soluciones constructivas de dichas carpetas (Figura 15.9). En este caso con frecuencia tienen preferencia las carpetas flexibles.




II
30
26
16
11
8
32
10
9
4
23
12
5
6
8
15
20
25


I (2e VARIANTE)
14
13
15
16
10,0
25,0
25,0
12,0
12,0
25,0
25,0


b)
0,35
18
1
17
III
0,4
0,3
1
0,5
0,4
1,0


1–1
20
19
19
20,0
0,8
0,4
0,4
0,15
0,15
0,3
0,15
0,15

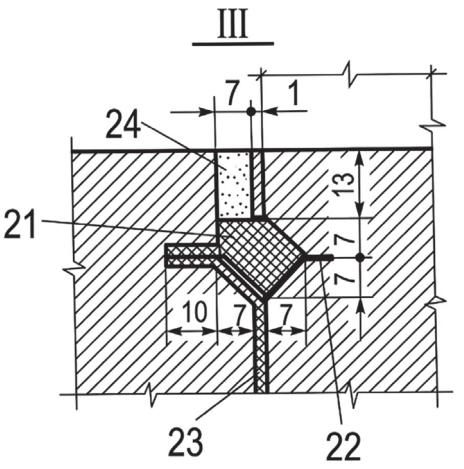


Figura 15.9. Ejemplos de las soluciones constructivas de una carpeta impermeable (dimensiones de los detalles en centímetros).

a- carpeta flexible de material asfáltico implantada en cimentación grava-pedregosa; b- carpeta rígida de hormigón armado, ubicada en limo arcilloso; 1- protección de hormigón; 2- capa de grava de espesor 8…10 cm; 3- capa de arena de espesor 60 cm; 4- capa de arcilla de espesor 20 cm; 5- capa protectora de arena de espesor 5 cm; 6- protección de asfalto; 7- cama de materiales asfálticos; 8- una o dos capas de bitumen; 9- tablero; 10- viga; 11- tejido aislante; 12- perno de anclaje; 13- tablero recubierto de bitumen; 14- dos capas bituminosas; 15- armado con sección de 6 mm; 16- base de hormigón armado; 17- losa de hormigón armado de espesor 40 cm; 18- base de hormigón de 5 cm de espesor; 19- sello de juntas; 20- muro de margen; 21- masilla asfáltica; 22- hoja metálica; 23- capas de asfalto; 24- mortero de cemento.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

15.3.2. Filas de tablestacas

Las tablestacas (Figura 15.1) son disipadores de carga (energía específica): gracias a la presencia de una tablestaca disminuye la carga en el tramo del contorno subterráneo ubicado aguas abajo de la tablestaca; de igual manera disminuyen también las gradientes piezométricas a lo largo del contorno subterráneo. Además, las tablestacas:

- Obstaculizan el desarrollo de la tubificación interna en el campo del suelo de cimentación.

- Protege el suelo de cimentación frente a la erosión por acción del flujo superficial (la tablestaca ubicada aguas abajo).
- Obstaculizan el desplazamiento local del suelo de cimentación ubicado bajo la presa, que podría producirse debido a la acción del peso de esta.
- Permiten realizar el enlace del cuerpo de la presa con el nivel impermeable del suelo de cimentación y obtener, como resultado, el esquema profundo de contorno subterráneo (esquema E, Figura 15.6).

La implantación de una tablestaca aguas abajo (5-6-6, Figura 15.1) origina el incremento de la subpresión bajo la presa. Para evitar esto dicha tablestaca debe ser construida con perforaciones. Las tablestacas perforadas no deben ser consideradas en los cálculos hidráulicos.

En los suelos arenosos que permitan hincar pilotes, en los esquemas A y B (Figura 15.1 y 15.2) generalmente se incluye una tablestaca bajo la presa, aguas arriba. Una tablestaca (o dentellón) bajo el extremo aguas arriba de la carpeta es necesario adoptar en el caso de carpeta rígida. En el caso de carpeta poco permeable no cabe incluir la tablestaca bajo la carpeta.

En el caso del esquema A (Figura 15.1) la tablestaca no perforada (o dentellón), bajo el extremo aguas abajo de la presa, normalmente debe ser implantada hasta la profundidad $s_{sal} = (0{,}05\ a\ 0{,}10)T$, pero no mayor a $s_{sal} = (0{,}05\ a\ 0{,}10)l_o$.

Donde:

T: profundidad a la que se encuentra la superficie de la capa impermeable.
l_o: longitud de la proyección horizontal del contorno subterráneo.

En caso de que s_{sal} sea adoptado de menor magnitud a la obtenida a partir de las fórmulas del párrafo anterior, la gradiente piezométrica de salida i (en el punto 6 de la Figura 15.1) aumentaría bruscamente, llegando hasta infinito en caso de que $s_{sal} = 0$, hecho que es indeseable desde el punto de vista de la operación del filtro invertido que cubre el

fondo aguas abajo. Estas condiciones podrían considerarse aceptables únicamente en el caso cuando la tablestaca (o el dentellón de aguas abajo) resulte costoso.

Para implantar una u otra tablestaca no cabe adoptar profundidades demasiado pequeñas (menor a 2 o 3 m), puesto que en este caso la organización de los trabajos para hincar la fila de pilotes poco profundos resultaría económicamente desfavorable.

En el caso de que el macizo de cimentación sea heterogéneo con subcapas horizontales impermeables las tablestacas deben en lo posible atravesarlas.

Cuando bajo la presa se ubiquen tablestacas "colgantes" (que no llegan hasta la capa impermeable) cabe tender a que la distancia entre ellas sea no menor a *2s*, donde *s* es la profundidad de hincado de la tablestaca. En casos excepcionales la distancia entre tablestacas "colgantes" se puede permitir hasta $(1{,}5\ a\ 1{,}0)s$.

En los casos de macizos de cimentación homogéneos e isotrópicos, cuando $s \leq (0{,}4\ a\ 0{,}5)T\ y\ s \leq (0{,}2\ a\ 0{,}25)l_o$, se puede considerar que un metro de longitud de carpeta es equivalente respecto a la disipación de carga (en el sector posterior a la tablestaca ubicada bajo el paramento aguas arriba de la presa) a 0,5 metros de longitud de la tablestaca. Al respecto, como criterio general se puede afirmar que el efecto disipador de un metro de longitud de un elemento longitudinal del contorno subterráneo es equivalente al efecto disipador de 0,5 metros de profundidad de un elemento vertical de dicho contorno.

Al implantar filas de tablestacas en la base de una presa es necesario tomar en cuenta su permeabilidad que surge debido a la insuficiente compactación de los enlaces entre los pilotes que conforman la tablestaca. Durante la ejecución de los trabajos de hincado de una tablestaca en el suelo es necesario tomar medidas a fin de que los espacios o grietas entre los pilotes sean mínimos No se debe hincar paquetes de pilotes sin previa compactación de los espacios entre pilotes. La falta de suelo en

los enlaces entre pilotes, que no han sido suficientemente compactados en una tablestaca disminuye fuertemente el efecto impermeabilizante de la tablestaca.

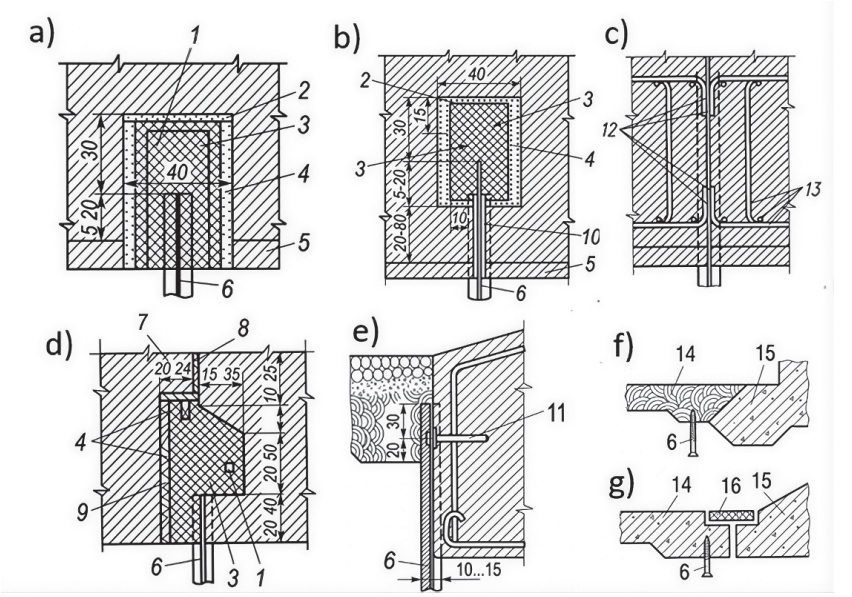


Figura 15.10. Ejemplos de enlace de una tablestaca con el cuerpo de una presa de hormigón (dimensiones en centímetros).

1- tubo para calentar el bitumen; 2- capas de bitumen del encofrado; 3- mezcla bituminosa; 4- encofrado; 5- base de hormigón; 6- tablestaca metálica; 7- hormigón; 8- capas de bitumen en la junta; 9- amarres metálicos del encofrado; 10- fieltro de alquitrán; 11- anclaje ($l \geq 30\ cm$); 12- soldadura; 13- armado; 14- carpeta; 15- cuerpo de la presa; 16- sellado de junta.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Para el diseño de los enlaces de las tablestacas con los elementos de hormigón de la presa cabe prever las condiciones constructivas necesarias a fin de que no se transmitan las fuerzas verticales desde el cuerpo de la presa a la tablestaca.

Por sus características constructivas, las filas de tablestacas se dividen en: *metálicas*, en correspondencia con perfiles comerciales de los pilotes metálicos, la longitud límite de estos pilotes generalmente es del orden de 20 a 25 m, utilizando la soldadura de las unidades de pilotes existentes la profundidad de una tablestaca —en caso de condiciones geomecánicas favorables— puede llegar por ejemplo hasta 50 m; de *madera* con longitud de 3 a 5 metros y de *hormigón* armado.

15.3.3. Dentellones de hormigón

Los dentellones poco profundos de hormigón se implantan para interceptar la peligrosa filtración de contacto, en tanto que los profundos se adoptan en lugar de las tablestacas con filas de pilotes, cuando el suelo de cimentación no permite el hincado de pilotes o en los casos de estructuras especialmente importantes.

Generalmente por norma cabe implantar el dentellón bajo el paramento aguas arriba de la presa (poco profundo o profundo). El dentellón al pie del paramento aguas abajo en los esquemas B y D (Figura 15.2 y 15.5) se incluye con el fin de aislar del tramo aguas abajo el drenaje bajo la presa y con el fin de tener la posibilidad de bombear el agua desde este drenaje. El bombeo del agua desde el drenaje bajo la presa puede ser necesario, por ejemplo, con el fin de controlar la operación del drenaje.

En el caso del esquema profundo (Figura 15.6, a) posibilitado por un dentellón profundo aguas arriba (el mismo que puede llegar hasta el nivel impermeable), es necesario tener orificios de filtración en el dentellón profundo aguas abajo (que también puede llegar hasta el nivel impermeable) o en la losa de disipación a fin de asegurar que la carga al pie de la presa corresponda al nivel de agua en el tramo aguas abajo.

Los dentellones de hormigón pueden ser construidos: en excavaciones abiertas drenadas, con el método de hormigonado bajo nivel de agua o utilizando pozos de cimentación o *caissons*. Para evitar la peligrosa filtración de contacto el último esquema es permisible única-

mente en el caso del esquema profundo (Figura 15.6a), tomar en cuenta que es necesaria una cuidadosa compactación de calidad en los espacios entre los pozos de cimentación (o entre los *caissons*). El hormigonado bajo agua de los dentellones debe ejecutarse en correspondencia con las normas de este tipo de trabajos con el fin de obtener un enlace de calidad del hormigón con el suelo de cimentación.

En las excavaciones abiertas drenadas la construcción de los dentellones puede ser ejecutada, en particular, por uno de los siguientes tres esquemas:

- La excavación es realizada sin utilizar protecciones, con taludes permisibles para el tipo de suelo dado y totalmente se llena el espacio con la mezcla de hormigón que conforma el dentellón.
- La excavación se realiza con paredes verticales que tengan la correspondiente protección, la misma que es retirada (empezando desde abajo) conforme avanza el hormigonado del dentellón. En este caso las paredes laterales del dentellón se obtienen verticales.
- La excavación se ejecuta con los taludes permisibles para el suelo dado; el ancho inferior de la excavación se ejecuta algo mayor que el ancho inferior del dentellón (por ejemplo, un metro más).

En la excavación se ejecuta el encofrado dentro de cuyos límites se hormigona el dentellón. Una vez retirado el encofrado, el espacio vació que queda de la excavación se rellena, sea con mezcla de hormigón (correspondiente a hormigón pobre), sea con hormigón arcilloso bien compactado; en caso de ser necesario disminuir costos se utiliza arcilla o limo arcilloso bien compactado. En este caso una exclusión es únicamente el relleno ubicado bajo el cuerpo de la presa que tiene drenaje horizontal bajo su base (relleno 5 en la Figura 15.11); este relleno es necesario realizar con suelo altamente compactado y que tenga coeficiente de filtración igual al del suelo de cimentación.

En el diseño de un dentellón utilizando este esquema es necesario tomar en cuenta que en el caso de insuficiente compactación del suelo que rellena los espacios de la excavación, se presentarán asentamientos de dicho suelo, hecho que originaría deformaciones indeseables del drenaje horizontal bajo la presa o, en caso de ausencia de este drenaje, a lo largo del contorno subterráneo se abriría un indeseable camino de filtración. En el diseño del dentellón por este esquema también es necesario tender a que durante el proceso de operación de la presa, tenga lugar la mayor compresión posible del suelo que rellena la excavación hacia las paredes laterales del dentellón. En la mayoría de los casos el asentamiento del dentellón que soporta desde arriba el peso de la presa, debe ser mayor que el asentamiento del suelo que rellena la excavación, por esta razón cabe dar a las paredes laterales del dentellón una pendiente, por ejemplo 10:1, a fin de que el ancho del dentellón hacia su base disminuya.

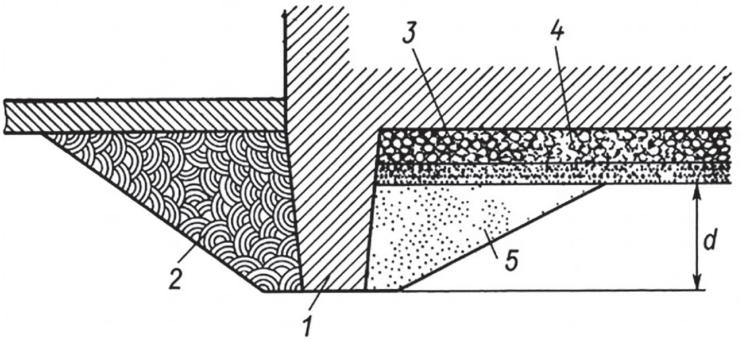


Figura 15.11. Implantación del dentellón en la presa.
1- dentellón; 2- hormigón arcilloso; 3- drenaje; 4- filtro invertido; 5- relleno (ejecutado con suelo cuidadosamente compactado).
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

En lo que respecta a la profundidad de los dentellones colgantes, ejecutados por uno de los tres esquemas anteriormente identificados, dicha profundidad, de igual manera que la profundidad de las tablestacas, debe ser determinada sobre la base de los cálculos de la resistencia a la filtración del suelo de cimentación (ver apartado 15.6).

15.3.4. Base de la presa

La profundización de la base de la presa en el macizo de cimentación es necesario determinar tomando en cuenta tanto los cálculos de filtración como los estáticos de la presa. Para incrementar la estabilidad de la presa su base debe ser implantada en lo posible en un macizo natural resistente que se caracterice por tener alto coeficiente de fricción. En el caso de que se adopte el esquema sin drenaje bajo la base de la presa (Figura 15.2) y $d = s_{sal}$ determinado de conformidad con las ecuaciones incluidas en este apartado, la configuración del fondo de la excavación puede ser diseñado por una de estas dos variantes (se supone que el suelo de cimentación admite el hincado de pilotes): presa con dentellones poco profundos (Figura 15.12, a); presa sin dentellones (Figura 15.12b).

Por consideraciones económicas es necesario tender a la primera variante (Figura 15.12a) adoptando *d'* con el fin de que parte de la base de la presa (tramo *MN*) se ubique sobre suelo suficientemente resistente y poco permeable. Únicamente en los casos de suelos en los cuales la excavación en el fondo bajo el dentellón presente dificultades, cabe prescindir de las variantes mostradas en la Figura 15.12a y adoptar la variante de presa sin dentellones (Figura 15.12b).

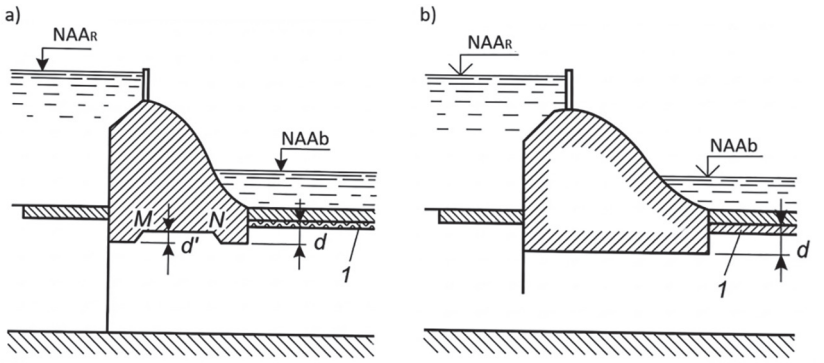


Figura 15.12. Para el diseño de la base de la presa.
a- presa con dentellones poco profundos; b- presa sin dentellones; 1- filtro invertido.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

15.3.5. Elemento de salida hacia aguas abajo del flujo de filtración

En el sector donde se ubica la sección de flujo de salida es necesario incluir drenaje protegido desde abajo por un filtro invertido. Dicho filtro debe ser diseñado de conformidad con los criterios establecidos en el capítulo "Sistemas fluviales con embalse de regulación y las normas aplicables".

El drenaje horizontal ubicado bajo la losa de disipación, la presa y la carpeta cabe construir con material de granulometría gruesa. El espesor mínimo de este drenaje cabe considerar 0,20 m. La evacuación del agua desde el drenaje, así como su capacidad de flujo, en lo posible deben ser diseñados de tal manera que las pérdidas de carga en el movimiento del agua a lo largo del drenaje sean despreciables.

El drenaje conjuntamente con el filtro invertido debe ser comprimido sobre el suelo por el peso de las partes de la estructura ubicadas arriba. Esto es especialmente importante en el caso de que el suelo de cimentación sea arcilloso, el mismo que en ausencia de carga compresora es proclive a perder gradualmente la resistencia en su superficie.

La salida más deseable del flujo de filtración al drenaje se muestra en la Figura 15.13a, cuando s_{sal} es suficientemente grande; no cabe ubicar el drenaje con el esquema de la Figura 14.13b, cuando $s_{sal} = 0$, por cuanto en este caso en el punto *A* se obtiene una gradiente de salida teóricamente igual a infinito, en cuyo caso la operación del filtro invertido podría presentar complicaciones. El esquema de ubicación del drenaje mostrado en la Figura 15.13c, cuando el valor de t sea suficiente puede considerarse prácticamente aceptable.

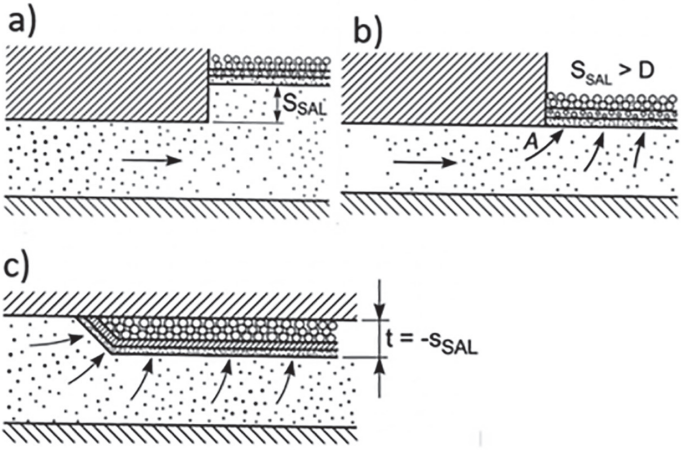


Figura 15.13. Para el diseño de la salida del flujo de filtración hacia el tramo aguas abajo. a- salida normal; b- salida indeseable; c- salida permisible.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

En algunos casos la evacuación del agua hacia aguas abajo, desde el drenaje ubicado bajo la presa, se realiza a través de la galería especial de drenaje III, ubicada algunas veces bajo el nivel de agua en el tramo aguas abajo (Figura 15.3). En estas condiciones el drenaje horizontal bajo la presa se une con una galería de drenaje a través del pozo especial IV, rellenado de piedra del tamaño correspondiente. La sección horizontal de estos pozos es rectangular de dimensiones, por ejemplo, 0,8 x 0,8 m, altura del pozo 1 a 2 m y más.

15.4. Preparación de la superficie de cimentación: filtración de contacto

15.4.1. Preparación de la superficie de cimentación para el hormigonado

Para la preparación de la superficie del suelo de cimentación de una construcción hidráulica de contención antes de colocar la mezcla del hormigón, de tal manera que, entre el suelo de cimentación y el

hormigón de la estructura no surjan vías de filtración fácil. Desde este punto de vista en la práctica de la construcción de presas es totalmente no permisible colocar una capa de piedra o grava.[1] El carácter de la preparación de la superficie de cimentación para lograr una adherencia compacta del hormigón al suelo de cimentación se debe adoptar en función del tipo de suelo, presencia de agua subterránea y las condiciones del proceso constructivo.

En los casos de macizos de cimentación constituidos por arenas y limos arenosos, cuando el nivel de agua subterránea está bajo el fondo de la excavación, la mezcla de hormigón debe ser colocada directamente en el suelo nivelado sin realizar, por ejemplo, compactación de piedra en el suelo de cimentación. En caso de que el nivel del agua subterránea esté sobre el fondo de la excavación, es necesario bombeo o drenaje.

En los casos de abatimiento del nivel es necesario:

- Cuando el suelo está constituido por arena gruesa la mezcla de hormigón es posible colocar directamente en la superficie del suelo de cimentación.
- Cuando el suelo está constituido por arena fina se recomienda previamente colocar sobre la superficie del suelo una mezcla de hormigón de 8 a 15 cm de espesor, con hormigón de baja resistencia (por ejemplo 5 MPa) y sobre esta preparación colocar el hormigón de la presa.

En los casos de macizos de cimentación constituidos por limos arcillosos y arcillas, cuando el nivel de agua subterránea está bajo el fondo de la excavación, la mezcla de hormigón se coloca directamente sobre la superficie nivelada del suelo de cimentación. Sin embargo, en caso de que en el periodo de construcción se presenten lluvias y sobre la superficie del fondo de la excavación se forma una capa de licuada de limo arcilloso o arcilla, entonces dicha capa licuada debe ser evacuada inmediatamente antes de colocar la mezcla de hormigón. Por cuanto di-

1 Aquí no se hace referencia a los casos cuando, bajo la estructura hidráulica de contención, se coloca drenaje horizontal.

cha limpieza conlleva a veces a la indeseable profundización del bloque de cimentación de la presa, en algunos casos se puede:

- Colocar una capa de espesor igual al de la capa evacuada de suelo, constituida por una mezcla de hormigón de baja resistencia o por hormigón arcilloso cuidadosamente compactado.
- No proceder a la limpieza del suelo licuado sino a apisonar sobre este una capa de piedra o grava; este apisonamiento debe prolongarse hasta que la superficie de cimentación esté compacta.

Si es que la superficie del agua subterránea está sobre el fondo de la excavación y luego del abatimiento en el fondo de la excavación la capa del suelo superficial es tan poco resistente que fácilmente se transforma en masa licuada como consecuencia del tránsito de personas y vehículos, en la preparación de la superficie de cimentación es necesario optar por uno de los siguientes métodos:

- La capa superficial licuada se retira y en su lugar se coloca una capa de hormigón de baja resistencia o de hormigón arcilloso cuidadosamente compactado.
- Sobre la capa superficial licuada se apisona piedra o grava.

Complementariamente, en caso de que al ejecutar la excavación en algunos sitios se produzca sobreexcavación, estos espacios deben ser llenados con hormigón de baja resistencia o con un suelo cuidadosamente compactado que no tenga asentamiento (por ejemplo, hormigón arcilloso).

15.4.2. Algunas consideraciones sobre la filtración de contacto

La filtración de contacto puede ser peligrosa cuando en el contacto del suelo y el hormigón (o el metal) se forma una grieta o surgen espacios de suelo descompactado. En caso de que el suelo se adhiera en forma compacta a la superficie del hormigón o a la superficie lateral de los pilotes cabe considerar que la resistencia a la filtración de la capa de contacto es semejante a la resistencia a la filtración de las capas del suelo dispuestas en el espesor del macizo de cimentación. No cabe pre-

ocuparse por la filtración de contacto si es que la masa de hormigón se apoya firmemente (compactamente) en el suelo con toda su superficie de cimentación y su peso se transmite al suelo.

Durante la construcción de la presa vertedero se adoptan las medidas necesarias para evitar que surjan zonas de suelo descompactado o grietas en el contacto del suelo y las partes impermeables de la estructura, tanto en el periodo de construcción como en el de operación. En particular, para evitar la peligrosa filtración de contacto es necesario:

- Los trabajos relacionados con la construcción del bloque de cimentación de la presa deben ser ejecutados con debido cuidado y permanentemente controlados.
- Prestar especial atención a que durante la operación de la presa a lo largo del contorno subterráneo no se forman caminos de filtración concentrada debido a una u otra posible deformación de la presa y del suelo de cimentación. No es permisible transmitir el peso de la presa de hormigón a los pilotes implantados bajo la presa. Cabe también tener cuidado de las construcciones de tipo losa disipadora delgada de hormigón armado no separada con junta de deformación de las pilas. Es necesario tomar en cuenta que en el caso de suelo de cimentación constituido por arena muy suelta bajo la base de la presa pueden tener lugar asentamientos locales y en determinados sectores horizontales del contorno subterráneo pueden formarse grietas entre la base de la presa y la superficie del suelo de cimentación.
- Cabe rellenar con suelo los espacios entre pilotes, caso contrario, a la par de una drástica disminución del efecto impermeabilizante de la tablestaca se forman vías aligeradas de filtración a lo largo de las tablestacas.
- Prestar atención a la calidad de la unión de la carpeta y la tablestaca con la presa.
- Para la construcción de las juntas permanentes de deformación de la presa cabe tender a que en caso de asentamientos

desiguales de dos bloques vecinos separados por las juntas de deformación, no surja la peligrosa filtración de contacto en el sitio de ubicación de la junta.

En conclusión, cabe advertir que para el diseño de las partes subterráneas de la presa es necesario: *prever las condiciones* que permitan durante el periodo de operación de la estructura realizar la reparación independiente de sus diferentes partes y *prever la instalación de piezómetros* (sensores) en los correspondientes puntos del contorno subterráneo a fin de que durante el proceso de operación de la presa en dichos puntos sea posible medir la subpresión real. Para las presas de niveles de importancia I y II la instalación de los mencionados piezómetros debe ser obligatoria.

15.5. Análisis del flujo de filtración bajo el contorno subterráneo de la presa de hormigón

15.5.1. Aspectos generales

Ante todo, es importante recordar que las características y efectos de un flujo depende fundamentalmente de la carga, es decir de la diferencia de los niveles de agua entre los tramos aguas arriba y aguas abajo.

El análisis de filtración que a continuación se considera, al igual que todos los componentes del diseño de una presa, corresponde al modelo bidimensional. Es decir, está referido a un metro de longitud de la presa; en el caso más general este análisis es necesario para determinar:

- La subpresión que actúa bajo la presa y que influye en su estabilidad y en la distribución de esfuerzos en el contacto presa-suelo de cimentación.
- La gradiente máxima a la salida del flujo de filtración, necesaria para el diseño del filtro invertido.
- La gradiente de control del flujo de filtración, útil para verificar la resistencia a la filtración del suelo de cimentación.
- El caudal de filtración.

Existen varios métodos para el análisis del flujo de filtración bajo el contorno subterráneo. Un método de amplia aplicación es el de los coeficientes de resistencias formulado por R. R. Chugaev, se basa en la semejanza de este flujo con el flujo a presión en conductos cerrados, de esta manera en el análisis tienen un rol importante los coeficientes de resistencia, a través de los cuales se determinan las pérdidas de carga, tanto longitudinales (a los largo de los elementos longitudinales del contorno subterráneo) como locales (en los elementos verticales y de giro del contorno subterráneo), (ver apéndice B). De esta manera (Figura 15.14), la línea piezométrica P-P tiene la forma de una línea quebrada constituida por tramos rectos inclinados y verticales. La presión hidromecánica en cualquier punto del contorno subterráneo se determina por la profundidad h_p a la que se encuentra el punto, respecto a la línea piezométrica.

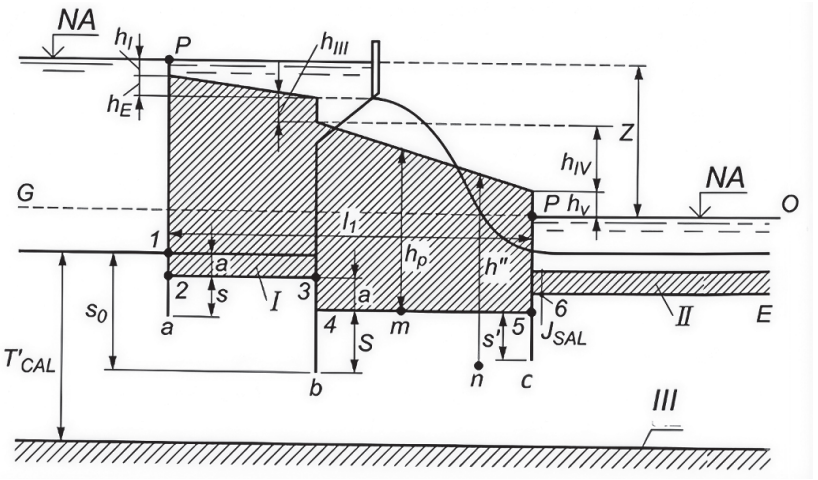


Figura 15.14. Esquema de cálculo en el análisis hidráulico del contorno subterráneo de una presa vertedero a gravedad de hormigón cimentada en suelo por el método de los coeficientes de resistencia.

I- carpeta; II- drenaje; III- superficie de diseño de la capa impermeable; P-P línea piezométrica para el contorno subterráneo.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

En el análisis del flujo de filtración por el método de los coeficientes de resistencia cabe resolver, entre otros, los siguientes más importantes problemas:

- Construcción del diagrama de subpresión para los elementos horizontales del contorno subterráneo, determinación de la carga en el extremo inferior de la tablestaca o dentellón ubicado aguas abajo (de salida) y determinación de la gradiente piezométrica de control i_{con} para controlar la resistencia casual del suelo de cimentación a la filtración.
- Determinación de la gradiente máxima en la superficie del fondo aguas abajo, a la salida del flujo de filtración.
- Determinación del caudal de filtración.

15.5.2. Determinación de la ubicación de la superficie de la capa impermeable

Para resolver estos problemas es necesario determinar la ubicación de cálculo del nivel impermeable la misma, que no necesariamente coincide con la ubicación real. El espesor de cálculo T_{CAL}, de acuerdo al método de los coeficientes de resistencia, debe ser diferente para resolver los tres problemas mencionados.

En adelante, a través de los símbolos T'_{CAL}, T''_{CAL} y T'''_{CAL} serán identificadas las profundidades de cálculo para determinar, respectivamente:

- Las pérdidas de carga h_j y la subpresión W.
- La gradiente máxima a la salida del flujo de filtración $J_{MAX,SAL}$.
- El caudal de filtración q.

A través de T_{REAL} se identificará la profundidad real de la capa permeable.

El espesor de la capa permeable se mide desde el nivel impermeable hasta el punto más alto de la superficie de cimentación. Antes de determinar el espesor de cálculo de la capa permeable, previamente cabe determinar el espesor de la capa activa ($T'_{ACT}, T''_{ACT}, T'''_{ACT}$), es decir de aquella capa que ciertamente incide en la magnitud de los parámetros

a ser determinados; cualquier incremento al espesor de la capa activa tiene incidencia despreciable en dicha magnitud.

El espesor de cálculo, en cualquiera de los tres problemas, es el menor entre el espesor real y el espesor de la capa activa.

El espesor de la capa activa de carga T'_{ACT} depende de las características constructivas del contorno subterráneo (Tabla 14.1).

Tabla 14.1
Espesor de la capa activa de filtración

Esquema del contorno subterráneo	Relación $\frac{l_o}{s_o}$	Ecuación	T'_{ACT}	Ecuación
Ensanchado	> 5	(14.5)	$0{,}5l_o$	(14.6)
Intermedio	$3{,}4 \leq \frac{l_o}{s_o} < 5$	(14.7)	$2{,}5s_o$	(14.8)
Profundo	$1 \leq \frac{l_o}{s_o} < 3{,}4$	(14.9)	$0{,}8s_o + 0{,}5l_o$	(14.10)
Muy profundo	$0 < \frac{l_o}{s_o} < 1$	(14.11)	$s_o + 0{,}3l_o$	(14.12)
l_o: proyección horizontal del contorno subterráneo. s_o: proyección vertical del contorno subterráneo.				

$$T''_{ACT} = 2T'_{ACT} \tag{14.13}$$

Siempre que $T_{REAL} \leq \frac{l_o}{2}$, de asumirse: $T'''_{CAL} = T_{REAL}$; cuando $T_{REAL} > 0{,}5l_o$, para determinar el caudal de filtración no debe aplicarse el método de coeficientes de resistencia sino otro método, por ejemplo, el de la línea desarrollada del contorno subterráneo que será explicado más abajo.

15.5.3. Identificación de los coeficientes de resistencia

En el flujo de filtración bajo el contorno subterráneo de una presa de hormigón, en el caso más general se distinguen los siguientes coeficientes de resistencia:

Tabla 14.2
Identificación de los coeficientes de resistencia

Identificación del coeficiente de resistencia	Símbolo
En la entrada del flujo de filtración	ς_{ent}
En la salida del flujo de filtración	ς_{sal}
En un escalón	ς_{esc}
En una tablestaca	ς_{tab}
En un elemento horizontal	ς_{l}

15.5.4. Determinación de los valores de los coeficientes de resistencia

A partir de las soluciones obtenidas a través de la teoría matemática de la filtración, los valores de los coeficientes de resistencia pueden ser adoptados de la siguiente manera:

- Coeficiente de resistencia en la entrada o salida del flujo de filtración (pérdida de carga por el giro del flujo):

$$\varsigma_{ent} = \varsigma_{sal} = 0{,}44 \tag{14.14}$$

- Coeficiente de resistencia en un escalón:

$$\varsigma_{esc2} = \frac{a}{T_1} \tag{14.15}$$

Donde:

a: alto del escalón.
T_1: mayor espesor de la capa permeable, a la izquierda o a la derecha del escalón.

- Coeficiente de resistencia en una tablestaca:

$$\varsigma_{tab} = 1{,}5\frac{s}{T_2} + \frac{0{,}5\frac{s}{T_2}}{1-0{,}75\frac{s}{T_2}} \tag{14.16}$$

Donde:

s: alto de la tablestaca.
T_2: menor espesor de la capa permeable, a la izquierda o a la derecha de la tablestaca.

- Coeficiente de resistencia en un elemento longitudinal:

Cuando:

$$l > 0{,}5(s_1 + s_2) \tag{14.17}$$

$$\varsigma_l = \frac{l - 0{,}5(s_1 + s_2)}{T} \tag{14.18}$$

Cuando:

$$l \leq 0{,}5(s_1 + s_2) \tag{14.19}$$

$$\varsigma_l = 0 \tag{14.20}$$

Donde:

l: longitud del elemento horizontal.
s_1 y s_2: alto de las tablestacas entre las que se encuentra el elemento horizontal, en caso de haberlas.
T: espesor de la capa permeable bajo el elemento horizontal.

15.5.5. Determinación de las pérdidas de carga, de la subpresión y del diagrama de subpresión

Una vez determinado T'_{CAL} e identificados los coeficientes de resistencia, se procede a determinar los valores de dichos coeficientes de resistencia con las ecuaciones anteriormente identificadas. A continuación, se determina la pérdida de carga en cada uno de los elementos del contorno subterráneo y con esta información, finalmente, se construye el diagrama de subpresión. Para el efecto es necesario tener en cuenta que:

- La carga disponible Z se distribuye en las pérdidas de carga h_j en forma proporcional al valor de cada coeficiente de resistencia ς_j, es decir:

$$\sum h_j = Z \qquad (14.21)$$

Y

$$h_j = \varsigma_j \frac{Z}{\sum \varsigma_j} \qquad (14.22)$$

- Determinar con la ecuación anterior, la pérdida de carga en cada elemento del contorno subterráneo (ver Figura 15.14: $h_I, h_{II}, h_{III}, h_{IV}, h_V$) se construye la línea piezométrica P-P.
- La superficie obtenida (sombreada en la figura anterior), comprendida entre la línea piezométrica construida P-P y el contorno subterráneo 1-2-3-4-5-6 constituye el diagrama de subpresión requerido y cuya superficie es igual al valor total W de la subpresión.
- Es importante recordar que la subpresión incluye dos componentes: subpresión de sumersión W_S, dada por la superficie del diagrama ubicada bajo el nivel de agua aguas abajo; y, subpresión excedente, dada por la superficie del diagrama de subpresión ubicada sobre el nivel de agua aguas abajo.

15.5.6. Determinación de la gradiente máxima a la salida del flujo de filtración

La gradiente máxima $J_{MAX.SAL.}$, a la salida del flujo de filtración se presenta en el punto 6 del contorno subterráneo (ver esquemas del contorno subterráneo).

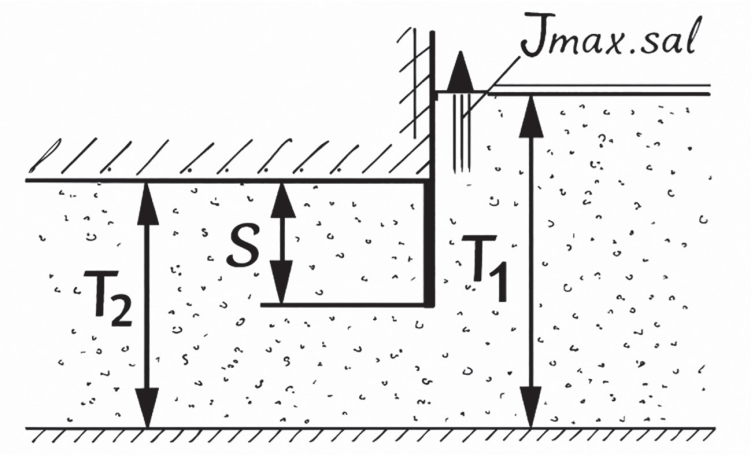


Figura 15.15. Gradiente de salida del flujo de filtración.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Luego de establecer, a través de T''_{CAL}, la ubicación del nivel de cálculo de la capa impermeable y de determinar para esta ubicación los coeficientes de resistencia ς_j para los diferentes elementos de contorno y su suma $\sum \varsigma_j$, la gradiente máxima a la salida del flujo de filtración se determina con la siguiente ecuación:

$$J_{MAX.SAL} = \left(\frac{Z}{T_1}\right)\frac{1}{\alpha} \qquad (14.23)$$

Donde:

T_1: espesor de la capa permeable bajo el filtro invertido a la salida del flujo de filtración.
α: coeficiente que se determina con la siguiente ecuación:

$$\alpha = \sqrt{seno\left[0{,}5\pi\left(\frac{s}{T_1} - \frac{T_2}{T_1} + 1\right)\right]} \qquad (14.24)$$

Donde:

S: longitud de la tablestaca ubicada al final del contorno, caso de haberla.
T_2: espesor de la capa permeable bajo el filtro invertido a la salida del flujo de filtración.
T_1: espesor de la capa permeable bajo la presa.

15.5.7. Determinación del caudal de filtración q

Cuando el espesor real T_{REAL} de la capa permeable cumple la condición $T_{REAL} \leq 0{,}5l_o$, el caudal de filtración q se determina de la siguiente manera:

- Se asume $T'''_{CAL} = T_{REAL}$.
- Para el valor T'''_{CAL} se determinan los coeficientes de resistencia ς_j de todos los elementos del contorno su suma $\sum \varsigma_j$.
- Se determina el caudal de filtración con la ecuación:

$$q = k\frac{z}{\sum \varsigma_j} \tag{14.25}$$

Donde:

k: coeficiente de filtración.

Cuando el espesor real de la capa permeable es mayor al 50 % del valor de la proyección horizontal del contorno ($T_{REAL} > 0{,}5l_o$) el caudal se determina por el método de la línea desarrollada del contorno subterráneo, a través de la ecuación de Darcy.

$$q = k\frac{z}{0{,}5l_o + 0{,}88T_{CAL}}T_{CAL} \tag{14.26}$$

Donde:

$$T_{CAL} = 0{,}5l_o$$

https://doi.org/10.17163/abyaups.177.6

Capítulo 16

Pilas y muros de las presas de hormigón a gravedad y juntas permanentes de deformación

16.1. Aspectos generales de las pilas

Las pilas dividen todo el frente total de vertido en secciones, generalmente del mismo ancho o frente. Las pilas normalmente cumplen las siguientes funciones:

- Dividen al frente total de vertido en secciones que operan con compuertas.
- Sirven de apoyo para los puentes viales y de servicio.
- Sobre ellas se implantan los mecanismos para operación de las compuertas.
- Receptan las solicitaciones desde las compuertas.

El alto de las pilas debe ser suficiente para albergar en las guías a los elementos de apoyo y rodaje de la compuerta, en caso de que esta sea deslizante (plana).

El espesor y la longitud de las pilas se determinan a partir de las siguientes condiciones:

- La ubicación sobre ellas de los mecanismos para maniobra de las compuertas, así como de los puentes.

- Ubicación de las guías (nichos o hendiduras) para los elementos de apoyo de las compuertas.
- Su resistencia y estabilidad.

Hay tres posibles formas de las pilas en planta (Figura 16.1). La configuración de las pilas en planta, generalmente, debe ser suave y continua a fin de que el coeficiente de descarga (caudal) del orificio entre pilas sea el mayor posible y que los objetos flotantes no sean retenidos en el orificio.

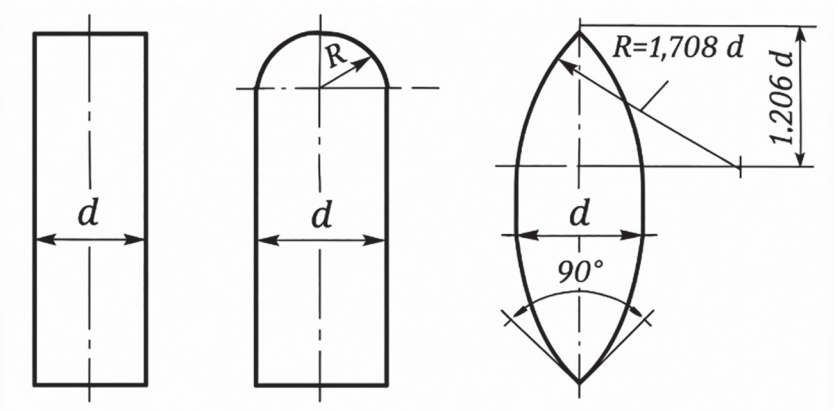


Figura 16.1. Configuración de las pilas en planta.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

La inclusión de las guías (nichos) en las pilas corresponde al caso de compuertas planas o deslizantes (Figura 16.2). Las guías nro. 3 permiten la implantación de las compuertas principales o de operación (4), en tanto que las guías nro. 1 y 2 permiten la implantación de las compuertas de emergencia o mantenimiento (2), bajo cuya protección se ejecutan los trabajos de reparación y mantenimiento de las compuertas de operación y de los elementos para su deslizamiento.

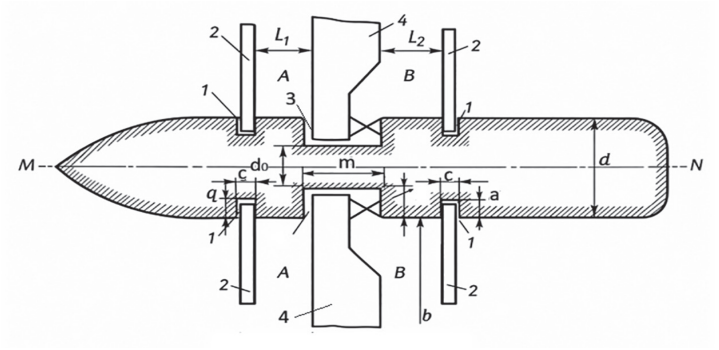


Figura 16.2. Esquema de una pila en planta.
1- guía para la compuerta de mantenimiento o de emergencia; 2- compuerta de emergencia o mantenimiento; 3- guía para la compuerta de operación; 4- compuerta principal o de operación.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Las dimensiones en planta de las guías (a, c, m, n) dependen de las dimensiones de los elementos de apoyo de las compuertas. Para el diseño preliminar, las dimensiones anotadas pueden adoptarse de la siguiente manera: $a \approx c \approx 0{,}5\ m$; $n = \frac{m}{2} \approx 0{,}7\ a\ 2{,}0\ m$; $m \approx (\frac{1}{7}\ a\ \frac{1}{10})b \approx (1\ a\ 4\ m)$, donde b es el ancho visto del orificio.

Una medida importante es el ancho d_o en la parte más angosta de la pila. Generalmente, se asume que $d_o \geq 1\ a\ 1{,}5\ m$. Para este valor de d_o, el espesor d de la pila, $d = d_o + 2n \approx 2{,}0\ a\ 6{,}0\ m$.

A. R. Berezinsky recomienda adoptar los siguientes espesores de las pilas: para $b = 10\ m, d = (0{,}20\ a\ 0{,}25)b$; para $b = 20\ m, d = (0{,}12\ a\ 0{,}16)b$; para $b = 30\ m, d = (0{,}10\ a\ 0{,}13)b$. El límite inferior se refiere a cargas H sobre la cresta del vertedero menores a 3 m.

Como se sustentará más abajo, en los casos que corresponda, las pilas son divididas en dos semipilas a lo largo del eje *MN* (Figura 16.2) con ayuda de una junta de deformación. En estos casos el espesor de la pila cabe incrementar en 0,5 a 1,0 m.

En lo que tiene que ver con las dimensiones l_1 y l_2, estas deben permitir comodidad para los trabajos de reparación y mantenimiento

de la compuerta principal en los espacios *A* y *B*. Generalmente, las dimensiones l_1 y l_2 se adoptan no menores a 1,0 a 1,5 m.

Algunos tipos de compuertas, por ejemplo, las radiales, no requieren de guías en las pilas, en cuyo caso el espesor *d* de la pila debe ser disminuido en 1 a 2 m.

Por su forma lateral se distinguen los siguientes tipos de pilas (Figura 16.3a-f): sin escalón, con un escalón, con dos escalones y con tres escalones.

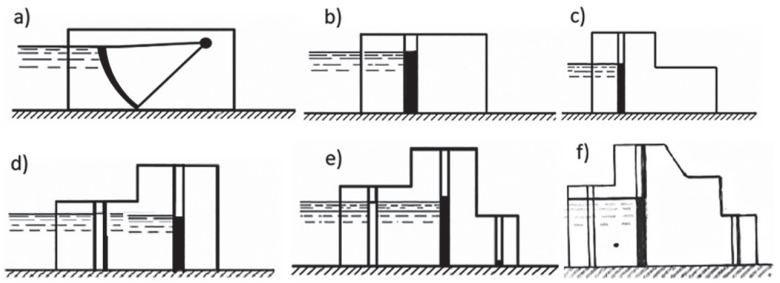


Figura 16.3. Vista lateral de una pila.
a y b- pila sin escalón; c y d- pila con un escalón; e- pila con dos escalones; f- pila con tres escalones.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

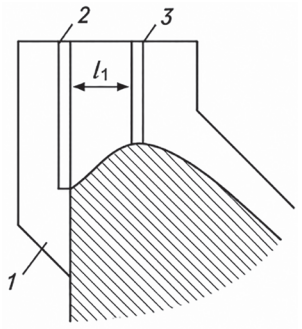


Figura 16.4. Esquema de una pila contiene volado (vista lateral).
1- volado; 2- guía para la compuerta de mantenimiento; 3- guía para la compuerta de operación.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

16.2. Aspectos constructivos de las pilas

Para el análisis estático de las pilas es necesario considerar la subpresión que actúa en la base de la pila, así como en las juntas horizontales.

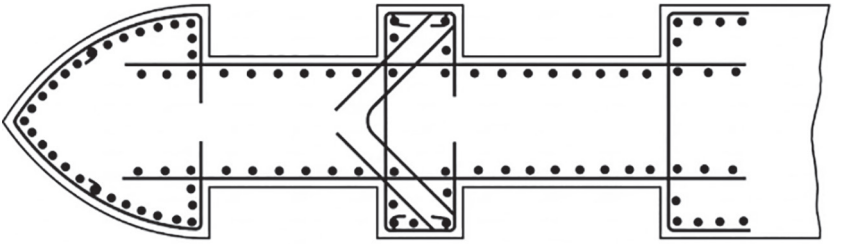


Figura 16.5. Esquema del armado de una pila de hormigón.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

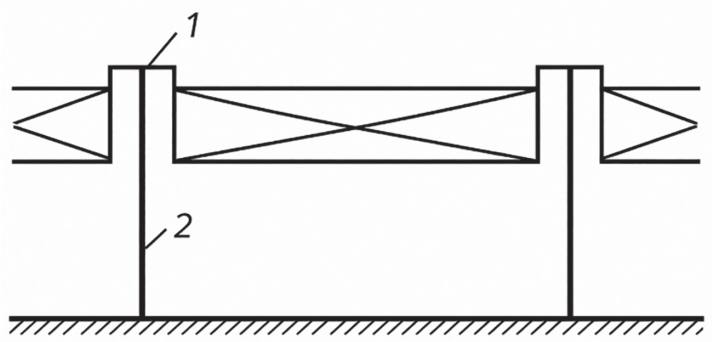


Figura 16.6. Corte de la pila 1 con juntas de deformación 2.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

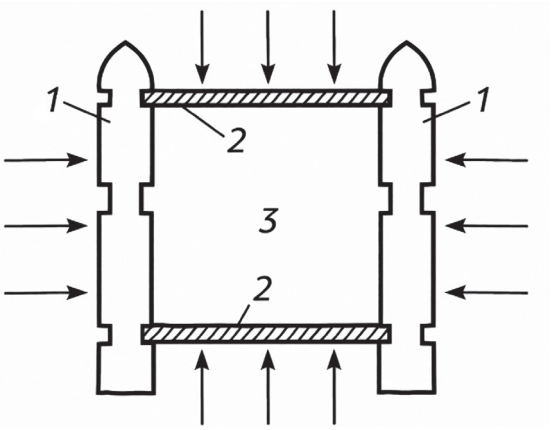


Figura 16.7. Escenario de cálculo: reparación de la compuerta de emergencia.
1- pila; 2- compuerta de mantenimiento; 3- espacio desde el cual se ha evacuado el agua.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

El análisis de resistencia de las pilas se realiza para una serie de secciones horizontales. Para el efecto se establece la condición que en las pilas no se presenten esfuerzos de tracción.

La estabilidad de las pilas es verificada para el deslizamiento. Adicionalmente, se verifica la resistencia local de la pila.

16.3. Aspectos generales de los muros anexos a las presas vertedero

Se distinguen dos tipos de muros anexos a las presas vertedero cimentadas en suelo:

- Muros divisorios con ayuda de los cuales la presa vertedero se separa de: a) presa ciega de hormigón, b) de otra construcción de hormigón que forma parte del frente de contención, como una central hidroeléctrica.
- Muros de enlace con ayuda de los cuales la presa vertedero se enlaza con: a) una presa de material del lugar, b) las lade-

ras del sitio de presa, en cuyo caso tenemos muros de enlace de margen.

El objetivo principal de los muros es cumplir las mismas funciones que cumplen las pilas en relación a las compuertas, puentes y mecanismos de maniobre de compuertas. Por esta razón la configuración lateral del muro resulta ser aproximadamente la misma que la de una pila en su parte superior. Asimismo, un muro divisorio debe evitar el ingreso a las construcciones vecinas del agua evacuada por la presa; por su parte los muros de enlace deben permitir un enlace seguro y confiable de la presa vertedero con la presa de material del lugar o con la ladera del sitio, al tiempo que proteger a estos elementos de la erosión o socavación aguas abajo.

Un muro divisorio, en realidad, tiene semejanza con una semipila (Figura 16.8). La diferencia de un muro divisorio con una semipila radica en dos aspectos: primero, la parte inferior del muro se alarga (en comparación con una pila) para proteger del ingreso del agua a la estructura vecina; segundo, el borde *ab* del muro siempre debe ubicarse sobre el nivel de agua en el vertedero de la presa (1,0 a 1,5 m).

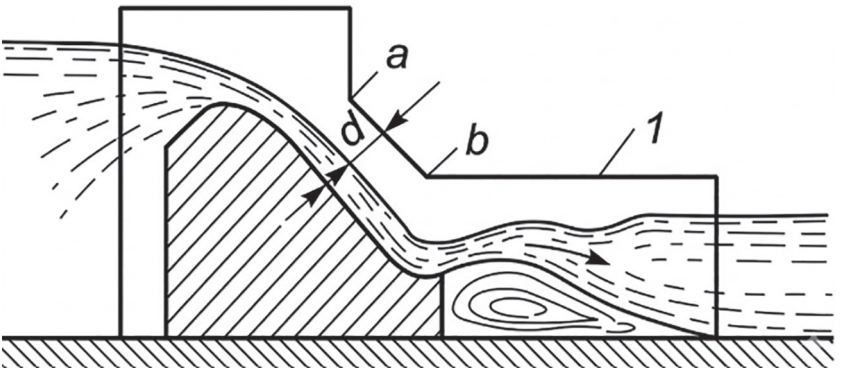


Figura 16.8. Muro divisorio.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

16.4. Tipos de muros de enlace

16.4.1. Muro de enlace con paredes laterales

Este tipo de muro se construye con uno de dos esquemas. En el esquema A (Figura 16.9) las paredes o muros laterales 2 forman con el muro frontal 4 un ángulo de 90°. En el esquema B (Figura 16.10) los muros laterales 2 forman (en planta) con el muro lateral 1 ángulos $\alpha > 90°$ (en algunos casos la parte 2 puede no ser rectilínea en planta como se muestra en la figura, sino curvilínea).

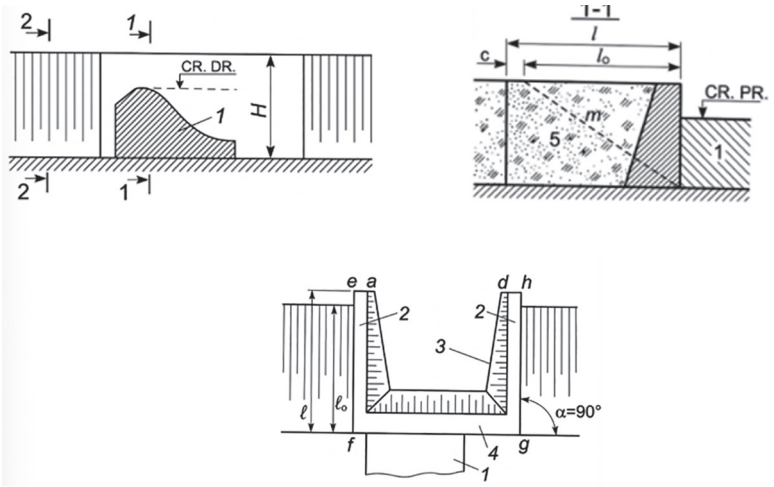


Figura 16.9. Muro de enlace constituido por muro frontal y paredes de retorno (laterales).
1- presa vertedero; 2- muros o paredes de retorno (laterales); 3- relleno tras el muro; 4- muro frontal.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Como se observa en la Figura 16.9, la longitud de la pared de retorno en este caso es igual a:

$$l = l_o + c = mH + c \qquad (15.1)$$

Donde:

$l_o = mH$: proyección horizontal del talud.
H: altura del talud.
c: reserva igual a 0,5 a 1,0 m.

De la ecuación anterior es evidente que la longitud de las paredes o muros laterales depende de la proyección horizontal del talud l_o. Para acortar la longitud del muro lateral de l hasta l' (Figura 16.11) en ocasiones es "empujado" el talud de la presa de tierra hacia el frente de vertido de la presa de hormigón (es decir, en lugar del talud ab se asigna el talud $a'b'$). A fin de que dicho talud "empujado" no sea socavado por el agua, debe ser cubierto por una protección.

La línea $abcd$ (Figura 16.9) que limita al muro de enlace en su parte interna (desde el lado del relleno tras el muro) se denomina contorno subterráneo del muro de enlace; la línea $efgh$ que limita el muro desde afuera se denomina contorno externo del muro.

El contorno subterráneo del muro es mojado por el flujo de filtración con superficie libre que tiene lugar en la ladera (en el contorno de la presa). El contorno externo del muro es mojado por el flujo superficial de agua que es evacuada a través de los orificios extremos de la presa.

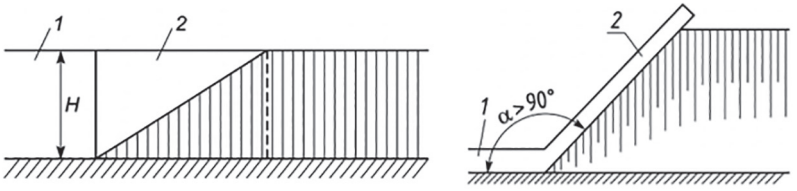


Figura 16.10. Muro de enlace con paredes laterales (esquema B).
1- muro frontal; 2- pared lateral.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

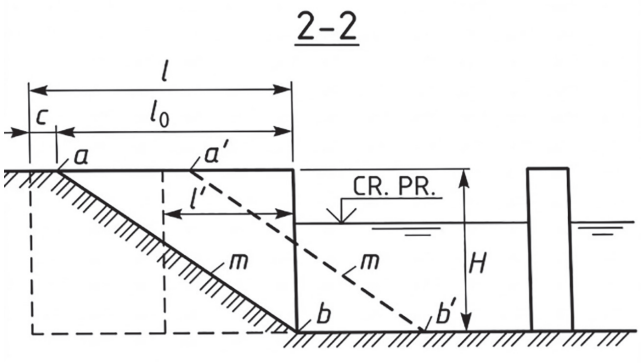


Figura 16.11. Sección 2-2 (ver Figura 16.9) de un muro de enlace con paredes laterales.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

16.4.2. Muro de enlace con paredes inclinadas (muros de ala)

En particular con muros de ala sumergidos porque su cresta o borde superior penetra bajo el nivel de agua). Los muros de ala pueden ser rectilíneos (como en la Figura 16.12) o curvilíneos.

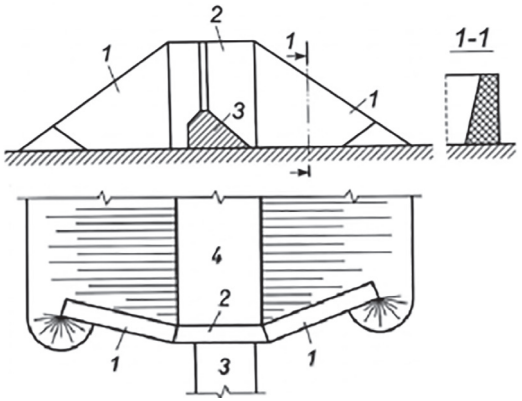


Figura 16.12. Muro de enlace con paredes inclinadas.
1- pared inclinada (muro de ala); 2- muro frontal; 3- presa de hormigón; 4- presa de tierra.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

16.4.3. Muro de enlace con paredes oblicuas (muros de ala)

Es frecuentemente utilizado en el caso de pequeñas estructuras de contención en canales. La superficie oblicua 1 (Figura 16.13) es algo curvilínea (no es plana) superficie *abcd*, la misma que se construye de la siguiente manera: Se trazan dos tramos rectos *ab* y *cd* ubicados a diferentes alturas; a continuación, se traza la recta *mn*, ubicada en la superficie vertical transversal (con relación al canal); la recta *mn* deslizándose a lo largo de las directrices *ab* y *cd* describe la superficie oblicua buscada. Con frecuencia se adoptan muros de tipo combinado donde, en la parte superior (aguas arriba) se tiene pared de retorno, en tanto que en la parte inferior (aguas abajo) se tiene pared inclinada (muro de ala) y tipos similares.

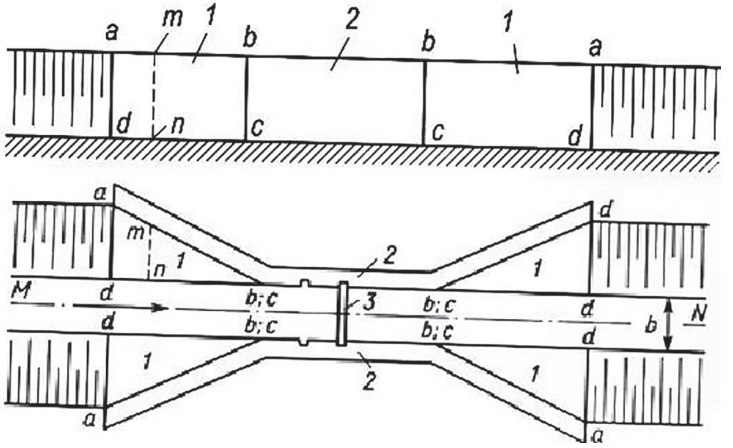


Figura 16.13. Muro de enlace con paredes oblicuas (muros de ala).
1- superficie oblicua; 2- muro frontal; 3- compuerta; MN- eje del canal.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Los tipos identificados de muro de enlace (excluyendo el muro de la Figura 16.13) se relacionan con el caso de enlace de una presa con una ladera constituida de material no rocoso (suelo). En los casos de laderas rocosas se simplifican las características constructivas del muro

de enlace: aquí el muro se transforma en una pared frontal de hormigón con cortas alas de retorno incrustadas en la roca. En algunos casos la pared frontal es apoyada a la roca con ayuda de anclajes empotrados en la ladera.

16.4.4. Ejemplo de un muro que enlaza la presa de hormigón con una presa de tierra

En la Figura 16.14 se presenta el ejemplo de un muro que enlaza una presa de hormigón con una de tierra. En la parte superior del muro se tiene una pared de retorno; en la parte inferior un muro de ala. El talud superior de la presa se incrusta en el primer orificio de la presa vertedero de hormigón. Se observa que el centro O_1 debe estar ubicado fuera de los límites de la base del talud aguas debajo de la presa de tierra. En el diseño del nodo considerado es necesario resolver el problema de enlace del drenaje de la presa de tierra y de hormigón, así como también el problema de enlace de los elementos impermeabilizantes de la presa de tierra con el muro de hormigón. En algunos casos la carpeta 10 de la presa de hormigón debe ser colocada por debajo del cono 11 de la presa de tierra.

La corona ensanchada de la presa de tierra en el sitio de su unión con la presa de hormigón es utilizada en algunas ocasiones para conservar las estructuras de cierre de los orificios de la presa de hormigón, durante las operaciones de mantenimiento y reparación.

En la Figura 16.14 se muestra el caso cuando el frente de vertido de la presa de hormigón está ubicado aproximadamente en la línea de corte del espejo de agua con el talud aguas arriba de la presa de tierra. La vía trazada en la corona de la presa de tierra tiene giros. En ocasiones dicha vía tiene trazado recto en planta y la construcción de hormigón es desplazada al área del tramo aguas arriba.

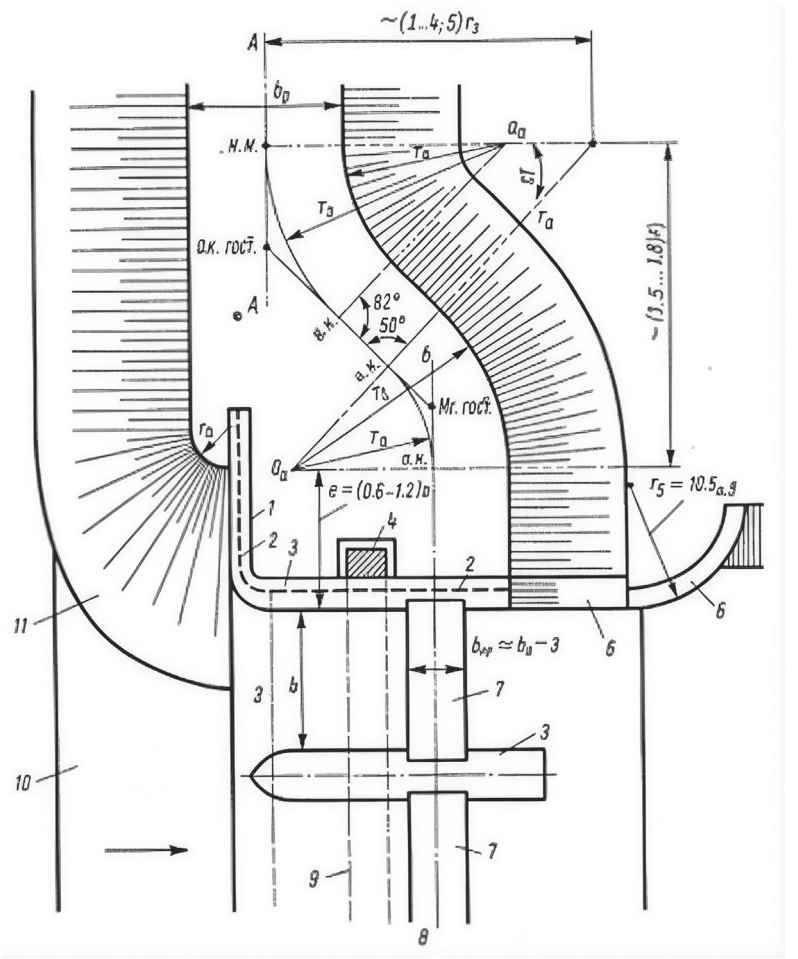


Figura 16.14. Esquema del muro de enlace de una presa de hormigón con una presa de tierra.

A-A- eje de la presa de tierra; B-B- eje del puente de tránsito de la presa de hormigón; 1- pared de retorno; 2- fila de pilotes de la tablestaca bajo la presa; 3- muro frontal con cresta horizontal; 4- pozo de entrada a la galería; 5- muro de ala; 6- muro de ala con cresta horizontal; 7- puente de tránsito; 8- pila; 9- galería; 10- carpeta; 11- cono de la presa de tierra "empujado" en un orificio de la presa vertedero; b_o- ancho de la corona de la presa de tierra; b_p- ancho del puente de tránsito; b- ancho del orificio de la presa; r- radio; h_{AAB}- profundidad en el tramo aguas abajo.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

16.4.5. Selección del tipo de muro de enlace y diseño de su contorno externo

El tipo de muro de enlace y sus dimensiones fundamentales son adoptados tomando en cuenta tres factores importantes: la configuración del macizo natural con el cual colinda la presa de hormigón, el tipo y dimensiones de las compuertas de la presa, y la ubicación de las compuertas, mecanismos de maniobra y los puentes de tránsito.

Las condiciones de trabajo estático de las paredes que conforman el muro deben ser las más favorables a fin de que el volumen requerido de hormigón sea el menor. El volumen requerido de hormigón para construir el muro de enlace se obtiene relativamente grande, por lo que, si la presa de tierra anexa a la presa vertedero de hormigón tiene longitud pequeña, entonces a veces es favorable desde el punto de vista económico reemplazar la presa de tierra por una presa ciega de hormigón y descartar el muro de enlace de gran altura para enlazar la presa de tierra.

Al diseñar el muro de enlace se consideran las siguientes condiciones hidráulicas:

- La contracción lateral del flujo y las pérdidas de carga en el movimiento a través de los orificios de la presa deben ser las menores posibles
- El caudal unitario q debe distribuirse de la manera más uniforme posible en el ancho del frente de vertido.
- Los objetos flotantes deben pasar libremente a través de los orificios de la presa.

Tomando en cuenta lo anotado, cabe tender a que en el acercamiento del flujo a los orificios de la presa no surjan vórtices, es decir que se asegure la ausencia de discontinuidades en el contacto del flujo con las paredes de muros y pilas.

En la Figura 16.15 se muestra el esquema de una presa vertedero en planta. El caudal unitario dado (se asume) para el diseño del frente de vertido es:

$$q = \frac{Q_{dis}}{B} \qquad (15.2)$$

Donde:

Q_{dis}: caudal de diseño.
B: frente ancho del frente de vertido.

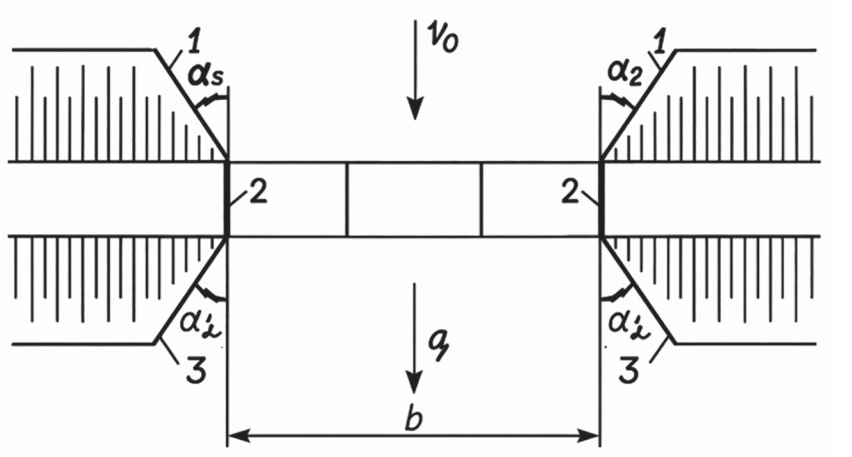


Figura 16.15. Esquema de una presa vertedero (en planta).
1 y 3- paredes (muros) superior e inferior; 2- muro frontal; α_s- ángulo que determina la dirección de la pared superior; α_i- ángulo que determina la dirección de la pared inferior; v_o- velocidad de acercamiento.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Como se aprecia de la ecuación, el ancho B no depende del coeficiente de caudal del vertedero m. De m depende únicamente el alto de la compuerta. Dando al contorno de los muros una forma hidrodinámica, es decir que permita el contacto suave con el flujo, únicamente se logra disminuir el alto de las compuertas. Hechas estas observaciones a continuación se considera el tema relativo al diseño de las paredes superior (aguas arriba) e inferior (aguas abajo) de los muros.

16.4.5.1. Paredes superiores (aguas arriba)

En este punto caben las siguientes recomendaciones prácticas:

- En el caso de la Figura 16.16a, cuando $\frac{T}{H} \geq 5$, donde T es la profundidad del agua en el tramo aguas arriba y H es la carga del vertedero, la velocidad de acercamiento al vertedero v_o de obtiene tan pequeña que, desde el punto de vista hidráulico es indiferente la configuración en planta que tenga la pared superior. Para dicha relación el tema de configuración de la pared superior cabe resolver únicamente sobre la base de consideraciones económicas y constructivas (sin tener en cuenta las condiciones hidráulicas).
- En el caso de la Figura 16.16b, cuando $\frac{T}{H} < 5$, es necesario considerar las condiciones hidráulicas. Precisamente, a partir de estas consideraciones no deben ser recomendadas las siguientes paredes: a) pared sumergida con talud sumergida ab y ángulo $\alpha_s = 0$ (Figura 16.17a), en caso de adoptar este tipo de pared, a través de ella vertería agua y se presentaría un escenario hidráulico desfavorable; b) las paredes ab mostradas en la Figura 16.17b y c.

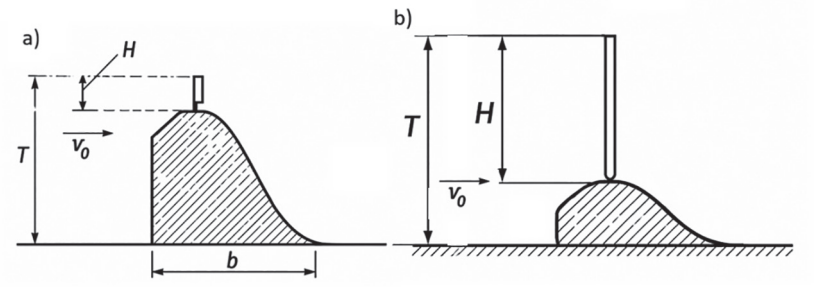


Figura 16.16. Consideración de la velocidad de acercamiento para el diseño de las paredes superiores.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

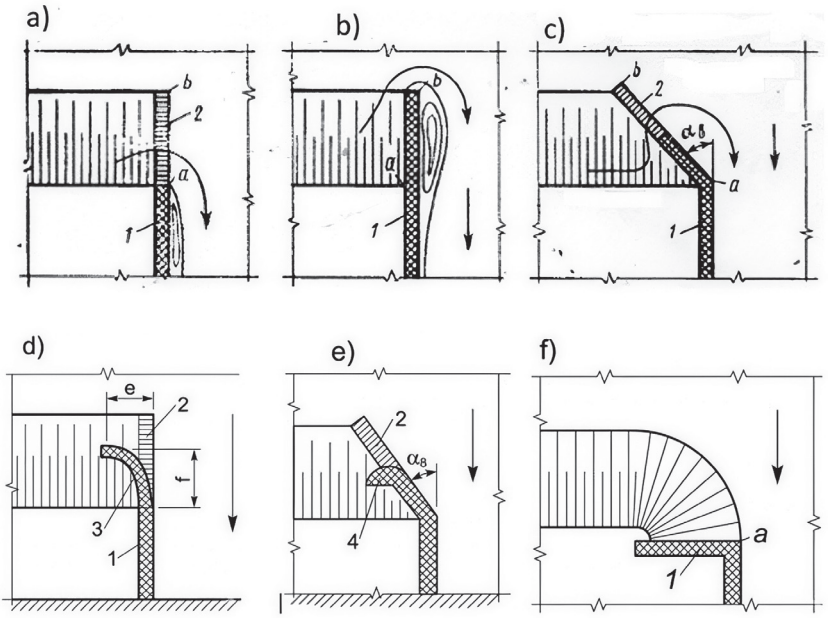


Figura 16.17. Paredes superiores
a, b, c- no recomendadas; d, e, f- recomendadas; 1- cresta no sumergible del muro; 2- cresta sumergible del muro; 3- configuración elíptica del muro; 4- cantiléver.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Cuando se presenta la condición $\frac{T}{H} < 5$ se puede recomendar:

- Pared de tipo elíptico en planta con relación de los semiejes $e \approx 2{,}25$ (Figura 16.17d).
- Pared superior combinada (Figura 16.17e).
- Pared en forma de muro de retorno con la esquina a redondeada en lo posible (Figura 16.17f).

El cono de la presa de tierra "empujado" en el trayecto de la presa de hormigón, mejora las condiciones hidráulicas (pero hasta determinado límite). En los casos que ameriten, para valores pequeños de la relación $\frac{T}{H}$ en el proceso de diseño la configuración de las paredes superiores es necesario verificar en modelos físicos de laboratorio.

16.4.5.2. Paredes inferiores (aguas abajo)

Para evitar la separación de la lámina de tránsito de la pared inferior, es conveniente adoptar el ángulo α_i bajo la condición $tg\alpha_i \leq \frac{1}{8}$. En algunos casos se adopta $\alpha_i = 90°$. El tema de las paredes inferiores está relacionado con el diseño del tramo aguas abajo (capítulos 12 y 13). En estos casos también con frecuencia cabe recurrir a investigaciones en modelos físicos de laboratorio.

16.5. Elementos para el diseño de la pared interior del muro de enlace

Para seleccionar el tipo de enlace la filtración tras el muro tiene un rol secundario. Estas condiciones deben ser consideradas principalmente para diseñar la superficie interior del muro. Al respecto se considera lo siguiente:

- El suelo en contacto con el muro debe ser en lo posible poco permeable y no modificar su volumen en caso de humedecimiento con agua.
- Este suelo no debe ser erosionado por el flujo de filtración.
- La presión del agua de filtración en la parte inferior del muro debe ser en lo posible mínima.

Como consecuencia de estas condiciones se distinguen tres temas relacionados con el diseño de la superficie interior del muro: diseño del relleno tras el muro, diseño de la configuración de la sección transversal vertical del muro; dicha configuración generalmente se adopta rectilínea (la superficie ab en la Figura 16.18b) y diseño de la configuración interna del muro en planta, es decir diseño de su contorno subterráneo.

A continuación, se hace referencia al último de los tres temas identificados. En el diseño del contorno subterráneo del muro se presenta la filtración con superficie libre tras el muro. A fin de que aguas abajo no se presente la deformación de desplazamiento local por filtración o la tubificación externa, en la inferior (aguas abajo) del muro

se coloca el correspondiente drenaje protegido por un filtro invertido. Dicho drenaje debe ser continuación del drenaje de la presa de tierra.

Al acercar el drenaje del muro hacia aguas arriba, desciende la línea piezométrica del flujo de filtración y, consecuentemente, disminuye la presión del agua de filtración sobre el muro; se disminuye la longitud del contorno subterráneo del muro y, consecuentemente, disminuye la resistencia a la filtración del suelo de relleno tras el muro.

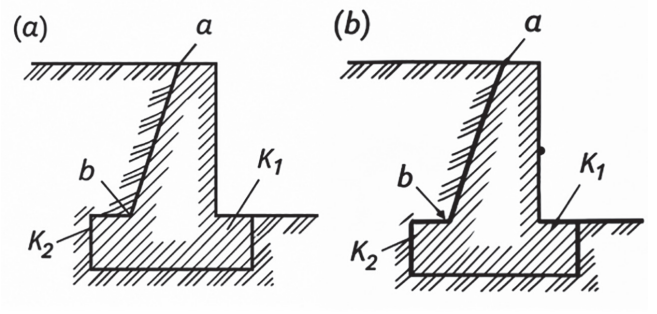


Figura 16.18. Configuración de la superficie interna *ab* del muro.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Con el fin de aumentar la longitud del contorno subterráneo del muro en algunas ocasiones se implantan los denominados espolones largos (Figura 16.19). Dicho espolón debe ser implantado no más abajo en dirección del flujo de la línea de compuertas de la presa. La longitud del espolón, así como el sitio de ubicación del drenaje son determinados a través del cálculo de la resistencia a la filtración del suelo del relleno tras el muro (ver el siguiente apartado).

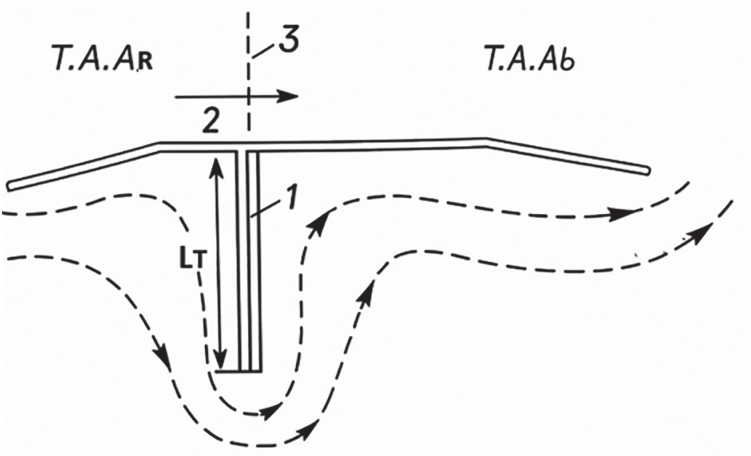


Figura 16.19. Planta de un espolón largo
1- espolón; 2- muro frontal; 3- línea de compuertas.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Los espolones largos pueden ser ejecutados de tres formas: como un muro de hormigón u hormigón armado, como núcleo de suelo arcilloso y como tablestaca de pilotes. En caso de que bajo la presa se cuente con tablestaca, entonces esta es enlazada con el espolón. En ausencia del espolón largo, las filas de tablestacas de la presa deben prolongarse y continuar bajo el muro e incrustarse en la ladera, para bloquear los caminos de filtración.

16.6. Criterios respecto al cálculo estático de los muros de enlace

Los muros de enlace de hormigón son calculados como muros de contención, en forma semejante a las presas ciegas de hormigón. En el cálculo de los muros se distinguen los escenarios de operación y de construcción.

16.6.1. Escenario de operación

En el cálculo es considerado un metro del muro de enlace (Figura 16.20b) en aquel sitio donde el trabajo mecánico del muro es más exigente. En el caso cuando a lo largo de la presa se tiene losa de disipación (ver apartado 14.2) la sección de mayor riesgo del muro frontal con frecuencia está ubicado directamente en la línea de compuertas, donde el nivel de agua a lo largo de la presa es suficientemente bajo.

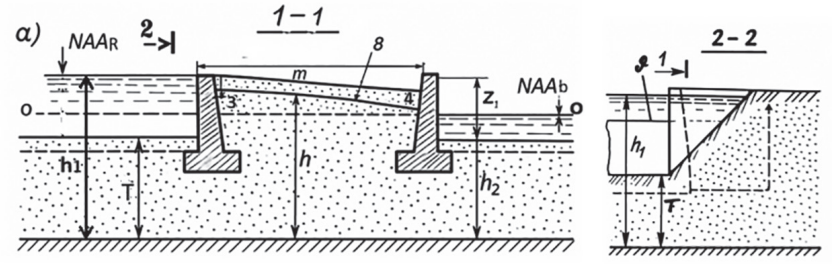


Figura 16.20. Línea piezométrica 1'-6' (a) y sección vertical del muro frontal (b).
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

En el muro frontal actúan las siguientes fuerzas:

- Fuerza de presión hidrostática P_1 del agua de filtración.
- Empuje P_2 del suelo sumergido ubicado bajo el nivel del agua de filtración.
- Empuje P_3 del suelo seco ubicado sobre el nivel del agua de filtración.
- Fuerza de presión hidrostática P_4 desde el lado del orificio de la presa (esta fuerza se determina para el nivel más bajo de agua).
- Subpresión W que actúa en la base del muro.
- Peso propio G de un metro considerado de muro.

Las paredes con talud (con corona inclinada) son calculados en forma semejante; las paredes que forman superficie oblicua son calcu-

ladas como como muros inclinados. En lo que respecta a las paredes o muros de retorno, en el sitio de contacto de estas con el muro frontal se adopta como sección del muro de retorno la misma del muro frontal. Al final del muro de retorno, donde dicho muro está totalmente incrustado en el macizo natural de la ladera, se adopta la sección mínima permisible por consideraciones constructivas (por ejemplo, el espesor del muro se adopta de 0,5 a 1,0 m). En caso de que el muro frontal sea corto y tenga unión suficientemente rígida con los muros de retorno, entonces todo el muro de enlace es calculado al corte como una sola estructura.

En caso de que el macizo de cimentación esté constituido por roca de buena calidad, el muro de enlace puede no ser verificado respecto al deslizamiento, limitándose a verificar la ausencia de esfuerzos de tracción en el hormigón.

Cuando el muro de enlace está separado de la presa vertedero de hormigón por una junta de deformación, generalmente, el cálculo de estabilidad al deslizamiento del muro frontal se realiza sin considerar la reacción de la masa de hormigón de la presa vertedero. En el caso de cimentación en suelo, con frecuencia se puede permitir un pequeño deslizamiento del muro en dirección de la presa de hormigón (en la magnitud del espesor de la junta de deformación); en este caso es posible tomar en cuenta la reacción mencionada. El ancho en la base del muro de enlace normalmente se obtiene igual a $(0{,}5 \; a \; 0{,}65)H$, donde H es la altura del muro (el coeficiente 0,5 corresponde al caso de suelo seco).

16.6.2. Escenario de construcción

Adicionalmente el muro de enlace debe ser verificado respecto a la ausencia de esfuerzos de tracción en la superficie de cimentación cuando opera en condiciones cuando el espacio tras el muro aún no cuenta con el relleno tras el muro. Al identificar en este caso las fuerzas actuantes se considera la secuencia en la ejecución de los trabajos. En caso de que el muro se ha construido inmediatamente en toda su altura (Figura 16.21), entonces, a lo largo de la línea ab, puede abrirse una fisura y a continuación en este sitio puede formarse una peligrosa ruta de

filtración. Por esta razón, en ocasiones, el relleno tras el muro se ejecuta a medida que se construye el muro. Se supone que en el caso de que se ejecute esta secuencia de trabajos la necesidad de considerar el escenario de construcción perdería sentido. En el diseño del muro es necesario considerar las correspondientes deformaciones térmicas del muro y los esfuerzos térmicos que surgen en el muro.

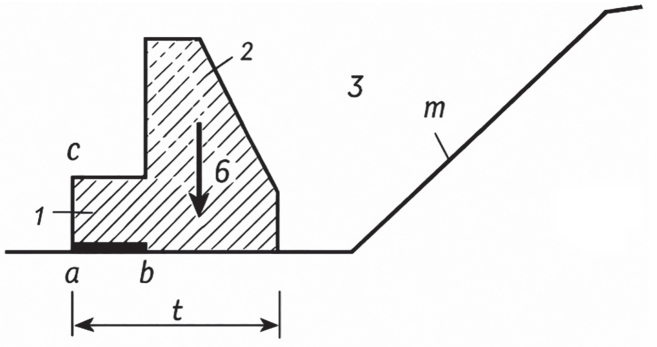


Figura 16.21. Formación de la fisura *ab* durante el proceso constructivo
1- junta en la estructura de hormigón; 2- muro frontal; 3- espacio para el relleno tras el muro.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

16.6.3. Consideraciones adicionales respecto a la construcción del muro de enlace

Cuando el muro es implantado en suelos débiles, resulta necesario ensanchar la base del muro a fin de disminuir los esfuerzos en la superficie del suelo de cimentación. Para el efecto se incluyen los correspondientes volados K_1 y K_2 (Figura 16.18).[2] En ocasiones se prescinde de los muros de hormigón a gravedad prefiriendo los de hormigón armado. En algunos casos bajo el muro se implanta cimentación en pilotes, aun cuando esto no sea deseable debido a la filtración de contacto.

2 En la Figura 16.18 y 16.21 se considera el caso cuando en el suelo de cimentación el muro está con una junta de deformación de la losa de disipación.

La parte inferior (aguas abajo) del muro normalmente se drena a fin de disminuir la presión sobre el muro del agua de filtración. En este caso, la evacuación del agua de filtración desde el drenaje hacia el exterior se realiza a través de orificios de filtración ejecutados en la pared del muro (Figura 16.22).

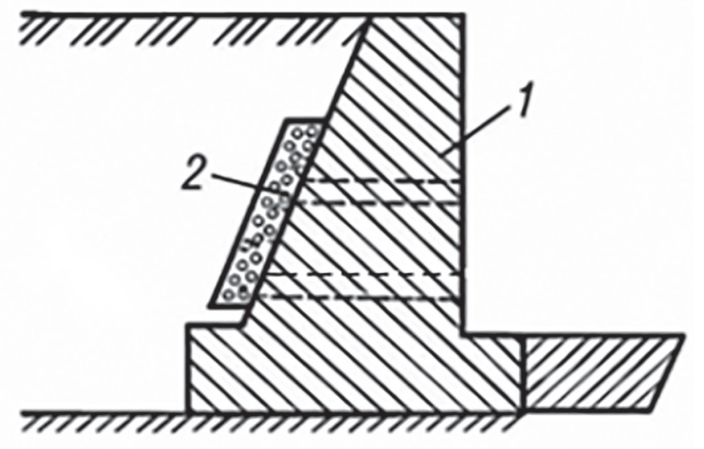


Figura 16.22. Evacuación del agua de filtración a través de la pared del muro.
1- conducto de evacuación; 2- drenaje protegido con filtro invertido.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Dentro de los límites del muro, con frecuencia, se implantan estructuras de apoyo: escaleras para peces, acceso a la galería, puentes de servicio y bodega de repuestos y herramientas. En caso de que el muro frontal sea suficientemente largo, entonces, es necesario dividirlo con las correspondientes juntas transversales de deformación.

El suelo con el que se rellena la excavación tras el muro debe ser cuidadosamente compactado, de lo contrario puede surgir una peligrosa filtración de contacto.

16.7. Juntas permanentes de deformación en las presas a gravedad de hormigón

16.7.1. Aspectos generales

Las presas de hormigón son divididas longitudinalmente en bloques constructivos separados por juntas permanentes transversales de deformación en la sección transversal completa. A estas juntas también se las denomina de construcción o constructivas). Adicionalmente, en ocasiones, se prevén juntas de deformación en la sección transversal parcial ejecutadas dentro de los límites de un bloque constructivo dado de la presa. En caso de que se cuente con juntas permanentes de deformación de sección transversal parcial, la distancia entre las juntas de sección transversal completa se incrementa.[3]

Las juntas de deformación con sección transversal parcial siempre son únicamente térmicas. En cambio, las juntas de sección transversal completa tanto térmicas como también térmicas y de asentamientos.

Cabe distinguir dos tipos de deformaciones térmicas del hormigón: deformaciones que obedecen a los procesos endotérmicos del hormigón y deformaciones originadas por las variaciones de la temperatura del medio (estas últimas deformaciones se difunden únicamente dentro de los límites de la capa superficial del hormigón, hasta una profundidad de, por ejemplo, 5 m).[4]

En lo que respecta a las deformaciones por contracción del hormigón, en el caso de las presas, generalmente no se las toma en cuenta.

En el diseño de las presas de hormigón se determinan:

---

3 En lugar de las juntas permanentes de deformación (o complementariamente a ellas) en ocasiones se incluyen además juntas temporales de deformación a sección transversal completa, así como también juntas de hormigonado.

4 Existe un tercer tipo de deformaciones térmicas de la presa de hormigón, originadas por la diferencia entre la temperatura media anual de la estructura de la temperatura de la mezcla de hormigón durante el hormigonado de la presa.

- Distancia entre las juntas permanentes de deformación, tanto de sección transversal completa como parcial.
- Sitio de ubicación de dichas juntas en la presa.
- Ancho de las juntas.
- Método de sellado de las juntas transversales a fin de que a través de ellas no surja filtración del agua desde el tramo aguas arriba al tramo aguas abajo.

Es importante recalcar que las juntas de deformación se adoptan con el fin de no permitir en el hormigón los peligrosos esfuerzos de tracción, originados por las deformaciones mencionadas líneas arriba. En principio se puede optar por otra vía: no adoptar las juntas de deformación, pero en cambio incluir el armado de la presa a fin de que el acero recepte los esfuerzos de tracción que se presenten. Sin embargo, la segunda alternativa (armado de la presa) resulta menos económica y menos confiable. En cambio, la división longitudinal de la presa con juntas transversales introduce determinación al trabajo mecánico de la estructura, hecho que facilita su diseño.

En el caso de cimentación en suelo siempre cabe prever las juntas de deformación. En el caso de cimentación en roca, cuando no hay riesgo de asentamientos, en ocasiones no se adoptan juntas permanentes de deformación. En estos casos se prevén juntas transversales temporales, los mismos que son encementadas luego que concluyan las deformaciones térmicas originadas por los procesos endotérmicos del hormigón. En una presa de hormigón construida de esta manera no surgirán esfuerzos de tracción originados por las variaciones de la temperatura del medio; únicamente en verano podría surgir el incremento de los esfuerzos de compresión; sin embargo, los esfuerzos de compresión generalmente no son peligrosos para el hormigón.

16.7.2. Esquemas de división de la presa con juntas de deformación

Al diseñar las juntas permanentes de deformación en el cuerpo de la presa vertedero de hormigón, se consideran los siguientes aspectos:

- Al trazar uno, dos o varias juntas de deformación *ab* con sección completa entre las pilas vecinas *A* y *B* (Figura 16.23a y b) se obtienen condiciones tales que, en presencia de deformaciones del suelo de cimentación de la presa, los asentamientos de sus partes independientes (separadas por las juntas de deformación) pueden ser diferentes, razón por la que la forma geométrica del orificio con compuerta puede modificarse y de esta manera afectar al trabajo normal de la compuerta determinando que los sellos de la compuerta causen fugas inaceptables de agua y la misma compuerta puede "atascarse" en el orificio.
- Al trazar las juntas de deformación con sección completa únicamente a lo largo de los ejes de las pilas (Figura 16.24) y, de esta manera, dividir la pila en dos semipilas excluyendo que la presencia de asentamientos en el suelo de cimentación determine cambios en la forma geométrica de los orificios con compuertas.

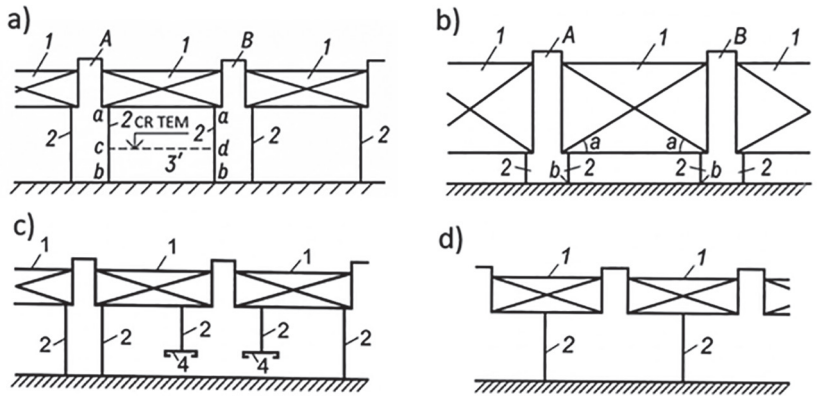


Figura 16.23. Corte de la presa con juntas permanentes de deformación 2 en el caso de cimentación rocosa.

1- compuerta; 2- junta; 3- cresta temporal; 4- armado.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

- En el caso del esquema de la Figura 16.23a pueden ser necesarias más juntas que en el caso del esquema 16.24. En estas circunstancias resulta de mayor complejidad sellar cada junta. Al mismo tiempo, en el caso del esquema mostrado en la Figura 16.23a se dispone de buenas condiciones para el proceso constructivo: en el tramo entre pilas es cómodo ubicar la cresta temporal cd para evacuar los caudales de construcción, así como para el hormigonado de dicho tramo. En caso de que se disponga de compuertas altas con su borde inferior, por ejemplo, en la superficie de la losa de cimentación (o de disipación), el esquema de acuerdo al cual la pila es separada con juntas de sección completa (Figura 15.23b), también tiene ventaja.
- Dentro de los límites de los diferentes tramos de la presa las características de resistencia (de corte) del suelo de cimentación pueden ser distintos: $\varphi_1 \neq \varphi_2 \neq \varphi_3$, donde φ ángulo de fricción del suelo (Figura 16.24d). Asumiendo las juntas de deformación con sección completa a distancia relativamente grande una de otra y colocando entre dichas juntas la losa de cimentación de hormigón armado de espesor *d*, la misma que debe soportar los correspondientes esfuerzos de tracción, la estabilidad de la presa al corte en dirección del tramo aguas abajo se calcula asumiendo el valor promedio de φ (entre φ_1, φ_2 y φ_3). Al mismo tiempo, desistiendo del costoso armado del hormigón se dividen los diferentes tramos de la presa de hormigón con juntas de deformación y el mencionado cálculo de la presa al corte se realiza asumiendo no el valor medio de φ sino con su valor mínimo y por tanto el volumen del hormigón de la presa aumenta correspondientemente.

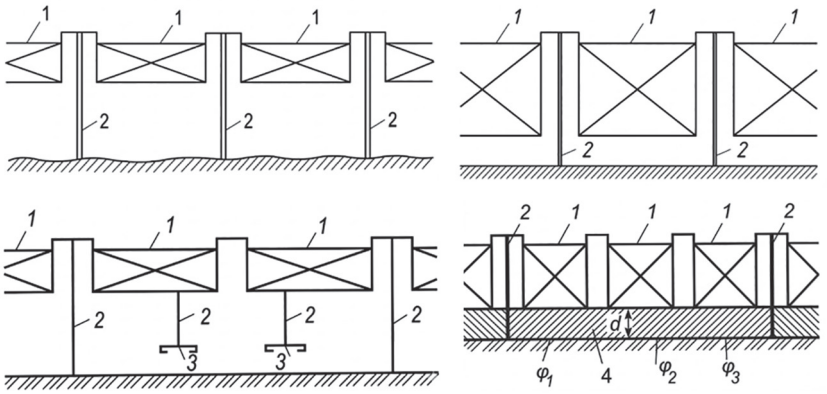


Figura 16.24. Corte de la presa con juntas de deformación 2 en el caso de cimentación en suelo.
Los esquemas *a* y *b* pueden ser también aplicados en el caso de cimentación en roca. 1- compuerta; 2- juntas de deformación; 3- armado; 4- losa de cimentación de hormigón armado.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Tomando en cuenta los criterios mencionados en los puntos *a* y *b* se concluye que:

- En el caso de cimentación en suelo, cuando se puede esperar asentamientos relativamente grandes de la presa, las juntas de deformación con sección completa normalmente son trazados únicamente a lo largo de los ejes de todas o algunas pilas (Figura 15.24); juntas de deformación con sección completa trazadas entre pilas (Figura 15.24) se adoptan rara vez.
- En el caso de cimentación en roca, cuando los asentamientos del macizo de cimentación son despreciables, con frecuencia se adopta (adicionalmente tomando en cuenta los criterios anotados en el punto c) el trazado de juntas de deformación con sección completa entre pilas (Figura 16.23).

La distancia entre las juntas de deformación con sección completa y con sección parcial se adopta tomando en cuenta las condiciones climáticas y geológicas, la altura de la presa, sus particularidades cons-

tructivas, el tipo de cemento y otros factores que inciden en las deformaciones térmicas y de asentamientos de la presa.

La ubicación de las juntas de deformación se resuelve en concordancia con el esquema previsto para evacuar los caudales de construcción y con el esquema de ubicación de los diferentes orificios previstos en el cuerpo de la presa.

En presencia de cimentación en roca, las juntas de deformación se adoptan diferentes, dependiendo de la altura de la presa. En el caso de presas con altura máxima de 20 a 50 m, se trazan únicamente juntas de deformación con sección completa con distancia entre ellas de 10 a 20 m (Figura 16.23a, b y d). En caso de presas de altura máxima superior a 50 m, a más de las juntas con sección transversal completa, se trazan juntas de deformación con sección parcial (Figura 16.23c) con distancia entre las juntas de sección completa de 50 a 60 m y entre las juntas con sección parcial de 10 a 20 m. Las distancias mencionadas son ajustadas (en los casos importantes) sobre la base de investigaciones especiales térmicas y de resistencia.

En presencia de cimentación no rocosa (suelo), al diseñar los cortes transversales a lo largo de la presa con las juntas de deformación, según la Figura 16.24, la distancia entre las juntas de sección completa se adopta hasta de 40 a 60 m y entre las juntas de sección parcial del orden de 15 m. Estas dimensiones son ajustadas de conformidad con el posible asentamiento de la cimentación, así como con las posibles deformaciones térmicas.

Complementariamente, al diseñar los cortes transversales de la presa se consideran también los siguientes aspectos:

- Una junta de deformación por asentamiento se ubica en el sitio donde se encuentra el límite *AB* (Figura 16.25a) entre diferentes tipos de suelo en el macizo de cimentación de la presa, los mismos que se caracterizan por tener diferentes propiedades de deformación; de igual manera las juntas de deformación se prevén en los sitios de fractura del perfil del macizo natural de cimentación (Figura 16.25b).

- Los sitios de ubicación de las juntas de deformación es necesario definir en correspondencia con las formas geométricas generales del macizo de hormigón de la presa (Figura 16.26).
- El ancho de una pila, en el caso de ser dividida por una junta de deformación en dos semipilas, es necesario incrementar en 0,5 a 1,0 m.
- Tomando en cuenta la comodidad para el sellado de las juntas ab (Figura 16.27) que separan a la pila del frente de vertido de la presa, estas juntas deben ser ubicadas a una distancia no menor de $d = 0{,}5\ m$, desde el borde de la pila; trazar dichas juntas en las superficies 1-1 es permisible únicamente en el caso cuando en la pila se prevé utilizar los correspondientes nichos (guías), desde los cuales es posible realizar el sellado de las juntas.
- Las juntas de deformación de sección transversal parcial, en ocasiones, se recomienda trazarlas a una profundidad (medida desde la corona de la presa) no menor a la mitad de la altura de la presa; en este caso, es conveniente colocar bajo estas juntas el correspondiente refuerzo de acero (Figura 16.23c y Figura 16.24c).
- A veces es necesario considerar las características constructivas de la compuerta que cierra el orificio.

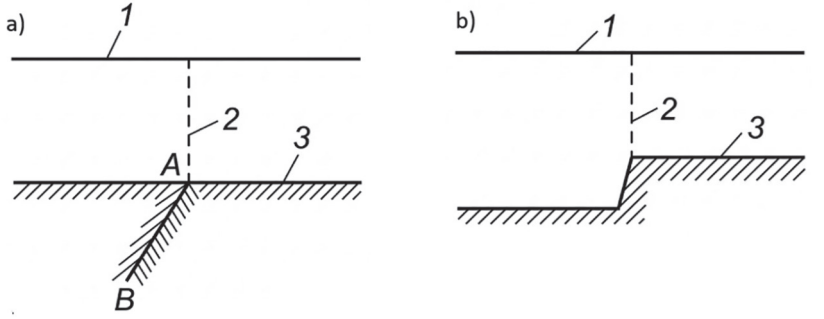


Figura 16.25. Ubicación de una junta de deformación en el límite entre diferentes suelos de cimentación y en el sitio de fractura del perfil del macizo de cimentación.
1- cresta de la presa; 2- junta de deformación; 3- macizo de cimentación.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

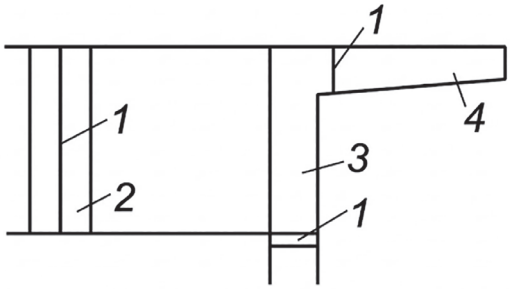


Figura 16.26. Esquema de ubicación en planta de las juntas de deformación en el caso de un muro con paredes de retorno.
1- junta de deformación; 2- pila; 3- muro frontal; 4- pared o muro de retorno.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

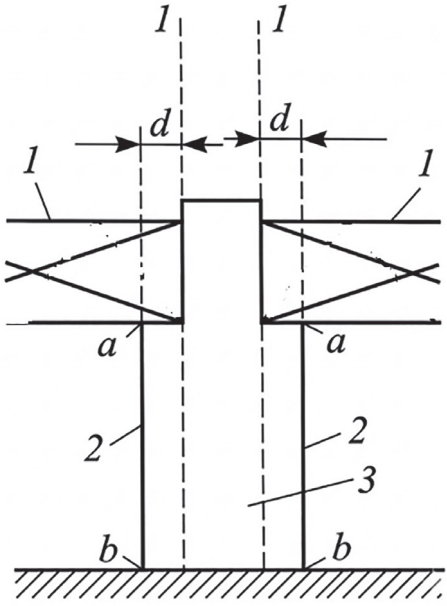


Figura 16.27. Ubicación de las juntas de deformación respecto a la pila.
1- compuerta; 2- junta de deformación; 3- pila.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

16.7.3. Forma y ancho de las juntas permanentes de deformación

Una junta de deformación en su ejecución es plana, ubicada en una sección transversal vertical.

En casos excepcionales poco frecuentes, una junta de deformación térmica se construye con un quiebre en planta.

En el caso de cimentación en roca, el ancho de la junta (de sección completa o de sección parcial) se define en correspondencia con el régimen térmico de la estructura y se adopta igual a 0,5 a 1,0 cm.

En el caso de cimentación en roca y determinadas condiciones térmicas, el ancho de la junta puede ser también nulo.

En el caso de cimentación en suelo el ancho de una junta de sección transversal parcial se adopta igual que en el caso de la cimentación en roca; en lo que tiene que ver con una junta de sección completa el ancho de la junta se adopta en correspondencia con la calidad del suelo de cimentación, con el régimen térmico de la estructura y sus dimensiones de las cuales, en particular puede depender el valor del desfase de los bloques constructivos independientes, en el proceso de su asentamiento. Con frecuencia, en presencia de cimentación no rocosa, dentro de los límites del macizo de cimentación de la estructura el ancho de la junta se adopta entre 1 y 2 cm; dentro de los límites de la parte restante (superior) de la estructura el ancho de la junta se aumenta (escalonadamente) hasta un límite de 5 a 10 cm o más. La instalación y retiro del encofrado (encofrado y desencofrado) obligan en ocasiones a ensanchar las juntas de deformación aproximadamente hasta 30 cm y más; en estos casos, la utilización de encofrado metálico permite disminuir considerablemente el ancho de la junta.

16.7.4. Sellado de las juntas permanentes de deformación

Como parte del sellado de una junta de deformación intervienen los siguientes elementos:

- El sellado propiamente dicho, en forma de diafragma o de núcleo impermeable (sello) que cubre la junta; en casos especiales se adoptan dos diafragmas o dos núcleos.
- Relleno de la junta.
- Sellado de contorno que protege al material que rellena la junta o que protege una junta vacía de ingreso de material o atasco.
- Instalación de drenaje (en forma de dren o pozo) para evacuar el agua que filtra a través de cualquier elemento del sellado.

En casos particulares uno u otro de los elementos enumerados puede no estar presente.

16.8. Muros de enlace

16.8.1. Criterios generales, escenarios y cargas

Por definición, un muro de enlace constituye la estructura ubicada entre la presa de hormigón a gravedad y la ladera del sitio de presa o entre la presa de hormigón a gravedad y la presa de material del lugar, cuando esta forma parte del frente de contención de un sistema de derivación: En este contexto el análisis de un muro de enlace corresponde al de un muro hidráulico que soporta las solicitaciones lateral y vertical del agua superficial y/o de filtración, incluida la subpresión.

El análisis de un muro hidráulico debe incluir la consideración de tres estados límite fundamentales:

- De la capacidad portante (estabilidad y resistencia).
- De deformaciones en caso de que estas estén limitadas por la operación normal de la construcción o de los mecanismos e instalaciones ubicados sobre ella.
- De resistencia al fisuramiento (por formación de fisuras o limitación de la magnitud de la fisura).

El análisis del muro hidráulico se realiza para los escenarios: de operación, de construcción y de reparación.

El análisis mecánico del muro de enlace se ejecuta para la combinación básica de fuerzas (fuerzas permanentes, temporales de larga y corta duración) y para las combinaciones especiales razonablemente posibles (fuerzas permanentes, temporales de corta y larga duración y una solicitación especial).

En la combinación básica de fuerzas cabe considerar:

- El peso propio del muro incluido el de las instalaciones, mecanismos y precargas actuantes sobre él.
- Empuje del suelo en contacto y de las precargas en la superficie de este.
- presión hidrostática del agua superficial y de filtración sobre la construcción del muro, incluida la subpresión, para nivel normal de embalse.
- Fuerzas de acción hidrodinámica del flujo de filtración sobre el relleno tras el muro y el suelo de cimentación, para nivel normal de embalse, considerando el funcionamiento normal de los elementos impermeabilizantes y de drenaje.
- Presión de oleaje, para nivel normal de embalse.
- Solicitaciones térmicas originadas en las variaciones de las temperaturas medias mensuales del entorno, durante el año promedio respecto a las condiciones de temperatura.
- Solicitaciones originadas en los medios de transporte y en los mecanismos de montaje y desmontaje.

El peso propio del muro cabe determinar a partir de las dimensiones geométricas adoptadas y del peso volumétrico del material.

El peso volumétrico del hormigón (sin tomar en cuenta el efecto de los aditivos) es aceptable adoptar, hasta la etapa de factibilidad y, en el caso de construcciones pequeñas hasta la de diseño definitivo, entre 24 y 25 KN/m^3.

En la etapa de diseño definitivo de las construcciones que aseguran la estabilidad gracias a su peso propio, como son los muros a gravedad, el peso volumétrico del hormigón cabe determinar experimen-

talmente en el proceso de investigación para el diseño del hormigón. El peso volumétrico del hormigón armado se determina como la suma del peso volumétrico del hormigón y el 70 % del acero contenido en un metro cúbico de construcción.

La fuerza de presión del agua se determina de acuerdo a los principios de la hidrostática, pudiendo asumirse 10 KN/m^3 como peso específico del agua.

El empuje del suelo sobre el muro se determina de acuerdo a los procedimientos que se desarrollan en el siguiente acápite.

La magnitud de las fuerzas originadas en el flujo de filtración, incluida la subpresión se determinan de acuerdo con los procedimientos establecidos en los apartados correspondientes de los capítulos sistemas fluviales con embalse de regulación y sistemas de derivación sin embalse regulador.

16.8.2. Empuje del suelo (relleno) sobre el muro de enlace

El empuje lateral del suelo sobre el muro de enlace cabe determinar tomando en cuenta la magnitud y dirección del desplazamiento del muro. Al respecto son posibles tres casos:

- El muro se desplaza en dirección "desde el relleno tras el muro".
- El muro no se desplaza en relación al relleno tras el muro, es decir que permanece estático.
- El muro se desplaza en dirección "hacia el relleno tras el muro".

El desplazamiento del muro en relación al relleno tras del muro está condicionado a:

- Deformaciones en el macizo de cimentación.
- Deformaciones de la construcción originadas en el empuje del suelo y en otras fuerzas externas, así como en las solicitaciones térmicas debidas a los cambios de temperatura.

Dependiendo de la magnitud y dirección de los desplazamientos del muro se distinguen tres tipos de empuje lateral: activo, pasivo y empuje estático.

El *empuje activo* E_a se determina bajo el supuesto de la formación de un prisma de falla (prisma de desprendimiento) en el suelo tras del muro, en caso de que la magnitud del desplazamiento del muro desde el relleno sea suficiente para ello.

El *empuje pasivo* del suelo tiene lugar en el caso de desplazamiento del muro hacia el relleno, como reacción de resistencia del suelo a este desplazamiento. Cabe distinguir dos tipos de empuje pasivo:

- Empuje pasivo de *primer grado* (empuje pasivo con formación de un prisma de falla) E_{PF}, que se determina bajo el supuesto de formación de un prisma de falla con deformaciones plásticas, cuando la magnitud del desplazamiento del muro en dirección del relleno es suficiente para ello.
- Empuje pasivo de *segundo grado* (empuje pasivo sin formación de prisma de falla) E_P, que se determina bajo la condición de desplazamiento del muro en dirección de relleno, en una magnitud insuficiente para formar un prisma de falla con deformaciones plásticas.

El *empuje en estado de reposo o estático* E_o surge cuando prácticamente está ausente el desplazamiento del muro, tanto en dirección desde el relleno como en dirección hacia este.

El empuje activo y el empuje pasivo de primer grado (con formación de prisma de falla) corresponden al estado de equilibrio límite del suelo tras del muro. Por esta razón, para determinar con mejor grado de aproximación estos empujes, es conveniente realizar el análisis por el método de la teoría del estado límite del suelo tras del muro.

El empuje de diseño E sobre el muro, dependiendo de las condiciones de interacción de este con el suelo, puede ser igual:

- Al empuje activo del suelo E_a o al empuje en estado de reposo E_o.
- A la suma del empuje activo y al empuje pasivo sin formación de un prisma de deformaciones plásticas $E_a + E_P$.
- Al empuje pasivo con formación de un prisma con deformaciones plásticas.

El empuje activo del suelo sobre el muro es permisible determinar, hasta el nivel de factibilidad, por el método aproximado que aplica la hipótesis de formación en el suelo de una superficie de falla plana.

En el siguiente acápite se consideran los métodos aproximados que parten de la hipótesis de formación de una superficie plana del prisma de falla.

16.8.3. Métodos aproximados para determinar el empuje sobre un muro

16.8.3.1. Empuje activo de suelos no cohesionados

El empuje activo del suelo sobre un muro se determina bajo el supuesto de formación de una superficie plana de falla tras del muro (Figura 16.28). En la superficie de falla la resultante de todas las fuerzas R_1 se aplica desviada de normal en la magnitud del ángulo de fricción interna φ tras el muro.

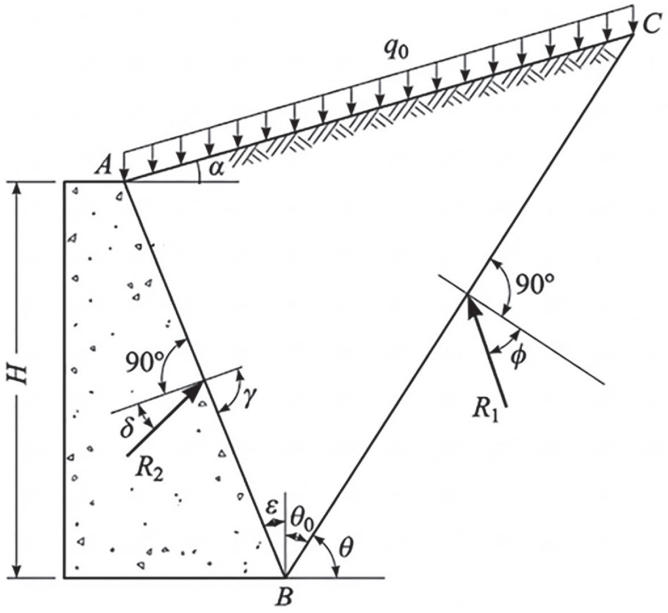


Figura 16.28. Para el análisis del empuje activo de un suelo no cohesionado sobre un muro.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

En la cara oculta *AB* del muro la resultante de todas las fuerzas R_2 se aplica desviada de la normal en la magnitud del ángulo δ.

El empuje activo del suelo E_a, sobre la cara oculta del muro, se determina con la siguiente ecuación:

$$E_a = 0{,}5\gamma H^2 \lambda_a \qquad (15.3)$$

Donde:

H: alto del muro (espesor del suelo tras del muro).
λ_a: coeficiente de empuje lateral activo del suelo que se determina con la siguiente ecuación:

$$\lambda_a = \frac{1}{(1+\sqrt{z})^2}\frac{cos^2(\varphi-\varepsilon)}{cos^2\varepsilon cos(\varepsilon+\delta)} \tag{15.4}$$

Donde:

$$z = \frac{sin(\varphi+\delta)sin(\varphi-\alpha)}{cos\,(\varepsilon+\delta)cos(\varepsilon-\alpha)} \tag{15.5}$$

Donde:

ε: ángulo formado por la cara interna del muro con la superficie vertical.
α: ángulo formado por la superficie del terreno (del relleno) con la horizontal, contra manecillas de reloj; en caso de desvío por manecillas de reloj, el ángulo α es negativo.
γ: peso volumétrico del suelo (relleno) tras del muro.

El ángulo de desvió de la resultante del empuje respecto a la normal a la cara oculta del muro δ, es en ángulo de fricción entre el suelo y el muro, se asume igual al 50 % del ángulo de fricción interna: $\delta = 0{,}5\ \varphi$.

16.8.3.2. Peso volumétrico del suelo tras del muro

El hecho de que los muros hidráulicos operen en contacto con el agua, en particular con la que filtra tras del muro, determina que el empuje total esté constituido por el empuje del suelo seco, ubicado sobre la línea piezométrica del flujo de filtración y por el empuje del suelo sumergido, ubicado bajo dicha línea. En consecuencia, debe ser determinado cada uno de estos dos empujes del suelo; sin embargo, para análisis preliminar puede ser determinado el empuje resultante a partir del peso volumétrico ponderado del suelo tras el muro γ_{PON}, que se determina de la siguiente manera:

$$\gamma_{PON} = \frac{\gamma_{seco}h_{seco}+\gamma_{sum}h_{sum}}{h_{seco}+h_{sum}} \tag{15.6}$$

16.8.3.3. Componentes horizontal y vertical del empuje

El componente horizontal E_{ah} y el vertical E_{av} del empuje activo del suelo sobre el muro se determinan con las siguientes ecuaciones:

$$E_{ah} = E_a cos\,(\varepsilon + \delta) \tag{15.7}$$

$$E_{av} = E_a sin\,(\varepsilon + \delta) \tag{15.8}$$

16.8.3.4. Empuje activo de suelos cohesionados

El empuje activo de los suelos cohesionados sobre un muro se determina en forma similar al caso de los suelos no cohesionados, bajo el supuesto de formación de una superficie plana de falla.

El empuje activo de los suelos cohesionados se puede determinar a través de la ecuación:

$$E_a = E_{a\varphi} - E_{a\varphi c}$$

Donde:

$$E_{a\varphi} = \frac{\gamma_{pon} H^2}{2} * \frac{cos(\varepsilon - \alpha) sin(\theta_o + \varepsilon) cos(\theta_0 + \varphi)}{cos^2 \varepsilon cos(\theta_o + \alpha) sin(\theta_o + \varphi + \delta + \varepsilon)}$$

$$E_{a\varphi c} = \frac{cH cos(\varepsilon - \alpha) cos\varphi}{cos\varepsilon cos(\theta_o + \varphi) sin(\theta_o + \varphi + \delta + \varepsilon)}$$

Donde:

θ_o: ángulo entre la superficie de falla y la vertical.

La determinación del empuje activo con las ecuaciones anteriores se realiza por aproximaciones para varios ángulos θ_o. Como valor de cálculo del empuje activo se asume el mayor máximo.

16.8.3.5. Empuje pasivo con formación de prisma de deformaciones plásticas

Para determinar el empuje pasivo con formación de un prisma de deformaciones plásticas E_{PF}, se asume que, al desplazarse el muro hacia el relleno, en el suelo se forma una superficie plana de falla. En este caso tenemos dos posibilidades: suelos no cohesionados y suelos cohesionados.

En caso de suelos no cohesionados el empuje E_{PF} se determina con la ecuación:

$$E_{PF} = \left(\frac{\gamma_{PON} h_P^2}{2} + q_0 h_P\right) \lambda_{PF} \tag{15.9}$$

Donde:

h_P : Profundidad desde la superficie del prisma de deformación plástica hasta la base del muro (Figura 16.29).

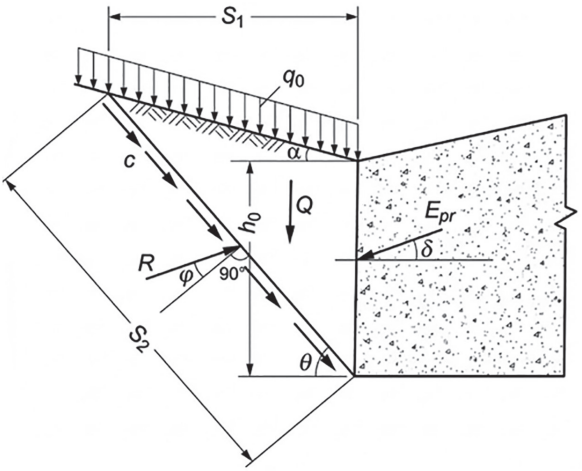


Figura 16.29. Para analizar el empuje pasivo con formación de prisma de deformaciones plásticas.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

El coeficiente de empuje pasivo se puede determinar con la expresión:

$$\lambda_{PF} = tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) \tag{15.10}$$

En el caso de suelos cohesionados, el empuje pasivo con formación de un prisma de desplazamiento se determina con la ecuación:

$$E_{PF} = \frac{(Q_o + q_o S_1) sin(\theta + \varphi) + S_2 cos\varphi \frac{c}{tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)}}{cos(\theta + \varphi + \delta)} \tag{15.11}$$

Donde:

Q_o : peso el prisma con deformaciones plásticas.
S_1 : longitud del prisma de falla en la superficie del suelo.
S_2 : longitud de la superficie de falla del suelo.
θ : ángulo formado por la superficie de falla con la horizontal.

El empuje E_{PF} se determina con la ecuación anterior, por aproximaciones sucesivas del ángulo θ. Como valor de cálculo de E_{PF} se asume el máximo valor.

16.8.3.6. Empuje estático

En el caso de un muro, prácticamente inmóvil respecto al relleno, cuando los desplazamientos de los puntos del lado oculto del muro resultan ser menores a 1/5000 del alto del punto considerado, respecto a la superficie de cimentación, el empuje estático se determina con la siguiente ecuación:

$$E_o = \frac{\gamma_{PON} H^2}{2} \lambda_O \tag{15.12}$$

Donde:

λ_O: coeficiente de empuje lateral del muro en estado de reposo:

$$\lambda_o = \frac{\mu}{1-\mu} \tag{15.13}$$

Donde:

μ: coeficiente de Poisson del suelo tras el muro.

https://doi.org/10.17163/abyaups.177.7

Capítulo 17

Análisis para verificar la estabilidad y resistencia de las presas vertedero a gravedad de hormigón cimentadas en suelo

17.1. Aspectos generales

En los temas anteriores sobre presas ciegas de hormigón a gravedad cimentadas en roca, fueron establecidos los cálculos de estabilidad y resistencia para dicho tipo de presas. En particular fueron discutidos los temas:

- Formulación del perfil teórico triangular de la presa de hormigón, en función del coeficiente de fricción entre la base de la presa y el suelo de cimentación.
- Cálculos de la estabilidad al corte de secciones transversales parciales de la presa así como de las secciones transversales completas de la presa a lo largo de la superficie de contacto con la roca de cimentación; respecto a este punto, en particular fue explicada la razón por la cual en el caso de las presas a gravedad de hormigón no cabe realizar la verificación de la estabilidad al vuelco; además, en los cálculos de la presa al corte el nivel de cálculo del agua en el tramo aguas abajo no necesariamente cabe asumir en las cotas más bajas.
- Estado tensional del cuerpo de la presa y sobre de la resistencia del hormigón a partir de dicho estado tensional; al respec-

to se enfatizó que en el cuerpo de una presa implantada en roca no son permisibles los esfuerzos de tracción.

Adicionalmente, en la aplicación práctica correspondiente al aliviadero de excedentes, fue desarrollado del cálculo a la flotación de una losa de disipación; este cálculo puede ser aplicable para la losa ubicada al pie de la presa vertedero.

17.2. Fuerzas actuantes en una presa vertedero cimentada en suelo

17.2.1. Presión hidrodinámica del agua en el cuerpo de la presa desde el flujo superficial (no de filtración)

Para las presas vertedero pueden haber dos casos diferentes. Aplicando la ecuación de la variación de la cantidad de movimiento al volumen de agua comprendido entre las secciones 1-1 y 2-2 (Figura 17.1b), es posible determinar las componentes horizontal y vertical de la presión hidrodinámica que actúa en la presa de hormigón si las compuertas están abiertas y el agua vierte sobre la presa. La comparación de los componentes mencionados con las fuerzas de presión hidrostática obtenidas para el caso de compuertas cerradas, evidencia que en calidad de escenario de diseño (el de mayor riesgo) cabe asumir el caso mostrado en la Figura 17.1a, es decir, calcular la presa para presión hidrostática.

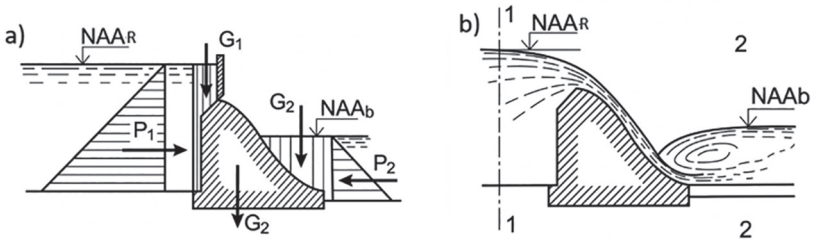


Figura 17.1. Casos de presión hidrostática (a) e hidrodinámica (b) sobre la presa.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

En algunos casos, para realizar los cálculos estáticos es necesario adicionalmente considerar la presión en los bloques constructivos independientes de la presa proveniente del agua que se encuentra en las juntas de deformación. Esta presión se determina con las ecuaciones usuales de la hidrostática.

17.2.2. Presión hidrodinámica del agua desde el flujo de filtración (subpresión)

Sea por método de los coeficientes de resistencia o por el de la línea del contorno desarrollado (apartado 14.5) se construye la línea piezométrica P-P para el contorno subterráneo de la presa 1-2-3-a-4-5-6 (Figura 17.2).

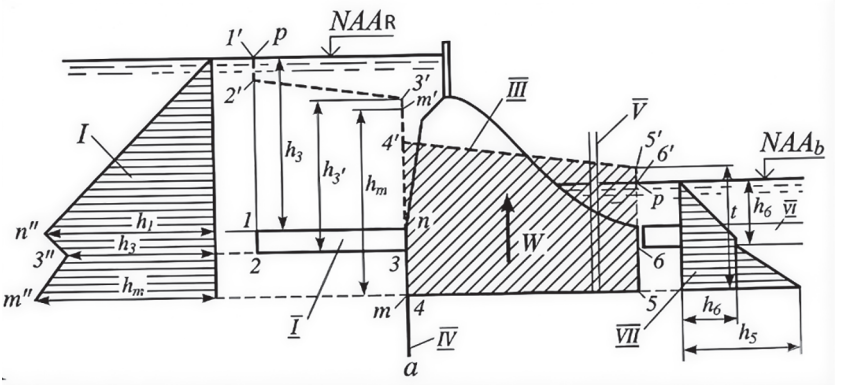


Figura 17.2. Construcción del diagrama I de la presión horizontal del agua (actuante sobre y bajo la superficie del terreno) en la cara superior (aguas arriba) de la presa.
I- diagrama; II- carpeta; III- línea piezométrica P-P; IV- tablestaca; V- piezómetro imaginario; VI- losa de disipación; VII- diagrama de la presión horizontal del agua en la cara inferior (aguas abajo) de la presa.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

La presión hidrodinámica en cualquier punto del contorno subterráneo de la presa se determina con la profundidad de dicho punto bajo el punto correspondiente (punto ubicado en la vertical en la que se encuentra el punto considerado) que pertenece a la línea P-P. La subpre-

sión W-W que actúa en la base 4-5 de la presa se expresa con el trapecio 4-4'-5´-5. Tomando en cuenta lo indicado respecto a la presión del agua en los puntos del contorno subterráneo, fácilmente se construye la línea n"-3"-m", que limita el diagrama de la presión horizontal del agua en el tramo vertical n-3-m del contorno del macizo de hormigón de la presa (Figura 17.2). En forma análoga puede ser construido el diagrama de la presión horizontal del agua que actúa en presa desde el tramo aguas abajo (desde el lado del flujo de filtración).

Es necesario recalcar que la junta que separa de la presa a la losa de disipación es permeable y por esta razón en dicha junta actúa la presión del flujo abierto a la misma que se considera hidrostática.

Las filas de tablestacas de pilotes siempre soportan la acción de la presión horizontal del agua dirigida hacia aguas abajo. Sin embargo, estas fuerzas que surgen debido a la diferencia de presiones del agua sobre la tablestaca, desde sus lados (aguas arriba y aguas abajo), no representan interés.

17.2.3. Presión hidromecánica en el cálculo de una presa con carpeta anclada de hormigón armado

En caso de que el macizo natural de cimentación de la presa se caracterice por tener pequeño ángulo de fricción interna (por ejemplo, un suelo arcilloso) es posible incrementar la estabilidad de la presa al corte con la ayuda de una carpeta anclada de hormigón armado (Figura 17.4). La idea de la carpeta anclada que incrementa la estabilidad de la presa, puede ser aplicada cuando se presente la necesidad de aumentar la estabilidad al corte de otras estructuras, por ejemplo, de los muros de contención. En estos casos, adicional a las fuerzas de presión hidromecánica consideradas líneas arriba, en los puntos 16.2.1 y 16.2.2 es necesario considerar además la presión vertical del agua sobre la carpeta, la misma que se expresa (en el caso más general) con el diagrama IV mostrado en la Figura 17.4; si bajo la carpeta anclada se cuenta con drenaje horizontal, que generalmente es incluido, entonces el diagrama

de presión IV que tiene forma trapezoidal, prácticamente se transforma en rectangular.

Las carpetas ancladas de hormigón armado, en el caso de cimentación arcillosa, constituyen un medio muy efectivo para incrementar la estabilidad de la presa. El diseño de dichas carpetas (su armado y el armado de la base misma de la presa) se basa en la aplicación de métodos especiales de análisis.

17.2.4. Presión del suelo en la presa en el sitio de su enlace con la carpeta

17.2.4.1. La carpeta es permeable

Cuando es construida de suelo arcilloso poco permeable considerando la junta $n-3$ de enlace de la carpeta con la presa (Figura 17.3). Por cuanto el agua filtra a través de la arcilla entonces la carga a lo largo de la línea $n-3$ cae de H_n a H_3 (Figura 17.3). La superficie de referencia está identificada como 0-0. La carga se expresa a través de la elevación de la línea de carga (que en el caso dado es la línea piezométrica) sobre la superficie de referencia.

La gradiente piezométrica (hidráulica) a lo largo de la línea $n-3$ es:

$$i_{n-3} = \frac{(H_n - H_3)}{t} = h_{n-3}/t \qquad (16.1)$$

Donde:

t: longitud de la junta $n-3$ (espesor de la carpeta).

La fuerza de filtración dirigida verticalmente hacia abajo y que actúa sobre 1 m^3 de la arcilla de la que está constituida la carpeta es igual a:

$$f_f = \gamma_o \frac{h_{n-3}}{t} \qquad (16.2)$$

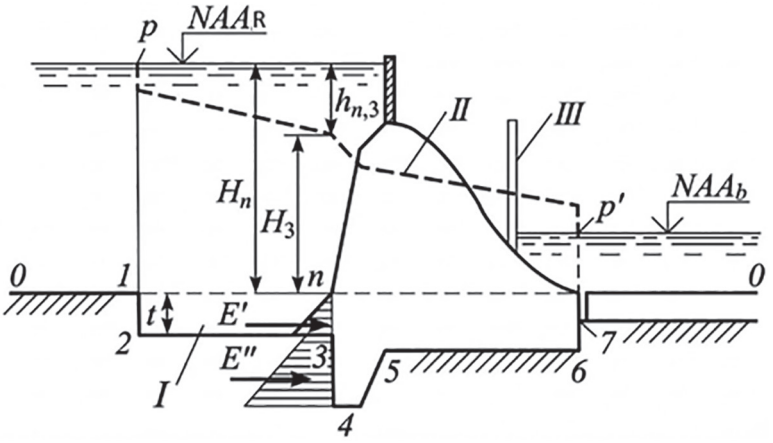


Figura 17.3. Para calcular la presión (empuje) horizontal E' (de la carpeta de arcilla) y E'' (del suelo ubicado debajo de la carpeta de arcilla).
I- carpeta de arcilla; II- línea piezométrica P-P para el contorno subterráneo; III- piezómetro imaginario; 1-2-3-4-5-6-7- contorno subterráneo de la presa.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Para el cálculo de la estabilidad de la presa no se considera esta fuerza de filtración, pero en cambio se asume que el peso específico del suelo no es igual a γ_{sum} , sino a:

$$\gamma_{car} = \gamma_{sum} + \gamma_o \frac{h_{n-3}}{t} \tag{16.3}$$

A partir de estas consideraciones se construye el diagrama del empuje activo *E*' del suelo de la carpeta en el tramo $n-3$ del contorno de la presa (Figura 16.3).

En lo que respecta al empuje pasivo *E*" en la cara de la presa 3-4, este se determina considerando: si el suelo de cimentación está sumergido en agua (aquí las fuerzas de filtración generalmente son despreciadas) y si la superficie del suelo de cimentación 2-3 soporta el peso de la carpeta, cuyo peso específico condicional se determina como se estableció líneas arriba.

17.2.4.2. La carpeta es impermeable

Es fácil observar que la carpeta desde arriba soporta el peso de la columna de agua $1-P_1-a-d$; desde abajo en la carpeta actúa la subpresión expresada por la superficie $1-c-b-d$ (Figura 17.4).

De esta manera, la carpeta considerada resulta estar comprimida hacia el suelo de cimentación por una fuerza que se cuantifica a través de la superficie $P_1-a-b-c$.

Multiplicando cada ordenada vertical de esta superficie por γ_o (peso específico del agua) se obtiene la carga sobre la superficie de cimentación, con cuya consideración se determina el empuje activo E del suelo que actúa sobre la cara 2-3 de la presa. En este cálculo, al igual que en el primer caso se considera que el suelo de cimentación es sumergido (las fuerzas de filtración son despreciadas).

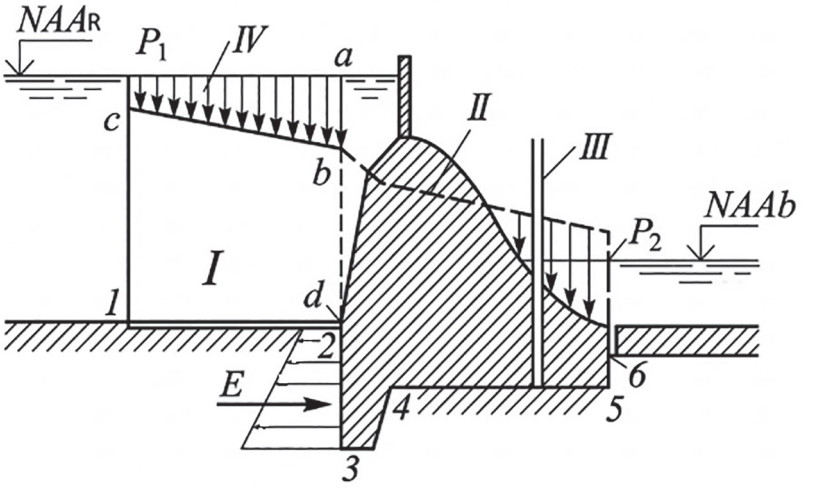


Figura 17.4. Para calcular el empuje horizontal E del suelo de cimentación sobre la cara 2 y 3 de la presa en el caso de carpeta absolutamente impermeable I.
I- carpeta; II- línea piezométrica P_1-P_2; III- piezómetro imaginario; IV- diagrama de la presión del agua en la carpeta; 1-2-3-4-5-6- contorno subterráneo de la presa.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

17.2.5. Empuje pasivo del suelo en la presa desde el tramo aguas abajo

El empuje pasivo del suelo en la presa desde el tramo aguas abajo se determina bajo el supuesto de que el suelo de cimentación es sumergido (las fuerzas de filtración no se consideran). Además, se considera que la superficie del suelo soporta la carga de la losa de disipación; dicha carga debe ser disminuida en la magnitud de la fuerza de empuje hidrodinámico aplicada sobre la losa (fuerza de Arquímedes).

17.3. Verificación de la estabilidad de la presa vertedero al corte en el contacto con el suelo de cimentación

17.3.1. Aspectos generales

Para verificar la estabilidad de la presa vertedero al corte en el contacto con el suelo de cimentación, ante todo, se formula un esquema simplificado para el cálculo de la sección transversal de la presa, eliminando diferentes detalles que no pueden influir significativamente en los resultados finales del cálculo. No se considera la influencia en la estabilidad de la presa de las filas de tablestacas de pilotes, así como tampoco la resistencia al corte de la losa de disipación en la cual "se apoya" la presa por cuanto dicha losa debe encontrarse en estado muy cercano al estado límite de equilibrio (sin considerar la presión sobre ella desde el lado de la presa).

Generalmente, todas las fuerzas que actúan en la presa son descompuestas en sus componentes horizontal y vertical y de esta manera en adelante se opera únicamente con dos sistemas de fuerzas: horizontal y vertical.

Al ejecutar el cálculo se distinguen escenarios de cálculo tomando en cuenta los valores normativos de los coeficientes o factores de seguridad, las condiciones de trabajo mecánico de las estructuras, las combinaciones de fuerzas para los diferentes escenarios de cálculo, así como también las magnitudes de las correspondientes características, en particular de las de resistencia del suelo de cimentación.

En el análisis al corte de la presa vertedero sobre una cimentación en suelo (así como sobre roca) cabe diferenciar dos casos:

- Se refiere principalmente a cimentación sobre roca. La parte con vertido de la presa está separada de las pilas por las juntas de deformación. En este caso la estabilidad al deslizamiento de las pilas es calculada por separado. En lo que respecta a la parte con vertido de la presa para el cálculo se toma 1 m de longitud de la presa (es decir que se aplica el modelo bidimensional o plano).
- La parte con vertido de la presa no está separada de las pilas. En este caso para el cálculo se toma el bloque constructivo de la presa que incluye dos semipilas, una a cada lado y el tramo de vertido de la presa comprendido entre dichas semipilas.

En el segundo caso se aplica uno de los dos siguientes métodos de cálculo:

- Se realiza el análisis el corte del bloque completo de la presa (se aplica el modelo espacial o tridimensional).
- Se realiza el análisis de corte de 1 m de longitud de la parte con vertido de la presa, tomando en cuenta las siguientes fuerzas: a) las que directamente actúan sobre esta parte; b) las fuerzas adicionales horizontales $P'_x = \frac{P_{xp}}{b_o}$ y las verticales $P'_y = \frac{P_{yp}}{b_o}$, donde P_{xp} es la presión horizontal en la pila básicamente desde el lado de las compuertas y del hielo, en las regiones geográficas con temperaturas negativas), P_{yp} es la diferencia de los pesos de la pila (junto con puentes y mecanismos de maniobra) y del tramo de vertido de la presa de longitud igual al espesor de la pila, y b_o es la longitud del tramo separado de la presa (distancia entre los ejes de las dos pilas vecinas).

Es más cómodo realizar el cálculo con el segundo método por tres razones:

- Condicionalmente se supone que las compuertas no transmiten la presión hidrostática a las pilas sino a la presa, es decir que al analizar el 1 m de longitud de la parte con vertido de la presa se toma en cuenta todo el triángulo de presión hidrostática 1-2-3 (Figura 17.5) más no únicamente el trapecio 1-4-5-3.
- La presión de los objetos flotantes en las pilas se distribuye uniformemente en todo el frente de la presa, es decir, se considera igual a P_{fl} (Figura 17.5).
- Se incrementa el peso del 1m de presa, como fue anotado antes, en la magnitud P_y'.

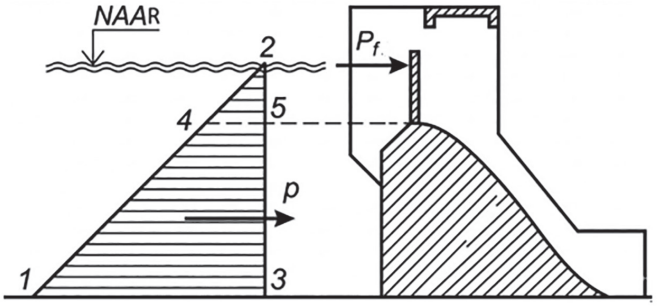


Figura 17.5. Para formular el esquema de fuerzas de cálculo (para analizar la estabilidad de la presa al corte.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Al realizar el análisis de estabilidad al corte en el caso de cimentación en suelo se distinguen: el corte de la presa por la superficie horizontal de cimentación y el corte de la presa por alguna superficie que pasa dentro del macizo natural de cimentación, cuando la presa se desliza conjuntamente con algún volumen del suelo de cimentación, es decir se trata de corte con arrastre de dicho suelo.

En caso de contar con una superficie plana de la base de la presa y suelo de cimentación homogéneo la superficie de corte con frecuencia

pasa por la superficie de cimentación (sin arrastre del suelo de cimentación). En este caso el esquema o modelo del cálculo de estabilidad de la presa al corte no se diferencia en nada del esquema o modelo de cálculo de la estabilidad de la presa aplicado para el caso de cimentación en roca.

17.3.2. Corte de la presa sobre la superficie horizontal de cimentación

Como se ha anotado, la pérdida de la estabilidad de una presa de hormigón cimentada en suelo puede tener lugar en el contacto de la base de la presa y el macizo de cimentación (deslizamiento plano) o a lo largo de una superficie de configuración relativamente compleja, ubicada en el interior del macizo de cimentación.

A partir de investigaciones específicas se ha establecido que, si los esfuerzos de contacto normales a la superficie de cimentación no superan determinado valor crítico, el deslizamiento tiene carácter superficial-plano, caso contrario tiene carácter profundo, es decir que se produce en el interior del macizo de cimentación.

Considerando el proceso de deslizamiento de una presa a partir del modelo de deslizamiento de una losa, se puede representar el esquema de carga, a través de una componente longitudinal de fuerzas y una componente vertical (Figura 17.7); la capacidad portante del suelo de cimentación soporta la fuerza vertical a través de los esfuerzos normales σ y la fuerza horizontal a través de los esfuerzos tangenciales τ. La relación de los esfuerzos tangenciales y normales se sujeta a la ley de Coulomb, como se puede apreciar en el gráfico.

Hasta que los esfuerzos normales no superan cierto valor crítico σ_{CRIT} rige le la relación lineal con el esfuerzo tangencial. Una vez superado este valor crítico deja de regir la ley mencionada.

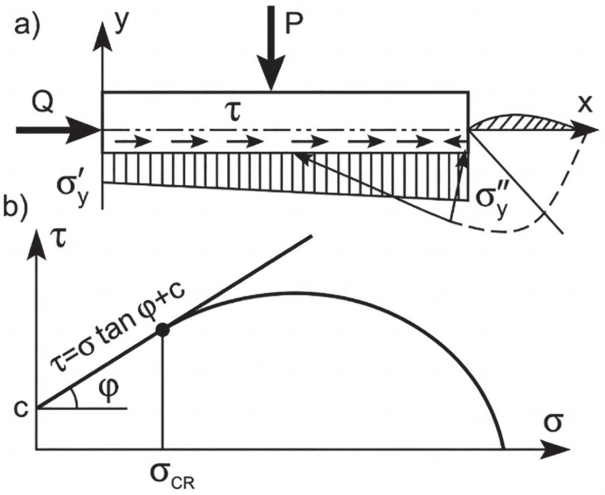


Figura 17.6. Esquema de deslizamiento de una losa.
a- fuerzas actuantes; b- estado crítico.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Para determinar el esfuerzo normal crítico existen varios procedimientos, uno de ellos está dado por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{CRIT} = 2{,}5\, tg\varphi * B * \gamma_{SUM} + 2c(1 + tg\varphi) \tag{16.4}$$

Donde:

$tg\varphi$: ángulo de fricción interna del suelo de cimentación.
B: ancho de la base de la presa (losa).
γ_{SUM}: peso volumétrico del suelo sumergido de cimentación.
c: cohesión específica del suelo de cimentación.

En consecuencia, si se cumple la condición de que el esfuerzo normal máximo σ_{max} en la base de la presa no supera al esfuerzo normal crítico $\sigma_{max} \leq \sigma_{CRIT}$, es suficiente verificar la estabilidad al corte de la presa con el modelo superficial plano a lo largo del contacto de la presa con el suelo de cimentación; caso contrario, cuando $\sigma_{max} > \sigma_{CRIT}$

es necesario, a más de verificar la estabilidad al corte con el modelo superficial plano, adicionalmente, verificar la estabilidad al corte profundo en el interior del suelo de cimentación.

En el caso de análisis al deslizamiento plano se utiliza la ecuación que permite obtener el factor de seguridad al deslizamiento a través de la relación de la suma de fuerzas resistentes a la suma de las fuerzas deslizantes.

$$FSD = \frac{tg\varphi * \sum N + cB}{\sum T} \tag{16.5}$$

Donde:

$\sum N$: suma de fuerzas normales a la superficie de deslizamiento.
$\sum T$: suma de fuerzas deslizantes.
B: ancho de la base de la sección transversal de la presa.

Esta ecuación corresponde al caso cuando la superficie horizontal de deslizamiento coincide con el nivel de cimentación de la presa, es decir con la base de sus dentellones.

17.3.3. Corte de la presa por una superficie al interior del suelo de cimentación (deslizamiento profundo)

En este caso hay tres opciones:

- En presencia de un dentellón superior (aguas arriba) bajo la presa, suficientemente profundo y resistente, el mismo que en caso de deslizamiento de la presa puede arrastrar consigo algún volumen del suelo de cimentación (Figura 17.7).
- En caso de suelo de cimentación no homogéneo, cuando las características de resistencia del suelo a determinada profundidad resultan ser menores que en la superficie.
- Cuando el suelo de cimentación tiene bajos indicadores de corte, por ejemplo, en el caso de arcillas plásticas.

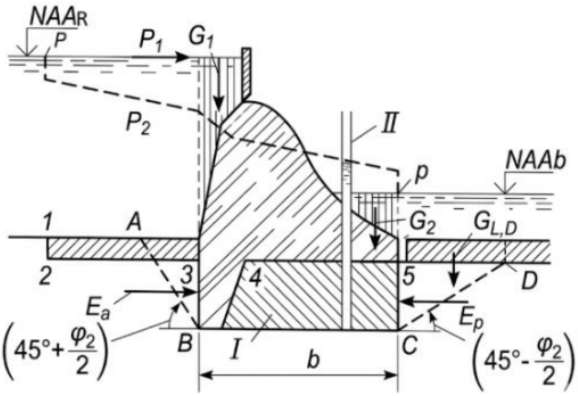


Figura 17.7. Para calcular la estabilidad al corte de una presa por la superficie horizontal ***BC***.
I- suelo que se desliza en conjunto con la presa; II-piezómetro imaginario.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

En el segundo caso se consideran dos métodos de cálculo de la estabilidad de la presa:

- Relativo únicamente a una presa con dentellón superior (aguas arriba) y suelo de cimentación homogéneo.
- Relativo tanto a presas con dentellón superior (en presencia de suelo de cimentación homogéneo), como a cualquier macizo de cimentación heterogéneo (no homogéneo).

Como se podrá apreciar, aplicando el primer método se asume que la parte principal de la superficie de corte es una superficie plana que pasa por el nivel de la base del dentellón; en el caso del segundo método se utiliza el modelo de cálculo de las superficies cilíndrico-circulares de corte del suelo. El primer método es algo condicional, sin embargo, la práctica demuestra que, con frecuencia, los resultados del cálculo que se obtienen son totalmente coherentes y aceptables.

Al aplicar el segundo método es necesario asumir una serie de superficies de corte del suelo cilíndrico-circulares (que pasan a través

del punto *m* , Figura 17.8) y como en el caso del análisis de los taludes de tierra, se requiere encontrar la superficie con mayor riesgo de corte que se caracteriza por tener el valor mínimo del coeficiente o factor de seguridad al deslizamiento. Precisamente este coeficiente mínimo se adopta como coeficiente o factor de seguridad de la estabilidad de la presa. En este caso, se asume que la presa es estable si el coeficiente mínimo encontrado no es menor al coeficiente o factor permisible de seguridad al deslizamiento. El segundo método tiene un mejor grado de aproximación; sin embargo, tiene la desventaja que se requiere considerar una serie de superficies cilíndrico-circulares de corte.

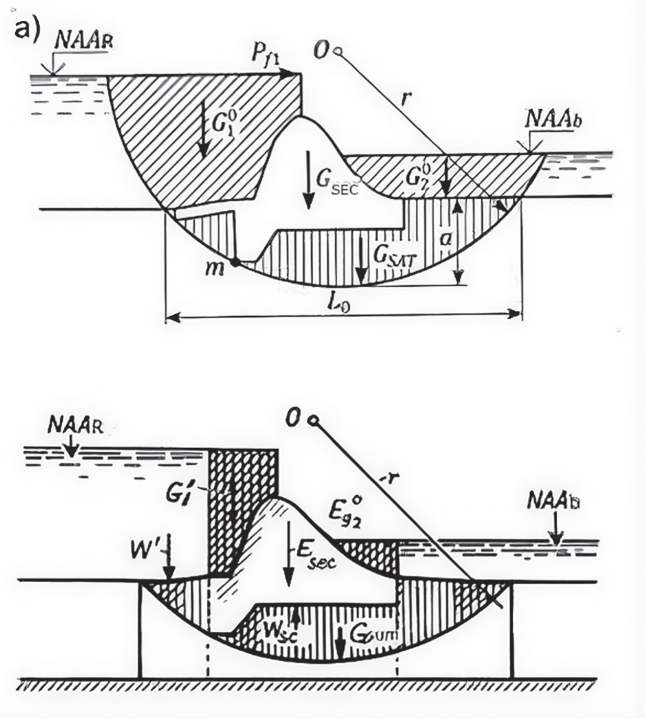


Figura 17.8. Para calcular la estabilidad de una presa por el método de las superficies cilíndrico-circulares de corte.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

17.3.4. Cálculo de la estabilidad al corte de una presa con dentellón superior profundo (caso de suelo de cimentación homogéneo)

En correspondencia con lo anotado se considera que la superficie de posible falla al corte de la presa está formada por tres superficies: *AB*, *BC* y *CD* (Figura 17.7). La principal parte horizontal de la superficie de corte se considera que es la base de la presa *BC* y el suelo ubicado sobre dicha superficie (sombreado en la figura) se añade al cuerpo de la presa. En este caso la línea piezométrica P-P que determina la subpresión puede ser construida (en ausencia de drenaje bajo la presa) para el contorno subterráneo condicional 1-2-3-*B*-*C*-5, considerando que, en este caso, el peso específico del suelo sombreado (ubicado sobre la línea *BC*) igual a $\gamma' = \gamma_{sat} \approx 20 \frac{kN}{m^3}$, dónde γ_{sat}- peso específico del suelo saturado de agua.

En presencia de drenaje bajo la presa, la línea P-P cabe construir para el contorno subterráneo real o efectivo 1-2-3-*B*-4-5, suponiendo que el peso específico del suelo ubicado sobre la superficie *BC* es igual al peso específico de suelo sumergido.

Para simplificar el cálculo de la estabilidad de la presa al corte sobre la superficie horizontal *BC* de longitud suficiente la verificación de la estabilidad de acuerdo al criterio

$$n_c N_p \leq \frac{m_{pr}}{k_s} R \qquad (16.6)$$

Donde:

N_p: fuerzas deslizantes.
R: fuerza límite de resistencia.
n_c: coeficientes de combinación de fuerzas, n_c=0,9…1,0.
$m_{pr} = 1$: coeficiente de condiciones de trabajo de la presa.
k_s = 1,1...1,25: coeficiente o factor se seguridad.

Es posible determinar con ayuda de las siguientes ecuaciones:

$$N_p = \sum P_x;\ R = tg\varphi_I \sum P_y + c_1 b + m_1 E_p \tag{16.7}$$

Donde:

$\sum P_y$: suma de todas las fuerzas verticales activas que actúan en el macizo de hormigón de la presa y el suelo, añadido desde bajo la presa, ubicado sobre la superficie *BC*.
$\sum P_x$: suma de todas las fuerzas horizontales activas que actúan en el macizo de hormigón de la presa y el suelo, añadido desde bajo la presa, incluyendo el empuje activo del suelo E_a que actúa desde la izquierda.
b: ancho de la base de la presa.
c_1: fuerza específica de cálculo por la cohesión del suelo.
φ_I: ángulo de cálculo de fricción interna del suelo.
E_p: empuje pasivo del suelo (actuante desde la derecha).
m_1: coeficiente de condiciones de trabajo para E_p.

Al ejecutar el cálculo con la ecuación considerada es necesario tomar en cuenta lo siguiente:

- El empuje pasivo E_p se puede considerar únicamente en el caso de ser permisible alguna deformación de corte de la presa en dirección hacia el tramo aguas abajo. En ocasiones el empuje pasivo no se considera tomando en cuenta la posibilidad de que surja un cono de erosión aguas debajo de la presa.
- En el cálculo del empuje activo del suelo de la carpeta arcillosa sobre la presa se considera la componente vertical de las fuerzas de filtración actuantes en el suelo de la carpeta. Para determinar los empujes activo y pasivo del suelo de cimentación en la presa se desprecian; esta suposición no va en dirección de la seguridad.
- En el caso de presencia de sedimentos acumulados frente a la presa es necesario considerar su empuje sobre la presa.

17.4. Análisis preliminar de resistencia de las presas vertedero cimentadas en suelo

Este análisis incluye la verificación de la ausencia de esfuerzos negativos en la base de la presa y de la capacidad portante del suelo de cimentación.

Los esfuerzos extremos $\sigma_{max} = \sigma_1'' = \sigma_y''$ y $\sigma_{min} = \sigma_2' = \sigma_y'$,[5] deben satisfacer las siguientes condiciones:

$$\sigma_y'' \leq \sigma_{PER} \tag{16.8}$$

$$\sigma_y' \geq 0 \tag{16.9}$$

Donde:

σ_{PER}: esfuerzo permisible a la compresión del suelo de cimentación (algunos valores referenciales están indicados en la Tabla 16.1).

Como se ha indicado anteriormente, cuando el esfuerzo normal máximo en la base de la presa supera al esfuerzo normal crítico, es necesario realizar a más del análisis al deslizamiento plano, también el análisis al deslizamiento profundo.

Para realizar el análisis al deslizamiento profundo existen métodos especiales que no forman parte del presente curso. Independiente de esto, siempre debe ser verificado si se requiere o no el análisis al deslizamiento profundo, a partir de la condición ya establecida:

$$\sigma_{max} > \sigma_{CRIT} \tag{16.10}$$

5 Estas igualdades obedecen al hecho de que, en los casos de las presas a gravedad cimentadas en suelo, normalmente los paramentos aguas arriba y aguas abajo son verticales en el contacto con la superficie de cimentación, debido a la presencia de dentellones.

En consecuencia, es suficiente el análisis al deslizamiento plano, únicamente cuando se cumpla la condición:

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{CRIT} \tag{16.11}$$

Tenemos *tres conclusiones importantes* respecto a los análisis de estabilidad y resistencia de las presas vertedero:

Primero, en todos los casos es necesario verificar la estabilidad del deslizamiento superficial respecto a la superficie plana en la que está ubicada la base de la presa:

$$FSD \geq FSD_{PER} \tag{16.12}$$

Donde:

FSD_{PER}: factor permisible de seguridad al deslizamiento, el mismo que depende del nivel de importancia de la presa y de la combinación de fuerzas:

$$FSD = \frac{tg\varphi * \Sigma N + cB}{\Sigma T} \tag{16.13}$$

Donde:

φ : Ángulo de fricción en el contacto de la presa de hormigón con el suelo de cimentación.
ΣN: suma de fuerzas normales a la superficie de cimentación, incluida la subpresión.
c: fuerza específica de fricción en la superficie de cimentación.
B: ancho de la base de la presa.
ΣT: suma de fuerzas deslizantes, paralelas a la superficie de cimentación.

Segundo, es necesario verificar la estabilidad al deslizamiento profundo en caso de que no se cumpla la siguiente condición:

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{CRIT} \tag{16.14}$$

Donde:

σ_{max}: esfuerzo vertical máximo en la base de la presa, que normalmente es igual al esfuerzo vertical al pie de paramento aguas abajo $\sigma_{max} = \sigma_y''$:
σ_{CRIT}: esfuerzo crítico que se determina con la siguiente ecuación:

$$\sigma_{CRIT}=2{,}5\ tg\varphi * B * \Upsilon_{SUM} + 2c(1+tg\varphi) \tag{16.15}$$

Donde:

γ_{SUM}: peso específico del suelo de cimentación sumergido.
B: ancho de la base de la presa.

Y tercero, la ausencia de esfuerzos de tracción (esfuerzos negativos) se verifica con la siguiente relación:

$$\sigma_{min} \geq 0 \tag{16.16}$$

Donde:

σ_{min}: esfuerzo mínimo en la base de la presa, el mismo que normalmente es igual al esfuerzo vertical, al pie del paramento aguas arriba de la presa:

$$\sigma_{min} = \sigma_2' = \sigma_y' \tag{16.17}$$

Tabla 16.1
Esfuerzos permisibles a la compresión de suelos.

Denominación del suelo	Esfuerzos permisibles en el suelo, kpa		Observación
	máximo	mínimo	
1. Suelos arcillosos			
Arcillas duras	700	330	Depende de la porosidad
Arcillas plásticas	400	130	Depende de la porosidad
Limos arcillosos duros	400	300	
Limos arcillosos plásticos	330	130	
2. Suelos arenosos			
Limos arenosos poco húmedos	400	330	Depende de la densidad
Limos arenosos húmedos	330	200	
Arenas muy finas poco húmedas	400	350	
Arenas muy finas húmedas	300	250	
Arenas muy finas saturadas	200	150	
Arenas finas poco húmedas	450	300	
Arenas finas húmedas y saturadas	350	200	
Arenas medias independiente de la humedad	500	400	
Arenas gruesas y gravosas independiente de la humedad	650	500	
3. Suelos de granulometría gruesa			
Cantos rodados con arena en los poros	850	850	
Cantos rodados con arcilla en los poros	550	350	Depende de la consistencia de la arcilla
Gravas originadas en rocas cristalinas	700	700	
Gravas originadas en rocas sedimentarias.	400	400	
Los valores de la tabla consideran un ancho mínimo del cimiento no menor a 1 metro y una profundidad de cimentación no menor a dos metros.			

https://doi.org/10.17163/abyaups.177.8

Capítulo 18

Captaciones directas desde los cauces naturales[6]

18.1. Criterios generales

Estas captaciones constituyen parte de los sistemas de derivación, los mismos que con frecuencia incluyen una presa de pequeña altura para elevar el nivel de agua (presa de derivación) y facilitar su captación. En este caso, se trata de una captación directa con presa. Cuando el sistema no incluye la presa de derivación, se trata de una captación directa sin presa.

Las captaciones directas, en la mayoría de los casos, son superficiales y, por consiguiente, el orificio de entrada es un vertedero, normalmente de pared ancha o de perfil práctico que entrega el agua a un canal que transporta el líquido al usuario o usuarios del sistema.

Una captación directa desde satisfacer las siguientes condiciones:

- Entregar el agua al canal de conformidad con el gráfico de demanda del usuario o usuarios del sistema.
- Evitar el ingreso al canal de objetos flotantes y sedimento de fondo; c) Permitir la suspensión del servicio en caso de necesidad.

6 El material de este tema será desarrollado con detalle en una publicación específica relativa a las estructuras de captación directa desde cauces naturales.

- La margen del río en el sitio de captación debe ser estable, de fácil acceso y no inundable.

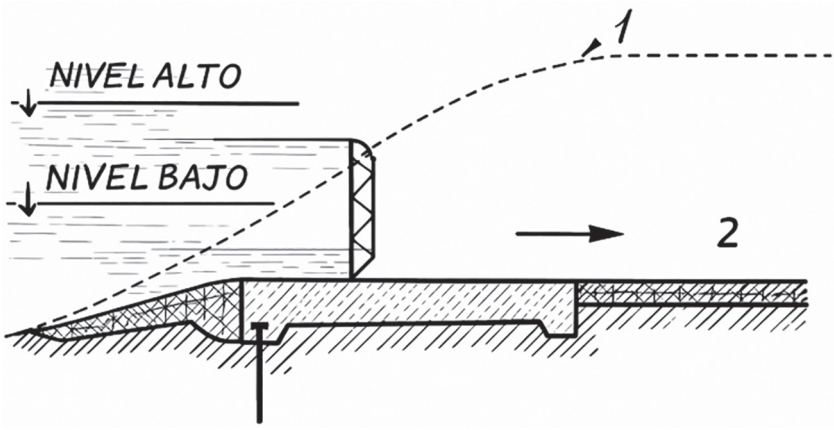


Figura 18.1. Esquema de una captación directa.
1- ladera; 2- canal.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

En los casos cuando el río transporta gran cantidad de sedimento la captación con o sin presa es una construcción relativamente compleja. Para enfrentar el problema que representan los sedimentos la obra de captación tiene características constructivas especiales, incluye elementos como galerías de purga y, con frecuencia, un desarenador que generalmente se ubica aguas abajo de dicha obra de captación, aun cuando en algunos casos puede estar ubicado en el cauce natural, inmediatamente aguas arriba de la obra de toma.

Para el diseño de una obra de captación directa se requiere la siguiente información:

- Geológica y topográfica.
- Hidrológica y sedimentológica.
- Gráfico de demanda.

A continuación, serán consideradas las captaciones directas para satisfacer sistemas de riego y que operan en condiciones caracterizadas por la abundante cantidad de sedimentos. En este marco, se asumirá que los caudales requeridos por el esquema de demanda siempre pueden ser satisfechos en las condiciones naturales del río; en caso de que esta condición no se cumpla, se requiere recurrir a un sistema con regulación de caudales anual o multianual, con un embalse de regulación y una captación desde embalse.

18.2. Tipos de captaciones directas

18.2.1. Captación directa con presa

Se adopta cuando los niveles del agua requeridos durante el año en el cauce natural no son satisfechos. En este caso, el nivel de agua en el río se elevará mediante la implantación de una presa. Esta estrategia se adopta también para captar el agua en el sitio considerado, desde cotas más altas, para de esta manera poder trazar el canal de conducción a lo largo de un eje con mayor dominio de cota. En ocasiones se requiere captar el agua desde las dos márgenes del río, en estos casos la inclusión en el sistema de una presa permite distribuir el agua entre las dos márgenes, con mayor facilidad.

18.2.2. Captación directa sin presa

Esta opción se adopta cuando los niveles de agua en el río durante el año son suficientes para satisfacer la entrega de agua en la cota requerida por el usuario, en la abscisa inicial del canal de conducción. Sin embargo, cuando la pendiente del fondo del río es alta, este tipo de captación se adopta también si los niveles de agua del río en el sitio considerado no son suficientes. En este caso, la elevación del nivel de agua en el río se logra con ayuda de un espigón (muro longitudinal de material del lugar) (Figura 18.2). Este es el caso de una captación con espigón.

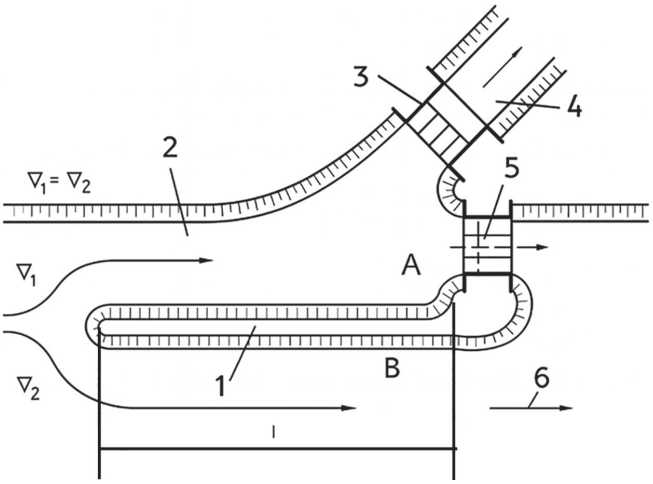


Figura 18.2. Captación directa con espigón.
1- espigón; 2- cámara de captación; 3- esclusa de captación (obra de captación); 4- canal de conducción; 5- esclusa de purga; 6- río.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

El espigón da lugar a la formación de la cámara de captación, que tiene una longitud suficiente (*l*). Gracias a la pendiente relativamente pequeña de la superficie libre del agua en la cámara, el nivel de agua en el área *A* resulta ser mayor al nivel de agua en el área *B*. La diferencia de niveles es:

$$\Delta = (i_{río} - i_{cam})l$$

Donde:

$i_{río}$: pendiente del río.
ii_{cam}: pendiente de la superficie libre en la cámara.
l: longitud del espigón.

La esclusa de purga sirve para evacuar los sedimentos acumulados en la cámara de captación.

En caso de pendientes pequeñas del fondo del río se obtienen longitudes grandes del espigón, lo que determina que por razones económicas sea excluida la alternativa de captación con espigón reemplazándola por la alternativa de captación con presa. En algunos sistemas con espigón la longitud de este llega a unos cuantos kilómetros.

18.3. Captaciones directas sin presa

18.3.1. Captación directa sin presa con ingreso lateral del agua

Carácter del movimiento del agua en un tramo con curvatura. Selección del sitio de una captación directa sin presa.

Debido a la no uniforme distribución de las velocidades longitudinales en el acercamiento a un tramo con curvatura de un cauce con flujo de superficie libre surge un movimiento rotacional (vórtice) del agua debido a las fuerzas inerciales en el giro.

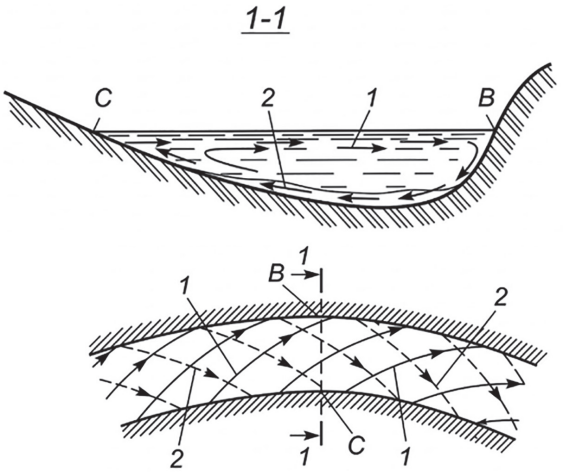


Figura 18.3. Esquema de del movimiento rotacional del agua en un tramo con curvatura de un cauce con flujo de superficie libre.
1- líneas de flujo superficiales; 2- líneas de flujo fondo.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

En este caso la superficie libre del agua en la sección 1-1 se inclina: la cota del nivel de agua en el punto *B*, ubicado en la margen cóncava, es superior a la cota del nivel de agua en el punto *C*, ubicado en la margen convexa.

Debido a este movimiento del agua, en el tramo con curvatura de un río, los volúmenes de agua cercanos al fondo, conjuntamente con los sedimentos de fondo, se desplazan desde la margen cóncava *B* hacia la margen convexa *C.* En cambio, los volúmenes superficiales, relativamente limpios, se desplazan desde la margen convexa *C* hacia la margen cóncava *B*. Como resultado de este proceso se obtiene lo siguiente:

- La margen cóncava *B* puede erosionarse (pero no sedimentarse); esta margen es más escarpada y la profundidad del agua en ella es mayor.
- La margen convexa *C* puede sedimentarse (pero no erosionar); esta margen resulta tener el talud más acostado, con la particularidad de que aquí la profundidad del agua es relativamente menor.

Considerando el carácter descrito del movimiento del agua en un tramo con curvatura de un río, resulta fácil concluir que el sitio de ubicación de una captación directa debería ser una margen cóncava, por cuanto en este caso: primero, no existe el riesgo de sedimentación o azolvamiento de la obra de captación u obra de toma; segundo, frente a una posible erosión la margen puede ser protegida mediante medidas constructivas; tercero, las profundidades relativamente altas permiten ubicar en la captación la cresta del vertedero de entrada en un nivel suficientemente alto para evitar el ingreso de sedimento de fondo.

Al ubicar la captación directa en la margen cóncava, es necesario lograr que la ubicación esté más aguas abajo que el punto medio de la curvatura. Al seleccionar el sitio de la obra de captación, es necesario también prestar atención a la estabilidad de los taludes de la ladera, así como la accesibilidad al sitio y su condición de no inundable. En caso de no disponer de tramos con curvatura aceptables la opción es ubicar la obra de toma en un tramo recto del río, pero jamás en una margen convexa.

18.3.2. Ubicación en planta de una captación directa sin presa. Ángulo de captación

Para seleccionar el sitio de ubicación de una captación directa, es necesario analizar el régimen hidráulico del río en estado natural y en el estado posterior a la implantación del sistema de derivación del que forma parte la obra de toma. Para el efecto, en casos importantes es necesario realizar investigaciones en modelos físicos. Cuando el régimen en estado natural sea favorable, cabe tratar de conservarlo en el nuevo sistema; caso contrario, se recurre a la inclusión de elementos reguladores especiales en el cauce del río.

La presencia de la captación divide el flujo del río en dos partes: una se dirige a la esclusa de captación y la otra parte, que se ensancha bruscamente, continua en el cauce natural.

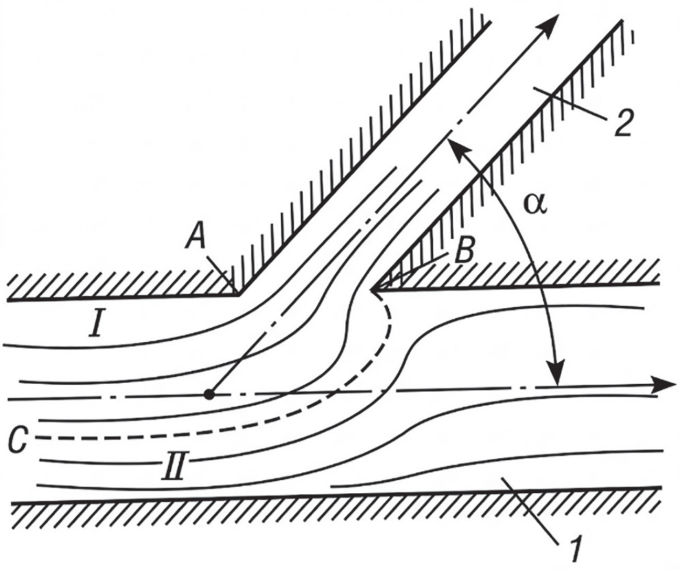


Figura 18.4. Captación directa sin presa.
1- río; 2- canal de conducción.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

La cota del nivel de agua en el punto *B* puede ubicarse sobre la cota de dicho nivel en el punto *A*. Ante esta bifurcación del flujo se obtiene una superficie divisoria *CB*. En este tramo del cauce pueden surgir áreas con vórtices. Es frecuente suponer que, en los casos de captaciones directas sin presa, se puede captar desde el río no más del 30 % del caudal natural. En los casos de mayor demanda se puede optar por una solución que, por ejemplo, involucra dos captaciones secuencialmente ubicadas.

El ángulo α se denomina ángulo de captación. Al adoptar este ángulo cabe tender a obtener un enlace lo menos turbulento posible con el río, puesto que, caso contrario en el río pueden surgir vórtices importantes, sobre todo en presencia de altas velocidades; adicionalmente, la inobservancia de esta condición origina mayores contracciones laterales del flujo que ingresa en la esclusa de captación, aparte de que resulta no uniforme la distribución de los caudales unitarios en las secciones de los orificios del frente de captación.

Con frecuencia, el ángulo α en las captaciones directas sin presa se adopta entre 35° y 75°. Un ángulo de captación de 90° es posible adoptar cuando se deben captar caudales relativamente pequeños. Adoptar ángulos menores a 35° no es deseable puesto que en los casos de ángulos de captación pequeños se complica considerablemente la construcción de la esclusa de captación.

18.3.3. Algunos criterios de diseño de la esclusa de captación

La esclusa de captación incluye un vertedero de entrada que, desde el punto de vista constructivo es una presa de cresta baja. Una particularidad importante de la esclusa de captación es la presencia de compuertas de operación que permiten regular la magnitud de los caudales que ingresan al canal de conducción; con frecuencia se incluyen también compuertas de emergencia. Antes de las compuertas en algunos casos se instala una rejilla para impedir el ingreso de objetos flotantes y sedimento grueso.

Frente a la esclusa de captación se ubica la excavación de acercamiento que enlaza la captación con el río.

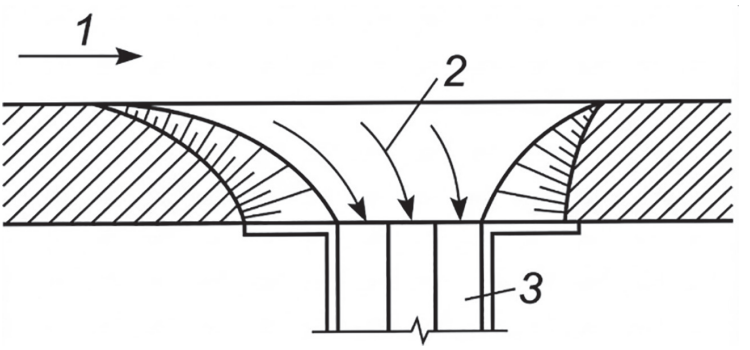


Figura 18.5. Excavación de acercamiento.
1- río; 2- excavación; 3- esclusa de captación.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Esta excavación debe posibilitar el acercamiento suave del agua al orificio de entrada; en planta dicha excavación no es simétrica, puesto que su talud aguas arriba tiene configuración con mayor desarrollo que su talud aguas abajo. El fondo de la excavación de acercamiento es horizontal o inclinado en dirección del río.

Con frecuencia se asume que la velocidad de acercamiento a la esclusa debe ser no mayor a 1,5 m/s, puesto que, velocidades mayores facilitan el ingreso de sedimento grueso. Por otra parte, velocidades de acercamiento menores a 0,8 m/s no son deseables por cuanto originan frentes de captación demasiado grandes.

Para evitar el ingreso de sedimento de fondo al canal, en el ingreso al vertedero de captación, se incluye un escalón. El alto del escalón depende del tamaño y cantidad de sedimento. La recomendación del alto del escalón es:

- En caso de sedimento arenoso c = 1,5 a 2,0 metros.
- En caso de sedimento gravoso c = 1,5 a 2,0 metros.

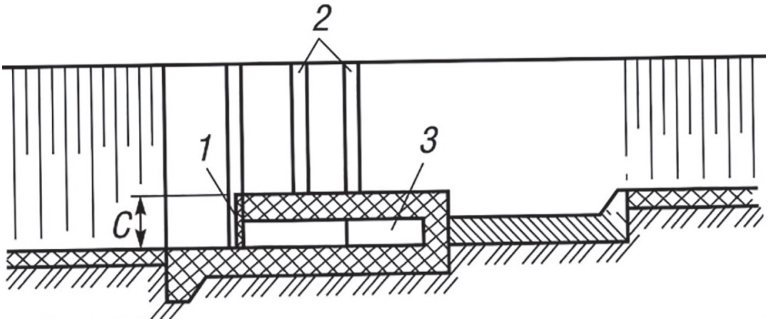


Figura 18.6. Vertedero de entrada de alto c de una captación.
1- compuerta de la galería de purga; 2- guías de las compuertas; 3- galerías de purga.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Como se puede advertir, tanto más pequeño es el tamaño del sedimento de fondo cuanto mayor debe ser el alto del escalón.

Para evacuar el sedimento que se acumula al pie del escalón, normalmente se incluyen galerías de purga.

Para diseñar la esclusa de purga es necesario tomar decisiones respecto al frente de captación B y al número de secciones del frente de captación N. Es recomendable incluir en la esclusa por lo menos tres secciones: en caso de un orificio se debe suspender el servicio mientras se realizan reparaciones o mantenimiento; en el caso de dos orificios, cuando se suspende uno de ellos surge un flujo asimétrico con distribución sensiblemente no uniforme de los caudales unitarios. En rigor el número de secciones debe ser establecido a partir de la comparación técnico-económica de variantes.

El frente de captación con frecuencia se adopta igual al ancho del fondo del canal de conducción o algo mayor; de esta manera se facilita el enlace de la esclusa de captación con el canal.

18.3.4. Consideraciones para el análisis hidráulico de la una captación sin presa

Para el análisis hidráulico y el dimensionamiento de la captación directa sin presa, ante todo, cabe construir las dos curvas siguientes:

- La curva que establece la dependencia del tiempo de la cota del nivel de agua en el canal de conducción, ∇_{CANAL}, inmediatamente después de la esclusa, $\nabla_{CANAL} = f1\ (t)$; esta curva 1 (Figura 18.7) es fácil obtener al realizar el análisis hidráulico y dimensionamiento del canal de conducción, considerando el gráfico de demanda que debe ser satisfecho (es decir considerando el hecho que el caudal de demanda varía durante el año).
- La curva 2 que establece la relación de los niveles de agua en el río, frente a la esclusa de captación, para el año de diseño, del tiempo $\nabla_{RÍO} = f2\ (t)$; para construir esta curva se utiliza la curva de descarga del río en el sitio de captación $\nabla = f(Q_{RÍO})$; para el efecto, en calidad de caudal $Q_{RÍO}$ se asume $Q_{RÍO} = Q_{RÍO}{}' - Q_{CANAL}$, donde $Q_{RÍO}{}'$ es el caudal en el río en condiciones naturales, en el instante dado de tiempo.

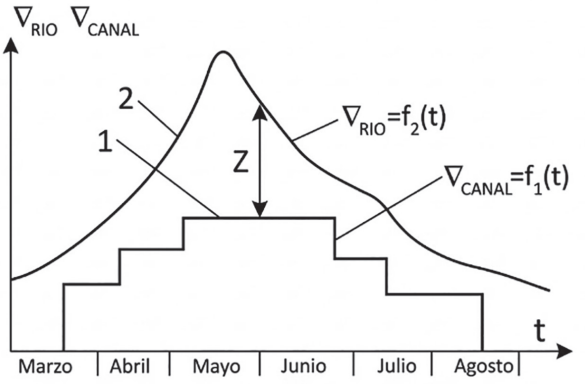


Figura 18.7. Variación anual de los niveles de agua en el río y en el canal de conducción, referidos al fondo del canal en su abscisa inicial.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Los niveles de agua tanto en el río como en el canal deben estar referidos a la cota del fondo del canal en su abscisa inicial.

Las diferencias de las ordenadas de los dos gráficos no son otra cosa que los desniveles o cargas en la esclusa de captación en los diferentes momentos de tiempo. Estos desniveles son diferentes en los diferentes momentos de tiempo. El caudal Q_{CANAL} que ingresa al canal también será diferente en los distintos instantes de tiempo, de acuerdo al gráfico de demanda.

Considerando los diferentes momentos de tiempo t que se caracterizan por determinadas combinaciones de Z y Q_{CANAL} y distinguiendo entre estas combinaciones las menos favorables para la operación de la esclusa (cuando Z es relativamente pequeño y Q_{CANAL} relativamente alto), con ayuda de la correspondiente ecuación del vertedero se determinan los frentes de captación b que corresponde a las mencionadas combinaciones menos favorables de Z y Q_{CANAL}.

De entre los valores determinados del frente b se selecciona el más alto. Para la combinación de Z y Q_{CANAL} a la que corresponde dicho valor de b, las compuertas deben estar totalmente abiertas. Para las otras combinaciones de Z y Q_{CANAL} las secciones de la esclusa de captación del ancho adoptado deben cerrar parcialmente las compuertas.

18.4. Captaciones directas con presa

En el caso de una captación con presa, el objetivo de esta es elevar el nivel de agua. El sitio de ubicación de la presa debe ser seleccionado sobre la base de las condiciones topográficas y geológico-geotécnicas. Adicionalmente es necesario considerar los criterios que se formulan a continuación.

La obra de toma puede ser ubicada en diferentes ejes transversales del río (Figura 18.8) en la cual se muestran cuatro posibles sitios de implantación de la obra de captación 3.

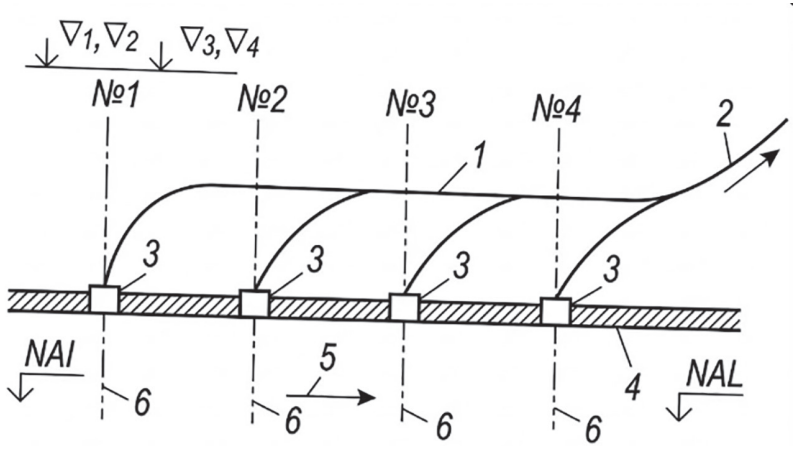


Figura 18.8. Selección del sitio de implantación de la presa de derivación.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Al comparar las variantes identificadas para ubicar la obra de derivación se constata lo siguiente:

- Al ubicar la captación en el eje 1, se obtiene un canal de conducción suficientemente largo; sin embargo, en este caso el nivel del agua en el río está en cotas relativamente altas y, por esta razón, podría no requerirse de una presa, es decir que sería posible optar por una captación sin presa.
- Al ubicar la captación en el eje 2, donde el nivel del agua en el río está en cotas más bajas que en el eje 1, puede resultar necesario elevar el nivel de agua (con ayuda de una presa) a una altura relativamente pequeña, a fin de posibilitar la entrega del agua al canal de derivación; en este caso la longitud del canal de conducción resulta más corta que para el eje 1 y, por consiguiente, menos costosa, pero en cambio es necesario implantar una presa.
- En el caso del eje 3, será necesario considerar la implantación en este eje de una presa relativamente alta y, por consiguiente, de mayor costo; por otro lado, en este caso disminuye la lon-

gitud del canal de conducción y, por tanto, también disminuye su costo.

- Al considerar la ubicación de la captación en el eje 4, el nivel natural del agua en el río puede estar tan bajo que resulte económicamente inviable entregar el agua al canal de conducción por gravedad, con ayuda de una presa alta, requiriéndose la implantación de una estación de bombeo, aun cuando, en cambio, la longitud del canal de conducción y, por consiguiente, su costo disminuiría substancialmente.

Tomando en cuenta lo indicado, finalmente la selección del eje de implantación dependerá de una comparación técnico-económica de alternativas.

Al conjunto de estructuras que forman parte de un sistema de captación pluvial se lo puede denominar nodo de captación.

https://doi.org/10.17163/abyaups.177.9

Capítulo 19

Desarenadores: criterios generales[7]

En los casos de captaciones directas desde cauces naturales, cuando las partículas en suspensión son de 0,25 milímetros o más y cuando su concentración en el agua es mayor a *0,5 kg/m*^{3}, resulta necesario incluir un desarenador, como parte del sistema de derivación.

Un desarenador es una construcción cuya función es retener el sedimento (Figura 19.1); está constituido de una o, con más frecuencia, varias cámaras con sección transversal de área considerablemente mayor a la de la conducción de derivación y del orificio de entrada a la obra de toma. Los tramos de entrada y salida de un desarenador están provistos de compuertas de servicio, cada una de las cuales cuenta con su elemento de maniobra; en caso de necesidad se incluyen de compuertas de mantenimiento.

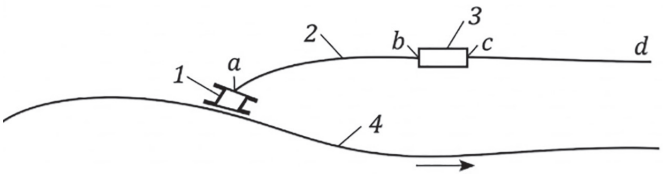


Figura 19.1. Esquema de ubicación de un desarenador en el canal de conducción.
1- Esclusa de captación; 2- canal de conducción; 3- desarenador; 4- río.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

7 El material de este tema será desarrollado en una publicación específica relativa a las estructuras de captación directa desde cauces naturales.

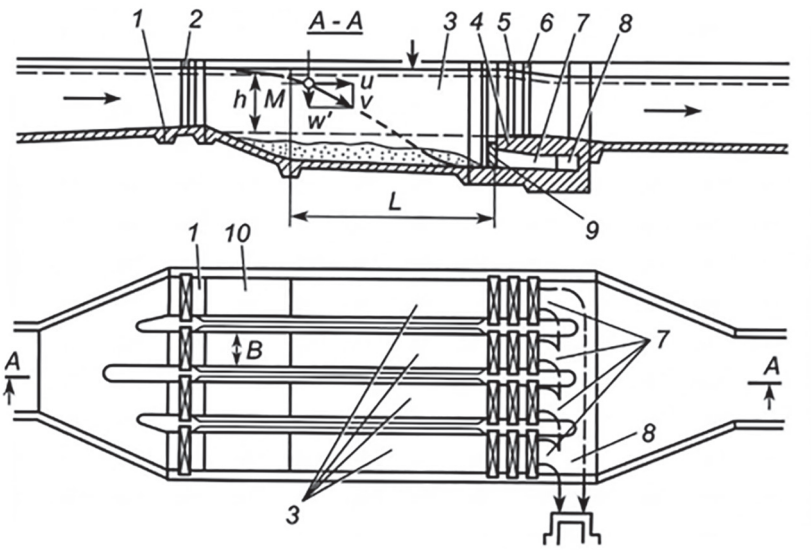


Figura 19.2. Desarenador de lavado periódico.
1- cresta de entrada; 2- guía de mantenimiento aguas arriba; 3- cámaras o secciones del desarenador; 4- cresta de salida; 5- guía de la compuerta de operación o compuerta principal; 6- guía de la compuerta de mantenimiento aguas abajo; 7- galerías de purga; 8- colector de purga; 9- compuertas de las galerías de purga; 10- tramo de ingreso a una cámara.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

El nivel de la cresta de salida desde el desarenador se ubica sobre el fondo de la cámara, prácticamente al mismo nivel de la cresta de entrada. Bajo la cresta de salida se encuentran las galerías de purga para la evacuación periódica de los sedimentos. Estas galerías están provistas de compuertas, cada una de las cuales tiene su propio elemento de maniobra. Las galerías de purga se conectan con un colector común de purga, que desagua aguas abajo, en el cauce natural.

Al ingresar al desarenador, debido a su sección transversal considerablemente grande, la velocidad del agua disminuye, como consecuencia, las partículas en suspensión descienden hasta el fondo de la cámara. Los sedimentos acumulados en la cámara son periódicamente evacuados hacia el tramo aguas abajo de la obra de toma, para el efecto,

secuencialmente, en cada cámara, se cierran las compuertas del orificio de salida y se abren las compuertas de las galerías de purga. Los orificios de entrada pueden estar ubicados directamente en el tramo aguas arriba, es decir, en contacto con la obra de toma, en este caso, la entrada al desarenador constituye propiamente la captación y, por consiguiente, está provista de rejillas y diafragma. En otros casos, el desarenador está ubicado a una distancia relativamente pequeña de la obra de captación, hacia aguas abajo, y se conecta con esta a través de un canal intermedio o canal de transición.

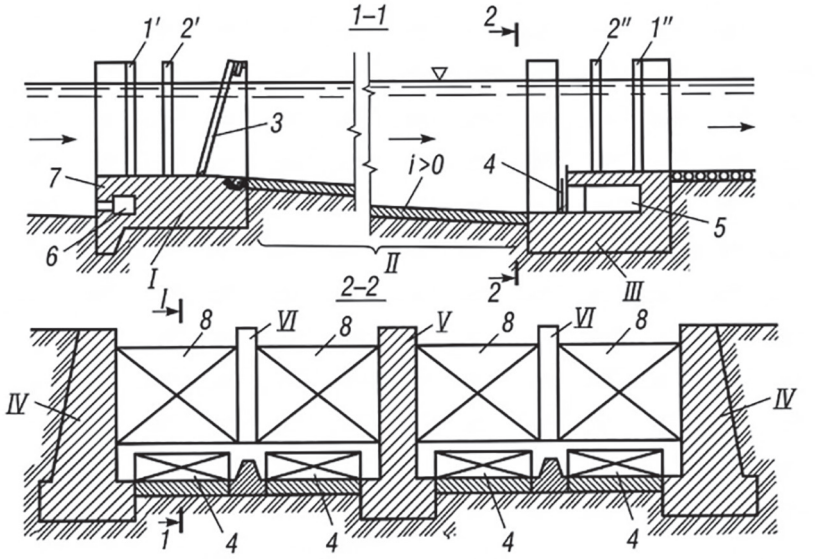


Figura 19.3. Esquema constructivo de un desarenador de lavado periódico de dos cámaras.

1- perfil longitudinal; 2- sección transversal; I- tramo de entrada; II- cámara del desarenador; III- tramo de salida; IV- muros laterales de enlace; V- muro divisorio; VI- pilas intermedias. 1' y 1"- guías de las compuertas de mantenimiento; 2' y 2"- guías de las compuertas de operación; 3- rejilla; 4- compuertas de los orificios de purga; 5- galería de purga; 6- galería para lavado de los sedimentos de fondo; 7- cresta para retener los sedimentos de fondo; 8- compuertas de operación en el tramo de salida del desarenador.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Además de los desarenadores de lavado periódico existen los de lavado continuo. El análisis preliminar de un desarenador se realiza considerando la trayectoria del movimiento de la partícula de cálculo (partícula de cálculo es aquella con diámetro igual al menor que debe ser retenido en el desarenador). La partícula de cálculo está ubicada en el punto *M* de la superficie libre (Figura 19.3).

La partícula se mueve horizontalmente con el agua con velocidad:

$$u = \frac{Q}{cBh} \tag{18.1}$$

Donde:

Q: caudal del agua que pasa por el desarenador.
B: ancho o frente de la cámara.
h: profundidad del agua en la cámara.
c: número de cámaras.

Simultáneamente, por acción de la aceleración de la gravedad la partícula cae, es decir se mueve verticalmente hacia el fondo del desarenador. La velocidad de descenso de la partícula en el agua en reposo es ω que depende de las dimensiones, de la forma de la partícula, de su densidad y de la temperatura del agua; se la denomina "tamaño hidráulico de la partícula".

Para análisis preliminar, el tamaño hidráulico puede ser adoptado en función únicamente del tamaño de la partícula en la Figura 19.4. En caso de flujo turbulento en el desarenador, este valor disminuye en una magnitud igual a la componente vertical de la velocidad de flujo, cuyo valor se determina aproximadamente por la relación *u/n*, dónde *n* es el coeficiente experimental que se adopta entre 8 y 20. De esta manera la velocidad real de descenso de la partícula está dada por la ecuación:

$$w' = w - \frac{u}{n} \tag{18.2}$$

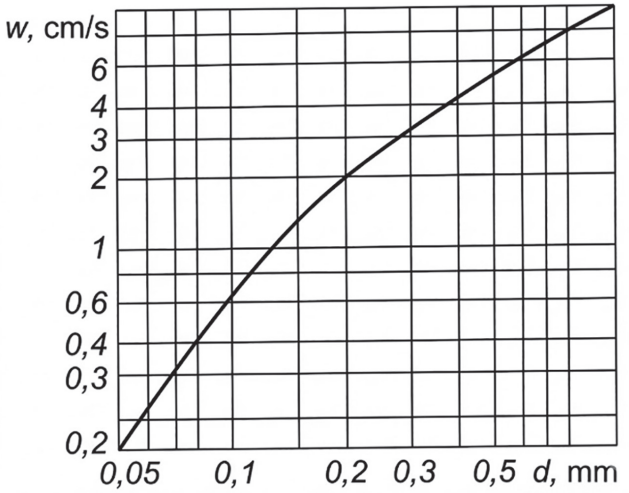


Figura 19.4. Tamaño hidráulico en función del diámetro geométrico de la partícula.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

La velocidad sumatoria de la partícula ***v*** que es igual a la suma geométrica de la velocidad horizontal *u* y de la velocidad vertical (tamaño hidráulico) *w*; la dirección de la velocidad sumatoria *v*, constituye la trayectoria de la partícula de diseño, la misma que debe llegar al fondo del desarenador dentro de los límites de la longitud de la cámara (18.1) y (18.3). Para que la partícula de cálculo, atravesando esta longitud, llegue al fondo, es necesario que la longitud de la cámara del desarenador sea no menor a:

$$L = \frac{hu}{w - \frac{u}{n}} \qquad (18.3)$$

Con ayuda de las ecuaciones (18.1) y (18.3) se pueden adoptar las principales dimensiones del desarenador *L*, *B* y *h*.

La velocidad de flujo ***u*** en el desarenador se adopta generalmente entre 0,2 y 0,5 m/s.

Bibliografía

Bishop, A. W., y Morgenstern, N. R. (1960). Stability coefficients for earth slopes. *Geotechnique, 10,* 129-150.

Bishop, A. W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique, *5*, 7-17.

Bujartzev V. N. (2002). *Análisis de la estabilidad de los taludes de material del lugar con método variacional.* Moscú. Federación Rusa: Universidad de Construcciones Civiles de Moscú.

Cai, J., Feng, J., y Zhang, Z. (2000). Flood Tunnel with Orifices to Control Flow Rate. *Proc. of 4th Int. Conf. On Hydro-Science & Engineering (ICHE).* Seoul.

Calero, I. (2018). Construcciones hidráulicas. Obras de desvío. (2018). Quito. Abya-Yala.

Cheng, S., Zhang, G., Zhang, J., y Wan, L. (2008). Effect of foundation topography on the stress-displacement response of concrete faced rockfill dam. Shuili Fadian Xuebao. *Journal of Hydroelectric Engineering, 27*(5), 53-58.

Cheng, Y. M., y Lau, C. K. (2008). *Slope stability analysis and stabilization: new method and insight.* Routledge Publishers.

Chugaev R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas. Presas ciegas.* Moscú, AGROPROMIZDAT.

Chugaev R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas*. Presas con vertido incorporado. Moscú, AGROPROMIZDAT.

Chugaev R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

Duncan, J. M., Byrne, P., Wong, K. S., y Mabry, P. (1980). *Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses*. Report No: UCB/GT/80-01. University of California, Berkeley.

Duncan, J. M., y Chang, C. Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 96*. SM5, 1629-1653. ASCE.

Fellenius, W. (1936). Calculation of the stability of earth dams. *Proceeding of the Second Congress on Large Dams, 4.*

Fredlund, D. G., y Krahn J. (1977). Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian Geotechnique Journal, 14*, 429-439.

Frelich, O. K. (1955). General theory of slope. *Geotechnique, 5*.

Geoslope (2002). SLOPE/W for Slope Stability Analysis, Version 5: User's Guide. *Geoslope international.* Calgary, Alberta, Canada.

Guidroprojekt S. Y. Zhukov. (2011). *Manual de diseño de túneles hidráulicos.* Moscú, Federación Rusa: Guidroprojekt.

Kiryenko, I., y Ximeric, Y. N. (1990). *Construcciones hidráulicas. Cálculo y diseño.* Kiev. URSS: Vischaya Schkola,

Kisilev P. G. (1980). Manual de cálculos hidráulicos. Moscú. ENERGÍA.

Janbu, N. (1963). Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests. *Proc. of the European Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.,4,* 19-25. Germany.

Janbu, N. (1954). Application of composite slip surface for stability analysis. *Proceedings of the European Conference on Stability of Earth Slopes*, *3,* 43-49. Stockholm.

Janbu, N. (1973). Slope stability computations. *Embankment-Dam Engineering*, Casagrande volume, 47-86.

Kotov F. V., y Sainov, M. P. (2017). *Análisis del estado tensión-deformación de una presa con pantalla de hormigón armado apoyada en la cortina de la ataguía superior.* Moscú, Federación Rusa: Universidad de Construcciones Civiles de Moscú.

Liapichev Y. P. (2016). Construcciones hidráulicas. Moscú. RUDN.

Liapichev Y. P. (2008). Seguridad hidrológica y tecnológica de las estructuras hidráulicas.

Linero, S., Palma, C., y Apablaza, R. (2007). Geotechnical characterization of waste material in very high dumps with large-scale triaxial testing. *Proceedings, International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering*, 59-76. Perth, Australia.

Lyatxer, B. M., Ivashenko, I. H., y Rozhanov, N. P. (1986). *Resistencia sísmica de las presas de material del lugar.* Moscú. URSS: Nauka.

Grischin, M. M. (1979). *Construcciones hidráulicas.* Moscú, URSS: Vischazya Schkola.

Malischev, L. I. (1994). *Efectividad de las medidas impermeabilizantes y de consolidación en los macizos de cimentación de las construcciones hidráulicas.* Moscú, Federación Rusa: Energía.

Marachi, N. D., Chan, C. K., y Seed, H. B. (1972). Evaluation of properties of rockfill materials. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 98*(1), 95-114. ASCE.

Marsal, R. J. (1967). Large Scale Testing of Rockfill Materials. *Journal of Soil Mechaics and Foundations Division, 93*(2), 27-43. ASCE.

Duncan, J. M., y Wright, G. S. (2005). *Soil Strength and Slope Stability*. John Wiley & Son.

Morgenstern, N. R., y Price, V. E. (1965). The analysis of stability of general slip surface. *Geotechnique, 15,* 70-93.

Nguen, T. D. (2002). *Estado tensión-deformación de las presas de material del lugar con pantalla de hormigón armado.* Moscú, Federación Rusa: Universidad de construcciones civiles de Moscú.

Nguen, T. J. (2014). *Evaluación de la estabilidad de los taludes de obras hidráulicas aplicando el principio variacional.* San Petersburgo, Federación Rusa: Universidad Politécnica Pedro El Grande de San Petersburgo.

Orejov, V. V. (mayo 2015). Estado tensión- deformación de una presa alta de material del lugar con diafragma de asfalto-hormigón. *Guidrotexnicheskoye ctroytelstvo, 5,* 57-69

Rasskazov, L. N., Dzhxa, D. (julio 1987). Deformabilidad y resistencia del material del lugar en presas altas. *Guidrotexnicheskoye ctroytelstvo, 7,* 31-40.

Rasskazov, L. N., Orejov, V. G., Aniskin, H. A., y Sainov, M. P. (2011). *Construcciones hidráulicas.* Moscú, Federación Rusa: ASV.

Sedighizadeh, S., Mansoori, A., Pirestani, M. R., Sedighizadeh, D. (2011). A New Model for Economic Optimization of Water Diversion System during Dam Construction using PSO Algorithm. *World Academy of Science, Engineering and Technology.*

Saynov, M. P. (2017). *Estado tensión-deformación de las presas de material del lugar con elementos impermeabilizantes basados en cemento.* Moscú, Federación Rusa: Universidad de Construcciones Civiles de Moscú.

Wu, Sh. y Wang, G. (2011). Rock mechanical problems and optimization for the long and deep diversion tunnels at Jinping II hydropower station. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 3*(4), 314-328.

Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankment assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique, 17*, 11.

Turnbull, W. J., y Hvorslev, M. J. (1967). Special problems in slope stability. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93, 499-528.

United States Department of Interior, Bureau of Reclamation, (USBR) (1987). Design of Small Dams, 3rd Edition, US Government Printing Office, Washington DC., USA.

Vardanián, G. S., Andryev, V. I., Atarov, N. M., y Gorschkov, A. A. (2011). *Resistencia de materiales con bases de la teoría de la elasticidad y plasticidad.* Moscú, Federación Rusa: Infra-M.

Nikolayev, Y. G. y Yakobson, A. G. (1990). *Desfogue de los caudales del río durante las construcciones hidráulicas.* Moscú, URSS: Energía.

Orlov, S. A. (1980). *Métodos de análisis estático de revestimientos prefabricados de hormigón armado para túneles.* Moscú: Gosctroyizdat.

Bulichev, N. S., Fotyeva, N. N., y Strelzov, E. V. (1986). *Diseño y cálculo de soportes en grandes excavaciones.* Moscú: Nedra.

Protodyakonov, M. M. (1960). *Métodos de investigación de las propiedades mecánicas de los macizos naturales en condiciones de estado tensional volumétrico.* Moscú: Academia de Ciencias de la URSS.

Soboll S. V., Ezhkov A. N., Soboll I. S. (2018). Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales. Nizhniy Novgorod, Federación Rusa: NNGASU.

Uhov S. B. (1980). Cimentaciones rocosas de las estructuras hidráulicas. Moscú: Energía.

Volkov, V. G., Naumov, S. N., Pirazhkova A. N., y Jranov, V. G. (1975). *Túneles y metros.* Moscú: Transport.

Tzimbaryevich, P. M. (1950). *Mecánica de rocas.* Moscú: Ugletecizdat.

Kartoziy, B. A. (2008). *Escuelas científicas.* Universidad estatal geológica de Moscú. Moscú: Gornaya Kniga.

Pokrovskiy G. I. (1969). *Modelación centrífuga en geomecánica*. Moscú: Nedra.

Labass, A. A. (1961). *Presión de roca.* Moscú: Gosgortecizdat.

Ruppeneit, K. V. (1960). *Introducción a la mecánica de rocas.* Moscú: Gosgortecizdat.

Vinogradov, V. V. (2002). *Geomecánica y manejo del estado de la roca en el entorno de la excavación.* Dnepopetrosk. Ugoll.

Apéndice A

Cálculo y diseño de las presas vertedero cimentadas en suelo

A.1. Condiciones de la zona de intervención

A.1.1. Condiciones naturales

A.1.1.1. Condiciones topográficas y geológicas del área de construcción

En calidad de datos respecto al relieve del área de construcción, se requiere la topografía (escala 1:1000 a 1:5000) sobre la cual debe ser formulado el plan general (esquema de implantación) de la presa y obras anexas (nodo de derivación).

La estructura geológica del área de construcción se dispone en forma de un corte geológico a lo largo del eje transversal previsto del sitio de presa marcado en el plano topográfico. En la memoria topográfica se presentan las propiedades físico-mecánicas del suelo de cimentación: peso volumétrico en estado seco γ_{sec}, peso específico de las partículas sólidas γ_{sol}, porosidad n, indicadores de corte (ángulo de fricción interna ϕ y cohesión específica c), así como también la estructura granulométrica del suelo de cimentación.

A.1.1.2. Condiciones hidrológicas

En calidad de datos hidrológicos, se requieren los caudales naturales del río en el sitio de intervención:

- Caudal máximo de la crecida de diseño para el escenario básico de diseño.[1]
- Caudal máximo de construcción de diseño para la operación de las estructuras temporales durante el periodo de construcción de las obras permanentes.
- Caudal para el cierre del río.
- Caudal mínimo para desagüe útil desde el tramo de contención o tramo aguas arriba.

1 Caudal con la probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno que corresponda al nivel de importancia de la presa: 0,1 % para nivel de importancia I, 1 % para nivel de importancia II, 5 % para nivel de importancia III.

Además, se requiere la característica de la batimetría del río en el sitio de intervención, la misma que representa la relación entre los niveles de agua en el río y los caudales (Figura A.1).

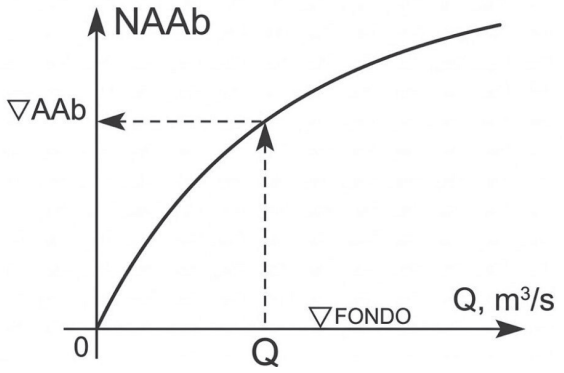


Figura A.l. Curva de descarga.
Fuente: los autores.

A.1.2. Datos del nodo hidráulico a diseñar[2]

El objetivo del nodo hidráulico está indicado en el perfil del proyecto. En esta aplicación se considerará un nodo cuyo objetivo es el riego agrícola y la provisión de agua para consumo humano. En el presente caso, a más de la presa vertedero de hormigón, forma parte del nodo en el frente de contención, una presa de material del lugar.

A.1.3. Condiciones de implantación del nodo fluvial hidráulico

Uno de los objetivos del estudio de factibilidad es la selección del esquema final de las estructuras del nodo hidráulico. Con frecuencia las estructuras del nodo son ubicadas en el sitio seleccionado al finalizar la etapa de prefactibilidad; sin embargo, en los casos de sistemas de derivación con determinadas complejidades físicas o de diseño dicha ubicación se realiza en una primera fase del estudio de factibilidad.

2 Se supone que el diseño corresponde a la etapa de factibilidad.

A.1.3.1. Selección del tipo de implantación del nodo hidráulico

Las condiciones de implantación del nodo están estrechamente ligadas con la magnitud de la carga en el nodo: ($H = NNO - NAAB_{min}$). Los tipos de implantación de los nodos de carga pequeña ($H \approx 2$ a $10m$), de carga mediana ($H \approx 10$ a $50m$) y de carga grande ($H > 50m$) se diferencian substancialmente.

Los *nodos de carga pequeña* permiten formar un volumen de acumulación que, en la mayoría de los casos, no es de regulación (no es un embalse) y que no sale de los límites del cauce natural. Por esta razón, las estructuras de hormigón en este caso están ubicadas dentro del cauce (esquema de implantación de cauce) y en su constitución generalmente no está presente la presa de material del lugar. En este tipo de implantación es deseable ubicar las estructuras energéticas y las de abastecimiento hídrico en diferentes márgenes, así como el tramo de alivio de la presa de hormigón se ubica entre ellas para mayor comodidad en la evacuación de los sedimentos.

Los *nodos de carga mediana* frecuentemente tienen algún efecto regulador de los caudales naturales que, dependiendo de las condiciones concretas, puede ser de extensión diaria a semanal en los tramos montañosos, mensual a estacional en los tramos de piedemonte y estacional a anual en los tramos de llanura.

Se diferencian tres tipos de implantación de los nodos de carga mediana dependiendo del sitio de ubicación de las estructuras de hormigón: de llanura aluvial, de cauce y combinada (con ubicación de parte de las estructuras de hormigón en el cauce del río y la otra parte en la llanura aluvial). Cada uno de estos tipos de implantación de las estructuras hidráulicas tiene ventajas y desventajas.

Con frecuencia se prefiere la implantación de llanura aluvial (Figura A.2), pues esta facilita la evacuación de los caudales de construcción. Las estructuras de hormigón del nodo antes del cierre de río son construidas en la excavación ejecutada en la llanura aluvial bajo protec-

ción de una ataguía natural. El flujo hídrico del río en este periodo pasa por su cauce natural.

Tan pronto como la presa vertedero de hormigón está lista, el cauce del río es cerrado con ayuda de la presa de material del lugar. Una desventaja de la implantación de llanura aluvial consiste en que su aplicación puede demandar la ejecución de un considerable volumen de trabajos de movimiento de tierra. Por dicha razón, este tipo de implantación es recomendable cuando se cuenta en el río con una amplia llanura aluvial en la cual pueden ser implantadas las estructuras de hormigón del nodo.

La adopción de la implantación de cauce determina una mayor complejidad en el esquema del nodo y en la evacuación del agua en el periodo de construcción. En el caso de implantación de cauce, la construcción de las estructuras de hormigón con mayor frecuencia se ejecuta por el método de ataguías de sección el mismo que determina que la construcción de la presa en dos o más etapas. En la primera etapa una parte del cauce es bloqueada con una ataguía bajo cuya protección se realizan los trabajos de excavación en el cauce bloqueado. La contracción del cauce con la ataguía puede dar lugar a la erosión del cauce. Luego de concluir la ejecución de la cimentación de las estructuras de hormigón son retirados los elementos transversales del cierre. En la segunda etapa se realiza el cierre de la segunda parte del cauce y los caudales de construcción son evacuados a través de las estructuras de hormigón parcialmente construidas.

A.1.3.2. Recomendaciones para la implantación del nodo de estructuras hidráulicas

En la práctica de diseño, la selección de la implantación del nodo se realiza sobre la base del principio del costo mínimo, tomando en cuenta las exigencias de operación, comodidad para ejecutar los trabajos de construcción y mantenimiento, seguridad social y ecológica. Para el efecto, son consideradas algunas alternativas de implantación, formuladas tomando en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Es deseable ubicar la presa de hormigón sobre suelos homogéneos suficientemente resistentes.
- La excavación de la presa es deseable ubicar sobre la parte no inundable de la llanura aluvial.
- Es necesario minimizar el volumen de excavación del suelo bajo la presa de hormigón.

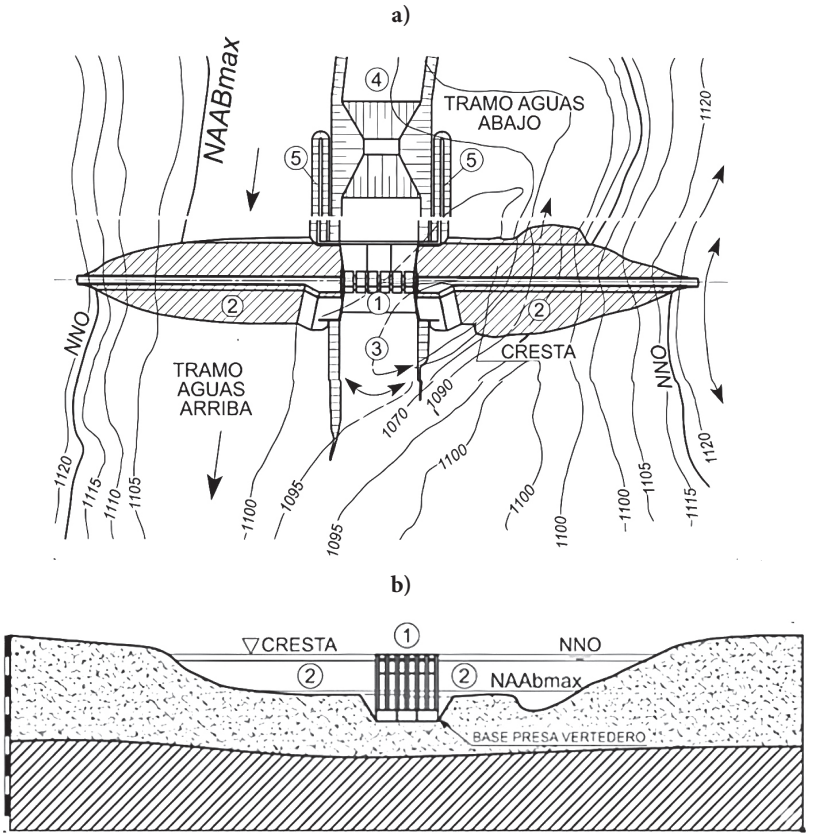


Figura A.2. Implantación de llanura aluvial.
a- planta; b- corte en el eje transversal; 1- presa vertedero de hormigón; 2- presa de material del lugar (de tierra); 3- cauce reconformado de acercamiento a la presa vertedero; 4- cauce reconformado de restitución; 5- muro de encauzamiento.
Fuente: los autores.

Sin embargo, en ocasiones, la implantación de cauce es la única solución posible: cuando el cauce del río es ancho y las márgenes son escarpadas (Figura A.3). Este escenario es característico de los nodos de carga pequeña. Además, la implantación de cauce puede resultar cómoda cuando en el eje del sitio el río se divide en ramales.

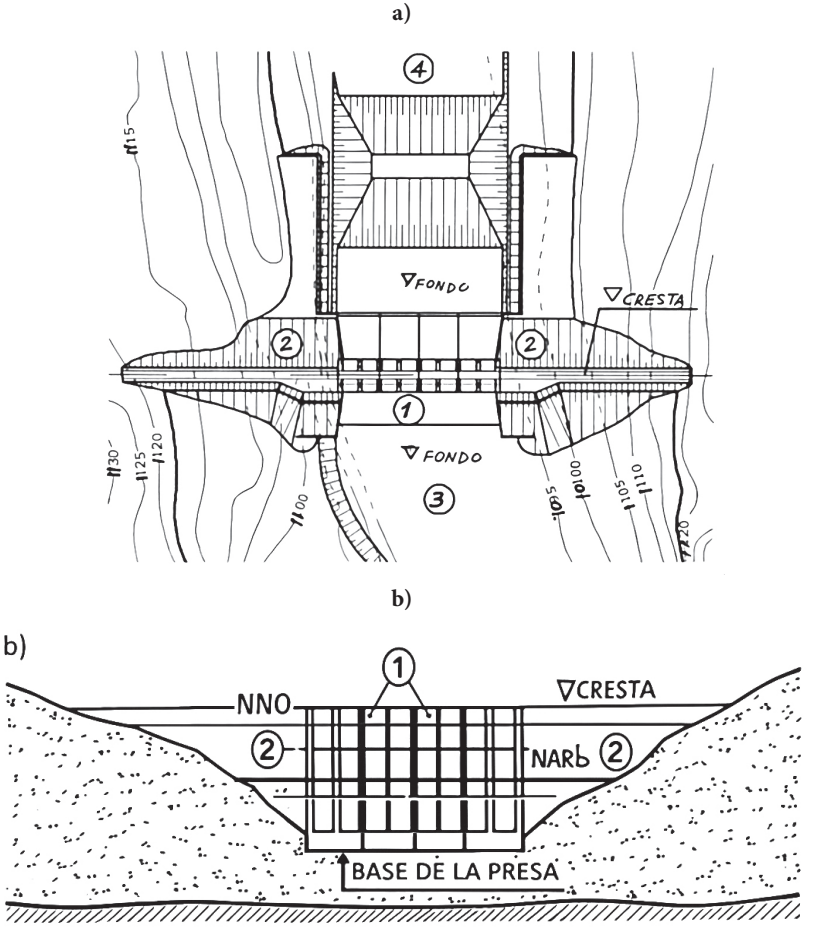


Figura A.3. Implantación de cauce del nodo hidráulico.
a- planta; b- corte en el eje. Las otras identificaciones pueden verse en la Figura A.2.
Fuente: los autores.

En el caso cuando la adopción de la implantación de llanura aluvial conlleva la necesidad de excavaciones de considerable volumen se opta por el esquema combinado.

En la fase de la implantación preliminar del nodo hidráulico es necesario seleccionar el tipo de implantación (de llanura aluvial, de cauce o combinada), seleccionar el eje del nodo, definir la ubicación en planta de las estructuras principales y el corte a lo largo del eje.

A.2. Cálculos hidráulicos de la presa vertedero

A.2.1. Condiciones de diseño

Antes del diseño es necesario asignar a la estructura el nivel de importancia en función de sus objetivos, de las características del macizo natural de cimentación y de las características de la estructura. El coeficiente de confiabilidad γ_c por grado de importancia de la estructura se adopta igual a 1,25; 1,20; 1,15, respectivamente, para las estructuras con nivel de importancia I, II y III.

El diseño de los elementos de una presa vertedero se ejecuta para evacuar a través de la presa el caudal máximo de la crecida de diseño. Para dicho caudal se determina el nivel de agua en el tramo aguas abajo (Figura A.4).

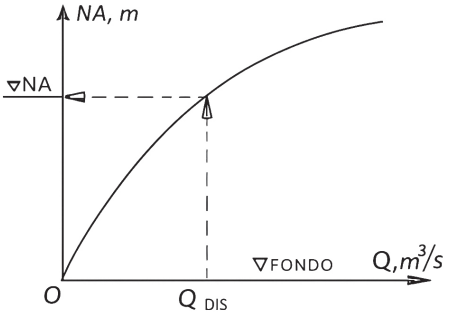


Figura A.4. Determinación del nivel de cálculo aguas abajo NAAB.
Fuente: los autores.

La evacuación de este caudal a través de la superficie de vertido de la presa debe ser posible con NNO en el tramo aguas arriba, por esta razón dicho caudal determina las características constructivas de la estructura de desfogue. Normalmente la evacuación de dicho caudal de agua para el escenario de cálculo (combinación básica de fuerzas) debe ser asegurada a través de todas las estructuras de desagüe del nodo. En el cálculo preliminar (hasta nivel de factibilidad) se asume que el caudal de diseño es evacuado exclusivamente a través de la presa vertedero.

La superficie del tramo postresalto generalmente se ubica en la cota del fondo del río. A partir del corte geológico, en correspondencia con la implantación del nodo adoptada es necesario determinar aquellos suelos que son base de cimentación de las estructuras y de la protección del cauce (Figura A.5).

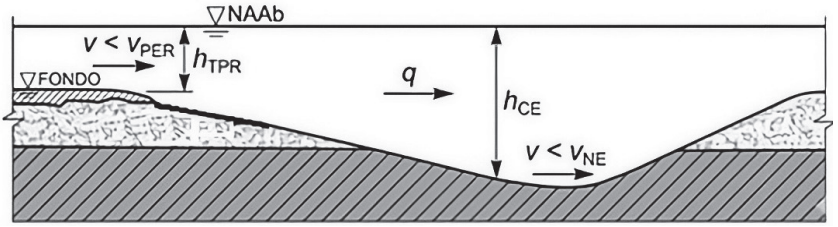


Figura A.5. Esquema para determinar el tipo de suelo en el fondo del cono de erosión.
Fuente: los autores.

A.2.2. Adopción del caudal unitario en el tramo postresalto

A.2.2.1. Principios para seleccionar el caudal unitario

Por cuanto el caudal específico con el que se diseña la presa vertedero depende del costo total del nodo de las estructuras hidráulicas, de su confiabilidad y seguridad su selección en la práctica de diseño debe ser consecuencia de la comparación técnico económica de alternativas y de la determinación del valor mínimo del costo del nodo (costo de la presa y de la protección del cauce).

Para el diseño preliminar (hasta el nivel de factibilidad) se puede adoptar como caudal unitario el caudal máximo posible respecto a la condición de operación confiable de la protección del cauce. Este caudal debe ser por una parte el máximo y, por otra parte, no debe llevar a la destrucción de la protección del tramo aguas abajo ni a una considerable erosión del cauce. Para determinar el caudal unitario máximo permisible existen varios métodos, entre los cuales cabe resaltar:

- Por las velocidades permisibles en el tramo postresalto (aproximado).
- Por la profundidad permisible del cono de erosión formado a continuación de la protección del cauce.

A.2.2.2. Determinación del caudal unitario por las velocidades permisibles

Sobre la base de la experiencia de los nodos hidráulicos de derivación se ha establecido que las erosiones del cauce no amenazan la seguridad del nodo si la velocidad de flujo en el tramo postresalto no supera determinados valores permisibles. Al respecto se tienen en mente las velocidades medias en el intervalo de la profundidad, hecho que determina que este método sea aproximado. Sin embargo, las velocidades permisibles permiten no suponer el desarrollo de considerables deformaciones del cauce en el tramo aguas abajo del nodo.

Para suelos arenosos en el fondo del cauce de restitución se puede asumir una velocidad permisible de 2 a 3 m/s (los valores más altos corresponden a los suelos de mayor tamaño granulométrico) y, para los suelos arcillosos de 3 a 4 m/s (dependiendo de la cohesión). De esta manera, conocida la profundidad del flujo en el tramo postresalto h_{posres} el caudal unitario es igual a:

$$^{q}posres = {}^{v}per^{h}posres \qquad \text{(A.1)}$$

Por otra parte, la determinación del caudal unitario por este método para los casos de presas vertedero de carga pequeña y media garantiza que para sumergir el resalto hidráulico no se requiere la inclusión de un pozo de disipación.

A.2.2.3. Determinación del caudal unitario por la profundidad del cono de erosión

Luego de que el flujo sale de la protección del tramo aguas abajo tiene lugar la erosión interna del cauce y se forma el cono de erosión. A fin de proporcionar seguridad a la protección del cauce frente a este proceso se ejecuta la profundización del fondo del cauce en forma cúbica, lo que permite disminuir la velocidad de flujo hasta valores no erosivos. Por cuanto la superficie del talud del cono de erosión (desde el lado del vertedero de la presa) es cubierta por un refuerzo de protección este evita la erosión de dicha superficie. La erosión puede desarrollarse únicamente en la profundidad.

Adoptando la profundidad con la cual se produce la estabilización del cono de erosión (profundidad del cono de erosión) es posible determinar la magnitud del caudal unitario:

$$^{q}posres = {}^{v}noeros\ {}^{h}coneros^{/\beta} \qquad \text{(A.2)}$$

Donde:

$^{v}noeros$: velocidad no erosiva para el suelo en el fondo del cono de erosión.
$^{h}coneros$: profundidad del agua en el cono de erosión.
β: coeficiente que considera la no uniformidad de la distribución del caudal unitario en el frente de vertido (generalmente 1,1 a 1,3).

Para determinar la velocidad no erosiva puede aplicarse, entre otras, la ecuación de Studenichnikov:

$$v_{noeros} = \frac{1{,}15\sqrt{g^4}\sqrt{d_{50}h_{coneros}}}{k_{eros}{}^{1{,}25}} \qquad \text{(A.3)}$$

Donde:

d_{50}: diámetro medio de las partículas del suelo que forma el fondo del cono de erosión.
k_{eros}: coeficiente de la capacidad erosiva del flujo.

Generalmente, el tramo postresalto se configura en una longitud mayor a 20 profundidades críticas (h_{cr}). En este caso, se adopta $k_{eros} = 1{,}05$.

Para los suelos no cohesivos d_{50} se determina a partir de la curva de estructura granulométrica. Para los suelos cohesivos, en los cuales la velocidad no erosiva no depende de la estructura granulométrica del suelo, sino de su cohesión específica y de la porosidad, en lugar de d_{50} en el cálculo cabe incluir el diámetro equivalente (puede ser tomado de la Tabla A.1 en función del coeficiente de porosidad del suelo ε). El coeficiente de porosidad del suelo está ligado con el peso volumétrico del suelo seco γ_{sec} y el peso específico de las partículas sólidas γ_{sol}, a través de la ecuación $\varepsilon = {}^{\gamma}sol/{}^{\gamma}sec^{-1}$.

Tabla A.1

Diámetro equivalente de los agregados de los suelos cohesivos (mm)

Tipo de suelo	ε **> 1,2**	ε **= 1,2 a 0,6**	ε **= 0,6 a 0,3**	ε **= 0,3 a 0,2**
Arcillas	0,15	2	10	50
Limo arcilloso pesado	0,15	3	10	50
Limo arcilloso poco denso	0,15	3	10	50

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. Moscú, AGROPROMIZDAT.

La velocidad no erosiva es necesario determinar para el suelo que yace en el fondo del cono de erosión. La profundidad del agua en el cono de erosión se adopta a partir de la viabilidad técnica y de la eficacia económica de la elaboración de un cono profundo. Para los suelos no cohesivos la profundidad de socavación del cono de erosión se adopta hasta h_{soc} = (1 a 2) h_{posres}, en tanto que para los suelos cohesivos hasta h_{soc} = (0,5 a 1) h_{posres}. En valores absolutos la profundidad del cono de erosión en el caso de los suelos no cohesivos puede llegar a 30 m y en el caso de los cohesivos 15 m. Sin embargo, para los ríos pequeños la profundidad del cono no supera, respectivamente, 5 m y 10 m.

Adoptando la profundidad de socavación del pozo se puede determinar la profundidad del agua en el mismo: $^{h}coneros = {}^{h}posres + {}^{h}soc$.

A.2.2.4. Recomendaciones para seleccionar el caudal unitario en el tramo postresalto

Determinado el caudal unitario por dos métodos es necesario seleccionar la magnitud de diseño de dicho caudal que permita minimizar las inversiones en la construcción del nodo de estructuras hidráulicas. Por tanto, este proceso requiere contar previamente con el análisis técnico económico del proyecto. Por esta razón, para diseño preliminar pueden ser aplicadas las siguientes recomendaciones:

- No cabe adoptar un caudal unitario que supere considerablemente al valor obtenido por velocidades permisibles, por cuanto en este caso pueden tener lugar considerables deformaciones del cauce en el tramo aguas abajo del nodo y requerirse una considerable estructura de disipación (losa de disipación); para considerables profundidades en el tramo aguas abajo (> 15 m) hay que tomar en cuenta que el método de velocidades permisibles da un caudal unitario excesivo.
- El caudal unitario puede incrementarse en algo si se coloca enrocado en el cono de erosión, para proteger de la erosión la estructura de protección de la presa vertedero al formarse el cono de erosión.
- Por cuanto el costo de la protección de la presa vertedero depende no solo de la profundidad del agua en el tramo aguas abajo, sino también de la carga de la estructura, entonces el caudal unitario cabe seleccionar tomando en cuenta las posibilidades de disipación de la energía en el resalto hidráulico.

El caudal unitario adoptado debe ser consensuado por los especialistas. A continuación, cabe determinar el ancho aproximado del tramo postresalto de la presa a lo largo del frente de contención: $B_{pos\,res} = \frac{Q_{DIS}}{q_{posres}}$ y ajustar la ubicación (implantación) de la presa en el plano general.

El ancho obtenido del tramo postresalto $B_{pos\ res}$ corresponde a la distancia entre los dos muros extremos de la presa vertedero.

A.2.2.5. Ejemplo de cálculo y solución

El fondo del río se ubica en la cota 593 msnm. La profundidad en el río cuando pasa el caudal de diseño, de acuerdo con la curva de descarga, es 10 m. El fondo del río está constituido por arena fina, sin embargo, bajo la cota 584 msnm yace limo arcilloso. Es necesario determinar el máximo caudal unitario permisible q_{posres} por dos métodos y adoptar su valor.

La superficie del tramo postresalto se fija en la cota del fondo del río. Por tanto, la profundidad del agua en el tramo postresalto es 10 m.

A continuación, se determina el máximo caudal unitario permisible por las velocidades permisibles en el tramo postresalto. Por cuanto en el tramo postresalto yacen arenas se adopta la velocidad permisible de 2,5 m/s. Por tanto, el caudal unitario es: $^{q}posres = {}^{v}noeros\ {}^{h}coneros/\beta = 2{,}5*10 = 25\frac{m^3}{s.m}$

Se determina el máximo caudal unitario permisible por la profundidad posible del cono de erosión, por el método de las velocidades no erosivas. Por cuanto en el macizo natural de cimentación se tiene suelo arcilloso, no es necesario optar por un cubo de excavación profundo. Se adopta la profundidad del cubo de excavación igual a: $^{h}coneros = {}^{h}posres + {}^{h}soc = 10 + 10 = 20\ m$.

Por cuanto la profundidad del cubo de excavación supera el espesor de la capa superior arenosa, el fondo se ubicará en la capa de limo arcilloso. Para el limo arcilloso de densidad media ($\varepsilon = 0{,}7$) el diámetro equivalente de los agregados se asume igual a 2 mm.

En consecuencia, la velocidad no erosiva del limo arcilloso es:

$$v_{noeros} = \frac{1{,}15\sqrt{g^4}\sqrt{d_{50}h_{coneros}}}{{k_{eros}}^{1{,}25}} = \frac{1{,}15\sqrt{9{,}81^4}\sqrt{0{,}002*10}}{1{,}1^{1{,}25}} = 1{,}20\ m/s.$$

A continuación, se determina el valor del caudal unitario permisible: $q_{posres} = \frac{v_{noeros}\, h_{coneros}}{\beta} = \frac{1{,}2*20}{1{,}2} = 20\,\frac{m^3}{s.m}$.

Al obtener dos valores del caudal unitario permisible (20 y 25), se toma la decisión de adoptar un caudal unitario algo mayor que el mínimo de ellos: 24 $m^3/(s{\cdot}m)$. Este valor supera en 20 % el valor obtenido por el método de las velocidades no erosivas, por esta razón se podría esperar que la profundidad del cono de erosión será aproximadamente en un 20 % mayor que la adoptada. En consecuencia, será necesario profundizar 4 metros la excavación o protegerla con enrocado. Por cuanto las dos soluciones son realizables se puede adoptar el valor propuesto de 24 $m^3/(s{\cdot}m)$.

A.2.3. Diseño del frente de vertido

Es necesario determinar la cantidad requerida de los tramos (secciones) de vertido de la presa vertedero, su ancho, así como también dividir constructivamente la presa vertedero en secciones y determinar el espesor de las pilas. Para el efecto, el ancho constructivo total de la presa vertedero (conjuntamente con las pilas) debe corresponder al ancho requerido B_{posres}.

A.2.3.1. Adopción del número y cantidad de tramos (secciones) de vertido de la presa vertedero

Al respecto es conveniente guiarse por los siguientes criterios:

- El ancho de los tramos de vertido es conveniente seleccionar de la siguiente serie de valores, *m*: 4,0; 6,0; 7,0; 8,0; 10,0; 12; 14,0; 16; 20.
- No es permisible diseñar el frente de vertido constituido por un solo tramo, por cuanto se incrementa el riesgo de situaciones de emergencia.
- En caso de ancho pequeño de la presa vertedero (con número de tramos hasta 7) se recomienda adoptar un número impar de tramos de vertido, a fin de asegurar condiciones favorables de dispersión del flujo al maniobrar las compuertas.

- Es deseable que el ancho de la compuerta no supere su altura en más de cinco veces, por lo que en caso de adoptar compuertas planas y caudales unitarios pequeños no se recomienda utilizar frentes anchos de tramo (mayor de 14 m).

A.2.3.2. División de la presa en secciones

Se recomienda realizar la división longitudinal de la presa con juntas de deformación en las pilas. En este caso una sección de la presa incluye tramo de vertido y dos semipilas (también un muro cada sección extrema).

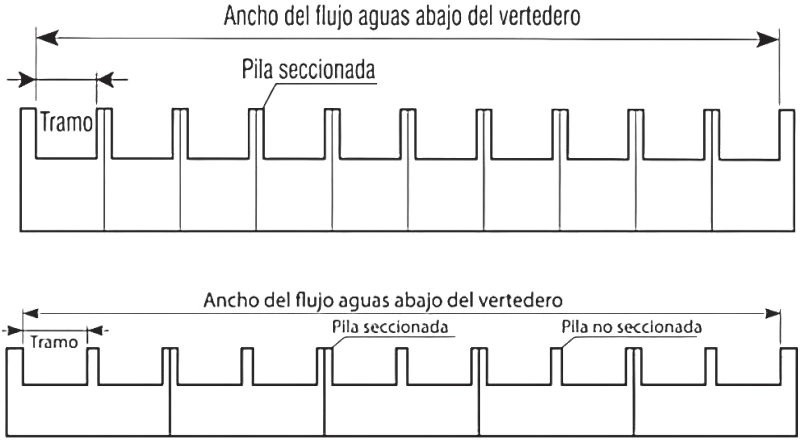


Figura A.6. División de la presa en secciones con juntas de asentamientos.
a- cimentación en suelo no homogéneo; b- cimentación en suelo homogéneo.
Fuente: los autores.

El ancho de una sección se adopta en función de la estructura del macizo de cimentación y a los tipos de suelo que lo constituyen. Si bajo la base de la presa yacen arenas homogéneas compactas entonces, el ancho de una sección puede alcanzar 40 a 55 m y en ella entran 2 a 3 frentes de vertido. En el caso de una estructura compleja del macizo de cimentación con la presencia de suelos arcillosos fuertemente deformables con frecuencia, la junta de deformación divide a cada pila en dos

semi pilas (Figura A.6a) y el ancho de cada sección no supera los 25 m. Sin embargo, inclusive en este caso con tramos de ancho pequeño (menor de 14 m) en una sección pueden entrar dos frentes de vertido (Figura A.6b). El espesor de las pilas se adopta dependiendo del ancho del tramo, la altura y el tipo de compuerta, así como también de su división con una junta de asentamiento (Tabla A.2).

Tabla A.2
Espesores referenciales de las pilas (m)

Ancho del tramo (m)	8 a 10	12 a 14	16 a 18	20 y más
Espesor de la pila sin junta (m)	2,0	2,5	3,0 a 3,5	3,5
Espesor de la pila con junta (m)	3,0	3,5	4,0	4,5 a 5,0

Los valores mayores del espesor de las pilas corresponden a mayores cargas.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. Moscú, AGROPROMIZDAT.

A.2.3.3. Determinación del caudal unitario real en el tramo postresalto

Luego de determinar la cantidad de secciones, su ancho, adoptar el espesor de las pilas, es necesario verificar la correspondencia del caudal unitario adoptado anteriormente. El caudal unitario real es igual a: $B_{pos\,res} = \frac{Q_{DIS}}{q_{posres}}$.

Si este caudal unitario se diferencia en más del 10 % del asumido anteriormente será necesario modificar la constitución del frente de vertido.

A.2.3.4. Ejemplo de cálculo y solución

El caudal de diseño a través de una presa vertedero es igual a 3000 m^3/s. El caudal unitario en el tramo postresalto es igual a 24 $m^3/(s.m)$

Se requiere diseñar el frente de vertido, adoptando el número y el ancho de las secciones de vertido, dividir longitudinalmente la presa en secciones, adoptando el espesor de las pilas.

Para el valor adoptado del caudal unitario en el tramo postresalto q_{posres} para evacuar el caudal de crecida dado el ancho requerido del tramo postresalto será: $B_{pos\,res} = \frac{Q_{DIS}}{q_{posres}} = \frac{3000}{24} = 125$ ·

Por cuanto como parte del frente de vertido aproximadamente el 20% ocupan las pilas, entonces del ancho obtenido para los tramos debe ser asignado aproximadamente 105 m. El ancho obtenido de todos los tramos de vertido presupone la presencia en la presa, como mínimo, de 4 tramos de vertido. Por cuanto en el macizo de cimentación yace una gran capa de arena, es posible ejecutar las secciones de la presa con un ancho mayor a 25 m. Sin embargo, tomando en cuenta que bajo la capa de arena yace una gran capa de limo arcilloso se puede limitar el ancho de las secciones a 40 m.

Por cuanto se requieren no menos de tres tramos y un caudal unitario considerablemente grande, se pueden considerar variantes con tramos anchos de 16 a 20 m.

En caso de que se adopte un ancho de tramo de 20 m, entonces serían necesarios 5 de ellos. En estas circunstancias cabría adoptar el espesor de las pilas con juntas no menor de 4,5 m. Correspondientemente, en una sección no sería posible contar con más de un tramo del frente de vertido. En esta variante, el frente de vertido va a estar constituido por cinco tramos por 20 m y por cuatro pilas con ancho de 5 m. El ancho sumatorio del frente de vertido resulta ser de 120 m.

En la variante con ancho de los tramos de 18 m, el espesor de la pila con junta es cercano a 4,5 m. Para la limitación adoptada respecto al ancho de la sección (40 m) no es posible ubicar en una sección más de un tramo, todas las pilas serían con junta. En esta variante el frente de vertido estaría constituido por seis tramos de 18 metros y cinco pilas seccionadas de espesor 4,5 m, siendo su ancho sumatorio 130,5 m. Este valor es mayor al requerido.

En la variante con ancho de los tramos de 16 metros el espesor de la pila seccionada puede ser adoptado de 4 m y de la pila no seccionada de 3 m. En una sección es posible ubicar dos tramos, una pila no seccionada y las dos mitades de la pila seccionada. El ancho de la sección de dos tramos se obtiene de 39 metros, valor que es permisible.

Si se adoptan 3 de estas secciones entonces el frente de vertido estaría constituido por seis tramos de 16 m, tres pilas no seccionadas con espesor de 3 m y dos pilas seccionadas con espesor de 4 m. El ancho sumatorio del frente de vertido en este caso llegaría a 113 m, que es inferior en un 10 % al frente necesario.

También es posible una variante de siete tramos. En este caso la presa vertedero estaría constituida por tres secciones con ancho de 39 m, cada una de dos tramos y por una sección de un tramo. En consecuencia, en esta variante el frente de vertido estaría constituido de siete tramos de 16 metros, tres pilas no seccionadas de 3 m de espesor y tres pilas seccionadas de 4 m de espesor. El ancho sumatorio del frente de vertido en esta variante sería de 133 metros, que es una magnitud mayor a la requerida.

Cabe dar preferencia a la variante de 6 tramos por 16 metros, por cuanto es la más cómoda desde el punto de vista de división del frente de vertido en secciones. Su desventaja radica en que el ancho del tramo postresalto es en casi el 10 % menor del ancho requerido para permitir el caudal unitario dado. Sin embargo, aguas abajo de la presa vertedero es posible ejecutar un ensanchamiento suave del flujo de 5° a 7° a cada lado. Gracias a esta medida el ancho del tramo postresalto aumentaría aproximadamente en 10 m. Esto permitiría disminuir el caudal unitario en el tramo postresalto hasta los valores necesarios.

A.2.4. Características constructivas de la superficie de vertido

En este acápite se considera el caso de mayor aplicación en los sistemas de derivación, caracterizado por tener al vertedero superficial como el elemento hidráulico fundamental para evacuar las crecidas. Al

respecto es necesario determinar la cota de la cresta del vertedero, diseñar el perfil de la superficie de vertido y resolver el tema de ubicación del equipamiento hidromecánico (compuertas, instalaciones de maniobra de compuertas y otros).

Para las presas vertedero de carga media es recomendable adoptar el vertedero de perfil práctico por cuanto este permite disminuir la carga sobre la cresta de la estructura y, consecuentemente, disminuir el costo del equipamiento hidromecánico, elevando su confiabilidad.

Las presas vertedero de carga pequeña, con mayor frecuencia son diseñadas como vertederos de pared ancha. La cota de la cresta puede ser ubicada en el nivel del fondo del río.

A.2.4.1. Ubicación de las compuertas

En el diseño del perfil de la cresta de vertido es necesario considerar la opción de incluir compuertas. Con frecuencia la cresta es diseñada para instalar dos tipos de compuerta: de operación (principal) y de emergencia o mantenimiento (secundaria). En la cresta del vertedero puede ser ubicada únicamente la compuerta de operación (Figura A.7a) o pueden ser instaladas las dos compuertas (Figura A.7b). En el segundo caso se requiere incluir en la cresta del vertedero un inserto o tramo constructivo horizontal con ancho δ_{hor} del orden de 3 m. Esta magnitud puede ser adoptada de la Tabla A.3, en función del ancho b del tramo y de la altura de la compuerta. Al respecto es necesario tener en cuenta que las compuertas pueden ser ubicadas no solo en la superficie del inserto horizontal, también en la parte ligeramente inclinada al inicio del perfil del vertedero.

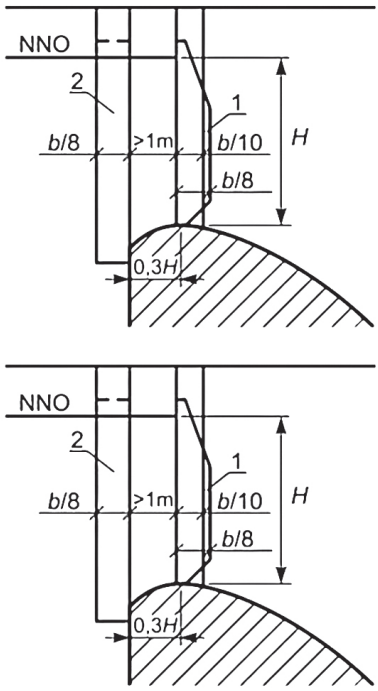


Figura A.7. Esquema de ubicación del inserto horizontal en la cresta del vertedero.
Fuente: Liapichev, Y. P. (2016). *Construcciones hidráulicas*. Moscú. RUDN.

Tabla A.3
Ancho referencial del inserto horizontal δhor

b, m	δ**h***or*, **m**
6, 8	0 a 1,0
10, 12, 14	0,5 a 2,0
16, 18	1,0 a 2,5
20, 24	1,5 a 3,0

El valor menor corresponde al mayor ($q > 60\ m^3/(s.m)$) caudal unitario.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. Moscú, AGROPROMIZDAT.

A.2.4.2. Determinación de la cota de la cresta del vertedero

La cota de la cresta del vertedero ∇_{cres} se adopta de tal manera que con la carga H generada sobre la cresta se asegure la capacidad de flujo dada del vertedero con el nivel de operación normal NNO en el tramo aguas arriba. Para determinar la capacidad de flujo de la cresta del vertedero se utiliza la ecuación universal del vertedero:

$$Q = m\varepsilon\sigma B\sqrt{2g}H_o^{3/2} \qquad \text{(A.4)}$$

Donde:

m: coeficiente de caudal del vertedero.
ε, σ: coeficientes que consideran el efecto en la capacidad de flujo del vertedero, respectivamente, la contracción lateral y la sumersión.
B: ancho o frente del vertedero, m.
Ho: carga sobre la cresta del vertedero, considerando el efecto de la velocidad de acercamiento v_o.

$$H_o = H + \frac{v_o^2}{2g} \qquad \text{(A.5)}$$

Consecuentemente, de la ecuación (A.4), considerando la ecuación (A.5), se tiene:

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{m\varepsilon\sigma B}\right)^2 * \frac{1}{2g}} - \frac{v_o^2}{2g} \qquad \text{(A.6)}$$

Para adoptar el ancho de diseño del vertedero B es necesario considerar la exigencia establecida por la práctica de diseño y varias normativas, en el sentido de que, cuando el número de tramos del frente de vertido es pequeño ($n \leq 6$) la evacuación de una crecida se realiza a través de todos los tramos de vertido, en tanto que cuando el número de tramos es alto, uno de ellos queda de reserva. En consecuencia, $B = b.n_o$, donde, n_o: número de tramos abiertos.

Para un vertedero de perfil práctico el coeficiente de caudal m preliminarmente se puede asumir m = 0,35 a 0,38. Cuando se utiliza el vertedero de perfil práctico es necesario tomar en cuenta que debido a la inclusión en la cresta del inserto horizontal disminuye el coeficiente de caudal del vertedero. Para el efecto puede ser utilizada la ecuación:

$$m = 0{,}36 + 0{,}1\,\frac{2{,}5-\delta/H}{1+2\delta/H} \qquad \text{(A.7)}$$

Donde:

δ: ancho del inserto total en la cresta del vertedero, incluyendo el inserto horizontal $\delta = 0{,}3H + \delta hor$ (Figura A.8).

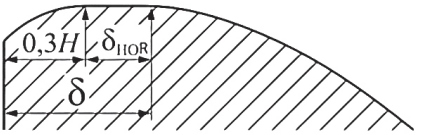


Figura A.8. Esquema de ubicación del inserto total en la cresta del vertedero.
Fuente: Liapichev, Y. P. (2016). *Construcciones hidráulicas*. Moscú. RUDN.

La ecuación (A.7) considera también la diferencia de la carga de diseño H, respecto a la carga de configuración de la superficie de vertido (configuración del perfil Creager).

Para calcular el coeficiente de contracción lateral se puede utilizar la ecuación:

$$\varepsilon = 1 - 0{,}2\,\frac{\xi_m + (n-1)\xi_p}{n}\,\frac{H_o}{b}$$

Donde:

n: número de orificios (tramos de vertido de igual dimensión).
ξ_m: coeficiente de efecto de los muros en la contracción lateral: 1,0 para muro esquinero con ángulo de 90°, 0,7 para muro redondeado y para muro esquinado con ángulo de 45°.

ξ_p: coeficiente de efecto de las pilas en la contracción lateral: 0,8 para pila esquinada con ángulo de 90°; 0,45 para pila redondeada; 0,25 para pila hidrodinámica.

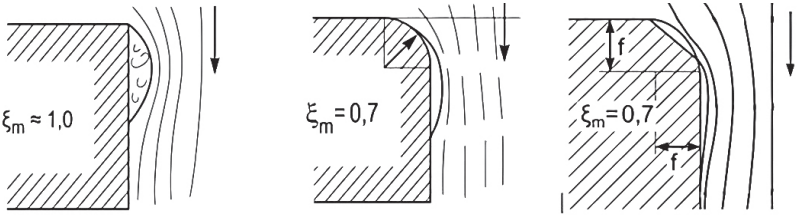


Figura A.9. Coeficiente de efecto del muro ξm (en planta) que limita desde un costado al orificio de vertido de la presa vertedero.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. Moscú, AGROPROMIZDAT.

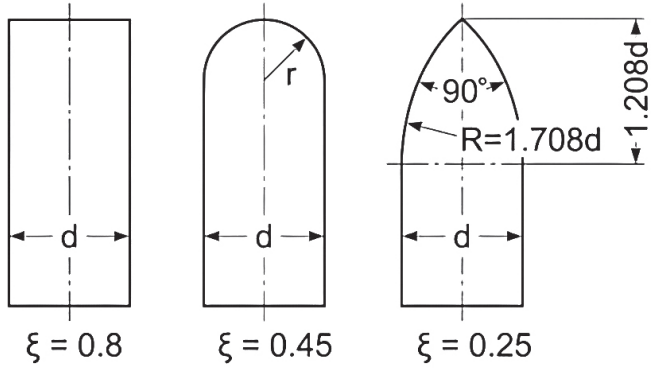


Figura A.10. Coeficiente de efecto de una pila que limita con el orificio de vertido de la presa vertedero.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. Moscú, AGROPROMIZDAT.

El valor del coeficiente de contracción lateral, preliminarmente puede ser asumido ε = 0,95 a 0,97.

Cabe considerar la sumersión del vertedero si el nivel de agua en el tramo aguas abajo se ubica sobre el nivel de la cresta del vertede-

ro (Figura A.11). En este caso surge la profundidad de sumersión $h_s = \nabla NAAB - \nabla Cr$.

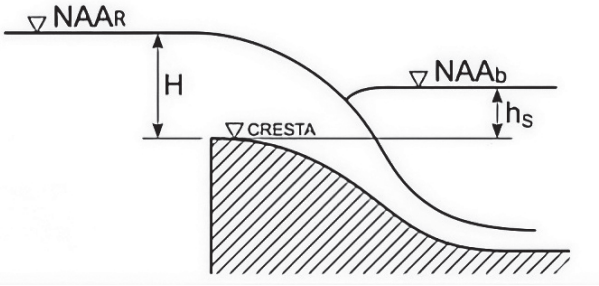


Figura A.ll. Esquema para calcular la sumersión de un vertedero de perfil práctico.
Fuente: los autores.

Para determinar el coeficiente de sumersión σ pueden ser utilizadas tablas o gráficos que recogen los resultados de investigaciones en modelos físicos, las mismas que generalmente presentan los valores de σ en función de la relación h_s/H_o.

En la Tabla A.4 se presentan los valores de σ para los vertederos de perfil práctico obtenidos por N. N. Pavlovsky.

Tabla A4
Valores del coeficiente σ para los vertederos de perfil práctico

hs/Ho	**0,00**	**0,05**	**0,10**	**0,15**	**0,2**	**0,25**	**0,30**
σ	1,000	0,996	0,991	0,986	0,981	0,976	0,970
hs/Ho	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	
σ	0,963	0,956	0,948	0,937	0,923	0,907	
hs/Ho	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	
σ	0,856	0,821	0,778	0,709	0,621	0,438	

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. Moscú, AGROPROMIZDAT.

La velocidad de acercamiento v_o puede ser determinada con la ecuación:

$$v_o = \frac{Q}{\Omega} \qquad \text{(A.8)}$$

Donde:

Ω: área de la sección de flujo frente a la presa en el tramo aguas arriba. Cuando $v_o \leq 0{,}5\ m/s$ la velocidad de acercamiento puede ser despreciada.

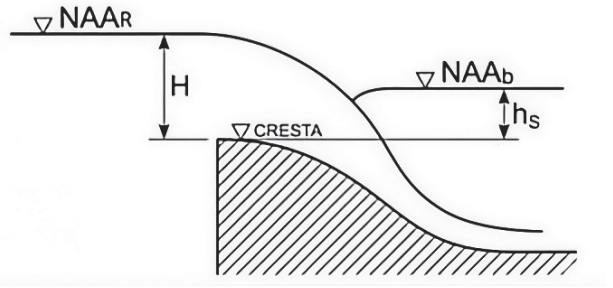


Figura A.11. Esquema para calcular la sumersión de un vertedero de perfil práctico.
Fuente: los autores.

Por cuanto varias magnitudes en la ecuación del caudal del vertedero dependen de H, el cálculo se realiza por aproximaciones sucesivas, con la siguiente secuencia:

- Con la ecuación (A.8) se determina la velocidad de acercamiento vo.
- En primera aproximación se asume la relación δ/H y se determina el coeficiente de caudal m. También se asume en primera aproximación $\varepsilon = 1$, $\sigma = 1$. A continuación, con la ecuación (A.6) se determina la carga aproximada H sobre la cresta del vertedero.
- Con la carga determinada H se determina la cota de la cresta del vertedero $\nabla cres$. De esta manera se tiene la posibilidad de determinar el ancho del inserto horizontal en la cresta δhor,

necesario para la ubicación de las compuertas, así como también para verificar si el vertedero es o no sumergido.
- Se determinan m, σ (y de ser necesario ε) en segunda aproximación.
- Se recalcula en segunda aproximación la carga. Si esta se diferencia del valor anteriormente adoptado en más de 2 cm se realiza una nueva aproximación (ver puntos c-d).

Una vez determinados la carga sobre la cresta del vertedero y el ancho del inserto horizontal, es necesario, por una parte, construir el perfil de la superficie de vertido del vertedero de perfil práctico (ver punto A.3.1.1) y, por otra parte, ubicar las compuertas sobre la cresta (ver punto A.3.1.2).

A.2.4.3. Ejemplo de cálculo y solución

La capacidad de flujo de una presa vertedero es igual a 3000 m^3/s. La presa está constituida de siete tramos de 16 m de ancho los mismos que han sido divididos por tres pilas seccionadas que tienen espesor de 4 m y tres pilas no seccionadas con espesor de 3 m. El nivel de agua en el tramo aguas arriba (∇NNO) es 118 msnm y el nivel aguas abajo (∇NAB) 103 msnm. Se requiere determinar la cota de la cresta de la presa vertedero a partir de la condición de permitir la capacidad de flujo dada.

Por cuanto la cantidad de tramos de vertido es superior a 6, entonces, uno de ellos es de reserva y no participa en la evacuación del caudal de diseño. Consecuentemente, el ancho sumatorio del vertedero es de 96 m.

El efecto de la velocidad de acercamiento puede ser despreciado en vista de su valor pequeño.

En una primera aproximación se asume que no tiene lugar la sumersión del vertedero y $\sigma = 1$. Se asume también en primera aproximación que el coeficiente de contracción lateral es $\varepsilon = 0{,}98$.

El ancho relativo del inserto en el perfil del vertedero se adopta igual a 0,58. En este caso el coeficiente de caudal del vertedero es: $m = 0{,}36 + 0{,}1\frac{2{,}5-\delta/H}{1+2\delta/H} = 0{,}36 + 0{,}1\frac{2{,}5-0{,}58}{1+2*0{,}58} = 0{,}449$.

La carga sobre la cresta en primera aproximación es: $H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{m\varepsilon\sigma B}\right)^2 * \frac{1}{2g}} - \frac{v_o^2}{2g} = \sqrt[3]{\left(\frac{3000}{0{,}449*0{,}98*1*96}\right)^2 * \frac{1}{19{,}62}} - 0 = 6{,}35\ m$.

La cota de la cresta del vertedero es: $\nabla_{cres} = NNO - H = 118 - 6{,}35 = 111{,}65\ m$.

Por cuanto la cota de la cresta está sobre el nivel del agua en el tramo aguas abajo, no hay sumersión del vertedero. En consecuencia, $\sigma = 1$.

El ancho del inserto en el perfil del vertedero es: $\delta = 0{,}58H = 0{,}58*6{,}35 = 3{,}68\ m$.

El inserto dado es suficiente para ubicar una compuerta plana con espesor de 2 m y disponer de un espacio entre compuertas de 1,5 m de ancho. El tramo horizontal del inserto constituye apoyo de la compuerta de operación. Por cuanto el ancho del inserto resultó suficiente se mantiene el valor inicial del coeficiente de caudal del vertedero.

Considerando que tanto el coeficiente de caudal m, como el coeficiente de sumersión $\sigma = 1$ permanecen invariables se concluye que no hay necesidad de una segunda aproximación.

Definitivamente se asume una carga sobre la cresta igual a 6,35 m. El ancho del inserto horizontal sobre la cresta del vertedero es: $\delta_{hor} = \delta - 0{,}3H = 3{,}68 - 0{,}3 * 6{,}35 = 1{,}78\ m$.

A.2.5. Determinación de las condiciones del enlace de tramos durante la maniobra de las compuertas

A.2.5.1. Condiciones del enlace de tramos y esquema de diseño de la maniobra de compuertas

Durante la formulación del proyecto es necesario resolver el tema relativo al enlace de tramos, es decir, prever las condiciones de evacua-

ción de la crecida en el tramo aguas abajo en condiciones cercanas a las naturales. Es recomendable que dicho enlace se produzca con ayuda de un resalto hidráulico de fondo, por cuanto en este caso se logra la disipación más eficiente de energía del flujo. El resalto debe encontrarse en estado de confinamiento (sumersión) para todos los caudales evacuados.

La condición de sumersión del resalto hidráulico tiene la siguiente presentación:

$$h_c'' \leq h_o \qquad \text{(A.9)}$$

Donde:

hc'': segunda profundidad conjugada que tiene como primera profundidad conjugada del resalto hidráulico a la profundidad h_c en la sección contraída y que constituye el criterio divisorio (profundidad divisoria) entre el resalto desplazado y el resalto sumergido ($h_c'' = h_{div}$).

h_o: profundidad natural en el cauce del tramo aguas abajo para el caudal considerado.

De la ecuación (A.9) se desprende que para no permitir el desplazamiento del resalto hidráulico, es necesario realizar paulatinamente el incremento de los caudales evacuados, a lo largo de todo el frente de vertido. Esto se logra a través de la maniobra de las compuertas, la misma que consiste en la apertura paulatina de las compuertas en altura y ancho (en sentido altitudinal y longitudinal). La maniobra de las compuertas en sentido del ancho o longitudinal tiene lugar con la siguiente secuencia: inicialmente se abre la compuerta central, a continuación, pasando una, la siguiente compuerta. Al final se abren todas las compuertas. La maniobra de las compuertas en altura consiste en la apertura de las compuertas con un determinado incremento altitudinal Δh.

Para analizar el enlace de tramos con la maniobra de las compuertas, previamente es recomendable calcular dos escenarios:

- Una compuerta (la compuerta central) abierta 0,25 H (escenario inicial).

- Todas las compuertas totalmente abiertas (escenario final).

Para estos dos escenarios es necesario determinar si el resalto es sumergido o desplazado. En el primer escenario cabe considerar el efecto de las condiciones espaciales en la ubicación del resalto. La secuencia para calcular las condiciones del enlace de tramos es la siguiente:

- Determinar los caudales a través de un tramo de vertido para una apertura parcial de la compuerta ($en\ 0{,}25H - {Q_1}^{0{,}25H}$) y para la compuerta totalmente abierta ${Q_1}^{H}$.
- Para los dos casos de apertura de la compuerta determinar la profundidad contraída h_c, la velocidad de flujo en la sección contraída v_c, el número de Froude Fr_c, la profundidad divisoria $h_{div} = h''$.
- Para el primer caso determinar la profundidad divisoria del resalto en condiciones espaciales (tridimensionales) h^{trdim}.
- Para los dos casos de cálculo, a partir de la magnitud de los caudales evacuados, determinar las profundidades naturales h_o y a continuación evaluar las condiciones del enlace de tramos comparando h^{trdim} y h_o.

A.2.5.2. Determinación de los caudales a través de un tramo de vertido para diferentes aperturas de la compuerta

En los casos de aperturas parciales de las compuertas (Figura A.8) para determinar el caudal a través del vertedero es necesario aplicar la ecuación de flujo bajo compuerta. Si el orificio de vertido no es sumergido desde aguas abajo, dicha ecuación tiene la siguiente presentación:

$$Q_1^a = \varphi \varepsilon_v a b \sqrt{2g(H - \varepsilon_v a)} \qquad \text{(A.11)}$$

Donde:

Q_1^a: caudal a través de un tramo de vertido siendo a el alto de apertura de la compuerta.
φ: coeficiente de velocidad, φ = 0,97 a 0,99.
ε_v: coeficiente de contracción vertical de la lámina de agua.
b: ancho del frente de vertido.

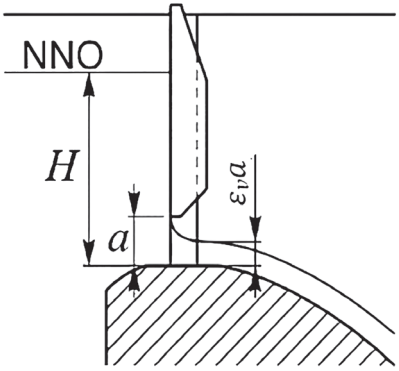


Figura A.13. Esquema para calcular el flujo bajo compuerta.
Fuente: los autores.

El coeficiente de contracción vertical de la lámina de agua puede ser calculado con la ecuación de Altshull:

$$\varepsilon_v = 0{,}57 + \frac{0{,}043}{1{,}1-\eta} \qquad \text{(A.11)}$$

Donde:

η: apertura relativa de la compuerta: $\eta = a/H$.

En el caso de compuerta totalmente abierta el caudal a través de un orificio se determina con la ecuación universal del caudal de un vertedero. Por esta razón el caudal $Q_1^H = \frac{Q_{DIS}}{\eta_o}$ un tramo de vertido con compuerta totalmente abierta es:

A.2.5.3. Determinación de la profundidad divisoria

La profundidad divisoria del resalto hidráulico para escenario plano (bidimensional) se determina como la segunda profundidad conjugada de la profundidad contraída:

$$h_{div} = \frac{h_c}{2}\left[\sqrt{1 + 8 \propto Fr_c} - 1\right] \qquad \text{(A.12)}$$

Donde:

h_c: profundidad contraída (primera profundidad conjugada del resalto hidráulico).
α: coeficiente corrector de la energía cinética (coeficiente de Coriolis α = 1,05 a 1,10).
Fr_c: número de Froude para el flujo en la sección contraída.

El número de Froude caracteriza la turbulencia del flujo y se determina con la ecuación:

$$Fr_c = \frac{v_c^2}{g h_c} \qquad \text{(A.13)}$$

Donde:

v_c: velocidad del flujo en la sección contraída: $v_c = \frac{Q_1}{g h_c}$

La profundidad contraída al pie del vertedero se determina con la ecuación:

$$h_c = \frac{Q}{\varphi b \sqrt{2g(T_o - h_c)}}$$

Donde:

Q: caudal a través del orificio rectangular de ancho b.
φ: coeficiente de velocidad, $\varphi \approx 0{,}90$ a 0,99.
T_o: energía específica total del flujo en el tramo aguas arriba, $T_o = T + \frac{v_o^2}{2g}$.

Aquí T es la energía potencial específica del flujo en el tramo aguas arriba, respecto a la superficie de la losa de disipación (Figura A.14).

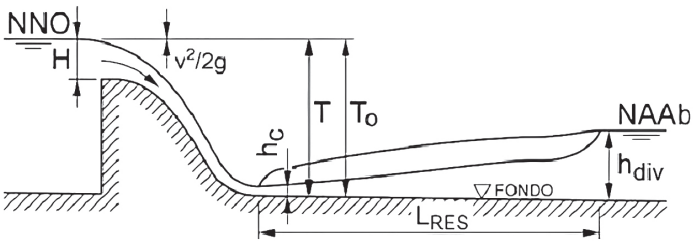


Figura A.l4. Esquema para calcular el enlace de tramos.
Fuente: los autores.

El cálculo de la profundidad contraída se realiza por aproximaciones sucesivas. En la primera aproximación se puede adoptar $h_c = 0$ m.

A.2.5.4. Determinación de las profundidades divisorias en escenario tridimensional

La segunda profundidad conjugada en escenario tridimensional es posible determinar a través del coeficiente de extensión tridimensional k_2^{trid}:

$$h_2^{trid} = h_2 k_2^{trid} \qquad \text{(A.15)}$$

Para el primer caso el valor del coeficiente puede ser calculado con la ecuación:

$$h_2^{trid} = \frac{b/B+2}{3} \qquad \text{(A.16)}$$

Donde:

b: ancho de la parte del frente de vertido a través del cual se realiza la evacuación del agua.
B: ancho total del flujo evacuado medido al pie del vertedero.

Cuando están abiertos todos los tramos de vertido (como en el segundo caso) el efecto de las condiciones tridimensionales puede ser despreciado: $h_{div}^{tridim} \cong h_{div}$.

A.2.5.5. Determinación de las profundidades naturales

La profundidad natural en el tramo aguas abajo se determina en función del caudal que pasa por el nodo hidráulico Q_{nh}. Para determinar las condiciones del enlace de tramos es necesario considerar el momento del tiempo inmediatamente luego de la apertura de la compuerta, cuando en el tramo aguas abajo aún no sube el nivel de agua y la profundidad natural corresponde al caudal antes de la apertura de dicha compuerta.

Para el segundo caso $Q_{nh} = Q_{DIS}$. Para el primer caso el caudal a través del nodo corresponde al caudal de las entregas útiles de agua evacuadas a través de otras estructuras del nodo $^{Q}nh = {}^{Q}min$.

Con estos caudales se determinan las profundidades naturales correspondientes a los casos calculados (Figura A.1).

A.2.5.6. Determinación de las condiciones del enlace de tramos

Comparando la segunda conjugada y la profundidad natural se determina la ubicación del resalto hidráulico. Los resultados de la comparación se pueden presentar en forma tabulada (Tabla A.5).

Tabla A.5
Condiciones del enlace de tramos

Caso	h_{div}	$k_2{}^{tridim}$	$h^{tridim}div$	h_o	$h^{trid}{}_{div} - h_0$	Ubicación del resalto
1						
2						

Fuente: los autores.

A.2.5.7. Conclusiones sobre la necesidad de elementos disipadores

Si en los casos de cálculo considerados el resalto está confinado (sumergido), entonces los elementos disipadores (pozo de disipación, muro de disipación, etc.) no son necesarios. Sin embargo, constructivamente sobre la losa de disipación se instalan disipadores para mejorar

las condiciones del enlace de tramos, lograr la distribución uniforme de los caudales unitarios aguas abajo del vertedero y para disminuir la longitud de la protección del cauce.

Si, aunque sea en un caso de cálculo el resalto no resulta confinado (sumergido), es necesario adoptar un tipo de disipador de energía. El análisis se ejecuta para el caso de mayor riesgo en el cual la diferencia h_{div}^{trid} – h_o es la mayor.

Cuando $h_o > 0{,}85\ h_{div}^{trid}$ es posible recomendar que la instalación se limite a algunas filas de dados. Cuando $h_o < 0{,}85\ h_{div}^{trid}$ es necesaria la inclusión de un pozo de disipación (o muro de disipación[3]).

Resulta más sencillo evaluar la necesidad de elementos disipadores determinando si se requiere o no un pozo de disipación. En primera aproximación la profundidad del pozo de disipación se puede determinar con la ecuación:

$$d_{pozo} = k_s k_{dis} h_{div}^{trid} - h_o \qquad \text{(A.17)}$$

Donde:

k_s: coeficiente de seguridad de la sumersión del resalto hidráulico, k_s = 1,05 a 1,1.
k_{dis}: coeficiente de influencia de los disipadores en la profundidad divisoria: k_{dis} = 0,80 a 0,85.

Si, de acuerdo a los cálculos $d_{pozo} < 0$ significa que no se requiere pozo de disipación y es posible limitarse a la adopción de dados. En caso de que $d_{pozo} > 4$ m se puede recomendar la instalación de un pozo combinado que incluye tanto el pozo de disipación como también un muro de disipación.

3 La implantación de un muro de disipación puede complicar la evacuación de los caudales de construcción, pero además puede originar el surgimiento de un resalto hidráulico adicional.

A.2.5.8. Ejemplo de cálculo y solución

La presa vertedero está constituida de siete tramos de vertido de 16 metros, pero uno de ellos es de reserva. La capacidad de flujo para diseño de la presa vertedero es 3000

m^3/s. El NNO en el tramo aguas arriba es 118 m, la cota de la superficie de la losa de disipación 93 m. El nivel del agua en el tramo aguas abajo al ser evacuado el caudal de diseño es 103 m.

Se requiere determinar la ubicación del resalto hidráulico aguas abajo de la presa, para el escenario básico de maniobra de compuertas (segundo caso) y dar la conclusión respecto a la necesidad de elementos de disipación.

La energía potencial específica en el tramo aguas arriba respecto a la superficie de la losa de disipación es $T = 25\ m$. La velocidad de acercamiento debido a su pequeñez no se considera, por esta razón la energía específica total también es $T_o = 25\ m$.

A continuación, se consideran las condiciones del enlace de tramos para el caso cuando a través de la presa vertedero es evacuado el caudal de diseño. El caudal a través de un tramo de vertido es 500 m^3/s.

Se determina la profundidad contraída del flujo. Se asume el coeficiente de velocidad $\phi = 0{,}95$. Se determina la profundidad contraída por aproximaciones. En primera aproximación se asume que la profundidad contraída es nula $h_c = 0$.

$$h_c = \frac{Q}{\varphi b\sqrt{2g(T_o - h_c)}} = \frac{3000}{0{,}95 * 16\sqrt{19{,}62(25 - 0)}} = 1{,}489\ m$$

$$h_c = \frac{Q}{\varphi b\sqrt{2g(T_o - h_c)}} = \frac{3000}{0{,}95 * 16\sqrt{19{,}62(25 - 1{,}498)}} = 1{,}535\ m$$

$$h_c = \frac{Q}{\varphi b\sqrt{2g(T_o - h_c)}} = \frac{3000}{0{,}95 * 16\sqrt{19{,}62(25 - 1{,}535)}} = 1{,}537\ m$$

Finalmente, se adopta $h_c = 1{,}54$ m.

La velocidad de flujo en la sección contraída: $v_c = \frac{Q_1}{bh_c} = \frac{500}{16*1{,}54} = 20{,}4\ m/s$.

El número de Froude en la sección contraída: $Fr_c = \frac{v_c^2}{gh_c} = \frac{20{,}4^2}{9{,}81*1{,}54} = 27{,}6$.

La profundidad divisoria del resalto hidráulico: $h_{div} = \frac{h_c}{2}\left[\sqrt{1 + 8 \propto Fr_c} - 1\right] = \frac{1{,}54}{2}\left[\sqrt{1 + (8 * 1{,}1 * 27{,}6)} - 1\right]$.

La profundidad natural cuando se evacúa el caudal de diseño es 10 m. Esta profundidad es menor a la profundidad divisoria del resalto hidráulico, en consecuencia, el resalto es desplazado. Para que sea sumergido se requieren elementos de disipación.

Se asume que el coeficiente de eficiencia del trabajo del disipador es 0,85. En este caso, la profundidad requerida del pozo de disipación es: $d_{pozo} = k_s k_{dis} h_{div}^{trid} - h_o = (1{,}1 * 0{,}85 * 11{,}22) - 10 = 0{,}49\ m$.

En consecuencia, se requiere adoptar un pozo de disipación. Con algún margen de seguridad se adopta una profundidad del pozo de 0,6 m.

A.2.6. Cálculo hidráulico del pozo de disipación

La profundidad del pozo de disipación determinada con la ecuación (A.17) constituye la mínima necesaria. Por cuanto al profundizar la losa de disipación se modifican las condiciones del enlace de tramos, para determinar con exactitud la profundidad del pozo

d_{pozo} es necesario ejecutar un cálculo hidráulico especial. Este cálculo se desarrolla para el escenario de cálculo de mayor riesgo. La profundidad del pozo cabe calcular bajo la condición de sumersión del

resalto hidráulico, tomando en cuenta la acción de los disipadores y un margen de reserva:

$$k_s h_{div}^{trid} < h_o + d_{pozo} \tag{A.18}$$

Donde:

k_s: coeficiente para asegurar la sumersión del resalto hidráulico
h_{div}^{trid}: profundidad divisoria para flujo tridimensional;
h_o: profundidad normal en el tramo aguas abajo;
d_{pozo}: profundidad del pozo de disipación.

Se recomienda determinar la profundidad del pozo de disipación por aproximaciones, con la siguiente secuencia:

- Determinar en primera aproximación la profundidad del pozo con la ecuación (A.17).
- Determinar la reserva de energía del flujo respecto al fondo del pozo de disipación (Figura A.10) $T^{pozo} = T_o + d_{pozo}$.
- Determinar la profundidad contraída con la ecuación (A.14) y la velocidad del flujo en la sección contraída.
- Calcular el número de Froude del flujo en la sección contraída con la ecuación (A.15).
- Determinar la profundidad divisoria del resalto sin considerar la extensión tridimensional con la ecuación (A.12) y, en caso de necesidad, tomando en cuenta la extensión tridimensional con la ecuación (A.15).
- Determinar la profundidad necesaria del pozo con la ecuación (A.17).

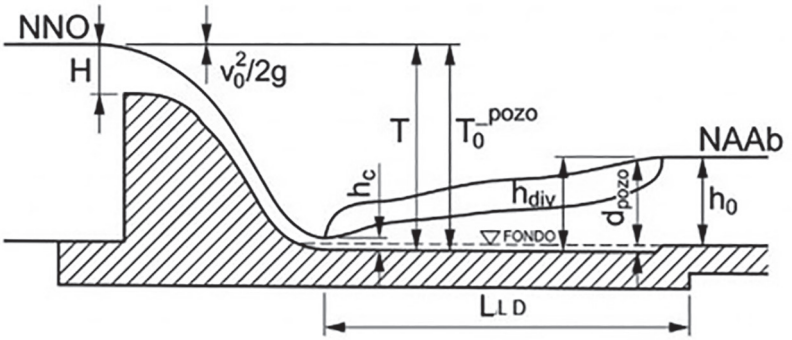


Figura A.I5. Esquema de cálculo del pozo de disipación.
Fuente: los autores.

En el caso que la profundidad obtenida se diferencie de la asumida anteriormente en más de 10 cm, será necesario repetir la aproximación con el valor obtenido nuevamente.

A.2.7. Características constructivas y cálculo de la losa de disipación

La losa de disipación está destinada a reforzar el cauce en la zona del resalto hidráulico y protegerlo de la erosión por el flujo de agua.

A.2.7.1. Adopción de las dimensiones de la losa de disipación

La definición de las características constructivas y los cálculos de la losa de disipación es necesario realizar para el escenario cuando el resalto hidráulico tiene la máxima longitud y altura (escenario de cálculo b).

La longitud de la losa de disipación se adopta a partir de la longitud del resalto hidráulico. La longitud del resalto hidráulico perfecto no sumergido puede ser determinada con la ecuación:

$$\frac{L_{res}}{h_{res}} = 4 \; a \; 6 \qquad \text{(A.19)}$$

Donde:

h_{res}: altura del resalto, $h_{res} = h_{div} - h_c$.

Otras ecuaciones validadas por la práctica para determinar la longitud del resalto son:

- Ecuación de Pavlovsky $L_{res} = 2{,}5(1{,}9h'' - h')$.
- Ecuación de Safranez $h_{res} = 4{,}5h''$.
- Ecuación de Bahmetev $h_{res} = 5$, $h_{res}=5(h'' - h')$.

Se recomienda utilizar la Tabla A.6 en la cual están dadas las longitudes relativas del resalto hidráulico, en función de la turbulencia del flujo, determinadas experimentalmente en modelos físicos.[4]

Tabla A.6
Longitud relativa del resalto hidráulico

$\sqrt{\alpha Fr_c}$	$\frac{L_{res}}{h_{res}}$	$\sqrt{\alpha Fr_c}$	$\frac{L_{res}}{h_{res}}$
2	4,5	6	5,4
2,5	5,25	7	5,2
3	6	8	5,0
3,5	6	10	4,7
4	5,9	12	4,55
5	5,67	15	4,35

Fuente: Belyaschevsky, N. N. (1986). *Modelación física del tramo aguas abajo*. Kiev, Naukova Dumka.

La longitud de la losa de disipación L_{ld} en caso de contarse con disipadores se adopta igual a $k_{dis}L_{res}$. Cuando se cuenta con pozo de disipación se recomienda incrementar la longitud de la losa para ubicar el escalón del pozo (aproximadamente en 5 %). Constructivamente la

4 Shterenlicht D. V. *Hidráulica*, Energoatomizdat, Moscú, 1984.

longitud de la losa de disipación cabe adoptar a partir del valor calculado, aproximado en ±1 m.

El espesor de la losa de disipación t_{ld} se recomienda adoptar no inferior a L_{ld}/10. Se puede también utilizar la ecuación empírica de Dombrovsky:

$$t_{ld} = 0{,}15 v_c \sqrt{h_c} \qquad \text{(A.20)}$$

Luego es necesario aproximar con mayor precisión el espesor de la losa, a partir de los cálculos de su estabilidad.

A.2.7.2. Ejemplo de cálculo y solución

Al evacuar el caudal de diseño en la losa de disipación se produce un resalto hidráulico que tiene la primera profundidad conjugada de 1,54 m, y la segunda de 11,22 m. La velocidad de flujo en la sección contraída es 20,4 m/s. La losa de disipación forma un pozo de disipación. Es necesario establecer las dimensiones de la losa de disipación.

La altura del resalto hidráulico $h_{res} = h'' - h' = 11{,}22 - 1{,}54 = 9{,}68\ m$; el número de Froude $Fr_c = 27{,}55$; $Fr_c^{0,5} = 5{,}25$; $L_{res}/h_{res} = 5{,}6$; La longitud del resalto, $L_{res} = 54{,}28$. Tomando en cuenta el efecto del disipador a través del coeficiente de eficiencia del trabajo del disipador 0,85: $L_{res} = 46\ m$. Con la reserva y tomando en cuenta el espacio para el escalón del pozo se adopta la longitud de losa de disipación de 48 m.

Con la ecuación de Dombrovsky el espesor de la losa de disipación debe ser no menor a $t_{ld} = 0{,}15 v_c \sqrt{h_c} = 0{,}15 * 20{,}4 \sqrt{1{,}54} = 3{,}8$ m; $0{,}1 * L_{ld} = 4{,}8$ m. Por tanto, se asume $t_{ld} = 4{,}8$ m.

Apéndice B

Cálculo y diseño del contorno subterráneo de presas y muros de enlace cimentados en suelo

B.1. Aspectos generales

B.1.1. Campo de aplicación

Los procesos de este apéndice se aplican al diseño del contorno subterráneo de las presas cimentadas en suelo, así como a los muros de enlace que forman parte de dichas presas y tienen relleno con suelos arenosos o arcillosos. Los criterios pueden también ser aplicados para el diseño de otras estructuras hidráulicas de contención (esclusas, casas de máquinas de las centrales hidroeléctricas implantadas en los cauces fluviales y otras).

B.1.2. Definiciones de términos

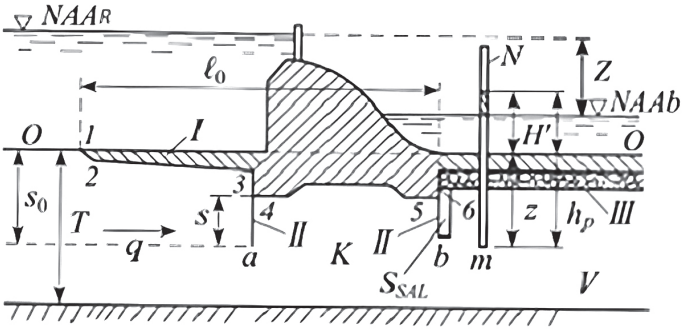
Al considerar el perfil transversal de una presa cabe describir la *línea que limita la presa* de hormigón a gravedad con vertido incorporado (presa vertedero) desde abajo y que separa todas sus partes constructivas (cimentación de la presa, drenaje, carpeta, tramo del resalto, tramo permeable post resalto y otras) del suelo de cimentación. Esta línea es conocida como el contorno y convencionalmente limita desde abajo únicamente los elementos impermeables y poco permeables de la presa, que tienen contacto directo con el suelo de cimentación (Figura B.1, línea 1-2-3-a-4-5-b-6).

El *muro de enlace* de la presa (o de otra estructura hidráulica de contención) se denomina también *muro lateral de hormigón* y enlaza la estructura dada con la presa de tierra o con la ladera del sitio de cierre. Al considerar la sección horizontal de un muro de enlace, cabe distinguir la línea que limita dicho muro desde su cara interna (desde el lado del relleno tras el muro) y que separa todas sus partes constructivas (muro lateral, muro frontal, espolón, drenaje de la parte inferior del talud y otras) del suelo de la ladera o del relleno de la presa de tierra, con la cual se enlaza el muro. La línea indicada puede ser denominada *contorno subterráneo real del muro* y es aquella parte que limita desde el costado (desde el lado interno del muro) únicamente los elementos impermeables del muro que están en contacto directo con el suelo de la

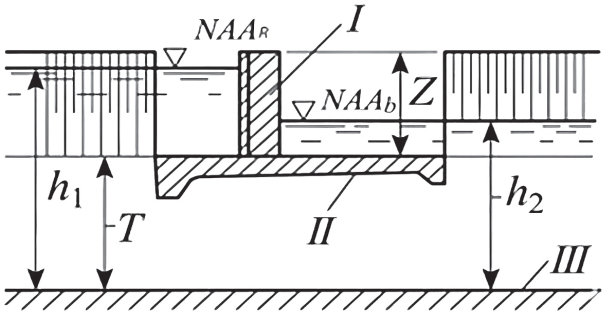
ladera, o con el suelo que forma el relleno de la presa (en la Figura B.1, b la línea 1-2-3-4-5-6).

Por *solución razonable del contorno subterráneo de la estructura* se entiende aquel contorno subterráneo (de toda la serie de los posibles) con el cual, por una parte la estructura (presa o muro) sea resistente y estable, y, por otra parte, en la forma más razonable se combinen las siguientes condiciones: económica, menor complejidad de los procesos constructivos y plazo corto de ejecución, la posibilidad de utilizar para la construcción materiales del lugar y la comodidad para la operación de la presa.

a)



b)



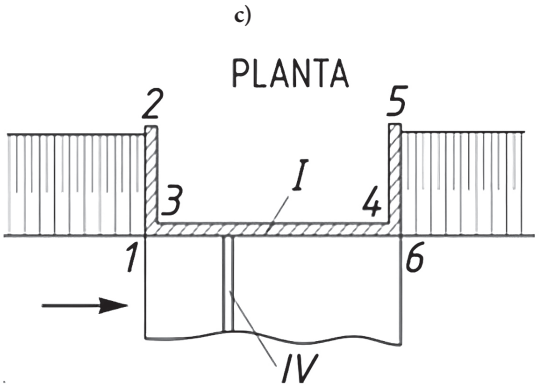


Figura B.I. Esquemas de los contornos subterráneos.
1-2-3-a-4-5-b-6- contorno subterráneo de la presa; I- carpeta poco permeable; II- tablestaca; III- filtro invertido; IV- piezómetro imaginario; V- límite de la capa impermeable del suelo; 1-2-3-4-5-6- contorno subterráneo del muro de enlace; I-muro; II- losa de disipación; III- límite de la capa impermeable del suelo; IV- presa vertedero.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. AGROPROMIZDAT.

Como *capa impermeable* se denomina a la superficie prácticamente impermeable del suelo sobre la que yace la capa permeable en la que está cimentada la presa.

Suelo no homogéneo es el suelo que tiene diferentes características físico-mecánicas en distintos puntos de su masa (estructura granulométrica, coeficiente de filtración, indicadores de corte, etc.); para un suelo de granulometría heterogénea con estructura granulométrica uniforme las curvas de composición granulométrica en los puntos considerados son iguales.

El *suelo tubificable* es aquel suelo dentro del cual o en su límite externo por acción de la filtración pueden surgir (para determinadas velocidades de filtración) peligrosas deformaciones por filtración, es decir, desplazamientos de las partículas del suelo que llevan a deformaciones del esqueleto de este y a una disminución no permisible de su capacidad portante y de su resistencia a la filtración.

La *resistencia a la filtración del suelo* es la capacidad del suelo de resistir a que en su interior surjan deformaciones peligrosas debidas a la filtración.

El *drenaje* es un elemento constructivo que sirve para receptar y evacuar el agua de filtración.

El *filtro invertido* es un elemento constructivo que atraviesa dos o más capas de suelo no cohesivo (formadas por fracciones de diferente tamaño) y que sirve para evitar la deformación de tubificación externa por acción de la filtración.[1]

Finalmente, el *desplazamiento local por filtración* es la deformación del suelo debido al movimiento de un determinado volumen de suelo principalmente por acción de las fuerzas de filtración.

B.1.3. Principales magnitudes que intervienen

L: longitud del contorno subterráneo (Figura B.1a, línea 1-2-3-a-4-5-b-6).

l_o: longitud de la proyección del contorno subterráneo en la horizontal.

s_o: longitud de la proyección del contorno subterráneo en la vertical.

Z: carga que actúa en la estructura, es decir, la diferencia de niveles del agua en los tramos aguas arriba (NAAR) y aguas abajo (NAAB). En el caso de ausencia de agua en el tramo aguas abajo, *Z* es la elevación del nivel de agua en el tramo aguas arriba, sobre la superficie del fondo en el tramo aguas abajo.

s: profundidad de penetración de la fila de tablestacas en el suelo de cimentación.

1 Con alguna frecuencia el suelo del filtro invertido es remplazado por hormigón poroso, tejido sintético, etc.

S_{sal}: profundidad de penetración del borde inferior de la tablestaca de salida (o de la base del dentellón de salida) bajo el fondo del cauce aguas abajo (que es la superficie de salida del flujo de filtración aguas hacia aguas abajo).

T: profundidad de ubicación de la superficie de la capa impermeable bajo el fondo de los tramos aguas arriba y aguas abajo o bajo la base de la presa o de la carpeta.

q: caudal unitario del agua que filtra bajo la presa.

H: carga en el punto dado del suelo de cimentación (por ejemplo, en el punto *m*), es decir, la elevación del nivel de agua en el piezómetro imaginario conectado al punto considerado, respecto a la superficie horizontal 0-0 arbitrariamente seleccionada (denominada superficie o nivel de referencia).

h: pérdida de carga en el tramo de filtración considerado:

$$H = H' - H'' \tag{B.1}$$

Donde:

H': carga en el punto inicial del camino o tramo de filtración.
H'': carga en el punto final del tramo de filtración.
h_p: altura piezométrica, que determina la magnitud de la presión en el punto considerado del suelo de cimentación y que es igual a la suma de dos magnitudes: la carga de presión en el punto considerado y la profundización de este punto bajo la superficie de referencia, así:

$$h_p = p/\gamma_o = H + z \tag{B.2}$$

Donde:

γ_o: peso específico del agua.

J: gradiente piezométrica (también gradiente hidráulica o gradiente de carga, en el flujo de filtración) en el punto considerado del campo de filtración, igual a:

$$J = \frac{\Delta h}{\Delta l} \tag{B.3}$$

Donde:

Δl: longitud elemental medida en el punto considerado a lo largo de la línea de flujo.
Δh : pérdida de carga a lo largo de dicha longitud elemental.
K: coeficiente de filtración del suelo.
$v = nv_R$: velocidad de filtración.
v_R : velocidad real del movimiento del agua en los poros del suelo.
n: porosidad volumétrica del suelo.

B.1.4. Objetivos principales del cálculo y diseño del contorno subterráneo

Para el diseño de los elementos subterráneos que forman parte de las estructuras hidráulicas (cimentación de la presa y las partes correspondientes de los muros hidráulicos) es necesario seleccionar el denominado contorno subterráneo razonable de la presa y de los muros que forman parte del nodo fluvial. Estos contornos que satisfacen las condiciones mencionadas en el punto B.1.2 deben permitir la resistencia a la filtración del suelo de cimentación y de los estribos de las laderas.

Cabe considerar que en relación a la solución de este problema surge una de las principales incógnitas en el diseño de una estructura hidráulica de contención cimentada en suelo: cuál es la longitud mínima de las rutas de filtración que se puede contraponer (para las condiciones dadas) a la carga que actúa sobre la estructura (sin el riesgo infundado de que se produzcan peligrosas deformaciones por filtración en el suelo). La longitud adoptada de las rutas de filtración debe asegurar la confiabilidad suficiente de la estructura. Complementariamente deben también encontrar respuesta las siguientes preguntas:

- ¿Cuál es la presión hidrodinámica desde el flujo de filtración sobre uno u otro elemento de la estructura?
- ¿Cuál es la magnitud de las fuerzas de filtración que disminuyen la estabilidad del suelo de cimentación y de las laderas?
- ¿Cuál sería el caudal de filtración que se pueda esperar con el contorno subterráneo adoptado?

Al considerar todas las preguntas e incógnitas enumeradas respecto al cálculo y diseño es necesario analizar las soluciones estrictamente constructivas que permitan disminuir el efecto negativo de la filtración en la operación de la estructura y disminuir su costo.

B.2. Cálculo de filtración del contorno subterráneo dado de una presa conocidas las cotas de los niveles de agua en los tramos aguas arriba y aguas abajo

B.2.1. Consideraciones previas

Para proceder al cálculo hidráulico de un contorno subterráneo dado ante todo es necesario elaborar el esquema de cálculo de dicho contorno subterráneo. Este esquema se obtiene del esquema real al excluir diferentes tipos de detalles del contorno, respecto a los cuales de antemano se puede afirmar que ellos no pueden influir substancialmente en los resultados del cálculo. En una serie de casos, para elaborar el esquema de cálculo los dentellones delgados de hormigón, con el fin de simplificar el cálculo cabe reemplazarlos por tablestacas impermeables de la correspondiente longitud; los dentellones finos pueden ser eliminados del esquema de cálculo, etc.

A continuación, se reemplaza un campo de filtración comúnmente no homogéneo del suelo de cimentación por un medio isotrópico homogéneo caracterizado por tener determinado coeficiente de filtración. Es necesario tomar en cuenta que la distribución de cargas en el suelo de cimentación, y la magnitud de las gradientes piezométricas en sus diferentes puntos no dependen absolutamente de la magnitud asumida

del coeficiente de filtración. Del coeficiente de filtración depende únicamente el caudal de filtración cuya magnitud es directamente proporcional al coeficiente de filtración.

Es necesario tomar en cuenta también que, las gradientes piezométricas en diferentes puntos del suelo de cimentación en absoluto no dependen de las cotas de los niveles de agua en los tramos aguas arriba y aguas abajo, sino que se determinan para el contorno subterráneo dado por la magnitud de la carga Z que actúa sobre la estructura. En cambio, las magnitudes de la carga en los diferentes puntos del suelo de cimentación sí dependen de las cotas de los niveles de agua en los tramos. Debido a esto la magnitud de la subpresión que actúa en la base de la presa depende, por ejemplo, de la profundidad del agua en el tramo aguas abajo.

El cálculo de filtración puede desarrollarse considerando un metro lineal de longitud de la presa. De acuerdo con el método de los coeficientes de resistencia, la línea piezométrica P-P construida para el contorno subterráneo se adopta en forma de una línea quebrada constituida por una serie de tramos rectos inclinados y por una serie de escalones verticales que corresponden a aquellos sitios del contorno subterráneo donde el flujo de filtración en su ruta encuentra uno u otro obstáculo (resistencia) local en forma de filas de tablestacas, escalones y giros del contorno subterráneo (Figura B.2).

La presión hidromecánica en cualquier punto del contorno subterráneo, por ejemplo, en el punto m, está determinada por la profundidad h'_p a la que se encuentra dicho punto respecto a la línea piezométrica P-P, medida en el sitio correspondiente (Figura B.2). Con alguna aproximación a partir de la línea piezométrica dada, se puede también encontrar la presión hidromecánica en el espesor del suelo de cimentación (Figura B.2 en el punto n y la altura piezométrica que le corresponde h''_p).

Al aplicar el método de los coeficientes de resistencia pueden ser resueltos los siguientes problemas:

- Construir el diagrama de subpresión para los elementos horizontales del contorno subterráneo, determinar la carga en el extremo inferior (en la punta) de la tablestaca o dentellón inferior (a la salida) y determinar la gradiente piezométrica de control J_c que permite controlar la resistencia general a la filtración del suelo de cimentación.
- Determinar la gradiente piezométrica máxima de salida en la superficie del fondo del cauce aguas abajo.
- Determinar la magnitud del caudal de agua de filtración.

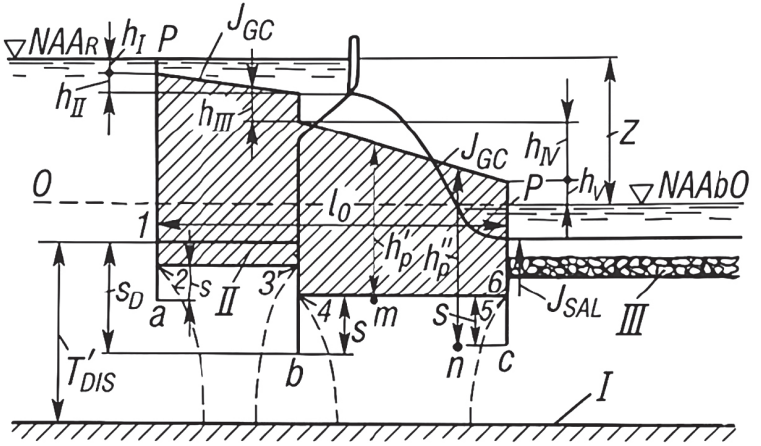


Figura B.2. Esquema para el cálculo del suelo de cimentación por el método de los coeficientes de resistencia.
P-P- línea piezométrica para los elementos horizontales del contorno subterráneo (2-3) y (4-5); I- superficie de diseño de la capa impermeable; II- carpeta; III- drenaje.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. AGROPROMIZDAT.

Para resolver los problemas enumerados es necesario adoptar la posición totalmente determinada de la superficie impermeable de diseño, la misma que en el caso más general puede no coincidir con la super-

ficie impermeable real. La profundidad T_{DIS} (Figura B.2) que determina la ubicación para diseño de la superficie impermeable de acuerdo con el método de los coeficientes de resistencia debe ser en el caso más general, diferente para los temas de filtración enunciados en los tres puntos anteriormente enumerados.

A continuación, a través de T'_{DIS} , T''_{DIS}, T'''_{DIS} se identifica la profundidad de la superficie de diseño de la capa impermeable para resolver los tres problemas enunciados. Con el valor de T_R se identifica la profundidad de la superficie real de la capa impermeable.

Las magnitudes T_{DIS} y T_R siempre deben ser medidas verticalmente desde la superficie de la capa impermeable hasta el punto del contorno subterráneo ubicado en la mayor cota.

Para resolver uno u otro de los problemas de filtración identificados, es necesario realizar previamente los siguientes cálculos de apoyo:

- Determinar la ubicación de la superficie de la capa impermeable de diseño.
- A partir de la magnitud encontrada de T_{DIS} , se determina los valores numéricos de los denominados coeficientes de resistencia para cada uno de los elementos del contorno subterráneo, como se indica más abajo.

B.2.2. Determinación de la ubicación de la superficie de diseño de la capa impermeable

B.2.2.1. Superficie de diseño de la capa impermeable

Permite construir el diagrama de subpresión, que determinará la carga en la punta de la tablestaca de salida y así obtener la gradiente J_c para el control de la resistencia general a la filtración del suelo de cimentación. Cuando se determina T'_{DIS} se aplica el concepto de la zona activa de filtración para la carga, por lo cual, a través de T'_{act} se representa la profundidad de esta zona activa de filtración (medida también desde el punto del contorno subterráneo ubicado en la cota más alta).

El sentido o significado del concepto de zona activa de filtración para la carga se desprende de lo siguiente: la superficie obtenida del diagrama de subpresión para el caso cuando $T < T'_{act}$ es diferente a la superficie del diagrama de subpresión determinada para el caso $T = \infty$, en cambio, la superficie del diagrama de subpresión determinada para el caso cuando $T = T'_{act}$ prácticamente coincide con la superficie del diagrama de subpresión determinada para el caso $T = \infty$.

Se identifica a través de l_o la longitud de la proyección del contorno subterráneo en la horizontal y a través de s_o la longitud de la proyección del contorno subterráneo en la vertical (Figura B.2). Utilizando estas identificaciones, la magnitud T'_{act} debe ser determinada con las siguientes ecuaciones:

Para un *contorno subterráneo ensanchado*:

Cuando:

$$\frac{l_o}{s_o} \geq 5 \tag{B.4}$$

Entonces:

$$T'_{act} = 0{,}5 l_o \tag{B.5}$$

Para un *esquema intermedio*:

Cuando:

$$3{,}4 \leq \frac{l_o}{s_o} \leq 5 \tag{B.6}$$

Entonces:

$$T'_{act} = 0{,}25 s_o \tag{B.7}$$

Para un *contorno subterráneo profundo*:

Cuando:

$$1{,}0 \leq \frac{l_o}{s_o} \leq 3{,}4 \tag{B.8}$$

Entonces:

$$T'_{act} = 0{,}8 s_o + 0{,}5 l_o \tag{B.9}$$

Para un *contorno subterráneo muy profundo*:

Cuando:

$$0 \leq \frac{l_o}{s_o} \leq 1{,}0 \tag{B.10}$$

Entonces:

$$T'_{act} = s_o + 0{,}3 l_o \tag{B.11}$$

Si la profundidad real de la superficie impermeable es:

$$T_R \leq T'_{act} \tag{B.12}$$

Cabe adoptar:

$$T'_{DIS} = T_R \tag{B.13}$$

Y en el caso que:

$$T_R > T'_{act} \tag{B.14}$$

Cabe adoptar:

$$T'_{DIS} = T'_{act} \tag{B.15}$$

B.2.2.2. Superficie de diseño de la capa impermeable para determinar la máxima gradiente piezométrica de salida en la superficie del fondo del cauce aguas abajo

La magnitud T''_{act} que determina la ubicación de la superficie de la capa impermeable cabe encontrar utilizando la definición de la denominada *zona activa de filtración para la gradiente piezométrica de salida*. La profundidad de esta zona activa (análoga a la zona activa de filtración considerada en el punto anterior) se identifica a través de T''_{act} y es medida también desde el punto del contorno subterráneo ubicado en la cota más alta.

La magnitud T''_{act} debe ser determinada con la ecuación:

$$T''_{act} = 2T'_{act} \tag{B.16}$$

Donde:

T'_{act}: se determina como se ha indicado en el punto anterior.

En el caso de que la profundidad real a la que se encuentra la superficie de la capa impermeable sea:

$$T_R \leq T''_{act} \tag{B.17}$$

Entonces cabe adoptar:

$$T''_{DIS} = T_R \tag{B.18}$$

En el caso que:

$$T_R > T''_{act} \tag{B.19}$$

Entonces cabe adoptar:

$$T''_{DIS} = T''_{act} \tag{B.20}$$

B.2.2.3. Superficie de diseño de la capa impermeable para determinar la magnitud del caudal de filtración en el suelo de cimentación de la presa

La magnitud T'''_{DIS} que determina la ubicación de esta superficie se determina con la expresión:

$$T'''_{DIS} = T_R \qquad \text{(B.21)}$$

Es decir que, en este caso, en calidad de superficie de diseño de la capa impermeable se debe adoptar la superficie real de la capa impermeable.

B.2.3. Procedimiento general del cálculo por el método de los coeficientes de resistencia

Para resolver este u otro problema de filtración, determinando la correspondiente ubicación de diseño del nivel impermeable, se divide el contorno subterráneo dado en elementos separados del siguiente tipo:

- Elementos de entrada y salida del contorno subterráneo en forma de tablestacas de entrada y de salida (Figura B.2, elementos 1-a-2 y 5-6-b), en caso de ausencia de estas tablestacas en forma de escalones de entrada y salida (Figura B.2, elementos 1-2 y 5-6) o en el caso de ausencia de las tablestacas y los escalones, en forma de *entrada plana* y *salida plana* (Figura B.5d). En el último caso, los elementos de entrada y salida del contorno pasan a ser puntos (punto A, Figura B.5d).
- Tablestacas interiores. En la Figura B.2 se encuentra solo una tablestaca interior (3-b-4), sin embargo, en el caso más general puede haber algunas tablestacas de este tipo. Si la magnitud *s* = 0 entonces, en lugar de la tablestaca interior 3-b-4 se tiene el escalón vertical interior 3-4.
- Elementos horizontales del contorno subterráneo (elementos 2-3 y 4-5 en la Figura B.2).

Con esta división del contorno subterráneo se obtienen únicamente tres elementos tipo del contorno (con los correspondientes casos

particulares). Las pérdidas de carga *h* a lo largo de la línea de cada elemento del contorno son iguales a:

$$h = H' - H'' \tag{B.22}$$

Donde:

H': carga en el punto inicial del elemento.
H'': carga en el punto final del elemento.

Por ejemplo, para la tablestaca interior 3-b-4, la magnitud *h* es la diferencia de cargas en el punto 3 y en el punto 4.

En el caso de la filtración laminar, la magnitud *h* para cada elemento separado del contorno puede ser presentada a través de la siguiente ecuación:

$$h = \zeta \frac{q}{k} \tag{B.23}$$

Donde:

ζ: coeficiente de resistencia que depende de la forma y dimensiones del elemento considerado del contorno, así como también de la magnitud T_{DIS}.

Las identificaciones de los coeficientes de resistencia son:

- ζ_{en} y ζ_{sal} son los coeficientes de resistencia del elemento de entrada y del elemento de salida del contorno subterráneo.
- ζ_{tab} es el coeficiente de resistencia de una tablestaca interior; en el caso de que s=0 se tiene en lugar de ζ_{tab} el coeficiente de resistencia del escalón interior ζ_{esc} .
- ζ_l es el coeficiente de resistencia de un elemento longitudinal del contorno.
- $\sum \zeta_i$ es el coeficiente sumatorio de resistencia del contorno subterráneo considerado.

Para el contorno subterráneo mostrado en la Figura B.2:

$$\sum \zeta_i = \zeta_{en} + \zeta_l' + \zeta_{tab} + \zeta_l'' + \zeta_{sal} \qquad \text{(B.24)}$$

Donde:

ζ_l' y ζ_l'': coeficientes de resistencia, respectivamente, del primero y segundo elemento horizontal del contorno subterráneo.

Es posible demostrar que los valores numéricos de los coeficientes de resistencia no dependen de la dirección del flujo de filtración. Por consiguiente, en caso de formas y dimensiones iguales de los elementos de entrada y salida se tendría:

$$\zeta_{en} = \zeta_{sal} \qquad \text{(B.25)}$$

Al conocer los valores numéricos del coeficiente de resistencia ζ_i para todos los elementos del contorno subterráneo dado, así como también, la posición altimétrica de los niveles de agua en los tramos aguas arriba y aguas abajo, es posible —con la ayuda de ecuaciones relativamente sencillas— resolver cualquier problema de filtración. Se deben tomar en cuenta premisas conceptuales básicas como que la carga *Z* que actúa sobre la estructura debe distribuirse entre los diferentes elementos del contorno subterráneo, proporcionalmente a los valores de los correspondientes coeficientes de resistencia.

Como se puede apreciar, la tarea fundamental en el cálculo del contorno subterráneo por el método de los coeficientes de resistencia es determinar los valores numéricos de los coeficientes de resistencia para los diferentes elementos del contorno, con una u otra posición de la superficie de diseño de la capa impermeable del suelo de cimentación.

B.2.4. Determinación de los valores numéricos de los coeficientes de resistencia

A cada uno de los elementos del contorno subterráneo corresponde determinado fragmento propio del suelo de cimentación de la

presa (Figura B.3, Figura B.5, Figura B.6, las líneas punteadas son líneas de carga constante que salen de los puntos de quiebre del contorno).

Las magnitudes ζ que se determinan a continuación, consideran que los fragmentos del suelo de cimentación están relacionados a los correspondientes elementos del contorno subterráneo, sin que al ejecutar los cálculos prácticos se preste algún interés por aquellos fragmentos en los que ha sido dividido el suelo de cimentación. Por ejemplo, en el caso de filtración uniforme confinada (a presión) en un macizo rectangular del suelo de cimentación de longitud L y altura T, el coeficiente de resistencia de dicho fragmento rectangular de cimentación es igual a:

$$\zeta_{hor} = \frac{L}{T} \tag{B.26}$$

El valor del coeficiente de resistencia debe ser referido al elemento horizontal del contorno subterráneo de longitud L y considerar que la característica de resistencia de este elemento horizontal constituye la magnitud ζ_{hor} calculada con la ecuación (B.26).

Razonando de manera similar para determinar los coeficientes de resistencia buscados, se pueden formular las ecuaciones que se desarrollan en los siguientes numerales.

B.2.4.1. Coeficiente de resistencia de una tablestaca interior o escalón

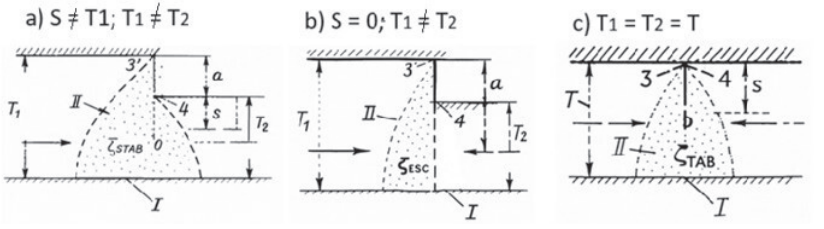


Figura B.3. Fragmento del contorno subterráneo en forma de tablestaca interior o escalón interior.

I- superficie de diseño de la capa impermeable; II- correspondiente fragmento del suelo de cimentación.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. AGROPROMIZDAT.

Cuando:

$$0{,}5 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1{,}0 \qquad (B.27)$$

$$0 \leq \frac{S}{T_2} \leq 0{,}8$$

$$\zeta_{tab} = \frac{a}{T_1} + 1{,}5\frac{S}{T_2} + \frac{0{,}5\frac{S}{T_2}}{1-0{,}75\frac{S}{T_2}} \qquad (B.28)$$

Cuando:

$$0{,}5 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1{,}0$$

$$0{,}8 \leq \frac{S}{T_2} \leq 0{,}96 \qquad (B.29)$$

$$\zeta_{tab} = \frac{a}{T_1} + 12\left(\frac{S}{T_2} - 0{,}8\right) + 2{,}2 \qquad (B.30)$$

Donde los símbolos a, S, T_1 y T_2 están indicados en la Figura B.2a.

Cuando $S = 0$, de acuerdo con la ecuación B.28 se obtiene (Figura B.2b):

$$\zeta_{esc} = \frac{a}{T_1} \qquad (B.31)$$

Cuando $T_1 = T_2 = T$, es decir, $a = 0$, las ecuaciones B.28 y B.30 se simplifican; en este caso por la magnitud T_2 en dichas ecuaciones cabe entender que se trata de la magnitud T (Figura B.3c).

Valores algo más exactos de ζ_{tab} y ζ_{esc} es posible obtener de la Figura B.4, de R. R. Chugaev, aplicando la solución hidromecánica de S. N. Numerov.

B.2.4.2. Coeficiente de resistencia de los elementos de entrada y salida del contorno subterráneo, y de las dos tablestacas

En el caso más general (Figura B.5a y b):

$$\zeta_{en} = \zeta_{sal} = \zeta_{tab} + 0{,}44 \qquad \text{(B.32)}$$

Donde:

ζ_{tab}: se determina bajo el supuesto que la tablestaca de entrada o salida constituye tablestaca interior.

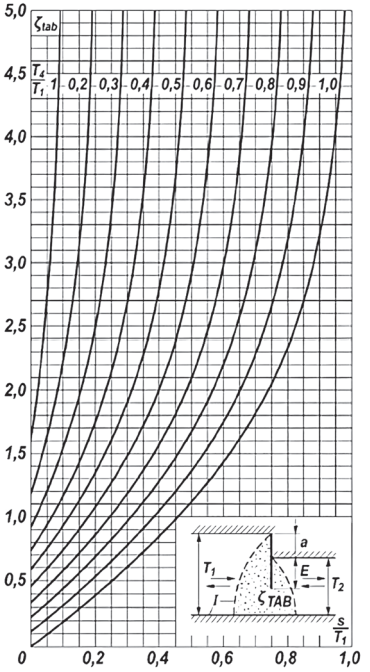


Figura B.4. Gráfico para determinar el coeficiente de resistencia ζ_{tab} para una tablestaca interior.

I- superficie de la capa impermeable (en el esquema de la tablestaca interior).

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. AGROPROMIZDAT.

En el caso particular que $s = 0$ (Figura B.5c), entonces:

$$\zeta_{en} = \zeta_{sal} = \zeta_{esc} + 0{,}44 \tag{B.33}$$

Donde:

ζ_{esc}: se determina con la ecuación B.31 o en la Figura B.4 (para $\frac{s}{T_1} = 0$).

En el caso particular que $s = 0\ y\ a = 0$ (Figura B.5d) el elemento de entrada o de salida del contorno, como ya se anotó, se transforma en un punto (punto *A*), cuyo coeficiente de resistencia es:

$$\zeta_{en} = \zeta_{sal} = 0{,}44 \tag{B.34}$$

Este coeficiente de resistencia puede ser denominado *coeficiente de resistencia de un giro puro*, del flujo en 90°.

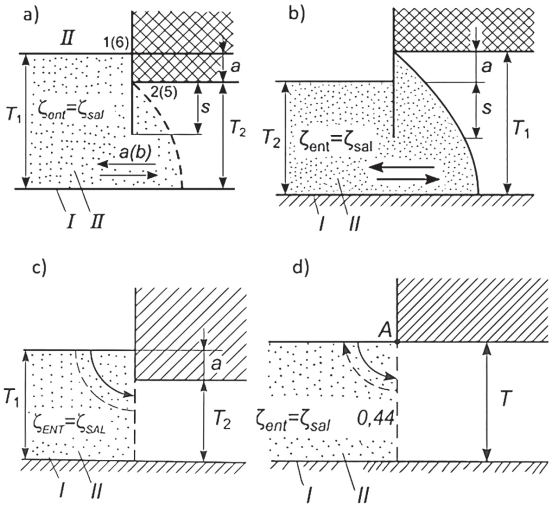


Figura B.5. Fragmento del contorno subterráneo en forma de tablestaca de entrada o salida (o escalón).

I- superficie de la capa impermeable; II- fragmento correspondiente del suelo de cimentación.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. AGROPROMIZDAT.

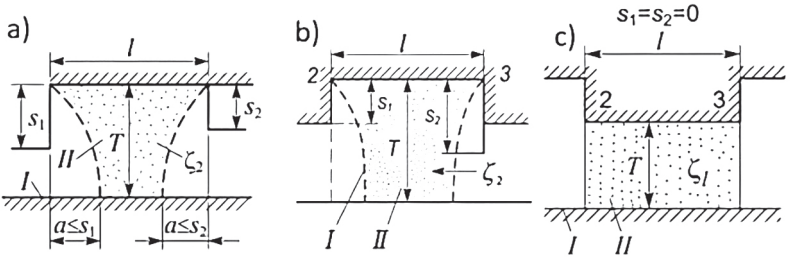


Figura B.6. Fragmento del contorno subterráneo en forma de elemento horizontal. I- superficie de la capa impermeable; II- fragmento correspondiente del suelo de cimentación. Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. AGROPROMIZDAT.

En los casos relativamente poco frecuentes cuando la distancia entre dos tablestacas interiores de longitudes s_1 y s_2 resulta ser:

$$l \leq 0{,}5(s_1 + s_2) \tag{B.35}$$

El coeficiente sumatorio de resistencia de estas dos tablestacas se puede asumir (para $T_1 = T_2 = T$) igual a:

$$2\zeta_{tab} = \zeta'_{tab} + \frac{l}{0{,}5(s_1 + s_2)}\zeta''_{tab} \tag{B.36}$$

Donde:

ζ'_{tab} : coeficiente de resistencia relativo a la tablestaca más larga.
ζ''_{tab} : coeficiente de resistencia relativo a la tablestaca más corta.

Con la aclaración que ζ'_{tab} y ζ''_{tab} se calculan con las ecuaciones B.28 o B.30.

Como se puede apreciar, cuando $l = 0{,}5(s_1 + s_2)$ la magnitud $2\zeta_{tab} = \zeta'_{tab} + \zeta''_{tab}$. Cuando $l = 0$, la magnitud $2\zeta_{tab} = \zeta'_{tab}$.

Operando con la ecuación B.36 es posible calcular $2\zeta_{tab}$ cuando se tiene la presencia de escalones de altura a, así como también el coe-

ficiente sumatorio de resistencia de dos tablestacas, cuando una de ellas es interior y la otra de entrada o salida.

B.2.4.3. Coeficiente de resistencia de los elementos horizontales del contorno

En este punto existen dos casos.

Primero, cuando:

$$l \geq 0{,}5(s_1 + s_2) \tag{B.37}$$

Entonces:

$$\zeta_l = \frac{l - 0{,}5(s_1 + s_2)}{T} \tag{B.38}$$

Donde el significado de los signos está indicado en el gráfico.

Segundo, cuando:

$$l \leq 0{,}5(s_1 + s_2) \tag{B.39}$$

Entonces:

$$\zeta_l = 0 \tag{B.40}$$

B.2.4.4. Coeficiente de resistencia de una tablestaca pura

En la práctica de diseño es posible encontrarse con el esquema de tablestaca pura (Figura B.7). El coeficiente de resistencia para dicho esquema, con ayuda del cual (Ecuación B.23) es posible expresar la magnitud $h = Z$ a través del caudal ponderado (q/k), se identifica a través de ζ_{tabp}. La magnitud ζ_{tabp} puede ser determinada en la Figura B.7.[2]

2 Este gráfico fue elaborado por R. R, Chugaev, aplicando el método de N. N. Pavlovsky y la solución de B. I. Korotkov.

Cuando:

$$\frac{S}{T_1} \geq 0{,}05 \ldots 0{,}10 \qquad \text{(B.41)}$$

La magnitud ζ_{tabp} puede ser determinada también con la ecuación:

$$\zeta_{tabp} = \zeta_{tab} + 0{,}88 \qquad \text{(B.42)}$$

Donde:

ζ_{tab}: se determina como está indicado en el punto B.2.4.1, es decir, bajo el supuesto de que la tablestaca considerada es interior.

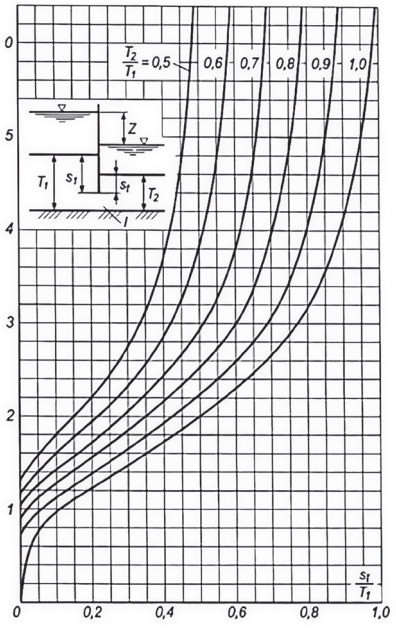


Figura B.7. Gráfico para determinar el coeficiente de resistencia ζ_{tabp} de una tablestaca pura.

I- superficie de diseño de la capa impermeable.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. AGROPROMIZDAT.

B.2.4.5. Ecuaciones simplificadas para los coeficientes de resistencia en el caso de esquemas fuertemente ensanchados del contorno subterráneo y tablestacas relativamente cortas

Identificando a través de $T', T'', T''', \ldots T^{(n)}$ la profundidad de la superficie de la capa impermeable bajo el fondo del tramo aguas arriba, del tramo aguas abajo, de la base de la presa, etc.

En la práctica con frecuencia puede encontrarse el esquema de contorno que satisfaga las siguientes condiciones:

$$\frac{s}{T} \leq 0{,}44$$

$$T' \approx T'' \approx T''' = \cdots \approx T^{(n)}$$

$$l - 0{,}5(s_1 + s_2) \approx l \qquad \text{(B.0)}$$

Es decir, la magnitud $0{,}5(s_1 + s_2)$ puede ser despreciada en comparación con la longitud l del elemento horizontal del contorno subterráneo.

Cuando se cumplen las condiciones indicadas para calcular el contorno subterráneo, se pueden utilizar únicamente dos coeficientes de resistencia:

$$\zeta_{int} = \frac{l_{ele}}{T_m} \qquad \text{(B.A)}$$

$$\zeta_{en} = \zeta_{sal} = \frac{l_{ele}}{T_m} + 0{,}44 \qquad \text{(B.B)}$$

Donde:

ζ_{int} : coeficiente de resistencia de cualquier elemento interno del contorno (horizontal, tablestaca interior, escalón interior).
l_{ele} : longitud del elemento considerado del contorno subterráneo (por ejemplo, para una tablestaca de longitud s y $T_1 = T_2$, $l_{ele} = 2s$).
T_m : valor medio aritmético de las magnitudes $T', T'', T''', \ldots T^n$.

B.2.5. Construcción del diagrama de la subpresión que actúa en la base de la presa y de la carpeta

Una vez determinada a partir de la magnitud T'_{DIS} (como se vio en el numeral B.2.2), la ubicación de la superficie de diseño de la capa impermeable, y luego de encontrar a partir de dicha ubicación los valores numéricos de los coeficientes de resistencia de cada uno de los elementos del contorno (punto B.2.4), se construye la línea piezométrica P-P para los elementos horizontales del contorno (Figura B.2) en base a la norma anteriormente establecida: la carga total Z que actúa en la estructura (es decir, la pérdida de carga a lo largo de todo el contorno subterráneo) debe distribuirse entre los diferentes elementos del contorno en forma directamente proporcional a los valores numéricos de los coeficientes de resistencia.

De acuerdo con esta norma, la pérdida de carga h_n en la longitud de cualquier elemento *n* del contorno, es igual a:

$$h_n = \frac{Z}{\Sigma\zeta}\zeta_n \qquad \text{(B.43)}$$

Donde:

ζ_n: coeficiente de resistencia del elemento *n* considerado.

Determinando con la ecuación B.43 las pérdidas de carga a lo largo de cada elemento del contorno (por ejemplo, las pérdidas de carga $h_I, h_{II}, h_{III}, h_{IV}$ mostradas en la Figura B.2), se construye a partir de estas pérdidas de carga, la línea piezométrica P-P. La superficie obtenida (sombreada en la Figura B.2), ubicada entre la línea piezométrica encontrada P-P y el mismo contorno subterráneo 1-2-3-4-5-6 representa el diagrama de subpresión buscado.

Al realizar la construcción mencionada cabe distinguir el caso especial cuando el elemento de entrada o salida del contorno (Figura B.8) se caracteriza por la condición:

$$\frac{S}{T_1} < \frac{1}{4}\left(\frac{T_2}{T_1} - \frac{1}{3}\right) \qquad \text{(B.44)}$$

Es decir, cuando se tiene un contorno subterráneo con el elemento de entrada o salida cercano o coincidente con una entrada o salida plana.

Cuando se presenta la condición (B.44), la pérdida de carga antes encontrada para el elemento de entrada o salida del contorno (h_{en} o h_{sal} en la Figura B.2 están identificados a través de h_l o h_V) puede a veces diferenciarse considerablemente de la pérdida de carga real en el elemento de entrada o de salida identificada a continuación como $(h_{en})_R$ o $(h_{sal})_R$.

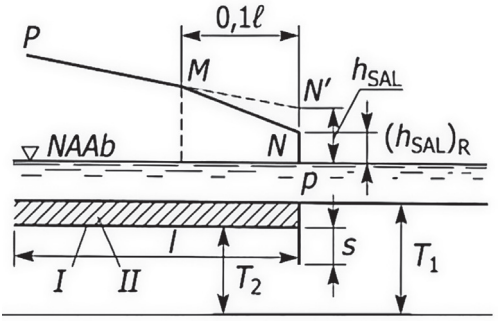


Figura B.8. Ajuste del final de la línea piezométrica P-P en caso de encontrarse a poca profundidad la parte final del contorno subterráneo.
I- superficie impermeable de diseño; II- estructura de disipación.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. AGROPROMIZDAT.

El desfase en las magnitudes h_{en} y $(h_{en})_R$ o h_{sal} y $(h_{sal})_R$ tiene carácter local y con frecuencia puede ser despreciado (especialmente para el elemento de entrada referido a una carpeta). Sin embargo, si se desea evitar que dicho desfase surja, si se presenta la condición B.44, se procede de la siguiente manera:

En primer lugar, se calculan los valores reales de las pérdidas de carga $(h_{en})_R$ y $(h_{sal})_R$ con las ecuaciones:

$$(h_{en})_R = \delta h_{en}$$
$$(h_{sal})_R = \delta h_{sal} \qquad \text{(B.45)}$$

Donde:

$$0{,}7 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1{,}0 \qquad \text{(B.46)}$$

La magnitud δ es:

$$\delta = \sqrt{sin\left[\frac{3}{4}\pi\left(4\frac{s}{T_1} + 1 - \frac{T_2}{T_1}\right)\right]} \qquad \text{(B.47)}$$

Los parámetros s, T_1 y T_2 están indicados en la Figura B.8. El valor límite máximo de δ es 1. Valores más exactos de δ pueden ser encontrados en el gráfico de la Figura B.9.

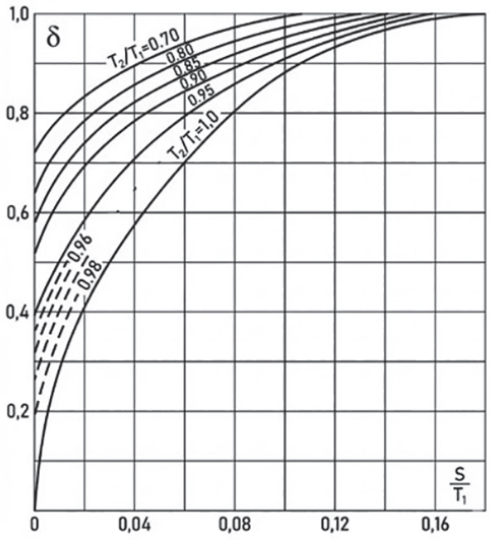


Figura B.9. Gráfico para determinar el ajuste δ a la ecuación B.47.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. AGROPROMIZDAT.

En segundo lugar, teniendo la línea piezométrica PN'P (Figura B.8), construida conforme fue aclarado anteriormente, y considerando, por ejemplo, el elemento de salida del contorno, se coloca como se muestra en la figura la magnitud $(h_{sal})_R$ y de esta manera se obtiene el punto *N*. A continuación, el punto *N* se une a través de una recta con el punto *M* identificado en la línea PN'P a la distancia $0{,}1l$ desde el final de la estructura de disipación, donde l es la longitud de dicha estructura.

La línea piezométrica ajustada o corregida tendrá finalmente la forma de la línea recta quebrada PMNP (el tramo MN'N es descartado una vez realizado el ajuste o corrección de la línea piezométrica).

B.2.6. Determinación de la carga en el extremo inferior de la tablestaca o dentellón de salida

La magnitud de la carga h_{ei} en el extremo inferior de la tablestaca de salida (punto a en la Figura B.10a) se determina con la ecuación:

$$h_{ei} = \varepsilon h_{sal} \tag{B.48}$$

En este caso, h_{sal} se determina en el cálculo del diagrama de subpresión sin tomar en cuenta el ajuste δ, es decir, con la ubicación de diseño de la superficie impermeable, determinada con la magnitud T'_{DIS}. Por su parte, la magnitud del coeficiente ε para el caso considerado es:

$$0{,}7 \leq \frac{T_1}{T_2} \leq 1{,}0; \quad \frac{s}{T_2} > 0{,}1 \tag{B.49}$$

Cabe determinar con la ecuación aproximada:

$$\varepsilon = 0{,}8 - 0{,}3\frac{s}{T_1} \tag{B.50}$$

Donde el significado de los símbolos se muestra en la Figura B.10a.

El esquema de la Figura B.10b es un caso particular del esquema de la Figura B.10a. Sin embargo, la magnitud h_{ei} en el punto a para este

esquema cabe determinar no con la ecuación (B.50), sino en correspondencia con la segunda ecuación (B.45).

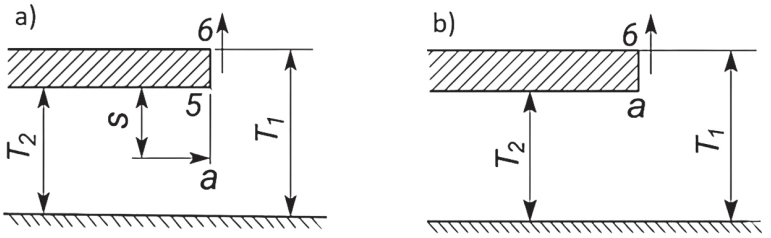


Figura B.10. Esquema para determinar la carga en el extremo inferior de la tablestaca de salida.
I- superficie de diseño de la capa impermeable.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. AGROPROMIZDAT.

B.2.7. Determinación de la máxima gradiente piezométrica de salida en la superficie del fondo aguas abajo

La gradiente piezométrica máxima de salida se presentó en el numeral B.2.6 (Figura B.2).

Determinando a partir de la magnitud T''_{DIS} (numeral B.2.2) la ubicación de diseño de la superficie impermeable y una vez establecidos para dicha ubicación los valores de los coeficientes de resistencia para los diferentes elementos del contorno (numeral B.2.4), así como el valor del coeficiente sumatorio de resistencia $\sum\zeta$, la magnitud J_{sal} se determina con la ecuación obtenida por R. R. Chugaev en correspondencia con la solución hidromecánica de S. N. Numerov:

$$J_{sal} = \frac{Z}{T_1}\frac{1}{\alpha\sum\zeta} \qquad \text{(B.51)}$$

Donde el coeficiente α se determina en la Figura B.11, en función de las relaciones s/T_1 y T_2/T_1. Aquí las dimensiones s, T_1 y T_2 se relacionan con el elemento de salida del contorno (el esquema de este elemento se muestra en el gráfico siguiente).

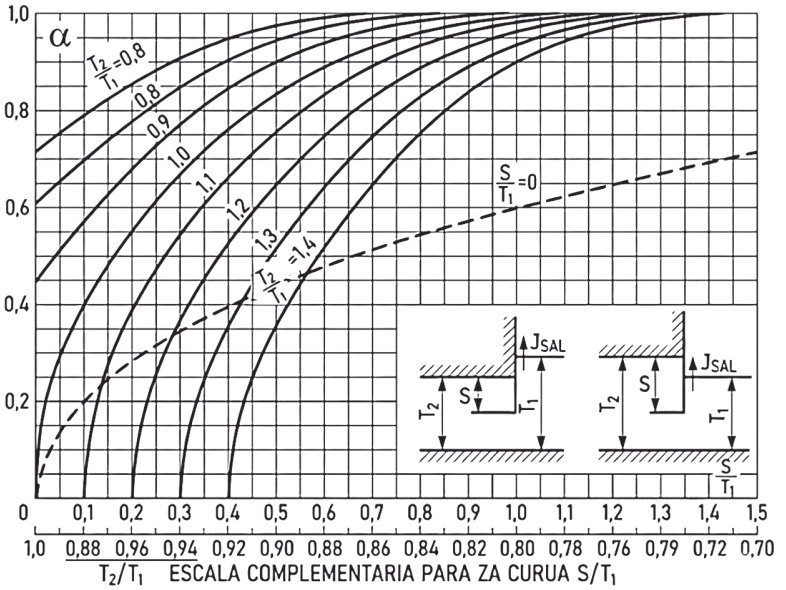


Figura B.11. Para calcular la máxima gradiente piezométrica de salida en la superficie del fondo aguas abajo.

Gráfico para determinar el coeficiente α que interviene en la ecuación de cálculo de la máxima gradiente piezométrica de salida en la superficie del fondo aguas abajo. I- superficie impermeable de diseño.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. AGROPROMIZDAT.

Para el caso:

$$0{,}7 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1{,}4 \qquad \text{(B.52)}$$

El coeficiente α puede también ser determinado con la siguiente ecuación aproximada:

$$\alpha = \sqrt{sin\left[\frac{\pi}{2}\left(\frac{s}{T_1} - \frac{T_2}{T_1} + 1\right)\right]} \qquad \text{(B.53)}$$

En los casos particulares, cuando $s/T_1 = 0$ o cuando $T_1 = T_2 = 3$, entonces T, en lugar de la ecuación anterior, vale aplicar las ecuaciones exactas de S. N. Numerov.

Cuando $\frac{s}{T_1} = 0$:

$$\alpha = \sqrt{1 - \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^2} \tag{B.54}$$

Cuando $T_1 = T_2 = T$:

$$\alpha = \sqrt{sin\left(\frac{\pi}{2}\frac{s}{T}\right)} \tag{B.55}$$

En el caso cuando la superficie impermeable se ubica a una considerable profundidad, por ejemplo, T_2 se considera igual a ∞ y, por consiguiente T'_{DIS} se adopta igual a T'_{act} la ecuación (B.51) da valores algo disminuidos de J_{sal} (no más que el 10 %). Por esta razón en caso de valores altos de T_R cabe introducir en la ecuación (B.51) un coeficiente de ajuste igual a 1,1 y utilizar dicha ecuación con la siguiente forma:

$$J_{sal} = 1{,}1\frac{Z}{T_1}\frac{1}{\alpha\sum\zeta} \tag{B.56}$$

A continuación, se consideran dos casos especiales

B.2.7.1. Caso cuando el flujo de filtración sale con el fondo descendido del tramo aguas abajo

La gradiente J_{sal} para el tramo de la sección de flujo de salida ab con alguna aproximación puede ser determinada con la ecuación:

$$J_{sal} = \left(\frac{0{,}075}{d_o} + \frac{2{,}75}{l'}\right)h \tag{B.57}$$

Donde:

d_o: espesor de la capa de drenaje.
h: pérdida de carga en determinada longitud l' del contorno subterráneo.

La magnitud l' se adopta bajo la premisa de que debe cumplirse la desigualdad.

$$l' \geq 10d_o \tag{B.58}$$

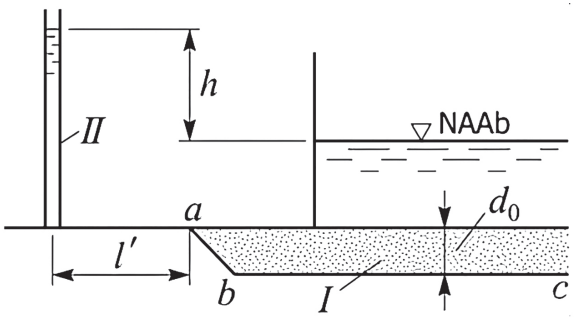


Figura B.12. Para calcular la máxima gradiente piezométrica de salida.
I- drenaje; II- piezómetro imaginario.
Fuente: los autores.

B.2.7.2. Caso de tablestaca pura

El esquema de esta tablestaca se muestra en la Figura B.13, donde también están identificadas las correspondientes magnitudes. La gradiente J_{sal} debe ser determinada en el gráfico de la Figura B.13. Es necesario recalcar que al aplicar este gráfico no cabe utilizar el concepto de superficie de cálculo de la capa impermeable (en el cálculo es necesario aplicar la superficie real de la capa impermeable).

Cuando la superficie real de la capa impermeable está ubicada a una gran profundidad, la magnitud J_{sal} (para $T_1 = T_2$) es recomendable determinar por la ecuación de N. N. Pavlovsky:

$$J_{sal} = 0{,}318\frac{z}{s} \qquad \text{(B.59)}$$

Donde:

s: profundidad de hincado de la tablestaca.

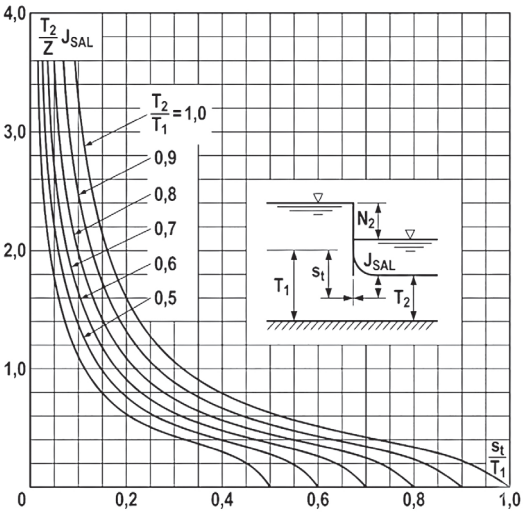


Figura B.13. Esquema para calcular la gradiente piezométrica máxima de salida en el caso de tablestaca pura.
I- superficie de cálculo de la capa impermeable.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. AGROPROMIZDAT.

B.2.8. Determinación del caudal de filtración

Una vez que, a partir de la magnitud $T'_{DIS} = T_R$ (numeral B.2.2), han sido determinados los coeficientes de resistencia ζ (numeral B.2.4), a continuación, es posible determinar el caudal de filtración q con la siguiente ecuación:

$$q = \frac{z}{\Sigma\zeta}k \qquad \text{(B.60)}$$

En el caso de una ubicación profunda de la capa impermeable (cuando T_R es considerablemente mayor a T_{act}), el caudal obtenido con la ecuación B.60 puede tener un alto margen de error. Por esta razón, para valores altos de T_R el caudal de filtración debe ser obtenido por el método de la línea desarrollada del contorno subterráneo.

B.2.8.1. Ejemplo de cálculo

Dado el contorno subterráneo 1-2-a-3-4-b-6 (Figura B.14), el suelo de cimentación es homogéneo isotrópico, $T_R = \infty, Z = 10m$, la profundidad del agua en el tramo aguas abajo es igual a cero, las restantes dimensiones (en metros) se indican en la figura:

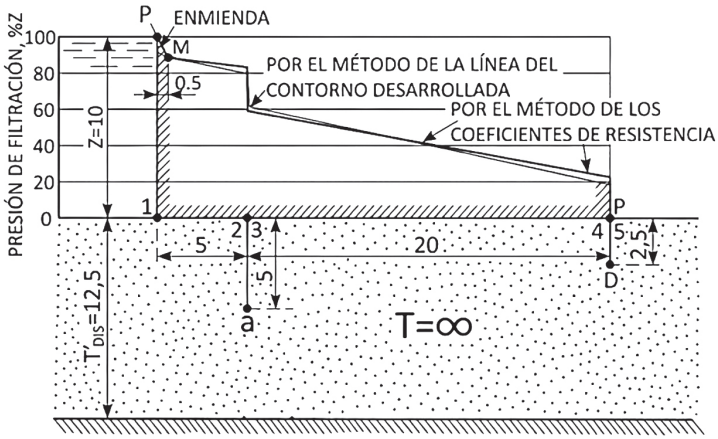


Figura B.14. Esquema para el ejemplo de cálculo.
I- superficie de diseño de la capa impermeable; II- línea piezométrica del contorno subterráneo construida por el método de los coeficientes de resistencia; III- línea piezométrica construida por el método de la línea desarrollada del contorno.
Fuente: los autores.

Longitud de la proyección horizontal del contorno $l_o = 5 + 20 = 25\ m$. Longitud de la proyección vertical del contorno $s_o = 5\ m$. Relación $\frac{l_o}{s_o} = \frac{25}{5} = 5$, en concordancia con este valor, la profundidad de la zona activa de filtración para la carga, de acuerdo con la ecuación B.5 o B.7 es igual a: $T'_{act} = 0{,}5l_o = 2{,}5s_o = 0{,}5.25 = 2{,}5.5 = 12{,}5\ m$.

Por cuanto $T_R > T'_{act}$, entonces, la profundidad de diseño de la superficie impermeable para construir el diagrama de subpresión y para determinar la carga en el extremo inferior de la tablestaca de salida es igual a las ecuaciones B.14 y B.15: $T'_{DIS} = T'_{act} = 12{,}5\ m$.

La profundidad de la zona activa de filtración para la gradiente de salida, de acuerdo con la ecuación B.16 se adopta igual a: $T''_{act} = 2.12{,}5 = 25\ m$.

Por cuanto $T_R > T''_{act}$, entonces, la profundidad de diseño de la capa impermeable para determinar la máxima gradiente piezométrica J_{sal} en la superficie del fondo aguas abajo se adopta de acuerdo a las ecuaciones B.19 y B.20: $T''_{DIS} = T''_{act} = 25\ m$.

B.2.8.1.1. Construcción del diagrama de subpresión

Se determinan los coeficientes de resistencia correspondientes a los diferentes elementos del contorno, para la superficie de diseño de la capa impermeable determinada con la dimensión T'_{DIS}:

- Coeficiente de resistencia a la entrada (para el punto de entrada 1), de acuerdo con la ecuación B.34: $\zeta_{en} = 0{,}44$.
- Coeficiente de resistencia del tramo horizontal 1-2 del contorno, de acuerdo con la ecuación B.38: $\zeta_{hor1-2} = \frac{5-0{,}5.5}{12{,}5} = 0{,}20$.
- Coeficiente de resistencia de la tablestaca interior 2-3 de acuerdo con la ecuación B.28: $\zeta_{tab2-3} = \frac{0}{12{,}5} + 1{,}5\frac{5}{12{,}5} + \frac{0{,}5\frac{5}{12.5}}{1-0{,}75\frac{5}{12{,}5}} = 0{,}89$.
- Coeficiente de resistencia del tramo horizontal 3-4 de acuerdo con la ecuación B.38: $\zeta_{hor3-4} = \frac{20-0{,}5(5+2{,}5)}{12{,}5} = 1{,}30$.
- Coeficiente de resistencia del elemento de salida 4-b-6 del contorno subterráneo, de acuerdo con las ecuaciones B.28 y B.32: $\zeta_{sal} = \frac{0}{12{,}5} + 1{,}5\frac{2{,}5}{12{,}5} + \frac{0{,}5\frac{2.5}{12.5}}{1-0{,}75\frac{2.5}{12{,}5}} = 0{,}86$.

El coeficiente sumatorio de resistencia del contorno subterráneo: $\sum\zeta = 0{,}41 + 0{,}20 + 0{,}89 + 1{,}3 + 0{,}86 = 3{,}69$.

La magnitud $m = \frac{Z}{\sum\zeta} = \frac{10}{3{,}69} = 2{,}71$.

Las pérdidas de carga en los diferentes elementos del contorno de acuerdo con la ecuación B.46:

$$h_I = m(0{,}44) = 2{,}71(0{,}44) = 1{,}19$$

$$h_{II} = 2{,}71(0{,}20) = 0{,}54\ m \qquad h_{III} = 2{,}71(0{,}89) = 2{,}41\ m$$

$$h_{IV} = 2{,}71(1{,}3) = 3{,}53\ m \qquad h_V = 2{,}71(0{,}86) = 2{,}33\ m$$

Con las pérdidas de carga encontradas, se construye la línea piezométrica P-P (Figura B.14, la línea continua).

B.2.8.1.2. Determinación de la carga en el extremo inferior de la tablestaca de salida

De conformidad con las ecuaciones B.48 y B.50 se tiene: $h_{ei} = \left(0{,}8 - 0{,}3\frac{2{,}5}{12{,}5}\right)2{,}33 = 1{,}72\ m$·

B.2.8.1.3. Determinación de la máxima gradiente piezométrica de salida $\boldsymbol{J_{sal}}$ *en la superficie del fondo aguas abajo*

A partir de la magnitud $T'_{DIS} = 25\ m$ se determinan los valores numéricos de los coeficientes ζ y $\sum\zeta$:

$\zeta_{en} = 0{,}44;\ \zeta_{hor'} = 0{,}10;\ \zeta_{tab} = 0{,}36;\ \zeta_{hor,,} = 0{,}65;\ \zeta_{sal} = 0{,}62;\ \sum\zeta = 2{,}37.$

A continuación, a partir de $T_1 = T''_{DIS} = 25\ m$ y $s_{sal} = 2{,}5\ m$, se determina $\frac{s}{T_1} = \frac{2{,}5}{25}$=0,1 y $\frac{T_2}{T_1} = 1{,}0$.

En consecuencia, a partir de la Figura B.11 se encuentra que el coeficiente $\alpha = 0{,}4$.

Finalmente, con la ecuación B.56 se determina J_{sal}: $J_{sal} = 1{,}1\left(\frac{10}{25}\right)\left(\frac{1}{0{,}40(2{,}37)}\right) = 0{,}46$·

B.3. Cálculo de filtración del contorno subterráneo de una presa por el método de Chugaev conociendo las cotas de agua

B.3.1. Consideraciones previas

Para calcular un contorno subterráneo dado por el método de la línea desarrollada del contorno, es necesario tomar en cuenta las consideraciones generales del numeral B.1. Es necesario también aplicar el concepto de las superficies de diseño de la capa impermeable, cuyas profundidades de ubicación son determinadas como se explica en el numeral B.2.

Cabe tener presente que cuando se cumplen las condiciones B.0 enunciadas al final del numeral B.2.4, el grado de aproximación del método de cálculo considerado es prácticamente igual al grado de aproximación del método de los coeficientes de resistencia.

De acuerdo con el método de la línea desarrollada del contorno, cada elemento identificado en el contorno subterráneo constituye en el cálculo un elemento condicionalmente horizontal que tiene la longitud virtual:

$$\lambda = \zeta T_m \qquad \text{(B.61)}$$

Donde:

ζ: coeficiente de resistencia del elemento considerado del contorno subterráneo.
T_m: profundidad promedio de la superficie impermeable de diseño.

Como se puede apreciar de las ecuaciones B.A y B.B al final del numeral B.2.4, las longitudes virtuales para cada uno de los elementos del contorno pueden ser expresadas en correspondencia con la ecuación B.61, con las siguientes ecuaciones:

La primera, para cualquier elemento interno del contorno:

$$\lambda_{int} = l_{int} \quad \text{(B.62)}$$

La segunda, para los elementos de entrada y salida del contorno:

$$\lambda_{ent} = \lambda_{sal} = l_{ele} + 0{,}44T_m = l_{ele} + \lambda_o \quad \text{(B.63)}$$

Donde:

$$\lambda_o = 0{,}44T_m \quad \text{(B.64)}$$

Puede ser denominado *tramo de resistencia complementaria* en la entrada o salida de un flujo de filtración. Los significados de los restantes símbolos se dan al final del numeral B.2.4 en la aclaración referente a las ecuaciones B.A y B.B.

La longitud virtual total de todo el contorno subterráneo, en correspondencia con las ecuaciones B.62 y B.63, se presenta de la siguiente manera:

$$\Lambda = \sum l_{ele} + 2.044T_m = \mathrm{L} + 0{,}88T_m = L + 2\lambda_o \quad \text{(B.65)}$$

Donde:

L: longitud real del contorno subterráneo.

B.3.2. Construcción del diagrama de subpresión y determinación de la carga en el extremo inferior de la tablestaca o dentellón de salida

Luego de determinar la profundidad de diseño de la superficie de la capa impermeable T_{DIS} (numeral B.1.2), se establece, a partir de esta profundidad, la magnitud T_m, se desdobla en una línea horizontal *AB* el contorno subterráneo dado (Figura B.15a), como se muestra en la Figura B.14b. La longitud de esta línea representa la longitud del contorno subterráneo *L*.

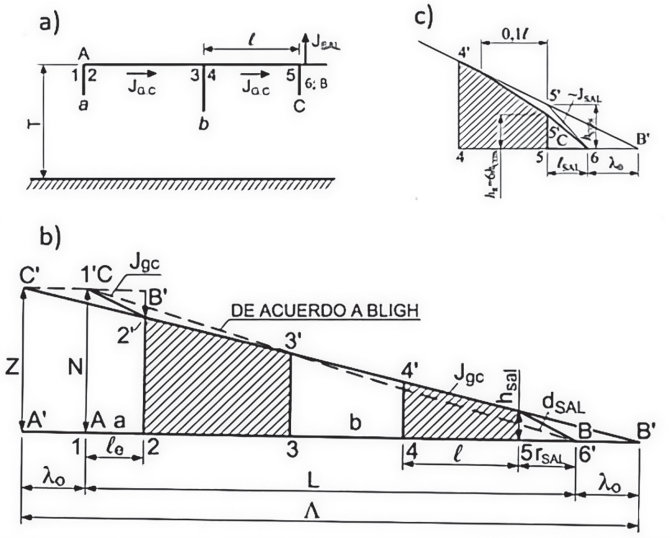


Figura B.15. Construcción del diagrama de subpresión por el método de la línea desarrollada del contorno.
I- superficie de diseño de la capa impermeable.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. AGROPROMIZDAT.

A continuación, desde los puntos *A* y *B* de la línea obtenida, respectivamente, a la izquierda y derecha, se trazan los segmentos horizontales iguales a λ_o. De esta manera se obtiene la línea extendida del contorno subterráneo *A*'*B*', cuya longitud es Λ.

Luego, se traza desde el punto *A*' por la vertical hacia arriba un fragmento igual a la carga *Z* que actúa sobre la estructura obteniendo el punto *C*', uniendo el punto *C*' con el punto *B*' y con una recta se obtienen las áreas mostradas en la Figura B.15b con sombreado. Estas áreas representan los diagramas de carga para los elementos horizontales 2-3 y 4-5. Con esta construcción se tiene en mente que la superficie de referencia O-O, desde la cual se miden las cargas, está trazada en la cota del nivel de agua en el tramo aguas abajo.

Una vez obtenidos los diagramas de carga mencionados, a continuación, se construye el diagrama de subpresión que actúa en la base de la presa. Con este fin a las ordenadas de los diagramas construidos se aumentan las magnitudes de las profundidades de los puntos de contorno subterráneo respecto al nivel de agua en el tramo aguas abajo (Ecuación B.2).

Es necesario tomar en cuenta que con las líneas horizontales gruesas 1-2 y 5-6, en la Figura B.15b, se muestran las longitudes de los elementos de entrada y salida del contorno (l_{en} y l_{sal}). Los segmentos 2-2' y 5-5' expresan las cargas, respectivamente, en los puntos 2 y 5 (Figura B.15a). La magnitud de estas cargas puede ser ajustada conforme se explicó en el numeral B.1.5 (Figura B.15a, donde como resultado de introducir el ajuste δ en lugar de la carga 5-5' ha sido obtenida la carga 5-5").

La carga en el extremo inferior de la tablestaca de salida (o dentellón de salida) h_{ei}, se determina conociendo la magnitud h_{sal} , conforme se explica en el numeral B.1.6.

B.3.3. Determinación de la máxima gradiente piezométrica de salida en la superficie del fondo aguas abajo

La máxima gradiente piezométrica de salida J_{sal} (gradiente en el punto determinado para la superficie impermeable de diseño T'_{DIS}) se determina de la siguiente manera.

Estableciendo T_m a partir de T'_{DIS} , se realiza la misma construcción que para el caso de búsqueda del diagrama de subpresión (Figura B.15b). Luego, en el mismo gráfico, se desplaza horizontalmente el punto *B*' hasta el punto *B* y se traza la línea fuertemente inclinada 5'-*B*. La pendiente de esta línea expresa la gradiente piezométrica media en el elemento de salida del contorno. A partir de este valor promedio de la pendiente, la magnitud buscada J_{sal} se expresa con la ecuación:

$$J_{sal} = \beta \frac{h_{sal}}{l_{sal}} \qquad \text{(B.66)}$$

Donde:

l_{sal}: longitud del elemento de salida del contorno.
h_{sal}: se representa con los tramos 5-5' (Figura B.15b).

El coeficiente β se determina con dos relaciones (los símbolos necesarios se muestran en la Figura B.16):

La primera, en el caso del esquema en la Figura B.16a:

Cuando:

$$\frac{s}{d} \geq 10 \qquad \beta \approx 1{,}0$$

Cuando:

$$10 > \frac{s}{d} \geq 2 \qquad \beta \approx 0{,}9 + 0{,}01\frac{s}{d} \tag{B.67}$$

Cuando:

$$2 > \frac{s}{d} \geq 0 \qquad \beta \approx 0{,}8 + 0{,}05\frac{s}{d}$$

Como se puede apreciar en este caso, el valor de β en promedio puede ser asumido igual a:

$$\beta_m = 0{,}9 \ldots 1{,}0 \tag{B.68}$$

La segunda, en el caso del esquema de la Figura B.16b:

Cuando:

$$\frac{s}{d} \geq 10 \qquad \beta = 1{,}0 \tag{B.69}$$

Cuando:

$$10 \geq \frac{s}{d} \geq 2 \qquad\qquad \beta = 1{,}3 - 0{,}03\frac{s}{d}$$

Como se puede apreciar en este caso, el valor promedio de β puede ser asumido igual a:

$$\beta = 1{,}1 \ldots 1{,}2 \tag{B.70}$$

En el caso que se cumpla la desigualdad B.44, la ecuación B.66 cabe presentar con la siguiente forma:

$$J_{sal} \approx \beta\delta\frac{h_{sal}}{l_{sal}} \tag{B.71}$$

Por cuanto, en la gran mayoría de casos prácticos $\delta = 1$, en tanto que la magnitud β es cercana a la unidad, se puede afirmar que aproximadamente:

$$J_{sal} \approx \frac{h_{sal}}{l_{sal}} = \frac{Z}{\Lambda}\left(1 + \frac{0{,}44T_m}{l_{sal}}\right) J_{sal} \approx \frac{h_{sal}}{l_{sal}} = \frac{Z}{\Lambda}\left(1 + \frac{0{,}44T_m}{l_{sal}}\right) \tag{B.72}$$

Es decir, se asume que la magnitud J_{sal} es igual a la pendiente de la línea fuertemente inclinada 5'-*B*, mostrada en la Figura B.15b.

Se observa que al realizar construcciones similares para el tramo de entrada del contorno subterráneo se puede obtener la línea de alta pendiente *C*-2' (Figura B.15b), cuya pendiente determina el valor aproximado de la máxima gradiente de entrada J_{en} en la superficie del fondo aguas arriba.

Se anota, además, que en el caso de considerable profundidad de la superficie impermeable en las expresiones de la gradiente piezométrica de entrada y de salida, cabe introducir un coeficiente de seguridad $\approx= 1$.

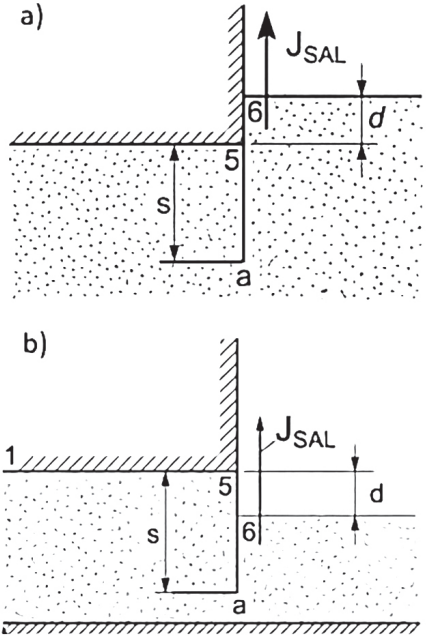


Figura B.16. Para calcular la gradiente piezométrica de salida.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. AGROPROMIZDAT.

B.3.4. Determinación del caudal de filtración

La longitud virtual del contorno subterráneo Λ puede ser expresada a través de la ecuación:

$$\Lambda = T_m \sum \zeta \tag{B.73}$$

Considerando esta ecuación, para determinar la magnitud del caudal de filtración q, en correspondencia con la expresión B.60, se puede formular la siguiente expresión:

$$q = \frac{Z}{\Lambda} T_m k \tag{B.74}$$

Donde:

T_m: debe ser establecida para la superficie impermeable real.

Para el caso de ubicación muy profunda de la superficie impermeable real, la ecuación B.74, así como la expresión B.60, pueden dar un valor solo aproximado del caudal.

B.3.5. Determinación de la gradiente piezométrica a lo largo de los elementos horizontales del contorno subterráneo

La línea piezométrica P-P construida para los elementos horizontales del contorno se puede identificar a través de J_{hc} (Figura B.2).

Como se conoce del marco teórico general relativo al análisis de la filtración a través de las presas de tierra y de los suelos de cimentación, la resistencia a la filtración es necesario evaluar a través de la magnitud de la gradiente de control J_{gc}. Esta magnitud, siguiendo el método de la línea desarrollada del contorno se determina con la ecuación (Figura B.15b):

$$J_{gc} = \frac{Z}{\Lambda} = \frac{Z}{L+0{,}88T_m} \qquad \text{(B.75)}$$

En este caso, para calcular la resistencia a la filtración del suelo de cimentación la magnitud T_m se determina a partir de la superficie de diseño de la capa impermeable encontrada como T'_{DIS}.

B.3.5.1. Ejemplo de cálculo

Dado el esquema de la estructura semejante al del ejemplo de cálculo desarrollado en el segundo numeral (Figura B.14).

La ubicación de las superficies de diseño de las capas impermeables está determinada por las dimensiones T'_{DIS}= 12,5m y $T''_{DIS} = 25{,}0\ m$.

B.3.5.1.1. Construcción del diagrama de subpresión

De conformidad con las ecuaciones B.62 y B.63, las longitudes virtuales de los diferentes elementos del contorno son iguales a:

$$\lambda_1 = 0 + \lambda_o = 0 + 0{,}44(12{,}5) = 5{,}5\ m;\ \ \lambda_{1-2} = 5{,}0\ m$$
$$\lambda_{2-3} = 2(5) = 10\ m;\ \lambda_{3-4} = 20\ m$$
$$\lambda_{4-5} = 2(2{,}5) + \lambda_o = 2(2{,}5) + 0{,}44(12{,}5) = 10{,}5\ m$$

Con los índices en las magnitudes λ se indican los elementos del contorno en correspondencia con la numeración de los puntos del contorno mostrado en la Figura B.14. Como se puede apreciar, el fragmento de resistencia complementaria λ_o es igual a: $\lambda_o = 0{,}44(12{,}5) = 5{,}5\ m$.

De conformidad con la ecuación B.65, la longitud virtual total del contorno: $\Lambda = \mathrm{L} + 2\lambda_o = 5{,}5 + 5{,}0 + 10 + 20 + 10{,}5 = 51\ m$.

La magnitud de la gradiente piezométrica J_{gc} (Ecuación B.75) es igual a: $J_{gc} = 10/51 = 0{,}196$.

Las pérdidas de carga en la longitud de los diferentes elementos del contorno son iguales a:

$$h_1 = J_{gc}(\lambda_1) = 0{,}196(5{,}5) = 1{,}08\ m$$
$$h_{1-2} = 0{,}196(5) = 0{,}98\ m$$
$$h_{2-3} = 0{,}196(10) = 1{,}96\ m$$
$$h_{3-4} = 0{,}196(20) = 3{,}92\ m$$
$$h_{4-5} = 0{,}196(10{,}5) = 2{,}06\ m$$

A partir de estas pérdidas, en la Figura B.14 está construida la línea piezométrica (línea punteada en la figura). Conociendo la ubicación de la línea piezométrica resulta sencillo encontrar el diagrama de subpresión (Figura B.2, donde este diagrama se muestra con sombreado).

En lo que tiene que ver con el ajuste δ en los extremos de entrada y salida del contorno subterráneo, cabe indicar que este punto se resuelve de igual manera que en el ejemplo de cálculo del segundo numeral.

B.3.5.1.2. Determinación de la carga en el extremo inferior de la tablestaca de salida

Este punto se refiere a la Figura B.14b. Aquí, de conformidad con las ecuaciones B.48 y B.50, se obtiene: $h_{ei} = \left(0{,}8 - 0{,}3\,\frac{2{,}5}{12{,}5}\right) 2{,}06 = 1{,}53$ m·

B.3.5.1.3. Determinación de la máxima gradiente piezométrica de salida J_{sal} *en la superficie del fondo aguas abajo*

La longitud virtual de todo el contorno subterráneo, tomando en cuenta que en el caso dado $T''_{DIS}/T'_{DIS} = 2$, puede ser presentada de la siguiente forma: $\Lambda = \Lambda' + 2\lambda_o$, donde Λ' y λ_o son las correspondientes magnitudes encontradas en el primer numeral para la profundidad de diseño de la capa impermeable $T'_{DIS} = 12{,}5\ m$.

De conformidad con la ecuación anotada, $\Lambda = 51 + 2(5{,}5) = 62$ m, se tiene:

La longitud virtual del elemento de salida del contorno: $\lambda_{4-5} = 2{,}25 + 0{,}44(25) = 16\ m$.

La pérdida de carga en el elemento de salida del contorno es: $h_{sal} = \left(\frac{10}{62}\right)(16) = 2{,}58\ m$·

El coeficiente β de conformidad con la ecuación (B.67) es igual a: $\beta = 1{,}0$.

El coeficiente δ, determinado en la Figura B.8 para $s/T_1 = 0{,}1$ resulta ser igual a: $\delta = 0{,}9$.

Introduciendo en la ecuación B.71, un coeficiente de seguridad 1,1 (debido a la considerable profundidad real de la capa impermeable), se obtiene: $J_{sal} = (1{,}1)(1)(0{,}9)\left(\frac{2{,}58}{2(2{,}5)}\right) = 0{,}51$.

Se supone que el cálculo del contorno subterráneo desarrollado en este ejemplo puede ser presentado gráficamente (Figura B.15).

Apéndice C

Cálculo de estabilidad de los taludes de material del lugar no rocoso

Este apéndice tiene relación con las presas de tierra estudiadas en el tomo Construcciones Hidráulicas 2 (Sistemas fluviales con embalse de regulación).

C.1. Aspectos generales

C.1.1. Contenido y campo de aplicación

Esta aplicación se refiere a la estabilidad de todos los taludes de tierra (excavaciones, rellenos compactados y laderas naturales) conformados por materiales no rocosos y semirocosos.

En este apéndice se establece la metodología solo de aquellos cálculos que son semejantes para todos los tipos de estructuras de tierra que se presentan en la práctica ingenieril. Los diferentes cálculos exclusivos de algún tipo especial de estructura de tierra (por ejemplo, el talud de una presa de relleno hidráulico) no son considerados en esta publicación; estos cálculos particulares se enfocan en las bibliografías específicas destinadas al diseño de las diferentes estructuras especiales de tierra.

- Se asume que, generalmente, los taludes de tierra deben someterse a cálculo si su altura es relativamente grande (por ejemplo, mayor a 5 m).
- Los cálculos de estabilidad de los taludes son en gran medida aproximados. Los resultados de estos cálculos deben preferentemente ser correlacionados con datos de la práctica de diseño.
- En este apéndice no se incluyen los cálculos de consolidación y licuefacción de los suelos; sin embargo, en el presente material se aclara como debe ser considerada en el cálculo de la estabilidad general del talud la presión hidrodinámica conocida que surge como consecuencia de la consolidación del suelo.
- Los escenarios de diseño previstos del talud de una configuración dada y constituido por suelos identificados deben corresponder a las condiciones de operación menos favorables de dicho talud: presencia de una carga temporal relativamente grande en la cresta del talud, presencia del descenso del nivel de agua frente al talud, la ubicación altitudinal menos favorable del nivel de agua frente al talud, presencia de fuerzas inerciales sísmicas, etc.).

C.1.2. Definiciones de términos

Talud de tierra es la superficie de tierra que tiene el ángulo de inclinación con la horizontal mayor 10° (línea *BC* en la Figura C.1).

Cresta del talud, superficie de tierra *AB* que tiene inclinación menor de 10° respecto a la horizontal.

Superficie de la base del talud, superficie *CD* de inclinación menor de 10° respecto a la horizontal.

Borde del talud, línea de intersección del talud con su cresta (en la Figura C.1 se proyecta en el punto *B*).

Pie del talud, línea de intersección del talud de tierra con la superficie del terreno.

Altura del talud, diferencia de niveles entre el de la cresta y el del pie del talud.

Cuerpo del talud, espacio del suelo que yace sobre la línea *EC* trazada a través del punto *C,* horizontalmente o algo inclinada, por ejemplo, como continuación de la línea *CD*.

Base del talud, volumen del suelo que yace bajo la línea *ECD*.

Talud normal, talud plano que tiene cresta y superficie de la base en forma de superficies horizontales.

Talud libre o sin carga externa, talud sobre el cual como también en su cresta no está presente carga alguna en forma de fuerzas externas superficiales o puntuales.

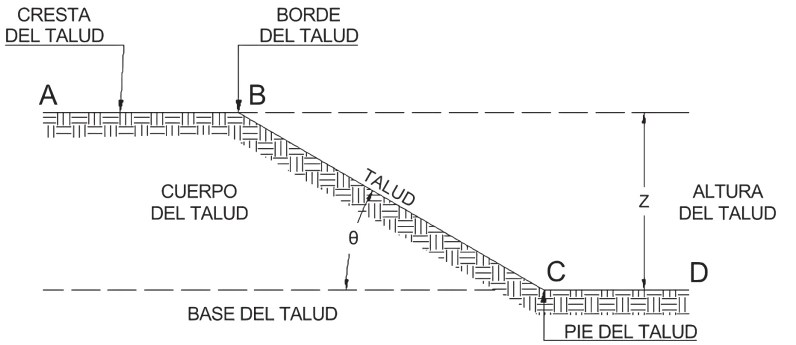


Figura C.1. Talud de tierra.
Fuente: los autores.

C.1.3. Clasificación de los taludes

Existe dos tipos de taludes: taludes natrales (laderas) y taludes artificiales, estos últimos se dividen en rellenos y excavaciones que limitan los macizos natrales del suelo. Asimismo, se pueden clasificar según tres criterios adicionales: primero, *dependiendo de la forma geométrica* del talud: taludes planos, taludes quebrados y taludes con curvatura; segundo, *dependiendo del tipo de suelo* que conforma el talud y su base de cimentación: taludes formados por suelos no cohesivos y taludes formados por suelos cohesivos, taludes formados por suelos homogéneos y taludes formados por suelos no homogéneos, taludes ubicados sobre un macizo rocoso y taludes ubicados sobre una base natural de cimentación no rocosa y taludes formados por suelos poco contráctiles (por ejemplo, los suelos arenosos) y taludes formados por suelos fuertemente contráctiles (por ejemplo, las arcillas); tercero, *dependiendo de la presencia o ausencia de agua* en los poros del suelo: taludes cuyo cuerpo y cimentación están constituidos por suelo prácticamente seco, taludes cuyo cuerpo y cimentación están formados (total o parcialmente) por suelo con contenido de agua pelicular (en una u otra cantidad), taludes cuyo cuerpo y cimentación está constituido total o parcialmente por suelo saturado con agua gravitacional en reposo y taludes cuyo cuerpo

cimentación está formado (total o parcialmente) por suelo saturado con agua gravitacional en movimiento.

C.1.4. Simbología adoptada para las magnitudes principales

θ: ángulo de inclinación del talud respecto a la horizontal.

m: coeficiente de talud: $m = ctg\ \theta$.

Z: altura del talud.

φ: ángulo de fricción interna del suelo.

φ_k: magnitud de φ con la cual el espacio considerado del suelo debe encontrarse en estado de equilibrio límite (ángulo de fricción interna crítico o en otras palabras ángulo de fricción interna para diseño).

φ_R: magnitud de φ, propia del suelo considerado (ángulo de fricción interna real).

c: cohesión específica del suelo.

c_k: magnitud de c, con la cual el espacio considerado del suelo debe encontrarse en estado de equilibrio límite (cohesión específica crítica o en otras palabras cohesión específica para diseño).

c_R: magnitud de c, propia del suelo considerado (cohesión específica real).

n: porosidad volumétrica del suelo, es decir la relación del volumen de poros del suelo al volumen total del suelo (formado por la fase sólida o esqueleto del suelo).

γ_o: peso específico del agua.

γ'_{sec}: peso volumétrico del suelo absolutamente seco.

γ_{sec}: peso volumétrico del suelo prácticamente seco.

γ_{sum}: peso volumétrico del suelo sumergido en agua:

$$\gamma_{sum} = \gamma'_{sec} - (1 - n)\gamma_o \qquad \text{(C.1)}$$

γ_{sat}: peso volumétrico del suelo saturado de agua, es decir, el peso de una unidad de volumen del suelo conjuntamente con el agua que llena totalmente los poros:

$$\gamma_{sat} = \gamma'_{sec} + n\gamma_o \qquad \text{(C.2)}$$

γ_{hum}: peso volumétrico del suelo húmedo que contiene agua capilar (en una u otra cantidad).

k_s: coeficiente de seguridad al deslizamiento del segmento considerado de suelo (también factor de seguridad del deslizamiento FSD del segmento de suelo).

k_s^t: coeficiente o factor de seguridad al deslizamiento del talud (también factor de seguridad al deslizamiento del talud *FSD*).

$(k_s^t)_{per}$: coeficiente permisible de seguridad al deslizamiento del talud (factor permisible de seguridad al deslizamiento del talud FSD_{PER}), que es el valor mínimo permisible de k_s^t).

C.1.5. Principales características físicas del suelo que conforma el cuerpo y la base de cimentación del talud

El valor numérico (A_R) de una u otra característica física (φ_R, c_R, n_R, etc.) propia del suelo considerado (característica física real) cabe determinar con la ecuación:

$$A_R = A^N \pm \sigma \qquad \text{(C.3)}$$

Donde:

A^N: valor normativo (medio) de la característica determinado a partir de los datos de los ensayos de las muestras del suelo, tomadas en cantidad suficiente para la generalización estadística.
σ: error cuadrático medio obtenido del procesamiento de los datos experimentales.

Las magnitudes A_R —es decir, las magnitudes $\varphi_R, c_R, n_R, (\gamma_{sec})_R$, etc.— para calcular la estabilidad del talud deben ser dadas en correspondencia con la ecuación C.3. Para determinar las magnitudes φ_R y c_R cabe utilizar el signo menos indicado en la mencionada ecuación; para determinar la magnitud γ se empleará el signo positivo.

Para cálculos preliminares las magnitudes φ_R y c_R para los suelos arenosos y arcillosos se puede adoptar sin los ensayos correspondientes, de acuerdo con la Tabla C.1.

Tabla C.1
Valores reales φ_R (grados), c_R (Ton/m^2) para suelos arenosos y arcillosos

Denominación del suelo		Indicador	Porosidad del suelo n					
			0,29-0,33	0,33- 0,37	0,37- 0,41	0,41- 0,45	0,45- 0,49	0,49- 0,53
Suelos arenosos	Gruesas y gravosas	φ_R c_R	41 0	38 0	36 0	--	--	--
	Medias	φ_R c_R	38 0	36 0	33 0	--	--	--
	Finas	φ_R c_R	36 0,1	34 0	30 0	--	--	--
	Muy finas	φ_R c_R	34 0,1	32 0,1	28 0	--	--	--
suelos arcillosos para humedad en el límite plástico W_p, %	9,5-12,5	φ_R c_R	23 0,3	22 0,1	21 0			
	12,5- 15,5	φ_R c_R	22 1,4	21 0,7	20 0,4	19 0,2		
	15,5- 18,5	φ_R c_R	-- --	20 1,9	19 1,1	18 0,8	17 0,4	16 0,2
	18,5- 22,5	φ_R c_R	-- --	-- --	18 2,8	17 1,9	16 1,0	15 0,6
	22,5-26,5	φ_R c_R	-- --	-- --	-- --	16 3,6	15 2,5	14 1,2
	26,5- 30,5	φ_R c_R	-- --	-- --	-- --	-- --	14 4	13 2,2

C.1.6. Bases para calcular la estabilidad de los taludes de tierra

El cálculo de estabilidad de los taludes tiene carácter verificador: al comienzo es necesario adoptar la configuración del talud (si es que dicha configuración no es previamente conocida) y luego con ayuda del cálculo establecer el grado de estabilidad del talud que ha sido adoptado. Para calcular el grado de estabilidad de un talud normalmente se considera únicamente el modelo plano o bidimensional.

En el cálculo debe ser considerada la magnitud de diseño de las fuerzas (cargas) que actúan en el cuerpo del talud y en su cimentación. Estas magnitudes de diseño de las fuerzas son determinadas como el producto de las cargas normativas y de los correspondientes coeficientes n_o de sobrecarga (mayores o menores que la unidad).

El coeficiente de sobrecarga n_o cabe asumir igual a la unidad, es decir no considerarlo, para la determinación del peso propio del suelo y del agua, así como para determinar las fuerzas de filtración y las sísmicas.

El grado de estabilidad del talud considerado debe evaluarse con el coeficiente de o factor de seguridad k_s^t, (*FSD*) o con el coeficiente de condiciones de operación del talud m_o tomando en cuenta que:

$$m_o = \frac{1}{k_s^t} \qquad \text{(C.4)}$$

En los casos sencillos de *suelo seco homogéneo*, con presencia de un talud normal libre, para determinar la magnitud k_s^t cabe utilizar las indicaciones que se formulan en el numeral C.2.

En calidad de método principal para determinar la magnitud de k_s^t generalmente es recomendable el método de las superficies circulares de corte del suelo (numeral C.3).

En caso de presencia nítida de estratos rectilíneos de suelo débiles en el cuerpo del talud o en su cimentación, para determinar el coeficien-

te k_s^t cabe adicionalmente aplicar el método de las superficies planas de corte, para superficies de falla en el interior del talud o de su cimentación, según el caso.

Para asegurar la estabilidad suficiente del talud es necesario exigir que el valor de k_s^t encontrado en el cálculo satisfaga la condición:

$$k_s^t \geq (k_s^t)_{per} \qquad \text{(C.5)}$$

Donde:

$(k_s^t)_{per}$: valor permisible del coeficiente o factor de seguridad.

Para diseño hasta el nivel de factibilidad, el coeficiente $(k_s^t)_{per}$ se puede adoptar de acuerdo con los datos presentados en la Tabla C.2.

Tabla C.2
Coeficientes permisibles de seguridad al deslizamiento de un talud $(k_s^t)_{per}$

Combinación de factores (cargas y solicitaciones)	Nivel de importancia de la estructura			
	I	II	III	IV
Básica Especial	1,35-1,25 1,15- 1,10	1,25-1,15 1,15- 1,10	1,20- 1.10 1,10- 1,05	1,15- 1,10 1,05

Vale mencionar que los valores mayores de $(k_s^t)_{per}$ se puede adoptar en el caso de suelo arcilloso, así como cuando el talud y/o su cimentación están conformados por suelos no homogéneos.

C.2. Determinación del coeficiente de seguridad para la estabilidad del talud normal libre de suelo homogéneo

C.2.1. Talud formado por un suelo saturado de agua en reposo

C.2.1.1. Suelos suelto y cohesivo

El coeficiente de seguridad al deslizamiento k_s^t de un talud normal libre, cuyo cuerpo y su cimentación están constituidos por suelo

cohesivo o no cohesivo saturado de agua en reposo en una profundidad Z_{sat} (Figura C.2), puede ser determinado en estudios hasta la etapa de factibilidad, inclusive, con ayuda de los gráficos propuestos por R. R. Chugaev, los mismos que constan en las figuras de C.3 a C.8 y que presentan la relación entre las magnitudes $\varphi_k, c_k, \gamma_{sec}, Z_{sat}, \theta$.

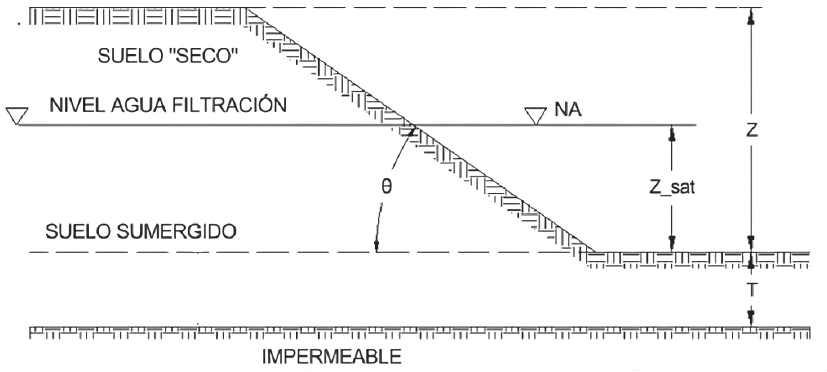


Figura C.2. Talud de cimentación Saturados
Fuente: los autores.

$$\varphi_k, c_k, \gamma_{sec}, Z_{sat}, \theta$$

La magnitud k_s^t en las figuras mencionadas se determina por aproximaciones:

- Se adoptan una serie de alores k_s^t.
- Se encuentra para estas magnitudes k_s^t los correspondientes valores φ_k y c_k utilizando las fórmulas:

$$\begin{cases} \varphi_k = \frac{\varphi_R}{k_s^t} \\ c_k = \frac{c_R}{k_s^t} \end{cases} \qquad \text{(C.6)}$$

- A partir de los valores encontrados de φ_k y c_k y al utilizar los valores dados de $Z\ y\ \gamma_{sec}$, con ayuda de los gráficos N° 1-6 en las figuras 3-8, se determinan los correspondientes valores de θ.
- En calidad de la magnitud buscada k_s^t se adopta aquella para la cual el valor de θ encontrado en los gráficos resulta ser igual al valor dado.

Aquí son necesarias dos aclaraciones. Primero, los gráficos presentados en las figuras C.3 a C.8 fueron elaborados por R. R. Chugaev, como parte de sus métodos para analizar la estabilidad de los taludes de las presas de material del lugar. Segundo, los gráficos presentados en las figuras C.3-C.8 están referidos a los siguientes casos:

- Gráfico 1 (Figura C.3) al caso $Z_{sat}/Z = 0$ (talud prácticamente seco).
- Gráfico 2 (Figura C.4) al caso $Z_{sat}/Z = 0{,}20$.
- Gráfico 3 (Figura C.5) al caso $Z_{sat}/Z = 0{,}40$.
- Gráfico 4 (Figura C.6) al caso $Z_{sat}/Z = 0{,}60$.
- Gráfico 5 (Figura C.7) al caso $Z_{sat}/Z = 0{,}80$.
- Gráfico 6 (Figura C.8) al caso $Z_{sat}/Z = 1{,}00$.

Los gráficos referidos han sido construidos por el *modelo de la masa deslizante sólida monolítica*, relativo al método de las superficies circulares de corte del suelo. Para su construcción se ha asumido que: $\frac{\gamma_{sum}}{\gamma_{sec}} = \frac{1{,}0}{1{,}6} = 0{,}625$.

Así, en los ejes verticales de todos los gráficos se ubica la magnitud de la cohesión crítica reducida a adimensional:

$$(c_k)_{rel} = \frac{c_k}{Z\gamma_{sec}} \qquad \text{(C.7)}$$

Por lo indicado, al obtener el valor $(c_k)_{rel}$, a partir de las magnitudes θ y φ_k mostradas en los gráficos, a continuación, para determinar la magnitud c_k, cabe aplicar la ecuación:

$$c_k = (c_k)_{rel}\gamma_{sec}Z \qquad \text{(C.7')}$$

Esta ecuación es válida también para el gráfico 6 que se refiere al caso de un talud formado únicamente por suelo sumergido (a pesar de que aquí no está presente el suelo seco, la magnitud c_k en este caso de todas maneras hay que obtenerla con la ecuación (C.7') en la cual interviene γ_{sec}.

En el esquema del talud mostrado en el gráfico, a través de *T* se representa la profundidad (bajo el pie del talud) de la superficie del macizo rocoso. En los gráficos se muestran dos sistemas de curvas: continuas y punteadas. Las curvas punteadas se refieren a las magnitudes: $a = \frac{T}{Z}$, escritas en estas curvas. Las líneas continuas se refieren prácticamente a todos los valores de a.

Como resultado del análisis de los gráficos en las figuras C.3-C.8, se puede ver que la magnitud Z_{sat} de mayor riesgo (con la cual se obtiene el menor valor de k_s^t) resulta ser igual a:

$$Z_{sat} \approx 0{,}2Z \qquad \text{(C.8)}$$

Para calcular y construir los gráficos, condicionalmente, ha sido asumido que los valores de φ y *c* son constantes a lo largo de la superficie de corte, es decir, independientes de la saturación del suelo con agua.

Si se asume que k_s^t es igual a la relación de los ángulos φ_R y φ_k φ_k (Ecuación C.6), mas no la relación de las tangentes de estos ángulos, entonces, la magnitud del valor permisible $(k_s^t)_{per}$ (Tabla C.2) cabe disminuir en 2 y 3 %.

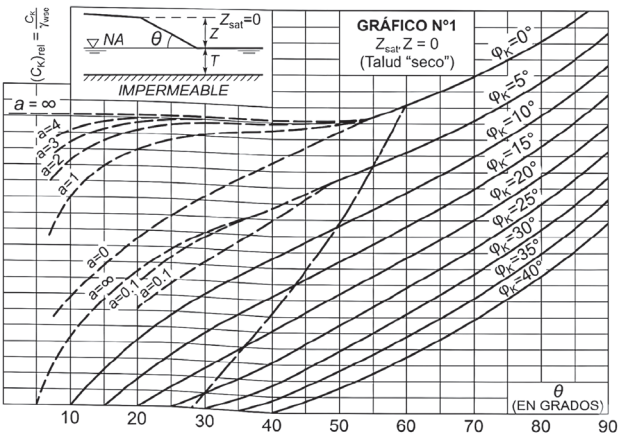


Figura C.3. Ábaco para calcular taludes secos cuando $Z_{sat}/Z = 0$.
Fuente: Instituto B. E. Venedeeva de investigaciones científicas. Moscú (1988). Criterios para analizar la estabilidad de taludes. VODGEO.

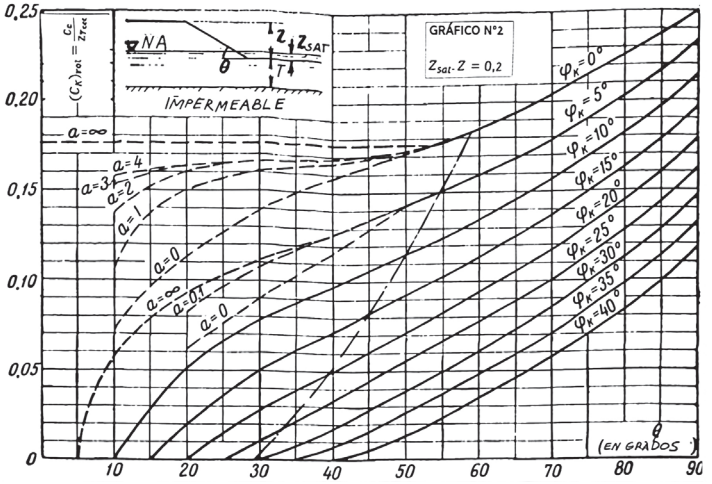


Figura C.4. Ábaco para calcular taludes parcialmente saturados cuando $Z_{sat}/Z = 0{,}20$.
Fuente: Instituto B. E. Venedeeva de Investigaciones Científicas. Moscú (1988). *Criterios para analizar la estabilidad de taludes*. VODGEO.

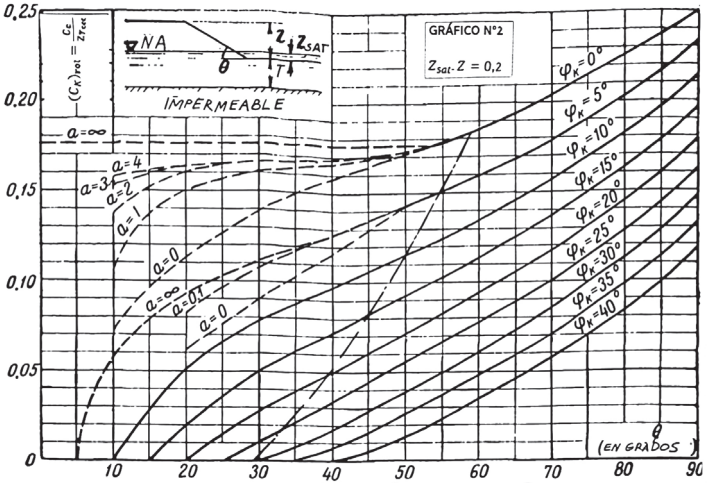


Figura C.5. Ábaco para calcular taludes parcialmente saturados cuando $Z_{sat}/Z = 0,40$.
Fuente: Instituto B. E. Venedeeva de Investigaciones Científicas. Moscú (1988). *Criterios para analizar la estabilidad de taludes*. VODGEO.

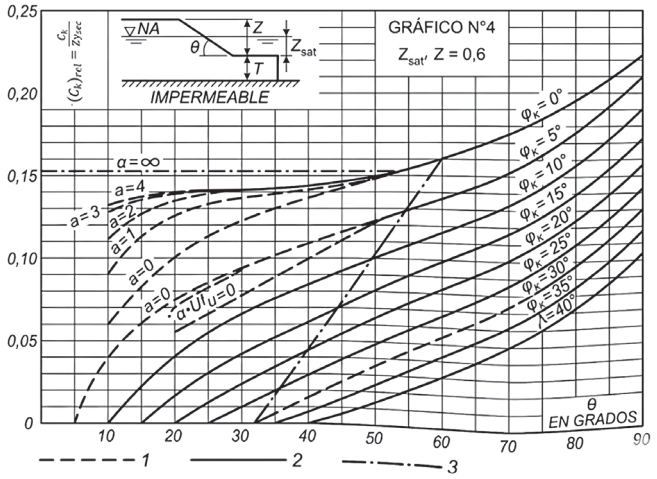


Figura C.6. Ábaco para calcular taludes parcialmente saturados cuando $Z_{sat}/Z = 0,60$.
Fuente: Instituto B. E. Venedeeva de Investigaciones Científicas. Moscú (1988). *Criterios para analizar la estabilidad de taludes*. VODGEO.

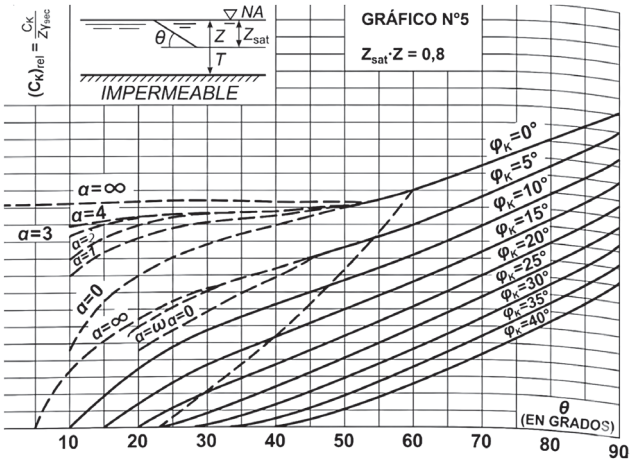


Figura C.7. Ábaco para calcular taludes casi totalmente saturados cuando $Z_{sat}/Z = 0,80$.
Fuente: Instituto B. E. Venedeeva de Investigaciones Científicas. Moscú (1988). *Criterios para analizar la estabilidad de taludes*. VODGEO.

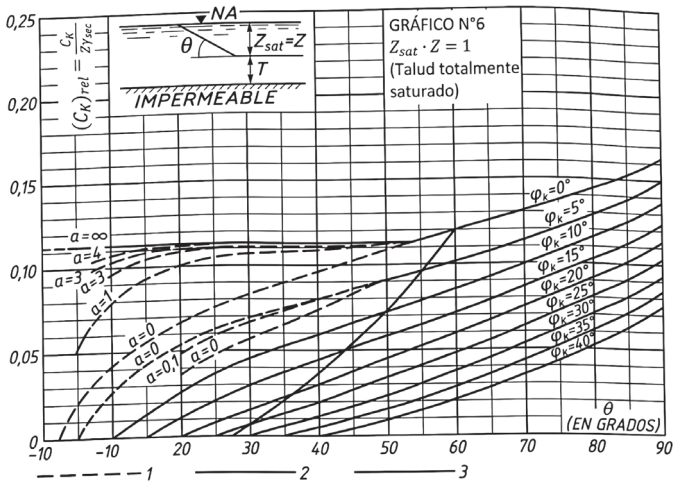


Figura C.8. Ábaco para calcular taludes totalmente saturados cuando $Z_{sat}/Z = 1,00$.
Fuente: Instituto B. E. Venedeeva de Investigaciones Científicas. Moscú (1988). *Criterios para analizar la estabilidad de taludes*. VODGEO.

En las figuras precedentes, las líneas curvas entrecortadas $(c_k)_{rel} = f(\theta)$ se refieren a las magnitudes $a = (T/Z)$ señaladas en dichas curvas. Las líneas curvas continuas $(c_k)_{rel}$ = f(θ) se refieren a prácticamente todos los valores $a = (T/Z)$. El arco de falla con mayor riesgo siempre se ubica a la derecha de la línea curva de punto y raya, en el punto del pie del talud y no incluye el suelo de cimentación del talud (los centros del arco de falla con mayor riesgo se ubican a la derecha de la vertical trazada a través del punto del pie de talud).

C.2.1.1.1. Ejemplo y solución

Se tiene un talud normal libre. Dado: $Z = 20\ m$; $Z_{sat} = 0{,}4Z$; $\theta = 35°$; $\varphi_R = 20°$; $c_R = 2{,}5\ ton/m^2$; $\gamma_{sec} = 1{,}65\ ton/m^3$. Se requiere determinar el coeficiente k_s^t de seguridad de la estabilidad del talud dado.

- Se adopta una serie de valores k_s^t en la Tabla C.3, en correspondencia con la ecuación (C.6) se calculan las magnitudes φ_k y c_k.
- Se determina la relación $Z_{sat}/Z = 0{,}4Z/Z = 0{,}4$.
- Por el gráfico C.3, en la Figura C.5 que pertenece a esta relación se determina el valor θ que corresponde a los valores encontrados de φ_k y c_k (para el efecto se utiliza la ecuación (C.7). Los valores obtenidos de θ se escriben en la Tabla C.3.

Tabla C.3
Reducción de parámetros resistentes y determinación del ángulo crítico θ en función del coeficiente de seguridad k_s^t

k_s^t	$\varphi_k = \frac{\varphi_R}{k_s^t}$	$c_k = \frac{c_R}{k_s^t}$ t/m²	$(c_k)_{red} = \frac{c_k}{Z\gamma_{sec}}$	**θ(por el gráfico nro. 3-Figura C.5)**
1,0	20°	2,5	0,076	53°
1,1	18°11’	2,27	0,069	47°
1,2	16°39’	2,08	0,063	39°
1,3	15°23’	1,92	0,058	35°
1,5	13°20’	1,67	0,051	28°

Como se puede apreciar de la Tabla C.3, se desprende que al valor dado de θ = 35°, corresponde el factor de seguridad k_s^t = 1,3.

C.2.2. Talud formado por suelo seco

C.2.2.1. Suelo suelto (no cohesivo)

El coeficiente se seguridad a la estabilidad k_s^t de un talud normal libre con cuerpo y base de cimentación formados por suelo homogéneo seco suelto (no cohesivo), cabe determinar con la ecuación:

$$k_s = \frac{tg\varphi_R}{tg\theta} \qquad \text{(C.9)}$$

Con la ecuación (C.9) cabe calcular también los taludes cuya base de cimentación está conformada por un suelo que tiene ángulo de fricción interna $[(\varphi_R)_{cim}]$ mayor que el ángulo de fricción interna propio del cuerpo del talud $[(\varphi_R)_{CT}]$. Caso contrario, cuando $(\varphi_R)_{cim} < (\varphi_R)_{CT}$ la magnitud k_s^t se determina por el método de las superficies cilíndrico circulares de corte del suelo (ver numeral C.3).

C.2.3. Suelo cohesivo

El coeficiente k_s^t de seguridad al deslizamiento de un talud normal libre con cuerpo y base de cimentación formados por suelo cohesivo seco se recomienda calcular utilizando el gráfico de la Figura C.3.

La magnitud k_s^t con ayuda de dicho gráfico se determina por aproximaciones:

- Se asume una serie de valores k_s^t.
- Se encuentran para estos valores las correspondientes magnitudes φ_k y c_k, aplicando las ecuaciones (C.6).
- A partir de los valores encontrados φ_k y c_k, así como también utilizando los valores dados de Z y γ_{sec} se determina en el gráfico de la Figura C.3 los valores de θ.
- En calidad de la magnitud buscada k_s^t se adopta aquella para la cual el valor θ encontrado en el gráfico resulta ser igual al valor dado de θ (ver numeral C.2.1).

C.2.3.1. Ejemplo y solución

Dado un talud normal libre: $\varphi_R = 20°$; $c_R = 3\ t/m^2$; $\gamma_{sec} = 1{,}6t/m^3$; $Z = 0\ m$; $\theta = 30°$. Se requiere encontrar el coeficiente k_s^t de seguridad al deslizamiento del talud dado.

- Se asume una serie de valores de k_s^t y, en la Tabla C.4 se calculan las correspondientes magnitudes de φ_k y c_k, en correspondencia con la ecuación (C.6).
- En la misma tabla se calculan las magnitudes:

$$(c_k)_{red} = \frac{c_k}{Z\gamma_{sec}}$$

- Utilizando el gráfico N°1 de la figura (C.3) y a partir de las magnitudes:

$$\varphi_k \ y \ \frac{c_k}{Z\gamma_{sec}}$$

Se determinan los correspondientes valores θ, los mismos que también se registran en la Tabla C.4. Como se puede apreciar en la Tabla C.4, al valor dado de $\theta = 30°$ corresponde $k_s^t = 1{,}3$:

Tabla C.4
Reducción de los parámetros resistentes
para la determinación iterativa del coeficiente de seguridad k_s^t

k_s^t	$\varphi_k = \frac{\varphi_R}{k_s^t}$	$c_k = \frac{c_R}{k_s^t}$ t/m²	$(c_k)_{red} = \frac{c_k}{Z\gamma_{sec}}$	θ (por el gráfico nro. 1)
1,0	20°	3,0	0,0625	45°
1,1	18°11’	2,73	0,0570	41°
1,2	16°39’	2,50	0,0520	34°
1,3	15°23’	2,30	0,0480	30°
1,4	14°17’	2,14	0,0446	27°

C.3. Determinación del coeficiente de seguridad para la estabilidad del talud por el método de las superficies cilíndrico circulares de corte del suelo

C.3.1. Criterios generales del cálculo

El coeficiente k_s^t de seguridad del talud por el método de las superficies cilíndrico-circulares de corte se determina en cuatro pasos.

Primero, se adopta una serie de posibles superficies cilíndrico-circulares de corte del suelo; ver la Figura C.9 en la cual con el arco AB se muestra uno de las posibles "círculos (arcos) de corte".

Segundo, para cada posible volumen de falla seleccionado, limitado desde abajo por el correspondiente arco de deslizamiento (Figura C.9, el volumen de falla *ABCD*), se calcula su coeficiente k_s de estabilidad. Para el efecto, se aplican las indicaciones del numeral C.3.2.

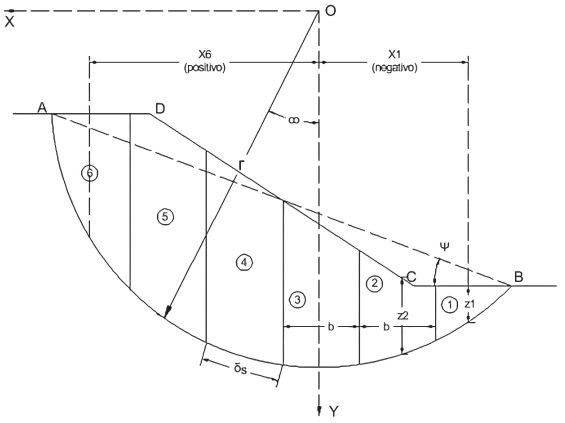


Figura C.9. Esquema del método de las dovelas.
Fuente: Instituto B. E. Venedeeva de Investigaciones Científicas. Moscú (1988). *Criterios para analizar la estabilidad de taludes*. VODGEO.

Tercero, al comparar los valores obtenidos de k_s se establece entre ellos el de menor magnitud identificándolo como $(k_s)_{min}$; de esta ma-

nera que considera que la superficie circular para la cual $k_s = (k_s)_{min}$ es la de mayor riesgo.

Finalmente, la magnitud buscada k_s^t se adopta igual al valor encontrado $(k_s)_{min}$:

$$k_s^t = (k_s)_{min} \qquad \text{(C.10)}$$

En el caso de un talud con pendiente pronunciada que tiene coeficiente de talud:

$$2{,}0 < m < 2{,}5 \qquad \text{(C.11)}$$

Se realiza un ajuste del valor encontrado k_s^t. Para el efecto, se considera el volumen ya determinado de falla de mayor riesgo y se lo somete a un segundo cálculo como se indica:

- En el numeral C.3.3, punto 1.
- En el caso de suelo no homogéneo y en presencia de una estructura de nivel de importancia I o II, en el numeral C.3.3, punto 2.

Las superficies cilíndrico circulares de posibles fallas del suelo cabe adoptar de tal manera que entre ellas se encuentre una superficie ubicada suficientemente cerca de la superficie que efectivamente sea la de mayor riesgo.

Se recomienda asumir superficies de falla del suelo en el orden indicado en el ejercicio N°1 y en caso de suelo homogéneo es permisible limitarse a la consideración únicamente de aquellas superficies circulares que pasen a través del punto *C* del pie del talud, mostrado en la Figura C.9.

C.3.2. Método de cálculo útil para determinar el coeficiente o factor de seguridad k_s

Para determinar k_s relativo al volumen de falla considerado y limitado desde abajo por el arco de corte dado, se puede aplicar el

método de la presión por peso de R. R. Chugaev. De acuerdo con este método, en el caso de un talud convencional seco, se procede con cinco pasos:

Primero, el volumen de falla considerado (volumen *ABCD*, Figura C.9) es dividido en franjas o fragmentos verticales (comúnmente conocidos como dovelas) de ancho *b* a través del trazo de las correspondientes verticales.

Segundo, el peso de cada franja se representa por δG y se adopta la simplificación de acuerdo a la que la fuerza de presión normal δN que actúa en la base de la franja considerada, en el momento del estado límite es igual a:

$$\delta N = \delta \mathrm{G} \tag{C.12}$$

Tercero, el momento cortante o deslizante (M_{des}) de las fuerzas que tienden a girar el volumen de falla respecto al centro *O* del arco de falla, se sume que es igual a:

$$M_{des} = \mathrm{G}x_o \tag{C.13}$$

Donde:

G: peso de todo el volumen de falla, así:

$$G = \sum \delta G \tag{C.14}$$

Donde:

x_o: brazo de momento respecto al referido centro *O*.

Cuarto, el momento resistente crítico (M_{res}) de las fuerzas resistentes al giro del volumen de falla, considerado respecto al centro *O* en el momento del estado límite, se lo considera igual a:

$$M_{res} = \sum(r\delta T + r\delta C) = r\sum(\delta N tg\varphi_k + c_k \delta s) = [\sum(\delta G tg\varphi_k) + \sum(c_k \delta s)]r \quad \text{(C.15)}$$

Donde:

r: radio del arco de corte.
δT y δC: fuerza de fricción y fuerza de cohesión actuantes a lo largo de la base de las franjas verticales (fragmentos) en el momento del estado límite.
δs: longitud del elemento del arco que forma la base de la franja vertical considerada.
$\sum$: suma de las correspondientes magnitudes calculadas para todas las franjas verticales que constituyen el volumen de falla.

Por último, el denominado *momento resistente*: M_{res}^{t} se considera igual a:

$$M_{res}^{t} = k_s M_{res} = r[\sum(\delta G k_s tg\varphi_k) + \sum(k_s c_k \delta s)] = r[\sum(\delta G tg\varphi_R) + \sum(c_R \delta s)] \quad \text{(C.16)}$$

El coeficiente de seguridad al deslizamiento k_s del volumen de falla considerado se considera igual a:

$$k_s = \frac{tg\varphi_R}{tg\varphi_k} = \frac{c_R}{c_k} \quad \text{(C.17)}$$

Y la magnitud de k_s se calcula con la ecuación:

$$k_s = \frac{M_{res}^{t}}{M_{des}} \quad \text{(C.18)}$$

Tomando en cuenta que en el momento del equilibrio límite del volumen de falla tiene lugar la igualdad:

$$M_{des} = M_{res} \quad \text{(C.19)}$$

Debido a lo que la ecuación (C.18) debe siempre dar el mismo valor numérico de k_s que el de la ecuación (C.17).[1]

A continuación, se formula la presentación de cálculo de las ecuaciones que sirven para determinar las magnitudes k_s de acuerdo con el método de presión por peso. Estas ecuaciones de cálculo se refieren a diferentes casos de taludes y han sido obtenidas como resultado de transformaciones sencillas de la ecuación (C.18). En el siguiente numeral (C.3.3) se formula el procedimiento para el ajuste de la magnitud encontrada de k_s, al que se debe recurrir únicamente en el caso de taludes con pendiente pronunciada, cuando $m < (2{,}0 \ldots 2{,}5)$.

C.3.3. Ajuste de la magnitud encontrada de k_s en el caso de pendiente pronunciada del talud: m < (2,0 a 2,5)

En presencia de un talud con pendiente pronunciada la superficie de corte de mayor riesgo se aproxima a un plano poco profundo bajo la superficie del talud. En este caso el valor de k_s obtenido con las ecuaciones del numeral C.3.2, puede resultar sobredimensionado.

Por lo indicado, en el caso de una pendiente pronunciada del talud, el volumen de corte de mayor riesgo previamente establecido debe ser sometido a un nuevo cálculo de ajuste.

Para ejecutar el cálculo de ajuste se utilizan las ecuaciones formuladas en el numeral C.3.2, realizando previamente dos cambios en dichas ecuaciones:

Primero, en casos normales (excepto los que se indican a continuación en el punto 2), la magnitud $\varphi_R \ \left[o\ tg\varphi_R^{cim};\ ver\ más\ abajo\right]$ por la magnitud $tg\varphi_R' \ \left[o, \left(tg\varphi_R^{cim}\right)'\right]$, igual a:

1 Considerando el modelo plano o bidimensional y expresando las correspondientes magnitudes, por ejemplo, en kilo Newtons y metros, se debe tomar en cuenta que:

$|\delta G| = |G| = kN/m$

$|\delta C| = |C| = kN/m$

$|M_{res}^t| = |M_{des}| = kN.m/m$

$$tg\varphi'_R = 1{,}05cos\psi.tg\varphi_R;\ o\ \left(tg\varphi_R^{cim}\right)' = 1{,}05cos\psi.tg\varphi_R^{cim} \quad \text{(C.20)}$$

Donde:

ψ: ángulo de inclinación respecto a la horizontal de la curda tendida entre los extremos del arco de corte de mayor riesgo, previamente encontrado (Figura C.9).

Segundo, en el caso de una estructura de alto nivel de importancia (I, II) en presencia de un suelo en gran medida no homogéneo (respecto a $\varphi\ y\ c$ a lo largo de superficie de corte con mayor riesgo, previamente encontrada), la magnitud (δG) reemplazar por la magnitud $(\delta G)'$ igual a:

$$(\delta G)' = [(\delta G)cos\alpha] \quad \text{(C.20')}$$

Donde:

α: ángulo mostrado en la Figura C.9 que corresponde a la franja o fragmento vertical considerado de ancho b.

C.4. Determinación del coeficient k_s de seguridad para la estabilidad de un volumen de falla limitado desde abajo

C.4.1. Suelo homogéneo

De acuerdo con el método de la presión por peso la magnitud $k_s k_s$ en el caso de suelo homogéneo seco debe ser calculada con la ecuación:

$$k_s = \left[r\frac{\sum z}{\sum(zx)}\right]tg\varphi_R + \left[\frac{r}{b\gamma_{sec}}\frac{\sum(\delta s)}{\sum(zx)}\right]c_R \quad \text{(C.21)}$$

Donde:

b: ancho de las franjas (fragmentos) verticales, en los cuales para el cálculo se ha dividido el volumen de falla; la magnitud *b* se adopta constante (*b* = *const.*).
x: abscisa medida desde el eje vertical *Oy* hasta el eje vertical de la franja considerada, trazada a través del centro de masa. Para las franjas cuyos ejes verticales están ubicados a la derecha del eje *Oy* (Figura C.9) el valor de *x* es negativo.
z: altura media de las franjas (fragmentos) verticales (normalmente esta altura corresponde al punto medio del ancho de la franja).

El segundo cálculo (cálculo de ajuste) de la magnitud $k_s = k_s^t$, referido al volumen previamente establecido de mayor riesgo de falla, cabe realizar en el caso de talud con pendiente pronunciada $m < (2{,}0 \dots 2{,}5)$ de acuerdo con las indicaciones dadas en el punto C.3.3, con la ecuación:

$$k_s = \left[r\frac{\sum z}{\sum(zx)}\right].1{,}05cos\psi.tg\varphi_R + \left[\frac{r}{b\gamma_{sec}}\frac{\sum(ds)}{\sum(zx)}\right]c_R \qquad \text{(C.22)}$$

C.4.1.1. Ejemplo y solución

El cuerpo y la base natural de cimentación de un talud están constituidos por suelo homogéneo seco (Figura C.10). Dado: $tg\varphi_R = 0{,}306;\ c_R = 2\,t/m^2\ ;\gamma_{sec} = 1{,}7\,t/m^3$. Se requiere encontrar la magnitud del coeficiente de seguridad al corte del volumen de suelo limitado desde abajo por la superficie circular de falla que tiene radio $r = 76\,m.$

Se divide el volumen de falla en franjas verticales de ancho b; se asume la magnitud de *b* = 10,0 m.[2]

2 La magnitud *b* cabe adoptar, por ejemplo, $b \approx (1/3 \dots 1/4)Z$, donde *Z* es la altura del talud.

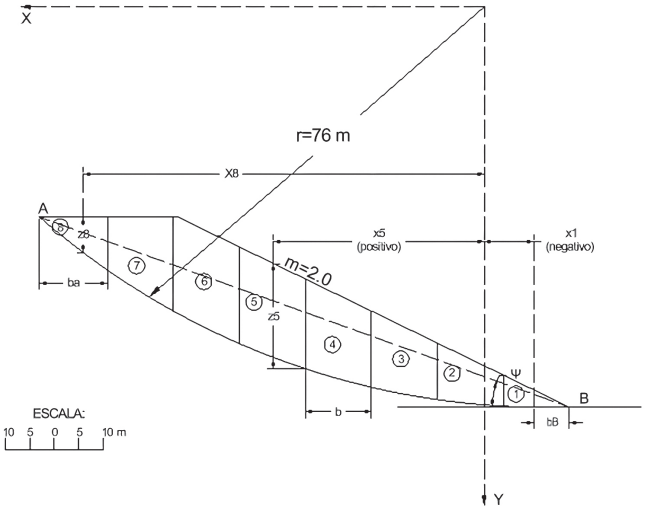


Figura C.10. Determinación geométrica de la superficie crítica mediante el método de rebanadas (superficie circular).
Fuente: Instituto B. E. Venedeeva de Investigaciones Científicas. Moscú (1988). *Criterios para analizar la estabilidad de taludes*. VODGEO.

La mencionada división del volumen deslizante se realiza de tal manera que el eje vertical *Oy* (ver gráfico) coincida sea con uno de los límites que dividen al volumen deslizante en franjas o con el eje vertical de una de las franjas (como se muestra en la Figura C.10, donde el eje vertical *Oy* coincide con el eje de la segunda franja vertical)[3]

El cálculo de k_s con la ecuación (C.21) se colocan en la tabla propuesta C.5. Al final de esta tabla se transcribe la ecuación (C.21) y directamente debajo se determina el valor buscado de k_s.

Al dividir el volumen de falla en franjas verticales de ancho *b*, en los puntos extremos *A* y *B* de dicho volumen normalmente se obtienen *residuos*, es decir, franjas que tienen ancho menor a *b* ($b_A < b;\ b_B < b$).

3 Al aplicar el método de la presión por peso la numeración de las franjas verticales es cómodo realizar de derecha a izquierda.

Para elaborar la Tabla C.5 los valores de *x* de dichos *residuos* son determinados de la misma manera que para las otras franjas (como la distancia horizontal desde el eje *Oy* hasta la vertical trazada a través del centro de masa de cada *residuo*); en lo que respecta a la magnitud *z*, para las franjas extremas en la Tabla C.5 no se introducen los valores reales de *z*, sino sus magnitudes ponderadas:

$$(z_{pon})_A = \frac{b_A}{b} z = \frac{6{,}5}{10} . 5{,}0 = 3{,}25\ m$$

$$(z_{pon})_B = \frac{b_B}{b} z = \frac{7{,}5}{10} . 3{,}0 = 2{,}25\ m$$

Tabla C.5
Determinación de los parámetros geométricos y sumatorias*
para el cálculo del coeficiente de seguridad en superficie circular
de falla (r = 76 m)**

Nro. de la columna	Del gráfico, m		xz, m^2	δs, m
	x (positiva o negativa)	z		
1	2	3	4	5
1	-7,5	2,25	–16,9	7,95
2	0	7,0	0	11,30
3	10	11,5	115	9,95
4	20	14,0	280	10,6
5	30	16,5	495	10,6
6	40	15,5	620	11,3
7	50	12,5	625	13,9
8	57	3,25	186	9,95
		$\sum z = 82{,}5$	$\sum(zx) = 2304{,}1$	$\sum \delta s = 85{,}55$

* $\sum z$, $\sum(zx)$ y $\sum \delta s$

** $r = 76\ m;\ b = 10\ m;\ \gamma_{sec} = 1{,}7\ t/m^3;\ \frac{r}{b\gamma_{sec}} = \frac{76}{10.1{,}7} = 4{,}47\ m^3/m$

$$k_s = \left[r\frac{\sum z}{\sum(zx)}\right] tg\varphi_R + \left[\frac{r}{b\gamma_{sec}}\frac{\sum(\delta s)}{\sum(zx)}\right] c_R =$$

$$= \left[76\frac{82{,}5}{2304{,}1}\right] 0{,}306 + \left[\frac{76}{10.1{,}7}\frac{85{,}55}{2304{,}1}\right].2 = 2{,}680.0306 + 0{,}166.2 = 1{,}15$$

En el caso que el volumen de falla considerado fuese el de mayor riesgo, entonces para $m < (2{,}0 \dots 2{,}5)$ habría que, en correspondencia con la ecuación (C.22) encontrar el ajuste para el valor k_s. Reemplazando en la ecuación (C.22) los correspondientes valores ya encontrados, la magnitud ajustada de k_s en el presente caso (para $\psi = 0{,}94$, ver Figura C.10) es igual a:

$$k_s = 2{,}680.1{,}05 cos\psi 0{,}306 + 0{,}166.2 = 0{,}82.1{,}05.0{,}94 + 0{,}332 = 1{,}14$$

C.4.2. Suelo no homogéneo respecto al peso volumétrico

En el caso de suelo seco no homogéneo respecto a su peso volumétrico, la determinación del coeficiente de seguridad a la estabilidad de un volumen de falla dado cabe realizar con la ecuación (C.21), calculando las magnitudes *z* que en ella entran con la ecuación

$$z = z' \frac{\gamma'}{\gamma^{bas}} + z'' \frac{\gamma''}{\gamma^{bas}} + z''' \frac{\gamma'''}{\gamma^{bas}} + \cdots + z^{(n)} \frac{\gamma^{(n)}}{\gamma^{bas}} \qquad \text{(C.23)}$$

Donde:

$z', \dots z'', \dots z''', \dots z^{(n)}$: alturas (espesores) de las diferentes capas de suelo con distintos pesos volumétricos $(\gamma', \gamma'', \gamma'', \dots \gamma^{(n)})$ medidas en los ejes de las diferentes franjas verticales en las que ha sido dividido el volumen de falla.

γ^{bas}: magnitud de base, cualquiera de las magnitudes γ con las que se cuenta (sea γ' o γ'', etc.).

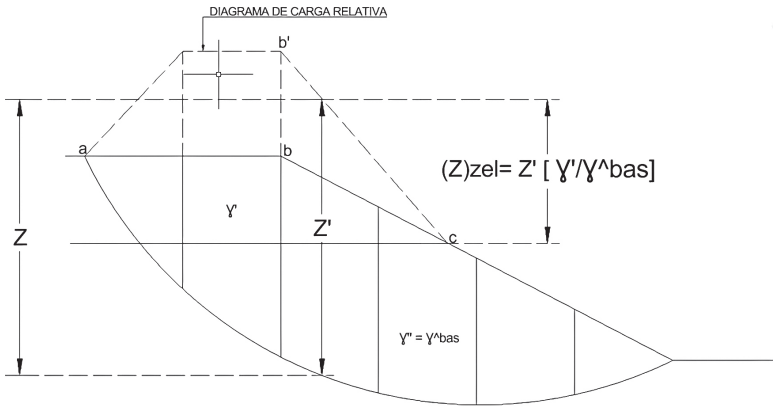


Figura C.11. Diagrama de equivalencia de pesos unitarios.
Fuente: Instituto B. E. Venedeeva de Investigaciones Científicas. Moscú (1988). *Criterios para analizar la estabilidad de taludes*. VODGEO.
Fuente: Instituto B. E. Venedeeva de Investigaciones Científicas. Moscú (1988). *Criterios para analizar la estabilidad de taludes*. VODGEO.

En lo que respecta a la magnitud γ_{sec} que entra en la ecuación (C.21), en el presente caso por esta magnitud se debe tomar el valor γ^{bas}.

En algunos casos, en lugar de aplicar la ecuación (C.23) para determinar las magnitudes *z* resulta cómodo reemplazar la configuración abc del volumen de falla (Figura C.11) por la configuración $ab'c$ del diagrama de carga relativa construido como se muestra en la figura. Precisamente utilizando dicho diagrama es posible determinar las magnitudes *z* directamente del gráfico, asumiendo que el peso volumétrico del suelo dentro de los límites de todo el volumen de falla es el mismo (e igual en este caso $\gamma^{bas} = \gamma''$).

C.4.3. Suelo no homogéneo respecto a las magnitudes φ_R *y* c_R

Se supone que el volumen de falla ha sido dividido en diferentes franjas verticales, de tal manera que dentro de los límites de la base de cada franja, el suelo es homogéneo respecto a: φ_R y c_R.

Las magnitudes φ_R y c_R que entran en las ecuaciones de cálculo se refieren solo a aquel espacio del suelo que se ubica directamente a lo largo del arco de falla. Precisamente estos valores φ_R y c_R deben ser considerados en el cálculo sin interesar los valores φ_R y c_R que se relacionan al suelo alejado del arco de falla.

Los desplazamientos pequeños, de los límites que dividen los espacios de los suelos diferentes, que se asuman con el fin de obtener para el cálculo un suelo homogéneo dentro de los límites de la base de cada franja vertical generalmente no tiene mayor significado (influye poco en el resultado final del cálculo).

En el caso considerado, cada franja vertical se caracteriza por tener un valor de la magnitud φ_R y de la magnitud c_R. Para fines del cálculo, de los dos grupos de las magnitudes: $tg\varphi_R', tg\varphi_R'', tg\varphi_R'''$, ... y $c_R' \quad c_R'' \quad c_R'''$, ..., es necesario seleccionar de cada grupo una magnitud (cualquiera) $tg\varphi_R$ y c_R. A estas magnitudes se las denomina de base y se las identifica como $tg\varphi_R^{bas}$ y c_R^{bas} .

De esta manera, la magnitud del coeficiente de seguridad k_s a la estabilidad del volumen de falla dado, en el caso más general de un suelo no homogéneo, cabe determinar con la ecuación (C.21), presentándola con la siguiente forma:

$$k_s = \left[r\frac{\sum(\varepsilon z)}{\sum(zx)}\right] tg\varphi_R^{bas} + \left[\frac{r}{b\gamma_{sec}}\frac{\sum(\mu.\delta s)}{\sum(zx)}\right] c_R^{bas} \qquad \text{(C.24)}$$

Donde:

$$\varepsilon = \frac{tg\varphi_R}{tg\varphi_R^{bas}} \qquad \text{(C.25)}$$

$$\mu = \frac{c_R}{c_R^{bas}}$$

Si el suelo es adicionalmente no homogéneo también respecto a γ, la magnitud z que entra en la ecuación (C.24) cabe determinar como

se indica en el numeral C.3.4: sea con la ecuación (C.23), sea como ordenada del diagrama previamente construido de la carga relativa que actúa en el arco de corte del suelo (Figura C.11).

En este caso, la magnitud γ_{sec} en la ecuación (C.24) puede considerar igual a γ^{bas}.

El recálculo de ajuste de la magnitud $k_s = k_s^{bas}$ referido al volumen ya determinado como de mayor riesgo de corte cabe realizar en el caso de un talud con pendiente considerable $m < (2 \dots 2{,}5)$ en correspondencia con las indicciones dadas en el numeral C.3.3, con la ecuación:

$$k_s = \left[r\frac{\sum(\varepsilon z)}{\sum(zx)}\right] 1{,}05 cos\psi tg\varphi_R^{bas} + \left[\frac{r}{b\gamma_{sec}}\frac{\sum(\mu.\delta s)}{\sum(zx)}\right] c_R^{bas} \qquad \text{(C.26)}$$

O para las estructuras de alto nivel de importancia (I, II) con la ecuación:

$$k_s = \left[\frac{\sum(\varepsilon zy)}{\sum(zx)}\right] tg\varphi_R^{bas} + \left[\frac{r}{b\gamma_{sec}}\frac{\sum(\mu.\delta s)}{\sum(zx)}\right] \qquad \text{(C.26')}$$

Donde *y* se toma de la Figura C.9 como la distancia vertical desde el eje *x* hasta el centro de la base de la franja vertical.

C.4.3.1. Ejemplo y solución

El cuerpo y la base natural de cimentación de un talud están formados por suelo no homogéneo. Dada la Figura C.12: tg $\varphi_R' = 0{,}268; tg\varphi_R'' = 0{,}364; tg\varphi_R''' = 0{,}466;\ c_R' = 2{,}0\ t/m^2;\ c_R'' = 1{,}0\ t/m^2\ ;\ c_R'''$; los pesos volumétricos del suelo: $\gamma' = 1{,}6\ t/m^3$, $\gamma'' = 1{,}8\ t/m^3$, $\gamma''' = 1{,}7\ t/m^3$. $1{,}5\ t/m^2$ Hay que determinar la magnitud del coeficiente k_s de seguridad a la estabilidad del volumen de falla limitado desde abajo por el arco de corte que tiene radio $r = 42{,}0\ m.$

En calidad de valores de base de las magnitudes $tg\varphi_R$, c_R y γ se adopta:

$$tg\varphi_R^{bas} = \varphi_R'' = 0{,}364$$
$$c_R^{bas} = c_R'' = 1{,}0\, t/m^2$$
$$\gamma^{bas} = \gamma'' = 1{,}8\, t/m^3$$

En la Tabla C.6 se calcula conforme a la ecuación (C.23) las magnitudes z para cada franja vertical.[4]

Tabla C.6
Cálculo de espesores transformados en suelo no homogéneo para la determinación de z (en m) equivalente mediante coeficientes γ'/γ^{bas} en cada franja vertical*

Nro. de columna	z'	z"	z‴	$z'\frac{\gamma'}{\gamma^{bas}}$	$z'''\frac{\gamma'''}{\gamma^{bas}}$	$z = z'\frac{\gamma'}{\gamma^{bas}} + z'' + z'''\frac{\gamma'''}{\gamma^{bas}}$
1	2	3	4	5	6	7
1	--	--	¡,50	--	1,417	1,417
2	--	--	3,0	--	2,835	2,835
3	--	0,80	3,8	--	3,590	4,390
4	--	3.20	2,60	--	2,458	5,658
5	--	5,50	1,00	--	0,945	6,445
6	--	6,60	--	--	--	6,600
7	1,20	5,00	--	1,067	--	6,067
8	3,60	1,20	--	3,210	--	4,410
9	1,32	--	--	1,175	--	1,175

$\gamma' = 1{,}6\, t/m^3;\quad \gamma'' = 1{,}8\, t/m^3;\quad \gamma''' = 1{,}7\, t/m^3$

$$\frac{\gamma'}{\gamma^{bas}} = \frac{1{,}6}{1{,}8} = 0{,}89;\ \frac{\gamma''}{\gamma^{bas}} = \frac{1{,}8}{1{,}8} = 1{,}0;\ \frac{\gamma'''}{\gamma^{bas}} = \frac{1{,}7}{1{,}8} = 0{,}945$$

Luego de esto en la Tabla C.7 se calculan las magnitudes $\sum(\varepsilon z)$, $\sum(zx)$ y $\sum(\mu.\delta s)$ que entran en la ecuación (C.24). Por último, al final de la Tabla C.7 con ayuda de la ecuación (C.24) se encuentra la magnitud $k_s = 1{,}37$.

4 Respecto a las magnitudes b y z (en particular para las franjas extremas) ver las indicaciones hechas en el ejemplo del numeral C.4.1.1.

Adicionalmente, si es que el volumen de falla considerado es el de mayor riesgo, entonces, en el caso de que se tenga la condición $m < (2{,}0 \ldots 2{,}5)$ (que tiene lugar en el caso considerado) corresponde encontrar con la ecuación (C.26) el ajuste del valor k_s. Reemplazando en la ecuación (C.26) las magnitudes ya encontradas, el ajuste de k_s (en el presente caso, para $cos\psi = 0{,}88$, Figura C.12) se obtiene $k_s = 2{,}54.1{,}05.cos\psi.\,0{,}364 + 0{,}447.1{,}0 = 0{,}925.1{,}05.0{,}88 + 0{,}447 = 1{,}3$. Como se puede ver, el valor reajustado de k_s se diferencia del valor inicialmente obtenido en una magnitud algo mayor del 5 %.

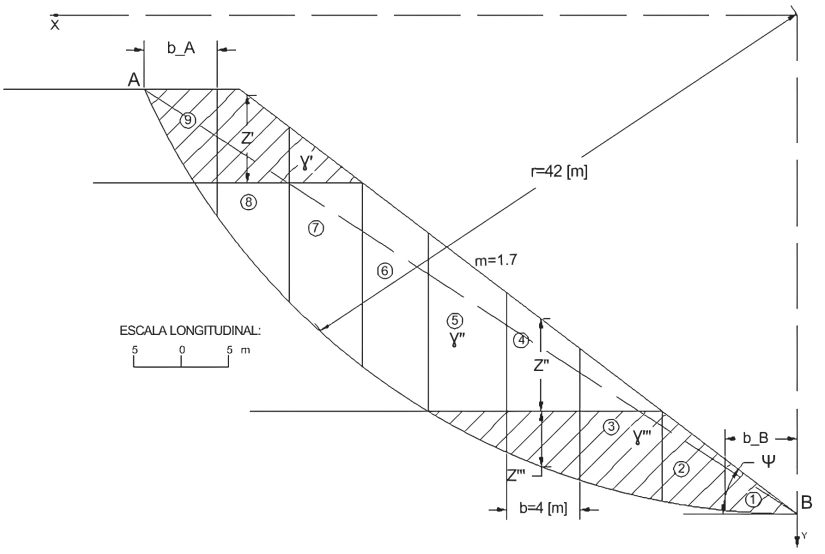


Figura C.12. Modelo geométrico del método de las dovelas con materiales heterogéneos y superficie circular de falla (r = 42 m).
Fuente: Instituto B. E. Venedeeva de Investigaciones Científicas. Moscú (1988). *Criterios para analizar la estabilidad de taludes*. VODGEO.

Tabla C.7
Determinación de las magnitudes* para el cálculo del coeficiente de seguridad k_s en talud no homogéneo (superficie circular de falla)**

Nro. de columna	Del gráfico y tabla C.6		zx	$tg\varphi_R$	$\varepsilon = \frac{tg\varphi_R}{tg\varphi^{bas}}$	εz	C_R t/m^2	$\mu = \frac{c_R}{c_R^{bas}}$	δs, m	μ.δs
	±X, m	z, m								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	2,8	1,417	3,97	0,466	1,28	1,815	1,5	1,5	4,00	6,00
2	6,0	2,835	17,00	0,466	1,28	3,630	1,5	1,5	4,05	6,10
3	10,0	4,390	43,90	0,466	1,28	5,620	1,5	1,5	4,10	6,15
4	14,0	5,658	79,40	0,466	1,28	7,250	1,5	1,5	4,30	6,45
5	18,0	6,445	115,90	0,466	1,28	8,250	1,5	1,5	4,50	6,75
6	22,0	6,600	145,20	0,364	1,00	6,600	1,0	1,0	4,80	4,80
7	26,0	6,067	157,70	0,364	1,00	6,067	1,0	1,0	5,20	5,20
				0,364	1,00	3,800	1,0	1,0	4,60	4,60
8	30,0	4,410	132,20	0,268	0,736	0,449	2,0	2,0	1,30	2,60
9	32,8	1,175	38,6	0,268	0,736	0,865	2,0	2,0	3,80	7,60
			733,87			44,366				56,25

* $\sum(zx)$, $\sum(\varepsilon z)$ y $\sum(\mu\delta s)$

** r=42,0 m; b=4,0 m; $tg\varphi_R^{bas}$ =0,364; c_R^{bas}=1,0

t/m^2; $\gamma_{sec} = \gamma^{bas} = 1{,}8\, t/m^3$; $\frac{r}{b\gamma_{sec}} = \frac{r}{b\gamma^{bas}} = \frac{42.0}{4.1.8} = 5{,}83\, m^3/t$

$$k_s = \left[42{,}0\frac{44{,}366}{7{,}33{,}87}\right]0{,}364 + \left[5{,}83\frac{56{,}25}{733{,}97}\right]1{,}0 = 2{,}54.0{,}364 + 0{,}447$$
$$= 0{,}925 + 0{,}447 = 1{,}37$$

Para las estructuras de alto nivel de importancia (I, II) la magnitud k_s cabe determinar con la ecuación (C.26'). Ejecutando con dicha ecuación los cálculos requeridos es necesario construir en correspondencia con la ecuación (C.26') una tabla de cálculo adicional. Esta tabla se diferencia de la Tabla C.7 por la presencia de una columna vertical adicional (columna 4). Además, en lugar de la columna εz (columna 7) es necesario en la tabla relativa a la ecuación (C.26') tener la columna $\varepsilon z y$.

El cálculo de k_s con la ecuación (C.26') en este caso da un valor $k_s = 1{,}26$; cómo se puede apreciar, el valor obtenido con el ajuste realizado se diferencia del resultado inicialmente obtenido de 1,37 en un 9 %.

C.5. Determinación del coeficiente k_s de seguridad para la estabilidad de un volumen cualquiera de falla al corte

C.5.1. Criterios generales para considerar las fuerzas de filtración por el método de las superficies cilíndrico circulares de corte

En el caso de que el suelo dentro de los límites de algún espacio del volumen de falla considerado esté saturado de agua, el coeficiente k_s de seguridad a la estabilidad del volumen de falla mencionado debe ser determinado con la ecuación (C.18) en el caso de que se aplique el método de la presión por peso.

Para el efecto, independientemente del carácter del flujo de filtración que se presenta en el caso incompresibilidad del esqueleto del suelo (independientemente de la forma de las líneas de flujo, de la dirección del flujo, etc.), cabe cumplir los siguientes criterios para determinar los momentos M_{des} y M_{res}^{t} que intervienen en la ecuación (C.18).

C.5.1.1. Criterios para determinar el momento deslizante $\boldsymbol{M_{des}}$

Primer criterio. Cuando el límite exterior del volumen de falla no es mojado por el agua del tramo (Figura C.13), la magnitud M_{des} es exactamente igual a la suma de dos momentos (respecto al punto *O*) de los pesos de los siguientes cuerpos que se encuentran dentro de los límites del volumen de falla:

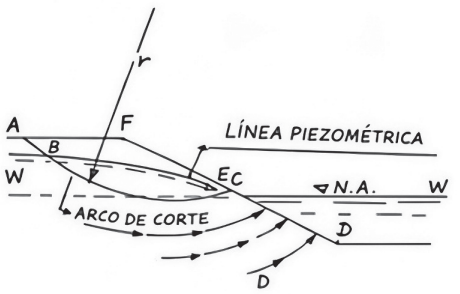
- Del suelo seco ubicado sobre la línea piezométrica.
- Del suelo saturado ubicado bajo la línea piezométrica y que tiene peso volumétrico γ_{sat}, expresado por la ecuación (C.2).

Segundo criterio. Cuando el límite exterior del volumen de falla es mojado por el agua del tramo y la línea piezométrica se ubica sobre la horizontal W-W trazada en la cota del nivel de agua del tramo aguas

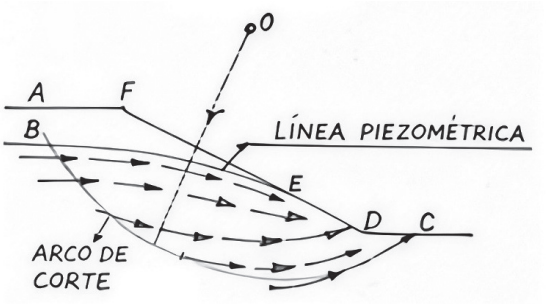
abajo (Figura C.14), la magnitud M_{des} es exactamente igual a la suma de tres momentos (respecto al centro *O*) de los pesos de los siguientes cuerpos que se encuentran dentro de los límites del volumen de falla:

- Del suelo seco, ubicado sobre la línea piezométrica.
- Del suelo saturado, ubicado entre la línea piezométrica y la horizontal W-W.
- Del suelo sumergido, ubicado bajo la horizontal W-W (el peso volumétrico del suelo sumergido ver ecuación (C.1).[5]

a)



b)



5 En el caso que el punto A de inicio del círculo de corte se encuentre bajo agua del tramo, como se muestra en la figura C.14, c, entonces es necesario considerar además un cuarto momento (respecto al centro O): el momento del agua en el volumen ABM.

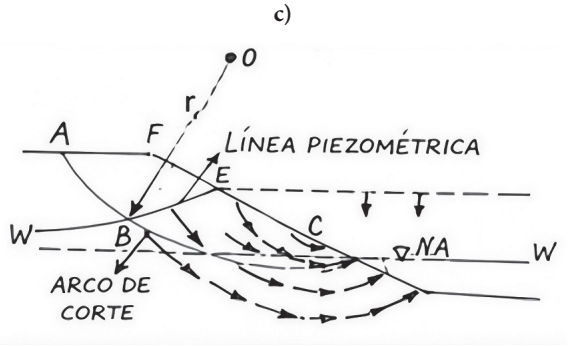


Figura C.13. Influencia de la línea piezométrica en la estabilidad del talud.
a- flujo emergente con línea piezométrica alta; b- flujo aproximadamente paralelo al talud c- descenso de la línea piezométrica.
Fuente: los autores.

Tercer criterio. Cuando el límite externo del volumen de falla es mojado por el agua del tramo y la curva piezométrica se ubica bajo la horizontal W-W (Figura C.15), la magnitud de M_{des} es exactamente igual a la suma de tres momentos (en relación al centro O) de los pesos de los tres siguientes cuerpos que se encuentran dentro de los límites del volumen de falla:

Del suelo seco ubicado sobre la línea piezométrica.

Del suelo sumergido ubicado bajo la línea piezométrica.

Del agua imaginaria que llena totalmente el volumen MEBM que se encuentra entre la línea piezométrica y la horizontal W-W. Este último momento cabe considerar negativo.

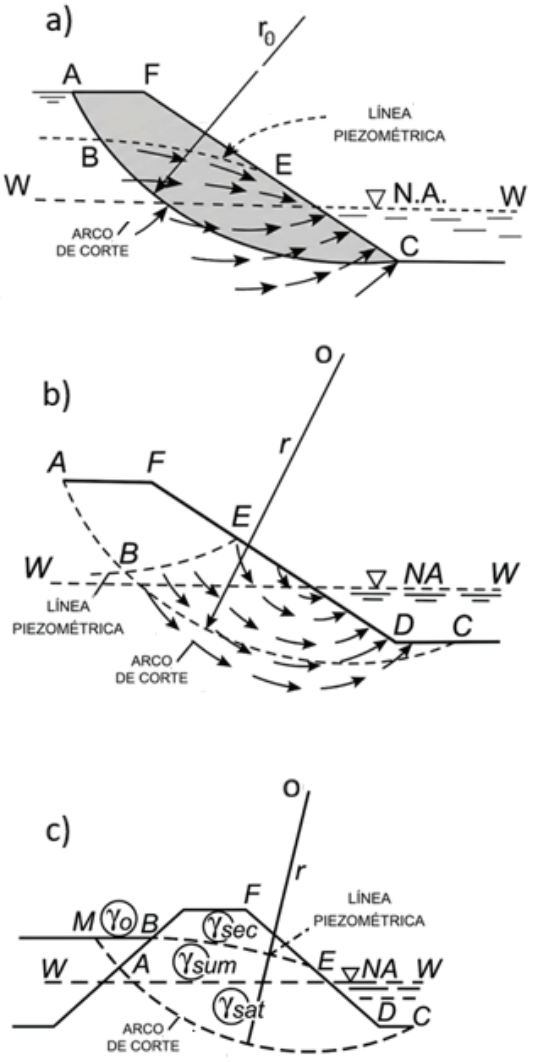


Figura C.14. Descomposición del volumen de falla.
a- geometría real con línea piezométrica; b- superficie de falla considerada en el cálculo; c- descomposición de pesos.
Fuente: los autores.

C.5.1.2. Criterios para determinar el momento resistente

Cuando se aplica el método de presión por peso, el momento de las fuerzas de fricción que actúan en el arco de corte del suelo, cabe siempre calcular bajo la premisa que el suelo ubicado bajo la línea piezométrica se encuentra en estado de sumersión y que las fuerzas de filtración no están presentes.

Por un lado, investigaciones especiales demuestran que las fuerzas de filtración en el caso de los flujos de filtración normales pueden substancialmente influir solo en la magnitud de M_{des}, en tanto que la magnitud de M_{res}^{t} prácticamente no depende de la magnitud de las fuerzas de filtración.

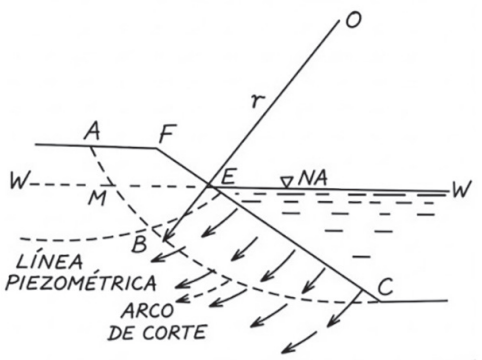


Figura C.15. Corrección por presión intersticial excedente en el método de las dovelas. Fuente: los autores.

Por otro, en correspondencia con la ecuación original (C.18), fácilmente puede ser considerada en el cálculo de k_s la denominada presión de poros excedente p_{exc}, determinada por la consolidación del suelo (únicamente si es conocida la magnitud de esta presión excedente). Para el efecto, es suficiente en el cálculo de M_{res}^{t} con la ecuación (C.16) disminuir el peso δG que entra en dicha ecuación, en la magnitud: $\delta W = bp_{exc}$, donde p_{exc} se determina como la diferencia de la presión real del agua en los poros (actuante en la región de la base de la

franja vertical considerada) y de aquella presión que está determinada por el punto de la línea piezométrica que corresponde a la base de dicha franja (sobre la magnitud *b*, ver el numeral C.3.3).

C.5.2. Suelo homogéneo

Para un suelo homogéneo saturado de agua (en movimiento o en reposo) dentro de los límites de alguna parte del volumen de falla, el coeficiente de seguridad a la estabilidad de dicho volumen, en concordancia con los criterios indicados en el numeral C.3.6 cabe determinar de acuerdo con la ecuación (C.21), la misma que para este caso debe ser formulada con la siguiente presentación:

$$k_s = \left[r\frac{\sum H_1}{\sum(H_2 x)}\right] tg\,\varphi_R + \left[\frac{r}{b\gamma_o}\frac{\sum(\delta s)}{\sum(H_2 x)}\right] c_R \qquad \text{(C.27)}$$

Donde los significados de *r*, *b*, *x*, δs, $\sum$ son los mismos que en el numeral C.3.3 y la magnitud H_1 es igual a:

$$H_1 = \Delta_{sec} z_1 + \Delta_{sum} z_2 \qquad \text{(C.28)}$$

Donde:

Δ_{sec}: peso relativo del suelo seco:

$$\Delta_{sec} = \frac{\gamma_{sec}}{\gamma_o} \qquad \text{(C.29')}$$

Δ_{sum}: peso relativo del suelo sumergido:

$$\Delta_{sum} = \frac{\gamma_{sum}}{\gamma_o} \qquad \text{(C.29")}$$

z_1: altura media de la parte seca ubicada sobre la línea piezométrica, en una franja vertical (Figuras C.6 y C.7).

z_2: altura media de la parte saturada ubicada bajo la línea piezométrica, en una franja vertical.

En lo que respecta a la magnitud H_2, esta depende de dos casos:

En el caso cuando *no hay agua en el tramo aguas abajo* frente al talud o cuando el nivel de agua en dicho tramo se ubica bajo el punto *C* de salida al talud del círculo de falla (el límite externo del volumen de falla no es mojado por el agua, Figura C.6), entonces:

$$H_2 = H_1 + z_2 \qquad \text{(C.30)}$$

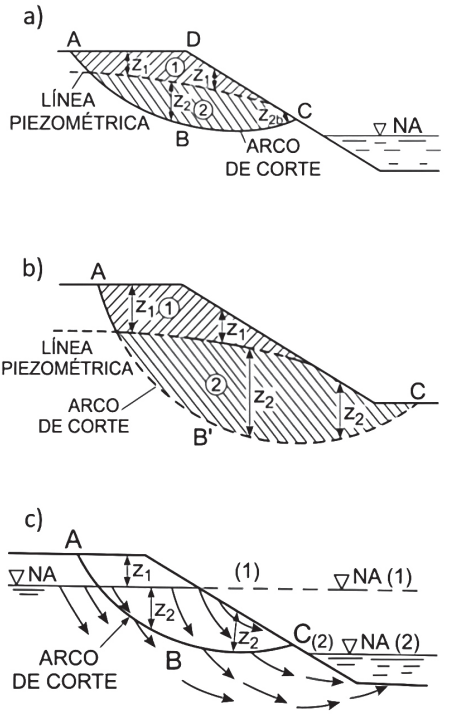


Figura C.16. Determinación geométrica de las zonas saturadas y no saturadas en el análisis de estabilidad con superficie circular.

a- línea piezométrica que intersecta parcialmente el talud; b- línea piezométrica más profunda; c- diferentes niveles de agua (NA1 y NA2).

Fuente: Instituto B. E. Venedeeva de Investigaciones Científicas. Moscú (1988). Criterios para analizar la estabilidad de taludes. VODGEO.

En el caso cuando *la superficie del talud es mojada por el agua del tramo* dentro de los límites del volumen de falla, es decir, cuando el nivel del agua frente al talud se ubica sobre el ya referido punto *C* (Figura C,17), entonces:

$$H_2 = H_1 + z_3 \qquad \text{(C.31)}$$

Donde:

z_3: altura media de aquella parte de la franja vertical que se ubica entre la línea piezométrica y la horizontal W-W que es la continuación del nivel de agua en el tramo aguas abajo.

Cuando la parte indicada de la franja vertical está saturada de agua (Figura C.7, a, b) la magnitud z_3 cabe considerar positiva; caso contrario (cuando la parte indicada de la franja vertical está seca, Figura C.7c), z_3 cabe considerar negativa.

El recálculo para ajustar la magnitud $k_s = k_s^t$, relativa al talud ya identificado como de mayor riesgo al corte, en el caso de talud con pendiente pronunciada $m < (2{,}0 \ldots 2{,}5)$, cabe ejecutaren correspondencia con las indicaciones del numeral C.3.2, con la ecuación:

$$k_s = \left[r\frac{\sum H_1}{\sum(H_2.x)}\right].1{,}05cos\psi.tg\varphi_R + \left[\frac{r}{b\gamma_o}\frac{\sum\delta s}{\sum(H_2x)}\right]c_R \qquad \text{(C.32)}$$

Donde:

ψ: ángulo de inclinación respecto a la horizontal de la cuerda que une los extremos del arco de corte del suelo.

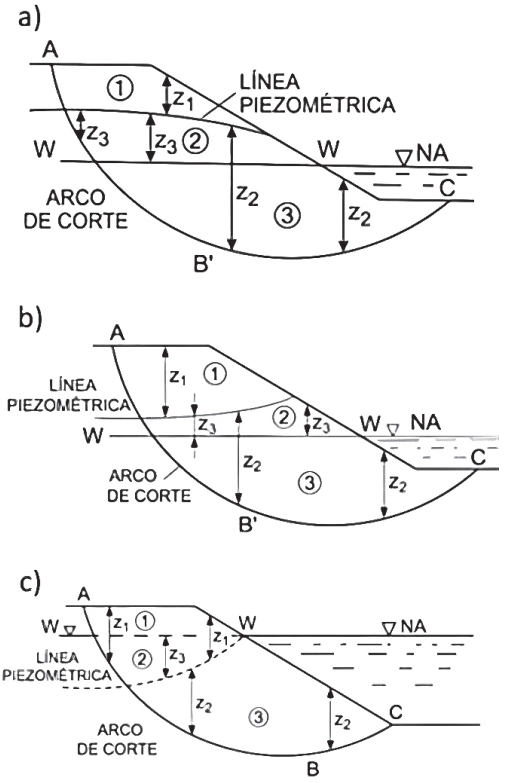


Figura C.17. Configuraciones hidráulicas del talud y corrección del factor de estabilidad k_s mediante la incorporación del término z_3 .
Fuente: Instituto B. E. Venedeeva de Investigaciones Científicas. Moscú (1988). *Criterios para analizar la estabilidad de taludes*. VODGEO.

C.5.2.1. Ejemplo y solución

El cuerpo y la base natural de cimentación de un talud están formados por un suelo homogéneo (Figura C.8). Bajo la línea piezométrica dada el suelo está saturado por agua en movimiento. Sobre la línea piezométrica el suelo es seco. Dado: $tg\varphi = 0{,}364$; $c_R = 3{,}0\ t/m^2$; $\gamma_{sec} = 1{,}7\ t/m^3$; $n = 0{,}4$, hay que determinar la magnitud del coeficiente k_s de seguridad a la estabilidad del volumen de suelo limi-

tado desde abajo por el círculo dado de corte *ABC*, que tiene radio r = 58,5 m.

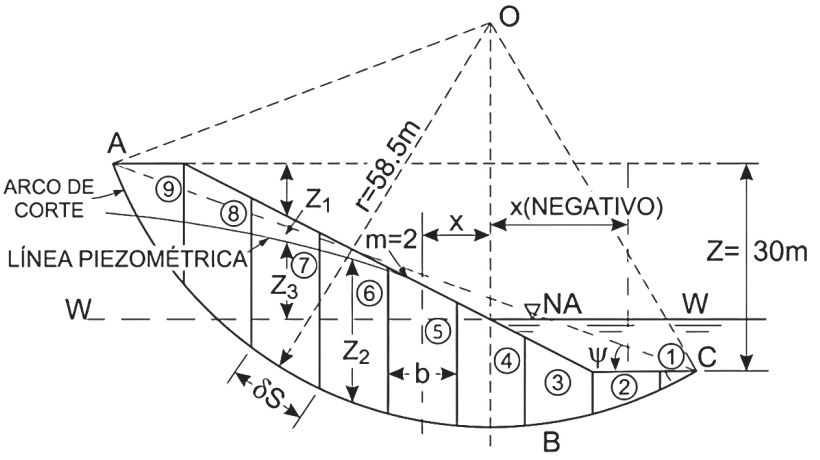


Figura C.18. Esquema geométrico del análisis de estabilidad de un talud homogéneo con línea piezométrica y superficie circular de falla *ABC* para el cálculo del coeficiente de seguridad k_s.
Fuente: los autores.

Despreciando el peso del agua capilar ubicada sobre la línea piezométrica, se considera que el peso volumétrico del suelo (Ecuación C.1) es igual a: $\gamma_{sum} = 1{,}7 - (1 - 0{,}4)1{,}0 = 1{,}1\ t/m^3$.

A continuación, el cálculo se ejecuta con la ecuación (C.27) y todas las operaciones se presentan en la Tabla C.8. Al final de la tabla se determina la magnitud buscada k_s.

Tabla C.8
Determinación de las magnitudes* para el cálculo del coeficiente de seguridad k_s en talud con influencia de línea piezométrica (según ecuaciones C.30 y C.31)**

Nro. de columna	Desde el gráfico, m				$\Delta_{sec}Z_1$	$\Delta_{sum}Z_2$	$H_1 = \Delta_{sec}Z_1 + \Delta_{sum}Z_2$	$H_2 = H_1 + z_3$	H_2x	δs, m
	X positivo o negativo	Z_1	Z_2	Z_3 positivo o negativo						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	–27,5	--	0,75	--	--	0,83	0,83	0,83	–22,6	12,3
2	–20,0	--	4,5	--	--	4,95	4,95	4,95	–99,0	11,2
3	–10,0	--	10,0	--	--	11,0	11,0	11,0	–110	10,2
4	0	--	15,5	--	--	17,1	17,1	17,1	0	10,2
5	10,0	0,5	20,0	5,0	0,85	22,0	22,85	27,85	278,5	10,2
6	20,0	1,5	20,5	8,5	2,55	22,60	25,15	33,65	672,1	11,2
7	30,0	3,5	19,0	11,5	5,95	20,90	26,85	38,35	1150,35	12,3
8	40,0	7,0	13,5	13,5	11,90	14,85	26,75	40,25	1610,0	13,3
9	50,0	7,5	2,5	2,5	12,75	2,75	15,50	18,00	900,0	18,4

* H_1, H_2, H_2x y $\sum \delta s$

** $r = 58{,}5\ m; b = 10{,}0\ m;\ \Delta_{sec} = \frac{\gamma_{sec}}{\gamma_o} =$

$$k_s = \left[58{,}5\frac{161{,}0}{4379{,}0}\right] tg\varphi_R + \left[5{,}85\frac{109{,}3}{4379{,}0}\right] c_R = 2{,}15 tg\varphi_R + 0{,}146 c_R$$
$$= 2{,}15.0{,}364 + 0{,}146.3 = 1{,}22$$

- La forma de la tabla en los casos mostrados en las Figuras C.13 y C.16 se simplifica:[6] desaparece la columna 5 y en la columna 9 en lugar de $H_2 = H_1 + H_3$ debe aparecer $H_2 = H_1 + z_2$.
- Sobre las magnitudes b y z (en particular para las columnas de los extremos) hay que revisar las indicaciones del numeral C.4.1.1.

6 Es decir, en el caso cuando el arco de corte se extiende sobre el nivel de agua en el tramo aguas abajo o cuando no hay agua frente al talud.

- El valor de k_s calculado con la ecuación (C.32) (para cos $\psi = 0{,}96$, Figura C18) es igual a:

$$k_s = 2{,}15.1{,}05.cos\psi.0{,}364 + 0{,}146.3 = 0{,}783.1{,}05.0{,}96 + 0{,}438 = 1{,}23\cdot$$

C.5.3. Suelo no homogéneo respecto a su peso volumétrico

Para un suelo saturado de agua en reposo o movimiento, no homogéneo respecto a la magnitud del peso volumétrico, el coeficiente k_s de seguridad a la estabilidad de un volumen de falla arbitrariamente dado cabe determinar con la ecuación (C.27) o (C.32), pero calculando H_1 no con la ecuación (C.28), sino con la siguiente expresión:

$$H_1 = (\Delta'_{sec} z'_1 + \Delta''_{sec} z''_1 + \Delta'''_{sec} z'''_1 + \cdots) + (\Delta'_{sum} z'_2 + \Delta''_{sum} z''_2 + \Delta''_{sum} + \cdots) \quad \text{(C.33)}$$

En la Figura C.19, están indicados los símbolos correspondientes para una franja vertical:

$$\left.\begin{array}{l} z'_1 + z''_1 + z'''_1 + \cdots = z_1; \\ z'_2 + z''_2 + z'''_2 + \cdots = z_2 \\ \Delta'_{sec} = \dfrac{\gamma'_{sec}}{\gamma_o};\ \Delta''_{sec} = \dfrac{\gamma''_{sec}}{\gamma_o} \ldots; \\ \Delta'_{sum} = \dfrac{\gamma'_{sum}}{\gamma_o};\ \Delta''_{sum} = \dfrac{\gamma''_{sum}}{\gamma_o} \ldots \end{array}\right\} \quad \text{(C.34)}$$

Las restantes identificaciones están en las ecuaciones (C.27 y C.32) al igual que para un suelo homogéneo. En particular, respecto a la magnitud H_2 cabe suponer sea la magnitud (C.30) o en los casos correspondientes la magnitud (C.31).

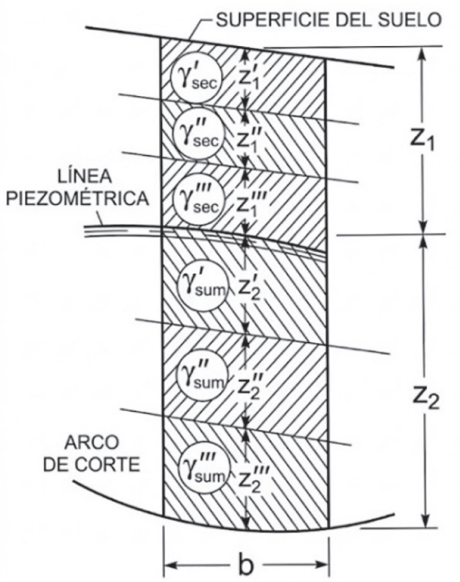


Figura C.19. Esquema de subdivisión de una franja vertical en capas con diferentes pesos volumétricos (ϒ_sec y ϒ_sum) para la evaluación de H_1.
Fuente: los autores.

C.5.4. Suelo no homogéneo respecto a φ_R y c_R

En caso de que el suelo esté saturado de agua (en reposo o movimiento), para calcular el coeficiente k_s del volumen de falla dado cabe proceder como está indicado en el numeral C.3.5 (respecto al caso de suelo seco). Solo que, en este caso, en lugar de la ecuación de cálculo (C.24) hay que utilizar la siguiente expresión:

$$k_s = \left[r\frac{\sum(\varepsilon H_1)}{\sum(H_2 x)}\right] tg\varphi_R^{bas} + \left[\frac{r}{b\gamma_o}\frac{\sum(\mu.\delta s)}{\sum(H_2 x)}\right] c_R^{bas} \qquad \text{(C.35)}$$

En este caso, las expresiones ε y μ están en la ecuación (C.25), mientras las magnitudes H_2 y H_2 están expresadas en las ecuaciones (C.28 y C.31).

Si el suelo, adicionalmente, es no homogéneo también respecto a γ, entonces, la magnitud H_1, que entra en la ecuación (C.35), hay que determinar para cada una de las franjas verticales, con la ecuación (C.33).

El recálculo (de ajuste) de la magnitud $k_s = k_s^t$, referido al volumen de falla ya identificado como el de mayor riesgo, se puede calcular en el caso de un talud con pendiente pronunciada, $m < (2{,}0 \ldots 2{,}5)$, en correspondencia con las indicaciones del numeral C.3.2, con la ecuación:

$$k_s = \left[r\frac{\sum(\varepsilon H_1)}{\sum(H_2 x)}\right] 1{,}05.cos\psi.tg\varphi_R^{bas} + \left[\frac{r}{b\gamma_o}\frac{\sum(\mu.\delta s)}{\sum(H_2 x)}\right] c_R^{bas} \qquad \text{(C.36)}$$

O para las estructuras de alto nivel de importancia (I, II) con la ecuación:

$$k_s = \left[\frac{\sum(\varepsilon H_1 y)}{\sum(H_2 x)}\right] tg\varphi_R^{bas} + \left[\frac{r}{b\gamma_o}\frac{\sum(\mu.\delta s)}{\sum(H_2 x)}\right] c_R^{bas} \qquad \text{(C.36')}$$

En este caso, y se adopta del dibujo del talud (Figura C.9), como la distancia vertical desde el eje *x* hasta el centro de la base de la franja vertical considerada.

C.5.4.1. Ejemplo y solución

El cuerpo y la base de un talud están constituidos por suelo no homogéneo (Figura C.20). Bajo la línea piezométrica el suelo está saturado de agua en movimiento a gravedad. Bajo la línea piezométrica el suelo no está saturado con agua en movimiento (suelo seco). Dado: $tg\varphi_R' = 0{,}250; tg\varphi_R'' = 0{,}466; tg\varphi_R''' = 0{,}364$; $c_R' = 2{,}0\ t/m^2$; $c_R' = 3{,}0\ t/m^2$; $c_R'' = 2{,}0\ t/m^2$; $c_R''' = 2{,}0\ t/m^2$; $\gamma_{sec}' = 1{,}65\ t/m^3$; $\gamma_{sec}'' = 1{,}75\ t/m^3$; $\gamma_{sum}'' = 1{,}10\ t/m^3$: $\gamma_{sum}''' = 1{,}0\ t/m^3$. Hay que determinar la magnitud del coeficiente k_s de seguridad a la estabilidad de un volumen de suelo limitado desde abajo por un arco dado de corte que tiene radio $r = 60{,}0\ m$.

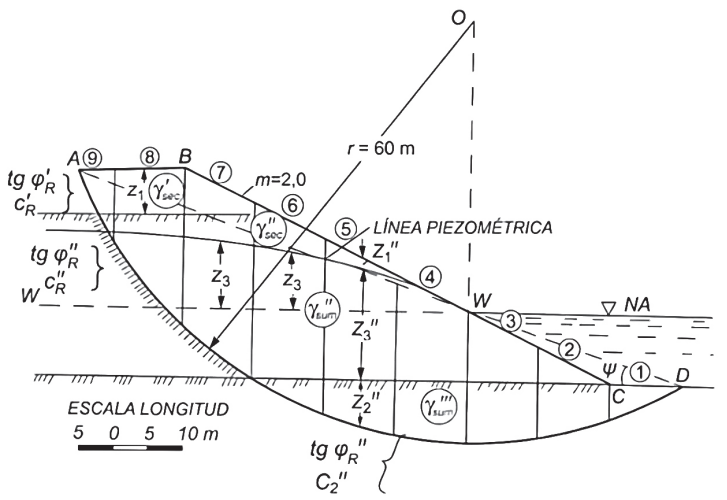


Figura C.20. Esquema geométrico para el cálculo del coeficiente de seguridad k_s en talud estratificado con diferentes parámetros resistentes y pesos volumétricos, bajo condiciones de flujo subterráneo.
Fuente: los autores.

En calidad de las magnitudes de base $tg\varphi_R$ y c_R, se asume: $tg\varphi_R^{bas} = tg\varphi_R' = 0{,}250;\ c_R^{bas} = c_R' = 2{,}0\ t/m^2$.

A continuación, en la Tabla C.9, se determina, de acuerdo con la ecuación (C.33), las magnitudes H_1 para cada franja vertical. Luego de esto, en la Tabla C.10, se calculan las magnitudes $\sum(\varepsilon H_1)$, $\sum(H_2 x)$ y $\sum(\mu.\delta s)$ que forman parte de la ecuación (C.35). Finalmente, bajo la Tabla C.10 con la ecuación (C.35) se determina el valor de k_s.

Tabla C.9
Cálculo de H_1 en suelo no homogéneo mediante contribuciones $\Delta_{sec}Z_1$ y $\Delta_{sum}Z_2$ por estratos (según ecuación C.33)*

Nro. de columna	Tomar desde el dibujo, m				$\Delta'_{sec}z'1$	$\Delta''_{sec}z''1$	$\Delta''_{sum}z''2$	$\Delta'''_{sum}z'''2$	H_1 m
	z'_1	z''_1	z''_2	z'''_2					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	--	--	--	2,5	--	--	--	2,5	2,50
2	--	--	2,5	6	--	--	2,76	6	8,76
3	--	--	7,5	8	--	--	8,25	8	16,25
4	--	--	12,5	8	--	--	13,75	8	21,75
5	--	1,5	16,0	6	--	2,63	17,6	6	26,29
6	--	4,0	18,5	2,5	--	7,00	20,4	2,5	29.90
7	4,0	4,0	16,0	--	6,4	7,00	17,6	--	31,00
8	6,5	3,0	8,0	--	10,4	5,25	8,8	--	24,45
9	3,9	0,9	--	--	6,25	1,58	--	--	7,83

* $\Delta'_{sec} = \frac{\gamma'_{sec}}{\gamma_o} = \frac{1.6}{1.0} = 1,6$, $\Delta''_{sec} = \frac{\gamma''_{sec}}{\gamma_o} = \frac{1.75}{1.0} = 1,75$

$\Delta''_{sum} = \frac{\gamma''_{sum}}{\gamma_o} = \frac{1,1}{1,0} = 1,1$ $\Delta'''_{sum} = \frac{\gamma'''_{sum}}{\gamma_o} = \frac{1,0}{1,0} = 1,0$

La forma de la Tabla C.10 en los casos mostrados en las Figuras C.13 y C.16, cuando para determinar H_2 en lugar de la ecuación (C.31) se utiliza la ecuación (C.30), se modifica parcialmente: primero, en la columna 4, en lugar de z_3 se escribe las magnitudes $z_2 = z'_2 + z''_2$; segundo, en la columna 5 la magnitud H_2 se determina con la ecuación: $H_2 = H_1 + z_2$.

Respecto a las magnitudes *b* y *z* (en particular para las franjas verticales extremas) hay que seguir las indicaciones del numeral C.4.1.1.

Finalmente, el valor de k_s calculado con la ecuación (C.36) (para $cos\psi = 0{,}96$, Figura C.20) es igual a:

$$k_s = 3{,}44.1{,}05.cos\psi.0{,}250 + 0{,}152.2 = 0{,}858.1{,}05.0{,}96 + 0{,}304 = 1{,}17$$

El valor de k_s calculado con la ecuación (C.36') es igual a 1,14. Este valor de k_s es calculado con apoyo de otra tabla (no está inclui-

da en este texto) estructurada de forma análoga a la de la Tabla C.10 (al formato de la Tabla C.10 es necesario añadir una columna 5 para la magnitud y , pero, además, en lugar de la columna para las magnitudes εH_1 incluir una columna para las magnitudes $\varepsilon H_1 y$).

Tabla C.10
Determinación de H_2, H_2x, $\sum(\varepsilon H_1)$ y $\sum(\mu\delta s)$ para el cálculo del coeficiente de seguridad k_s en talud no homogéneo con influencia de línea piezométrica (según ecuaciones C.31 y C.32)*

Nro. de columna	H_1, m de la Tabla C.9	Desde el dibujo	$H_2 = H_1 + Z_3$	H_2X	$tg\phi r$	$\varepsilon = \frac{tg\varphi_R}{tg\varphi_R^{bas}}$	εH_1	$\frac{c_R}{\frac{t}{m^2}}$	$\mu = \frac{c_R}{c_R^{bas}}$	δs m	$\mu\delta s$	
		X	Z_3									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	2,50	–25	--	2,50	-62,5	0,364	1,45	3,63	2,0	1,0	10,50	10,50
2	8,76	–15	--	8,76	-133	0,364	1,45	12,7	2,0	1,0	10,50	10,50
3	16,25	–5	--	16,25	-81,5	0,364	1,45	23,6	2,0	1,0	9,45	9,45
4	21,75	5	2,5	24,25	123	0,364	1,45	31,6	2,0	1,0	9,45	9,45
5	26,29	15	6	32,29		0,364	1,45	38,2	2,0	1,0	9,45	9,45
6	29,90	25	8	37,90	485	0,364	1,45	43,4	2,0	1,0	10,50	10,50
7	31,00	35	9,5	40,50	950	0,466	1,86	57,6	3,0	1,5	11,50	17,30
8	24,45	45	8	32,45	1420	0,466	1,86	45,5	3,0	1,5	14,70	22,10
9	7,83	52	--	7,83	1460	0,466	1,86	6,25	3,0	1,5	5,25	7,90
					407	0,250	1,00	2,94	2,0	1,0	7,31	7,34

* $r = 60\ m;\ b = 10\ m;\ tg\varphi_R^{bas} = 0{,}250;\ c_R^{bas} = 2{,}0\ t/m^2;\ \frac{r}{by_o} = \frac{60}{10.1} = 6\ m^3/t$

$$\sum = 4568 \qquad \sum = 265{,}42 \qquad \sum = 115{,}49$$

$$k_s = \left[60\frac{265{,}12}{4568}\right] tg\varphi_R^{bas} + \left[6\frac{115{,}49}{4569}\right] c_R^{bas} = 3{,}44.0{,}250 + 0{,}152.2 = 1{,}17$$

C.5.5. Caso de un tanque de carga ubicado sobre la cresta del talud

En el caso de que un tanque de carga esté ubicado en la cresta de un talud de tierra (Figuras C.21 y C.22), la magnitud del coeficiente de seguridad K_s al corte de un volumen deslizante arbitrario, limitado desde abajo por una superficie circular de falla, cabe determinar con ayuda de la ecuación (18):

$$k_s = \frac{M_{res}^t}{M_{des}} = \frac{M_f^o + r\sum(\delta s.c_R)}{M_{des}} \qquad \text{(C.37)}$$

Donde:

M_f^o: momento de las fuerzas de fricción actuantes a lo largo del círculo de corte.

Ambos momentos: M_f^o y M_{des} deben ser determinados de la siguiente manera:

El momento de las fuerzas de fricción (Figura C.21):

$$M_f^o = r(Q + G_{sec} + G_{sum} + W')tg\varphi_R \qquad \text{(C.38)}$$

Donde:

Q: suma de las fuerzas verticales actuantes en la estructura de hormigón (tanque de presión): peso propio de la estructura, subpresión actuante e la base de la estructura y otras); en el caso del esquema de la Figura C.21b), en el que existe ausencia de contacto del flujo de filtración con la base de la estructura, la subpresión es igual a cero.

G_{sec}: peso del suelo seco ubicado sobre la línea piezométrica, en el caso de que esta se presente en el cuerpo del talud analizado; para el esquema de la Figura C.21a la fuerza G_{sec} = 0.

G_{sum}: peso del suelo sumergido dentro de los límites del volumen de deslizamiento (bajo la línea piezométrica en el caso de que esta esté presente en el cuerpo del talud).

W': Fuerza que comprime la carpeta contra el suelo de cimentación (diferencia de presiones sobre la carpeta desde arriba y abajo).

El Momento deslizante (Figura C.22):

$$M_{des} = M_{A_s} + M_{EH_S} + M_{G_{sec}} + M_{G_{SAT}} \qquad \text{(C.39)}$$

A través de *M* se identifican los momentos (respecto al centro *O* del círculo de corte) de las siguientes fuerzas:

A_S: peso del agua en el tramo aguas arriba, dentro el volumen limitado por el arco *ab*, que es la continuación de la superficie circular de corte; en este peso debe incluirse también el peso del agua que llena la estructura de hormigón.

EH_S: Fuerza externa que actúa en la estructura de hormigón, calculada sin considerar la presión del agua sobre la estructura, en particular sin considerar la subpresión (por ejemplo, el peso de la estructura).

G_{sec}: peso del "suelo seco" ubicado sobre la línea piezométrica (en caso de que esta se presente en el cuerpo del talud; ver Figura C.22b); para el esquema de la figura 22, a) la fuerza G_{sec} = 0.

G_{SAT}: peso del selo saturado ubicado dentro de los límites del volumen deslizante (bajo la línea piezométrica en el caso de esta se presente en el cuerpo del talud); el peso volumétrico del suelo saturado se determina con la ecuación (C.2).

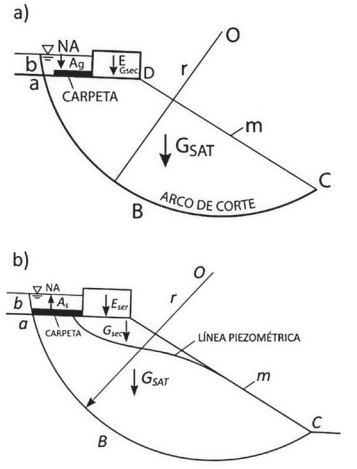


Figura C.21. Análisis de estabilidad de talud con tanque de carga en la cresta.
Fuente: los autores.

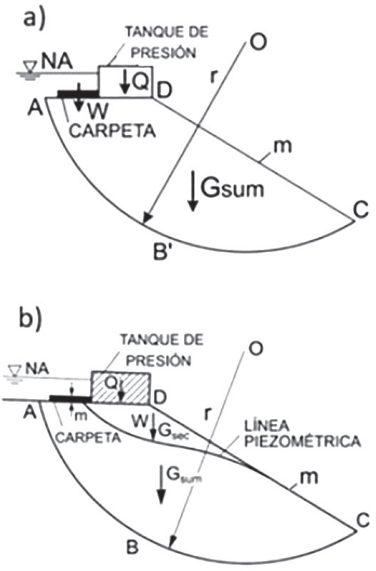


Figura C.22. Esquemas para la evaluación de los pesos del suelo seco (G_{sec}) y del suelo saturado (G_{SAT}).
Fuente: los autores.

En caso de ausencia de agua, las correspondientes ecuaciones de cálculo se obtienen a partir de las expresiones (C.38 y C.39) colocando en ellas:

$$G_{sum} = W' = A_S = G_{SAT} = 0 \qquad \text{(C.40)}$$

Por otro lado, la no homogeneidad del suelo en los cálculos con la ecuación (C.37) debe ser considerada de acuerdo con las indicaciones formuladas en los acápites procedentes. De igual manera, de acuerdo con las indicaciones de los acápites precedentes en los casos correspondientes es necesario aplicar o el coeficiente corrector igual a 1,05 cos ψ o una ecuación semejante a la ecuación (C.36').

Asimismo, para calcular el peso de la estructura de hormigón cabe tomaren cuenta los correspondientes coeficientes de sobrecarga establecidos en las normas o especificaciones.

En el caso considerado se tiene un problema tridimensional sobre la estabilidad de un talud, sobre el que actúa el peso de un tanque de presión. Por cuanto el problema dado condicionalmente se ha resuelto como bidimensional (plano), entonces, la magnitud del coeficiente permisible de seguridad $(k_s^o)_{PER}$ en el caso considerado puede ser en algo disminuido.

Simultáneamente, con el cálculo descrito de la estabilidad del talud cargado desde arriba por un tanque de carga, en el caso dado es necesario complementariamente analizar la estabilidad de la misma estructura de hormigón (tanque de carga), respecto a la superficie de corte ubicada en la superficie de cimentación del tanque (es posible también considerar el arrastre de volúmenes del suelo de cimentación). En este caso, el coeficiente de seguridad al deslizamiento del tanque de presión cabe calcular con la ecuación (C.17).

Una presa de hormigón cimentada en suelo (Figura C.23) puede ser considerada como un caso particular de un tanque de carga (cuando $m = \infty$). Para calcular la estabilidad de una presa de una presa de hormigón por el método de las superficies cilíndrico circulares de corte, cuando:

$$\frac{a}{L_o} \leq (0{,}15 \ldots 0{,}20) \qquad \text{(C.41)}$$

Donde las dimensiones a y L_o están indicadas en la Figura C.23, cabe aplicar el método de la presión por peso (C.11) y tomar en cuenta todo lo indicado líneas arriba respecto al tanque de presión (en este caso no es necesario incluir la consideración del coeficiente de ajuste igual a 1,05 cos ψ).

En correspondencia con lo indicado para el caso de la presa de la Figura C.23, las magnitudes M_{des} y M_f^o que forman parte de la ecuación (C.37) deben ser determinadas con las siguientes dos ecuaciones:

Momento deslizante:

$$M_{des} = M_{EH_{SEC}} + M_{A_s} + M_{A_i} + M_{G_{SAT}} \qquad \text{(C.42)}$$

Donde:

M: representa los momentos (respecto al punto *O*) de las fuerzas indicadas en la Figura C.23a).
EH_{SEC}: el peso de la presa de hormigón (sin tomar en cuenta subpresión).
A_s y A_i: el peso del agua, respectivamente, aguas arriba y aguas abajo, indicados en la figura.
G_{SAT}: peso del suelo saturado de agua que se encuentra dentro de los límites del volumen deslizante.

Momento de las fuerzas de fricción:

$$M_f^o = r(EH_{SEC} - W_{EH} + V_S + V_i + G_{SUM} + W')tg\varphi_R \qquad \text{(C.43)}$$

Donde:

W_{EH}: subpresión actuante en la base de la estructura de hormigón (presa).
V_S y V_i: presiones verticales del agua actuantes en el hormigón de la presa de los tramos aguas arriba y aguas abajo, respectivamente.
G_{SUM}: peso del suelo sumergido ubicado dentro de los límites del volumen deslizante.
W': fuerza que por acción del agua comprime la carpeta contra el suelo de cimentación (diferencia de las presiones del agua desde arriba y desde abajo).

Finalmente, un muro hidráulico de contención también, con algún grado de aproximación, puede ser considerado como un caso particular de un tanque de carga. Para el cálculo de un muro por el método de las superficies circulares de corte cabe aplicar el método de la presión por peso (C.11) (en general sin recurrir en este caso al coeficiente correctos igual a 1,05 cos ψ).

Sobre los autores

Iván Calero Hidalgo. Ingeniero hidráulico por la Universidad Estatal del Kubán, título revalidado por la Universidad Central del Ecuador, y máster en Ciencias de la Ingeniería por la misma institución, con una amplia y sólida trayectoria profesional en el campo de la ingeniería hidráulica, la infraestructura de riego, la generación hidroeléctrica y la gestión de recursos hídricos. Ha participado en estudios de factibilidad, diseño y evaluación de proyectos estratégicos de alcance nacional y binacional, aportando como ingeniero de diseño en la formulación de alternativas del proyecto binacional de propósito múltiple Puyango-Tumbes, en los estudios de factibilidad del desarrollo hidroeléctrico en la cuenca del río Guayllabamba, en el diseño del Proyecto Hidroeléctrico San Miguel de Car y en la rehabilitación de la central hidroeléctrica del río Ambi. Su experiencia incluye la evaluación ex ante y ex post de proyectos de infraestructura sanitaria, vial e hidráulica en distintas regiones del Ecuador, en el marco de iniciativas impulsadas por la Cooperación Suiza para el Desarrollo y el Fondo de Contravalor Ecuatoriano-Suizo. En funciones de dirección y jefatura técnica, ha liderado estudios definitivos y de factibilidad para sistemas de riego, infraestructura mayor y proyectos de propósito múltiple, entre ellos el sistema de riego Tahuín, el dique de Pénjamo en el embalse de Tahuín y los sistemas de riego ecuatorianos vinculados al proyecto binacional Puyango-Tumbes. También se desempeñó como gerente de Riego y Energía en PREDESUR, jefe de operaciones del Fondo Nacional de Pre-Inversión y director técnico del Consejo Nacional de Recursos Hídricos, participando en comités directivos de proyectos emblemáticos como el Plan Maestro de Electrificación del Ecuador, Paute Mazar, Agoyán, San Francisco y Daule-Peripa. En el ámbito académico, contribuyó a la formulación del programa de Maes-

tría en Riego Andino de la Universidad Nacional de Loja, donde impartió módulos de Hidráulica Aplicada e Infraestructura de Riego. Asimismo, participó en la formulación del programa académico para la creación de la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica Salesiana (UPS), institución en la que ejerció como director de carrera y docente en asignaturas como Mecánica de Fluidos, Hidráulica Aplicada, Centrales Hidroeléctricas y Máquinas Hidráulicas. Su trayectoria refleja una visión integral de la ingeniería: diseñar infraestructura hidráulica no solo como obra técnica, sino como una herramienta para el desarrollo territorial, la gestión responsable del agua y el bienestar de las comunidades.

Verónica Valeria Yépez Martínez. Ingeniera civil especializada en recursos hídricos, con una sólida trayectoria académica y profesional en el ámbito hidráulico y ambiental. Es máster en Recursos Hídricos con mención en Diseño de Proyectos Hidráulicos y también máster en Recursos Hídricos con mención en Gestión y Manejo Ambiental del Agua por la Escuela Politécnica Nacional (EPN), institución en la que también obtuvo el título de ingeniera Civil y tecnóloga en Administración de Proyectos de Construcción. Desde 2017 se desempeña como docente en la Universidad Politécnica Salesiana (UPS), en la Carrera de Ingeniería Civil y en varios programas de maestría relacionados con sistemas hidráulicos urbanos, vialidad, transporte e hidráulica. Ha participado como instructora en cursos de investigación, diseño de sistemas de conducción y distribución, riego tecnificado y metodología de investigación. Su formación docente incluye capacitación en competencias digitales, programación en Python aplicada a ingeniería civil e inteligencia artificial (IA) aplicada a la educación. En el ámbito profesional, ha trabajado en el Banco de Desarrollo del Ecuador como analista y directora encargada de Seguimiento de Crédito, así como especialista hidráulica en proyectos hidroeléctricos y de riego. Además, cuenta con experiencia en diseño de sistemas de agua potable y gestión pública. Es autora de artículos académicos indexados y ha participado como ponente en eventos científicos sobre recursos hídricos y caudales ecológicos en ríos altoandinos tropicales. Su trabajo combina la ingeniería hidráulica, la

investigación académica y la innovación tecnológica aplicada a la educación superior.

María Gabriela Soria. Ingeniera civil por la Universidad Politécnica Salesiana (UPS), máster en Recursos Hídricos por la Escuela Politécnica Nacional (EPN) y abogada por la Universidad Nacional de Loja (UNL), con una sólida trayectoria profesional y académica en el campo de los recursos hídricos, la hidráulica y el saneamiento ambiental. Ha desarrollado una amplia experiencia en el diseño, evaluación y diagnóstico de sistemas de agua potable, alcantarillado y drenaje vial, participando en estudios definitivos para comunidades e infraestructura hidráulica en los sectores público y privado. Entre sus trabajos más destacados figuran el análisis de sistemas de agua potable para proyectos habitacionales municipales, estudios hidrológico-hidráulicos para obras viales de alcance nacional y colaboración en la elaboración de la hoja de ruta para la implementación de proyectos de agua y saneamiento ambiental en las islas Galápagos. En el ámbito académico, ejerció como docente titular y directora de la Carrera de Ingeniería Civil en la UPS e impartió cátedra en programas de maestría en sistemas hidráulicos, riego y manejo integrado de cuencas, y vialidad y transporte. Ha sido también docente en la Universidad Andina Simón Bolívar (UASB-Bolivia) y en la Universidad Técnica de Ambato (UTA). Es autora y coautora de artículos científicos en revistas indexadas, con investigaciones enfocadas en el almacenamiento de agua lluvia, la implementación de techos verdes y la evaluación hidráulica de sistemas urbanos. Su trabajo refleja una vocación que va más allá de los proyectos: formar profesionales que entiendan que gestionar bien el agua no es una opción, sino una responsabilidad.