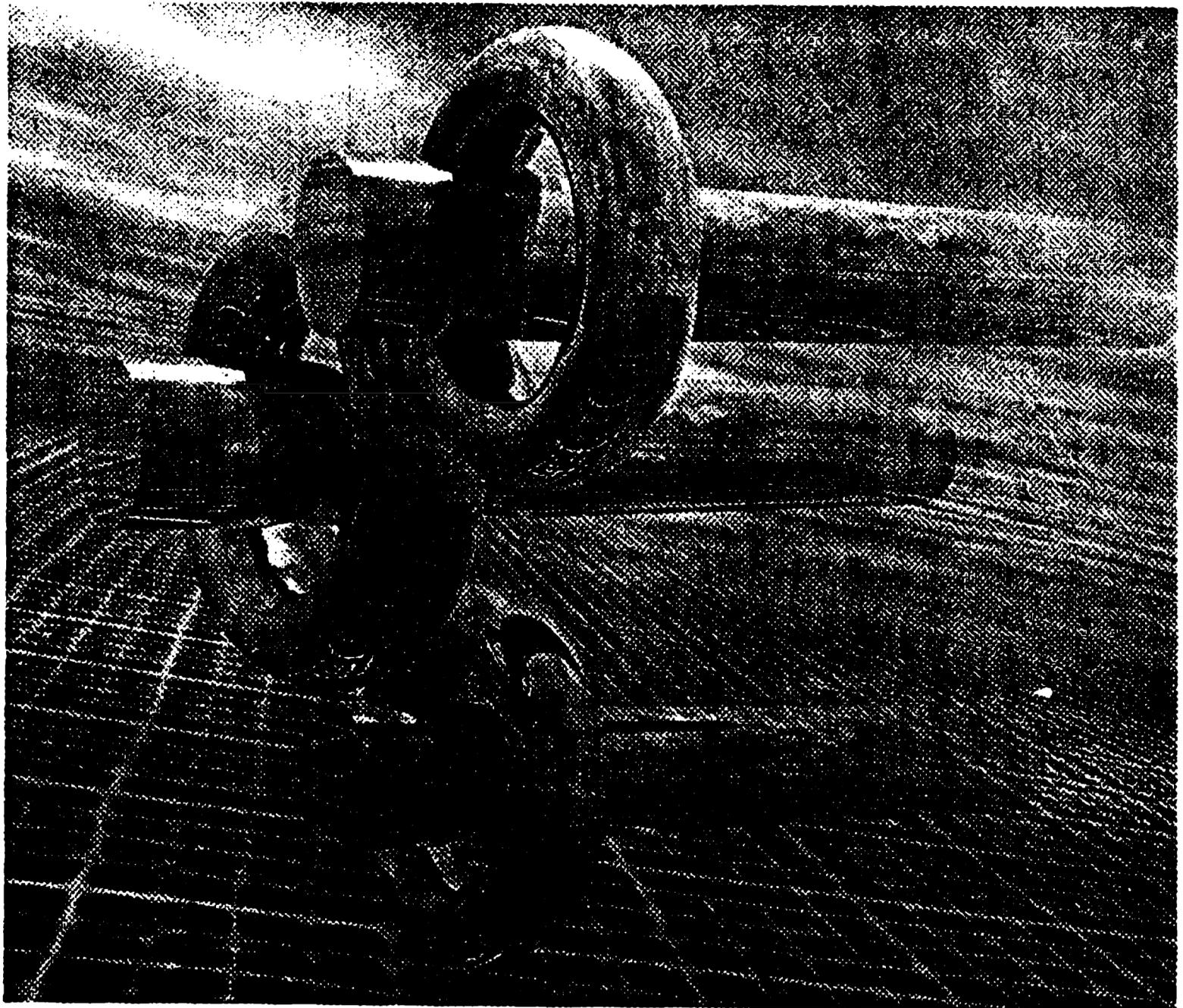


Estructuras hidráulicas

Segunda edición



**Mc
Graw
Hill**

**P. NOVAK
A. I. B. MOFFAT
C. NALLURI**

Estructuras hidráulicas

Segunda edición

**P. Novak, A.I.B. Moffat
y C. Nalluri**

Department of Civil Engineering, University of Newcastle upon Tyne, U. K.

R. Narayanan

Department of Civil and Structural Engineering, University of Manchester
Institute of Science and Technology, U. K.

Traducción

**Ing. Germán Ricardo Santos Granados,
M.Sc., Ph.D.**

Profesor titular de Recursos Hidráulicos
y Medio Ambiente
Escuela Colombiana de Ingeniería

Revisión técnica

Ing. Juan G. Saldarriaga Valderrama
Profesor de Ingeniería Hidráulica
Universidad de los Andes



**Bogotá • Buenos Aires • Caracas • Guatemala • Lisboa • Madrid • México
New York • Panamá • San Juan • Santiago de Chile • São Paulo
Auckland • Hamburgo • Londres • Milán • Montreal • Nueva Delhi • París
San Francisco • San Luis • Singapur • Sidney • Tokio • Toronto**

Estructuras hidráulicas, segunda edición

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

DERECHOS RESERVADOS. Copyright © 2001, por MCGRAW-HILL INTERAMERICANA S. A.
Avenida de las Américas 46-41. Bogotá, D. C., Colombia.

Traducido de la segunda edición en inglés de
HYDRAULIC STRUCTURES

Published by E & FN SPON, an imprint of Chapman & Hall

Copyright © MCMXCVI, por P. Novak, A.I.B. Moffat y R. Narayanan

ISBN: 0-419-20070-3

Editora: Emma Ariza Herrera

Jefe de producción: Consuelo E. Ruiz M.

2134567890

2034567891

ISBN: 958-41-0189-7

Printed in Colombia

Se imprimieron 3.700 ejemplares en el mes de agosto de 2001

Impreso por Quebecor World Bogotá S.A.

Prefacio	ix
Prefacio a la primera edición	xi
Agradecimientos	xiii
Lista de tablas	xv
Lista de símbolos principales	xvii
Parte uno Ingeniería de presas	
1 Elementos de ingeniería de presas	3
1.1 Introducción	3
1.2 Perspectivas generales	3
1.3 Tipos y características de presas de relleno	9
1.4 Tipos y características de presas de concreto	13
1.5 Vertederos, desagües y obras complementarias	16
1.6 Evaluación del sitio y selección del tipo de presa	19
1.7 Cargas que actúan sobre presas	31
Referencias	34
2 Ingeniería de presas de relleno	36
2.1 Introducción	36
2.2 Naturaleza y clasificación de los suelos para la ingeniería	36
2.3 Características mecánicas de los suelos	41
2.4 Principios de diseño	51
2.5 Materiales y construcción	60
2.6 Análisis de infiltración	63
2.7 Estabilidad y esfuerzos	68
2.8 Asentamiento y deformación	76
2.9 Enrocados y rellenos enrocados	79
2.10 Geosintéticos en presas de relleno	80

Ejemplos	83
Referencias	88
3 Ingeniería de presas de concreto	92
3.1 Cargas actuantes: conceptos y criterios	92
3.2 Análisis de presas de gravedad	104
3.3 Análisis de presas de contrafuertes	124
3.4 Análisis de presas de arco	125
3.5 Detalles de diseño y construcción	133
3.6 Concreto para presas	139
3.7 La presa de gravedad de concreto compactado con rodillo (CCR)	142
Ejemplos	146
Referencias	152
4 Obras de desagüe en presas	155
4.1 Introducción	155
4.2 Creciente de diseño	156
4.3 Tránsito de crecientes	158
4.4 Borde libre	160
4.5 Sedimentación en embalses	162
4.6 Cavitación	166
4.7 Vertederos	168
4.8 Desagües de fondo	190
Ejemplos	193
Referencias	197
5 Disipación de energía	201
5.1 Generalidades	201
5.2 Disipación de energía en vertederos	202
5.3 Tanques de amortiguación	206
5.4 Pozos de caída libre	215
5.5 Disipación de energía en descargas de fondo	216
Ejemplos	218
Referencias	220
6 Compuertas y válvulas	222
6.1 Clasificación de compuertas	222
6.2 Compuertas de cresta	222
6.3 Compuertas y válvulas de cabezas altas	229
6.4 Fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre compuertas	231
Referencias	234
7 Seguridad de presas: instrumentación y vigilancia	236
7.1 Introducción	236

7.2 Instrumentación	237
7.3 Vigilancia	248
7.4 Legislación sobre seguridad de presas	250
7.5 Análisis de riesgo asociado a los embalses	252
Referencias	254

Parte dos Otras estructuras hidráulicas

8 Ingeniería de ríos	259
8.1 Introducción	259
8.2 Principios básicos del flujo en canales abiertos	260
8.3 Morfología y régimen de ríos	265
8.4 Estudios de campo	268
8.5 Estructuras de medición de flujo	275
8.6 Tránsito de crecientes en ríos	279
8.7 Obras fluviales	280
Ejemplos	289
Referencias	298
9 Obras de desviación	301
9.1 Vertedero y barreras	301
9.2 Bocatomas	321
9.3 Paso de peces	339
Referencias	345
10 Drenaje transversal y estructuras de caída	347
10.1 Acueductos y entradas y salidas a canales	347
10.2 Alcantarillas, puentes y caídas	356
10.3 Estructuras de caída	376
Referencias	386
11 Vías de navegación interior	388
11.1 Introducción	388
11.2 Definiciones, clasificación y algunas vías navegables en el Reino Unido y en otros países	389
11.3 Utilización multipropósito de vías navegables	393
11.4 Transporte en vías navegables interiores	395
11.5 Canalización y canales de navegación	397
11.6 Resistencia de embarcaciones	399
11.7 Acción de las olas sobre las bancas	400
11.8 Esclusas	402
11.9 Esclusas económicas	412
11.10 Ascensores y planos inclinados	413
11.11 Zona de acceso a la esclusa	415

11.12 Puertos interiores	416
Referencias	419
12 Desarrollo de la potencia hidroeléctrica	421
12.1 Introducción	421
12.2 Perspectivas del desarrollo mundial de la potencia hidroeléctrica	421
12.3 Oferta y demanda de potencia	422
12.4 Algunas definiciones fundamentales	423
12.5 Tipos de desarrollo de potencia hidráulica	424
12.6 Clasificación de las plantas hidroeléctricas según su salto	427
12.7 Información de caudales esencial para la evaluación del potencial hidroeléctrico	427
12.8 Turbinas hidráulicas y su selección	430
12.9 Otros componentes de plantas hidroeléctricas	442
12.10 Almenaras (chimeneas de equilibrio)	449
12.11 Desarrollo de plantas minihidroeléctricas	454
12.12 Fuentes de energía renovable	455
Ejemplos	458
Referencias	471
13 Estaciones de bombeo	473
13.1 Introducción	473
13.2 Bombas y su clasificación	473
13.3 Diseño de tuberías en sistemas de bombeo	479
13.4 Clasificación de estaciones de bombeo y bocatomas	481
13.5 Diseño del cárcamo	484
13.6 Rejillas	486
13.7 Pendiente	486
13.8 Oleadas	486
13.9 Consideraciones generales de diseño de estaciones de bombeo y tuberías de descarga	490
Ejemplos	492
Referencias	497
14 Ingeniería de costas	499
14.1 Introducción	499
14.2 Movimiento de ondas	500
14.3 Intervalo de validez de la teoría lineal	508
14.4 Olas que se aproximan a la costa	509
14.5 Rompimiento de olas	512
14.6 Reflexión de ondas	513
14.7 Oscilaciones en dársenas bidimensionales	514
14.8 Difracción de ondas	515
14.9 Predicción de olas	516

14.10	Estadísticas de las olas	521
14.11	Defensa de la costa	523
14.12	Fuerzas de las olas sobre las estructuras costeras	528
14.13	Sobrelevación de la onda	531
14.14	Rompeolas montados en mampostería	534
14.15	Fuerzas sobre pilas y tuberías	538
14.16	Oscilaciones inducidas por vórtices	543
14.17	Descargas al mar	549
	Ejemplos	557
	Referencias	569
15	Modelos de ingeniería hidráulica	572
	15.1 Modelos hidráulicos	572
	15.2 Modelos estructurales	579
	Ejemplos	583
	Referencias	584
	Índice de autores	587
	Índice de temas	593

Prefacio

El objetivo principal de este libro es el mismo de la primera edición: suministrar un texto a los estudiantes de los últimos años de pregrado y de posgrado. Igualmente, esperamos que investigadores, diseñadores y operadores de muchos tipos de obras hidráulicas analizadas en el libro encuentren el texto de interés y útil como una fuente de referencia.

Aprovechamos la oportunidad de una nueva edición para corregir todos los errores (conocidos) y actualizar minuciosamente las referencias y el texto. Al mismo tiempo, como respuesta a los comentarios y reseñas recibidos, así como para responder a algunos de los nuevos desarrollos en el campo, ciertas partes del texto se rescribieron o se ampliaron. Los lectores de la primera edición encontrarán los siguientes cambios mayores.

- Capítulo 1.* El texto sobre evaluación del sitio para presas se ha extendido.
- Capítulo 2.* Se expandió el tratamiento de aspectos geotécnicos, como un nuevo párrafo (2.8.3) sobre índices de desempeño de núcleos de rellenos de tierra, y una nueva sección breve sobre geosintéticos (2.10).
- Capítulo 3.* Cubrimiento más extenso de las presas CCR mediante un nuevo párrafo sobre los desarrollos en la construcción CCR (3.73).
- Capítulo 4.* Ampliación del texto de estimaciones de las crecientes de diseño, sedimentación de embalses, ondas de interferencia y aireación en vertederos y un nuevo párrafo sobre vertederos escalonados (4.76).
- Capítulo 5.* Una sección ampliada sobre socavación por debajo de los vertederos de excesos.
- Capítulo 6.* Un nuevo párrafo sobre compuertas fusibles para desbordes (6.28).
- Capítulo 7.* Texto más amplio sobre evaluación de riesgos aguas abajo de los embalses.
- Capítulo 8.* Texto aumentado sobre canales multietapas, geotextiles, cálculo de vertederos Crump y una nueva sección sobre tránsito de crecientes en ríos (8.6).

- Capítulo 9.* Extensión del texto sobre paso de peces y un nuevo párrafo sobre el efecto de la operación de las barreras sobre la calidad del agua en los ríos (9.16).
- Capítulo 10.* Texto más amplio sobre bocatomas de canales y socavación en puentes y por debajo de los desagües de los alcantarillados.
- Capítulo 13.* Una nueva sección sobre escalonamiento (13.7).
- Capítulo 14.* Este capítulo incorpora una nueva sección importante sobre descargas al mar y tratamiento de las fuerzas de ondas sobre tuberías en la región de disminución de profundidad (14.7).
- Capítulo 15.* Cambio el título de Modelos a escala en ingeniería hidráulica a Modelos de ingeniería hidráulica, para incluir en la discusión general sobre modelos hidráulicos (15.1.1) una tipología de los modelos matemáticos; también se incluyó un párrafo corto de modelación de la respuesta sísmica (15.2.4).

Los autores queremos agradecer a los revisores por sus comentarios constructivos y al editor por darnos la oportunidad de esta segunda edición.

P. Novak, A.I.B. Moffat, C. Nalluri y R. Narayanan
Newcastle upon Tyne, diciembre 1994

Prefacio a la primera edición

Este texto está basado en un curso de 'Estructuras hidráulicas' que evolucionó durante años en el Departamento de Ingeniería Civil en la Universidad de Newcastle en Tyne. Los cursos de último año de pregrado y los de posgrado de especialización y maestría en estructuras hidráulicas requieren buenas bases en hidráulica, mecánica de suelos y materiales en ingeniería, y se dictan en forma paralela con otros cursos separados que tratan de forma más avanzada estos temas y los de hidrología.

Era evidente que, aunque podía estar disponible una variedad de buenos libros sobre partes específicas del curso, ningún texto cubría el tema con la amplitud y profundidad requeridas, y, en consecuencia, nació la idea de escribir un texto acerca de estructuras hidráulicas basado en las notas del curso. El curso de estructuras hidráulicas siempre se ha manejado como el resultado de la cooperación. Aunque el profesor Novak coordinó el curso por muchos años, él y sus colegas cubrían aquellas partes donde podían dar su aporte personal basados en su propia experiencia profesional. El profesor Moffat, en particular, en su parte sustancial del curso, cubría todos los aspectos de ingeniería geotécnica. Al dictar el curso algunas partes de este texto, por supuesto, pueden omitirse, mientras que otras, particularmente los estudios de casos (incluida la discusión de sus impactos ambientales, sociales y económicos) pueden ampliarse puesto que el tema está en continua actualización.

Somos totalmente conscientes que un proyecto de este tipo tiene el peligro de presentar el tema de una manera demasiado amplia y superficial; esperamos haber evitado esta trampa y que hayamos hecho de la manera adecuada, mediante los ejemplos resueltos que complementan el texto principal y la extensa lista de referencias con la que concluye cada capítulo del libro.

Este texto no está diseñado como una monografía de investigación, ni un manual de diseño. El propósito del libro es suministrar un texto para estudiantes de último año de pregrado y de posgrado, aunque esperamos que los investigadores, diseñadores y operadores de muchos tipos de estructuras hidráulicas lo encuentren de interés y útil como referencia.

El texto tiene dos partes, la primera cubre ingeniería de presas, y la segunda otras estructuras hidráulicas. A.I.B. Moffat es el autor de los capítulos 1, 2, 3 y 7, y de la sección 15.2. El doctor C. Nalluri escribió los capítulos 9, 10, 12 y 13, y

las secciones 8.4 y 8.5. El doctor Narayanan de UMIST fue profesor invitado en Newcastle durante dos años, en ingeniería costera y es el autor del capítulo 14. El resto del libro fue escrito por el profesor P. Novak (capítulos 4, 5, 6 y 8, exceptuando las secciones 8.4 y 8.5, el capítulo 11 y la sección 15.1), también editó todo el texto.

P. Novak, A.I.B. Moffat, C. Nalluri y R. Narayanan
Newcastle upon Tyne, 1989

Expresamos nuestro agradecimiento a las siguientes personas y organizaciones que gentilmente nos han dado permiso para la reproducción del material con derechos de autor (los números de las figuras están entre paréntesis).

Thomas Telford Ltd (4.1, 4.2); US Bureau of Reclamation (4.3, 4.7, 4.15, 4.16, 5.6, 5.7); Elsevier Science Publishers (4.5, 4.12, 4.13, 5.5, 5.8, 5.10, 11.1, 11.2, 11.10, 11.11, 11.16, 11.17, 11.18, 12.17); British Hydromechanics Research Association (4.11, 13.6, 13.9); Institution of Water and Environmental Management (4.18); ICOLD (4.19, 4.20); las figuras 4.21, 6.3, 6.4 se reprodujeron con permiso de John Wiley & Sons Ltd, del libro editado por H.H. Thomas, *The Engineering of Large Dams*, © 1976; *Water Power Dam Construction* (6.2); C.D. Smith (6.6, 6.7); MMG Civil Engineering Systems Ltd (8.20); E. Mosonyi (9.12, 9.13, 12.17); International Institute for Land Reclamation and Improvement, the Netherlands (10.14, 10.15); Morgan-Grampian Book Publishing (11.1, 11.5); Delft Hydraulics (11.7); Macmillan (14.12); C.A.M. King (14.13); C. Sharpe (11.2).

Lista de tablas

1.1	Grandes presas: estadísticas del Registro Mundial	5
1.2	Resumen del número de presas en el Reino Unido y Estados Unidos.	6
1.3	Presas más altas	7
1.4	Presas con los mayores volúmenes	7
1.5	Presas con la mayor capacidad de embalse	7
1.6	Esfuerzos usuales en las cimentaciones; presas de 100 m de altura	28
1.7	Selección de la presa: características de cada tipo	30
2.1	Características físicas representativas de los suelos	41
2.2	Descripción de la consistencia de suelos arcillosos (BSI, 1981)	46
2.3	Ilustración de propiedades mecánicas para tipo de suelos seleccionados	48
2.4	Mecanismos de fallas de presas de relleno y medidas preventivas	55
2.5	Características de suelos para núcleos	62
2.6	Propiedades mecánicas comunes para rellenos de tierra compactada	62
2.7	Guías para los factores de seguridad: análisis de estabilidad de esfuerzos efectivos	72
3.1	Coeficientes de aceleración sísmica	100
3.2	Factores de presión sísmica, C_e	101
3.3	Combinaciones de cargas	103
3.4	Valores de los parámetros de resistencia al corte	108
3.5	Características de la resistencia al corte de la roca de cimentación	108
3.6	Ejemplos de degradación de la resistencia al corte	108
3.7	Factores de fricción al corte recomendados, F_{SF}	111
3.8	Comparación de los factores de estabilidad al deslizamiento; perfil de gravedad triangular	113

3.9	Esfuerzos de compresión permisibles	117
3.10	Valores ilustrativos del coeficiente, K_0	124
3.11	Características del concreto para presas	141
3.12	Características de los CCR para presas	145
4.1	Creciente y oleajes estándares para embalses por categoría de presas	157
7.1	Desastres de presas mayores 1959-79	237
7.2	Parámetros principales de monitoreo y su relación con defectos posibles	241
7.3	Frecuencias de monitoreo representativas	248
8.1	Tipos de vertedero	277
9.1	Gradiente de salida permisible para diversos tipos de suelos	308
9.2	Factores de corrección para flujos sumergidos (no modulares)	315
9.3	Valores de β para flujo paralelo	327
10.1	Tipos de flujo en la tubería de una alcantarilla	358
10.2	Coeficiente de pérdida del puente, K_B	364
10.3	Valores de K en función de la forma de la pila	366
10.4	Valores de K_N y K_A	368
10.5	Velocidades permisibles para resistir la erosión	370
10.6	Intervalo de valores de C para el flujo libre sobre el terraplén	371
10.7	Factor de corrección, f (flujos no modulares)	371
11.1	Carga en vías navegables interiores: carga anual transportada	396
12.1	Intervalo de valores ϕ , velocidades específicas y saltos	432
12.2	Información de $Q-H-N_s$	434
12.3	Velocidades de embalamiento y variaciones de salto aceptables	434
12.4	Valores críticos de sigma de planta, σ_c	436
13.1	Tipos de bombas y sus aplicaciones	475
13.2	Velocidades específicas para bombas rotodinámicas	476
14.1	Factor r para varias unidades de acorazamiento	534
14.2	Valores de K_D en la fórmula de Hudson (SPM): sin daño y desbordamientos menores	536
14.3	Coeficientes de K'_D y la porosidad para las unidades de acorazamiento	537
15.1	Factores de escala	576

Lista de símbolos principales

<i>a</i>	constante, abertura de la compuerta, celeridad de la onda de presión, amplitud de la onda
<i>A</i>	área de la sección transversal
<i>b</i>	ancho, ancho del canal, constante, longitud de la cresta de una onda
<i>B</i>	ancho superficial del agua
\bar{B}	coeficiente de presión de poros
<i>c</i>	cohesión aparente, coeficiente, constante, resistencia al corte unitaria, celeridad de la onda
<i>C</i>	coeficiente de Chezy, coeficiente, concentración
C_d	coeficiente de descarga
C_D	coeficiente de arrastre
C_v	coeficiente de consolidación, coeficiente de velocidad
<i>d</i>	profundidad, diámetro, tamaño de partículas de sedimento
<i>D</i>	diámetro, desplazamiento de las embarcaciones
<i>E</i>	eficiencia del rastrillo (núcleo), energía, módulo de Young
<i>e</i>	pérdida de energía, espesor de la pared de la tubería
<i>f</i>	factor de corrección, frecuencia, función, factor de sedimentación de Lacey
<i>F</i>	factor de seguridad, luz, fuerza, función
F_D	fuerza de arrastre
<i>Fr</i>	número de Froude
NSL	nivel de suministro total
<i>g</i>	aceleración de la gravedad
NA	nivel del agua del terreno
<i>h'</i>	cabeza de presión de empuje
<i>h</i>	cabeza, sumersión de la bomba, elevación del nivel del agua por encima del nivel de la superficie en reposo, escalón
<i>H</i>	energía total (cabeza), cabeza (de un vertedero, etc.), altura de la onda (terraplén)
H_s	cabeza de filtración, altura significativa de la onda, ascenso estático
NCA	nivel de crecientes altas
<i>i</i>	gradiente hidráulico
<i>I</i>	afluencia, factor de influencia, momento de inercia

Lista de símbolos principales

k	coeficiente (de permeabilidad), rugosidad efectiva de la tubería, número de onda
K	módulo volumétrico, conductividad de un canal, coeficiente
K_c	número de Keulegan-Carpenter
l	longitud
L	longitud, longitud de onda
m	masa
m_v	coeficiente de compresibilidad volumétrica
M	momento
n	coeficiente de rugosidad de Manning
N	exponente hidráulica de velocidad en revoluciones por minuto
N_d	número de incrementos de potencia en una red de flujo
N_f	número de canales de flujo en una red de flujo
N_s	velocidad específica
NNA	nivel normal del agua
O	descarga
p	número de polos, intensidad de la presión
p_v	presión de vapor
P	fuerza, potencia, perímetro mojado
q	caudal específico
Q	caudal
Q_s	caudal de sedimentos
r	factor, radio
r_u	razón de presión de poros
R	radio hidráulico, resistencia, resultante, radio
Re	número de Reynolds
R_s	profundidad de socavación de régimen
S	resistencia al corte máxima, pendiente
S_c	pendiente crítica
S_f	pendiente de fricción
S_0	pendiente del lecho
Sh	número de Strouhal
NAR	nivel del agua en reposo
t	tiempo, espesor
T	sequía, tiempo, periodo de la onda
u	velocidad local (dirección x)
u_w	presión de poros
U	velocidad del viento
U_*	velocidad de corte
v	velocidad (dirección y)
V	velocidad media de la sección transversal, almacenamiento, volumen
V_c	velocidad crítica
w	contenido de humedad, velocidad (dirección z)
w_s	velocidad de la caída de los sedimentos

W	ancho de régimen, peso
x	distancia, coordenada x
y	profundidad de flujo, coordenada y
y'	profundidad del tanque amortiguador
y^+	profundidad del centro de la sección A
y_c	profundidad crítica
y_m	profundidad media ($=A/B$)
y_s	profundidad de socavación máxima (local), puesta a punto de la turbina
z	profundidad, elevación relativa al nivel de referencia, coordenada z
α	ángulo, constante, coeficiente de energía (Coriolis), coeficiente (sísmico), ángulo de la cresta de la onda
β	ángulo, coeficiente de <i>momentum</i> (Boussinesq), pendiente, ángulo
γ	peso específico (unitario) ($=\rho g$)
δ	espesor de la capa límite, asentamiento por deflexión
δ'	espesor de la subcapa laminar
Δ	densidad relativa del sedimento en el agua $[(\rho_s - \rho)/\rho]$
ε	deformación
η	coeficiente de reducción de área, eficiencia
θ	ángulo, coeficiente de velocidad
λ	factor de fricción de Darcy-Weisbach, factor de transformación de la escala de la red de flujo
μ	viscosidad dinámica del agua
ν	viscosidad cinemática del agua, relación de Poisson
ξ	coeficiente (pérdida de cabeza), parámetro
ρ	densidad del agua
ρ_s	densidad de la partícula de sedimento
σ	número de cavitación, relación de conductividad, coeficiente de seguridad, esfuerzo
$\sigma_{1,2,3}$	esfuerzos principales mayor, intermedio y menor
σ'	esfuerzo efectivo, coeficiente de seguridad
τ	esfuerzo cortante, intervalo de tiempo
τ_c	esfuerzo de corte crítico
τ_0	esfuerzo de corte en la frontera
ϕ	ángulo de resistencia al corte o fricción interna, función, parámetros de transporte de sedimento, factor de velocidad
ψ	parámetro de flujo
ω	velocidad angular (radianes s^{-1})

Parte uno

Ingeniería de presas

Elementos **1** de ingeniería de presas

Una de las primeras y principales actividades de la ingeniería civil es la construcción de presas. Todas las grandes civilizaciones se han caracterizado por la construcción de embalses de almacenamiento para suplir sus necesidades, en las primeras épocas para satisfacer las demandas de irrigación surgidas del desarrollo y expansión de la agricultura organizada. Al operar en las condiciones de restricción impuestas por circunstancias locales, especialmente de clima y topografía, el poderío económico de las civilizaciones sucesivas estaba ligado a la experiencia y conocimientos en materia de ingeniería de recursos hidráulicos. La prosperidad, la salud y el progreso material se ligaron cada vez más a la habilidad de almacenar y conducir el agua.

En un contexto internacional, la utilización apropiada y oportuna de los recursos hidráulicos sigue siendo una de las contribuciones más vitales del ingeniero civil a la sociedad. La construcción de presas representa una inversión mayor en la infraestructura básica de todas las naciones. La tasa de finalización de la construcción de presas de todos los tamaños continúa en permanente expansión en muchísimos países, incluidas algunas de las naciones más industrializadas.

Cada presa es una estructura única. Independientemente de su tamaño y tipo, su respuesta a las cargas y su relación interactiva con la hidrología y geología del sitio son de gran complejidad. Por esto, y como reflejo de la naturaleza más o menos indeterminada de muchas de las variables de diseño más importantes, la ingeniería de presas no es una ciencia formal y definida. Tal como se practica, es una actividad de gran especialización que se nutre de muchas disciplinas científicas y las equilibra teniendo en cuenta un elemento bastante importante: el criterio ingenieril. Por tanto, la ingeniería de presas es un campo con grandes retos y esfuerzos.

1.1 Introducción

1.2.1 FILOSOFÍA ESTRUCTURAL Y TIPOS GENÉRICOS DE PRESA

El propósito principal de una presa puede definirse como el de proveer retención y almacenamiento de agua de una manera segura. Si los efectos de la sedimentación o limitaciones similares, dependientes del tiempo en su utilidad operacional, no se toman en cuenta, no hay un periodo de diseño estructural nominal para las presas. Como corolario de este hecho, cualquier presa debe representar una solución de diseño específica para las circunstancias del lugar. Por tanto, el diseño debe representar un

1.2 Perspectivas generales

equilibrio óptimo entre las consideraciones técnicas locales y las económicas en el momento de la construcción.

Los embalses se pueden clasificar fácilmente de acuerdo con su propósito principal, es decir, irrigación, suministro de agua, generación hidroeléctrica, regulación de ríos, control de inundaciones, etc. Los tipos de presa son numerosos y su clasificación es, a menudo, definida con menor claridad. Dependiendo de los principales materiales de construcción utilizados, es posible hacer una amplia clasificación inicial en dos grupos.

1. Presas de relleno que se construyen con terraplenes de suelos o enrocados. Las pendientes de los paramentos aguas arriba y aguas abajo son similares y con un ángulo moderado, lo que produce una sección ancha y un volumen de construcción grande con respecto a su altura.
2. Presas de concreto que se construyen con concreto macizo. Los taludes de los paramentos son diferentes, en general muy fuertes aguas abajo y casi verticales aguas arriba. Estas presas tienen perfiles relativamente esbeltos según el tipo.

En el segundo grupo se incluyen también presas más antiguas, construidas en mampostería, del tipo estructural apropiado. Los principales tipos de presa incluidos dentro de los dos grupos genéricos se presentan en la tabla 1.1. Las características esenciales de cada grupo y tipo estructural se analizan con más detalle en las secciones 1.3 y 1.4.

Las presas de relleno son más numerosas debido a razones técnicas y económicas, y representan alrededor de 90% de todas las presas construidas. Son más antiguas y de concepción estructural más simple que incluso las primeras presas de mampostería; utilizan materiales disponibles localmente y sin tratamientos. A medida que fueron evolucionando, las presas de relleno fueron demostrando su adaptabilidad a una gran variedad de sitios y circunstancias. En contraste, las presas de concreto y sus predecesoras en mampostería son más exigentes en cuanto a las condiciones de cimentación (fundación). Históricamente, también han demostrado que dependen de habilidades de construcción más especializadas y costosas.

1.2.2 PERSPECTIVA ESTADÍSTICA

No existen estadísticas disponibles para confirmar el número total de presas en operación en el mundo. Los datos estadísticos precisos están restringidos a las presas 'grandes' inscritas en listas nacionales en el World Register of Dams (Registro Mundial de Presas) publicado por la ICOLD, International Commission on Large Dams (Comisión Internacional de Grandes Presas 1984, 1988 a),

La ICOLD es una organización no gubernamental muy influyente que representa aproximadamente 80 naciones constructoras de grandes presas. Su objetivo es promover e intercambiar ideas y experiencias en todas las áreas de diseño, construcción y operación de presas, así como en los tópicos ambientales relacionados. La ICOLD define las grandes presas como aquellas que exceden 15 m de altura o aquellas

Tabla 1.1 Grandes presas: estadísticas del World Register (Registro Mundial) (ICOLD, 1984, 1988a)

<i>Grupo</i>	<i>Tipo</i>	<i>Código ICOLD</i>	<i>Número</i>	<i>%</i>
Presas de relleno	Relleno de tierra	TE	28 845	82.9
	Enrocado	ER		
Presas de concreto (incluyendo presas en mampostería)	Gravedad	PG	3 953	11.3
	Arco	VA	1 527	4.4
	Contrafuerte	CB	337	1.0
	Arco múltiple	MV	136	0.4
Total grandes presas (ICOLD, 1984)			34 798	
(ICOLD, 1988a)			36 235	

presas entre 14 y 15 m de altura, que satisfagan algún otro criterio, como por ejemplo, que el volumen de almacenamiento sea mayor a $1 \times 10^6 \text{ m}^3$ o que la capacidad de evacuación de crecientes sea mayor a $2000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, etc. El Registro Mundial ha identificado 36 235 grandes presas ya finalizadas o en construcción. De este total, el cual excluye presas de desechos de minería de uso industrial que se registran en forma separada, más de 19 000 pertenecen a China y 5459 se hallan en Estados Unidos. Esta información puede compararse con un total de 5196 grandes presas registradas en 1950.

Se han publicado muy pocos estimativos confiables acerca del número total de presas de todos los tamaños en cada nación. El número total estimado en el Reino Unido y en Estados Unidos, con base en encuestas nacionales, se presenta en la tabla 1.2, junto con la información sobre grandes presas en estos países. A partir de estas estadísticas se puede concluir de manera razonable que el número total de presas existentes en el mundo sobrepasa 300 000.

El rápido crecimiento en el número de grandes presas ha estado acompañado por un incremento progresivo en el tamaño de las presas y embalses más grandes. La magnitud física de los proyectos más grandes se manifiesta en las estadísticas de alturas, volúmenes y capacidad de almacenamiento que se presentan en las tablas 1.3, 1.4 y 1.5, respectivamente. Las presas de desechos de minería para usos industriales se excluyen de la tabla 1.4.

Al apreciar el incremento progresivo del número de grandes presas y el tamaño de la más grande, debe reconocerse que la gran mayoría de las presas nuevas constituye aún estructuras relativamente pequeñas. La mayoría está en el rango de 5-10 m. Las presas de relleno de tierra continúan siendo dominantes, pero han sido desplazadas por las de enrocado en las estructuras más grandes debido a que ofrecen varias ventajas.

Es importante reconocer también que actualmente, la mayoría de las presas más grandes ha debido construirse en sitios menos favorables y de acceso más difícil. Por razones obvias, en general los sitios más atractivos fueron explotados primero.

Tabla 1.2 Resumen del número de presas en el Reino Unido y Estados Unidos

	<i>Grandes presas (ICOLD, 1988a)</i>	<i>Número total estimado de presas (encuestas nacionales)</i>
Reino Unido	535	> 5 500
Estados Unidos	5 459	> 68 000

Una buena porción de los sitios utilizados en la actualidad habrían sido rechazados en el pasado por razones económicas o aun por ser poco apropiados para una presa. La habilidad para construir con éxito sobre terrenos poco adecuados refleja los avances en el entendimiento de la geotecnia y la confianza en los procesos modernos de mejoramiento del terreno.

1.2.3 PERSPECTIVA HISTÓRICA

La historia de la construcción de presas se remonta en la antigüedad hasta las primeras civilizaciones del Medio Oriente y del Lejano Oriente. Innumerables pequeñas presas, invariables estructuras de rellenos simples, se construyeron para irrigación, por ejemplo en China, Japón, India y Sri Lanka. Algunas de estas primeras presas existen todavía.

Se considera que la presa conocida más antigua realmente importante es la construida en Sadd-el-Kafara, Egipto, aproximadamente en 2600 a. C. Consistía en una zona central rellena con material suelto, rodeada por espaldones de roca y con paramentos protegidos por mampostería ordinaria. La altura total de Sadd-el-Kafara era de 14 m. Se le abrió una brecha, tal vez como consecuencia de una inundación que la desbordó, luego de un periodo de servicio relativamente corto.

Las primeras civilizaciones construyeron un buen número de otras presas importantes en el Medio Oriente, especialmente en Iraq, Irán y Arabia Saudita. La presa de relleno de Marib, construida en Yemen en 750 a. C. para prestar servicio a un proyecto mayor de irrigación, es un caso que vale la pena destacar puesto que su altura total final era de 20 m. La primera presa de mampostería de importancia, Kesis Gölü (Norte) en Turquía de 10 m de altura data de este mismo periodo.

Más tarde, los romanos contribuyeron de manera significativa en el Medio Oriente y en los países que bordean el Mediterráneo. Un buen número de sus presas continúa en servicio y probablemente en ellos recae el crédito de adaptar por primera vez el principio del arco a la construcción de presas. La presa en arco de Baume, Francia, que tiene 12 m de altura y 18 de largo, fue terminada por los romanos en el siglo II d. C.

En el Lejano Oriente, la construcción de presas de importancia se remonta a 380 a. C. Las actividades se centraron, al principio, en Sri Lanka, donde un periodo trascendente de construcción de presas comenzó con la presa de relleno de Basawak de 10 m de altura y culminó con las presas de relleno en Giritale y Kantalai (de 23 m y 20 m de altura, respectivamente) en 610 d. C. Los japoneses e indios

Tabla 1.3 Presas más altas (tomado de Mermel, 1994)

<i>Presa</i>	<i>País</i>	<i>Tipo</i>	<i>Periodo</i>	<i>Altura (m)</i>
Nurek	Antigua Unión Soviética	TE	1980	300
Gran Dixence	Suiza	PG	1962	285
Inguri	Antigua Unión Soviética	VA	1980	272
Tehri	India	TE-ER	En construcción	261
Chicoasén	México	TE-ER	1980	261

14 presas tienen más de 200 m de altura.

Tabla 1.4 Presas con los mayores volúmenes (tomado de Mermel, 1994)

<i>Presa</i>	<i>País</i>	<i>Tipo</i>	<i>Altura (m)</i>	<i>Periodo</i>	<i>Volumen ($\times 10^6 m^3$)</i>
Kambaratinsk	Antigua Unión Soviética	TE-ER	255	En construcción	112.2
Tarbela	Pakistán	TE-ER	143	1976	105.9
Fort Peck	EE. UU.	TE	76	1937	96.1
Tucurui	Brasil	TE-ER-PG	106	1984	85.2
Ataturk	Turquía	TE-ER	184	1990	84.5

Excluyen las presas de desechos de minería. 19 presas tienen volúmenes mayores a $50 \times 10^6 m^3$.

Tabla 1.5 Presas con la mayor capacidad de embalse (tomado de Mermel, 1994)

<i>Presa</i>	<i>País</i>	<i>Tipo</i>	<i>Altura (m)</i>	<i>Periodo</i>	<i>Capacidad del embalse ($\times 10^9 m^3$)</i>
Owen Falls	Uganda	PG	31	1954	2700.0 ^a
Kakhovskaya	Antigua Unión Soviética	TE-PG	37	1955	182.0
Kariba	Zimbabwe-Zambia	VA	128	1959	180.6
Bratsk	Antigua Unión Soviética	TE-PG	125	1964	169.3
Aswan (Alto)	Egipto	TE-ER	111	1970	168.9

19 embalses tienen una capacidad de almacenamiento mayor a $50 \times 10^9 m^3$.

^a La mayor parte representa la capacidad natural del lago.

acometieron la construcción de presas mayores en 750 d. C. e hicieron contribuciones sobresalientes en los primeros desarrollos de presas de tierra.

En el periodo posterior a 1000 d. C., se propagó la actividad de construcción de presas, con un crecimiento rápido en la altura de las presas y en la audacia de sus concepciones. Particularmente notoria fue la construcción de un conjunto de presas de gravedad de mampostería en Irán, y la extraordinaria presa Sultan Mahmud de 31 m en Afganistán que data también de esta época. En los años posteriores comenzó en forma más seria la construcción de presas en muchas partes de Europa, como, por ejemplo, la presa de relleno de 6 m de altura en Alresford, Gran Bretaña, y la de 10 m de altura en Mittlerer Pfauen, Alemania (c. 1298) y en Dvořiště, Checoslovaquia (c. 1367).

La construcción de presas en mampostería en España en el siglo XVI avanzó considerablemente. La magnífica presa de gravedad de Tibi con 42 m de altura se concluyó en 1594 y le siguió un grupo importante de estructuras de mampostería. La presa de arco de Elche, con 23 m de altura y 120 m de longitud, finalizada en 1640, es también de mérito particular. Debido a la expansión rápida del Imperio español, su experiencia en construcción de presas se exportó a América Central y del Sur. Como un caso representativo de su amplitud de visión y su habilidad para planear y movilizar recursos, la actividad de minería de metales centralizada en Potosí (Bolivia) era, a mediados del siglo XVII, abastecida por un grupo de 32 embalses.

Durante el periodo de 1700 a 1800 la ciencia de construcción de presas avanzó en forma más o menos lenta. Los albores de la primera Revolución Industrial y de la era del canal dieron un ímpetu considerable a la construcción de presas de relleno en Gran Bretaña y Europa occidental en el periodo iniciado hacia 1780. Se continuó con el diseño basado en la combinación de reglas empíricas y experiencia probada. A pesar de la ausencia de métodos racionales de diseño, las presas se incrementaron permanentemente en tamaño. Por ejemplo, la presa de relleno en Entwistle, culminada en Inglaterra en 1838, fue la primera de su tipo en exceder 30 m de altura. En el siglo XIX, los ingenieros británicos avanzaron y desarrollaron el diseño y construcción de presas de tierra con muchísimo éxito. Entre los proyectos sobresalientes en el Reino Unido está una serie de siete presas en Longdendale, construidas entre 1854 y 1877, y muchas grandes estructuras similares en la India y otros lugares en todo el mundo.

Los análisis racionales para presas en mampostería se desarrollaron y refinaron en varios países, en especial en Francia, Gran Bretaña y Estados Unidos, desde aproximadamente 1865. El diseño de presas de relleno continuó siendo muy empírico por un tiempo más largo. Los avances en la construcción de terraplenes contaron con la aparición de la teoría moderna de la mecánica de los suelos en el periodo posterior a 1930. Los progresos subsiguientes han sido de relativa rapidez y los mayores avances han sido consecuencia de los adelantos en el entendimiento del comportamiento de los enrocados y de los rellenos de tierra y de la introducción de equipos modernos de gran capacidad para el movimiento de tierras. En el mismo periodo, en parte como consecuencia de grandes desastres, se estableció la importancia vital que para la ingeniería de presas tenían las disciplinas interrelacionadas de mecánica de suelos, mecánica de rocas e ingeniería geológica.

Las técnicas analíticas también han progresado con celeridad en los años recientes, específicamente por el desarrollo del refinado y potente método de los elementos finitos (MEF), que actualmente se utiliza en los análisis más avanzados de todo tipo de presas. A su vez, la aplicación del sofisticado análisis de elementos finitos, ha contado con la amplia disponibilidad y capacidad de los computadores modernos. Sin embargo, aún existen limitaciones para la aplicación de dicho método, las cuales surgen en esencia de la complejidad de la respuesta a la carga de todos los materiales utilizados en la construcción de presas. Tales limitaciones se estudiarán con más detalle en los capítulos 2 y 3.

Dado que una revisión más amplia de la historia de las presas sale del alcance de este texto, se recomienda la extensa revisión histórica internacional sobre el tema, la cual comienza en las primeras épocas, publicada por Smith (1971) o la de Schnitter (1994). La historia preparada por la International Commission on Irrigation and Drainage (Comisión Internacional de Drenaje e Irrigación) (Garbrecht, 1987) proporciona descripciones particularmente detalladas de las primeras presas en el Medio Oriente y Europa central; el texto también incluye una revisión muy útil del desarrollo de las presas en Gran Bretaña. Recuentos con más detalle y amplitud de las primeras presas en Gran Bretaña y de las construidas en el siglo XIX por ingenieros eminentes del mismo periodo están publicados en Binnie (1987a) y Binnie (1981), respectivamente. Este último libro da explicaciones muy valiosas sobre el razonamiento que subyace tras algunos aspectos de diseño para muchas de las presas de relleno más antiguas.

1.3 Tipos y características de presas de relleno

Las presas de relleno pueden definirse como una presa construida a partir de materiales naturales excavados u obtenidos en los alrededores. Los materiales disponibles se utilizan para sacar el mejor provecho de sus características como volumen de relleno de ingeniería en las diversas zonas dentro de la sección de la presa. Los materiales naturales de relleno se colocan y se compactan sin la adición de ningún agente ligador, utilizando una planta mecánica de gran capacidad. En consecuencia, la construcción de los terraplenes es un proceso casi continuo y bastante mecanizado, que utiliza intensivamente equipos pero no mano de obra.

Como se indicó en la sección 1.2.1, las presas de relleno pueden clasificarse en términos generales, como presas de relleno de tierra o de enrocado. La división entre estas dos variantes no es absoluta, muchas presas utilizan materiales de relleno de ambos tipos dentro de zonas internas apropiadamente designadas. La relación conceptual entre materiales de relleno de tierra y de enrocado, empleada en presas de relleno, se ilustra en la figura 1.1. Las presas de relleno secundarias y una pequeña minoría de las más grandes pueden emplear una sección homogénea, pero en la mayoría de los casos se emplea una zona o un núcleo impermeable, combinado con espaldones de soporte que pueden ser de un material de relativa permeabilidad. El propósito de estos últimos es totalmente estructural, para proporcionar estabilidad al material impermeable y a la sección como un todo.

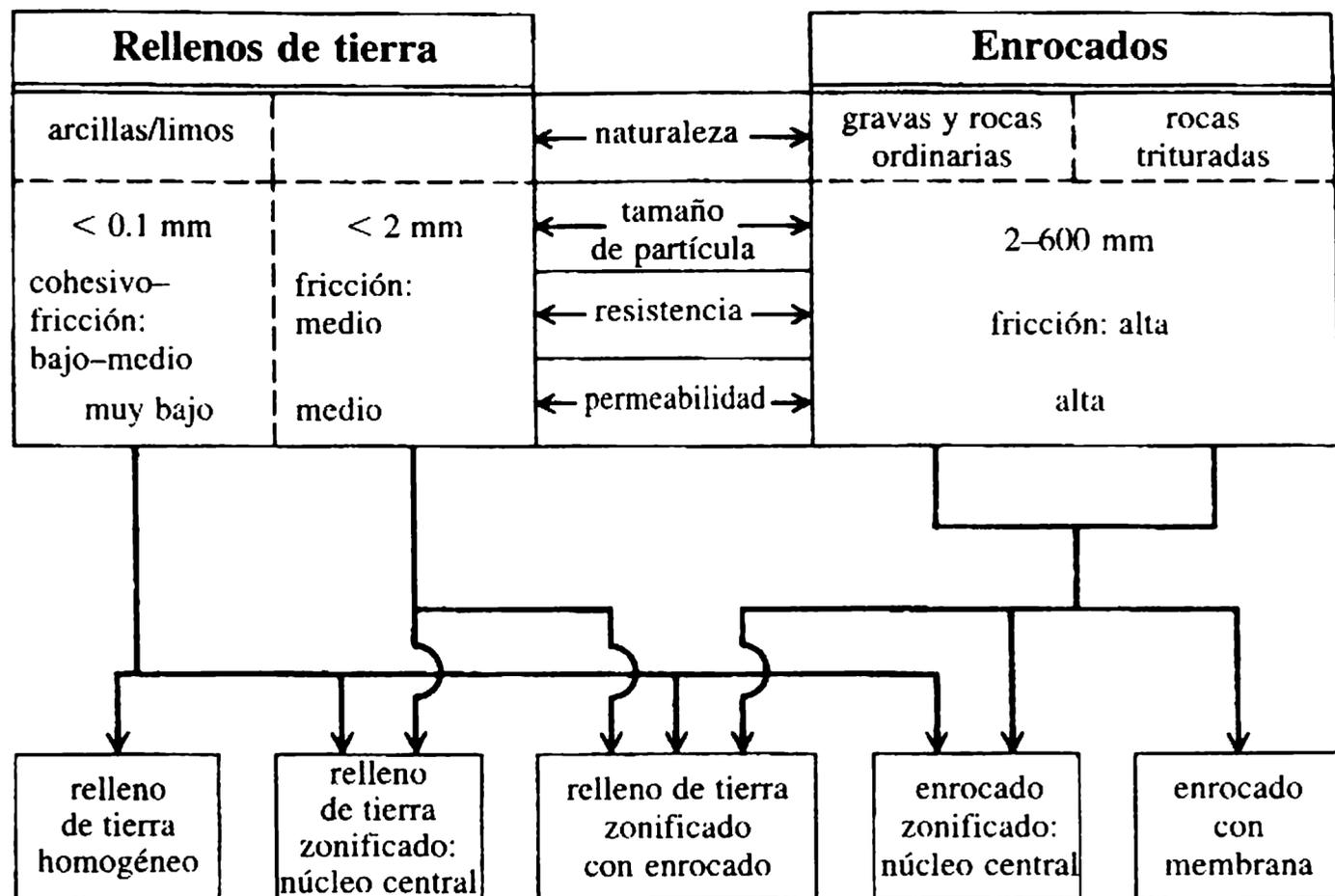


Figura 1.1 Rellenos de tierra y enrocados en la construcción de presas.

Las presas de relleno pueden ser de muchos tipos, según cómo se utilicen los materiales disponibles. La clasificación inicial de relleno de tierra o enrocado suministra una base conveniente para considerar las principales variantes empleadas.

1. *Presas de relleno de tierra.* Una presa puede denominarse de relleno de tierra si los suelos compactados representan más de 50% del volumen colocado de material. Una presa de relleno de tierra se construye principalmente con suelos seleccionados cuidadosamente para la ingeniería, de compactación uniforme e intensiva en capas más o menos delgadas y con un contenido de humedad controlada. Secciones esquemáticas de algunas de las variantes más comunes de este tipo de presas se presentan en la figura 1.2.
2. *Presas de enrocado.* La sección de las presas de enrocado incluye un elemento impermeable discreto de relleno de tierra compactada, concreto esbelto o una membrana bituminosa. La designación como “presa de enrocado” es apropiada cuando más de 50% del material de relleno se pueda clasificar como roca, es decir, material friccional de granulometría gruesa. La práctica moderna es especificar un enrocado bien graduado, de alta compactación en capas más bien delgadas mediante un equipo pesado. En esencia, el método de construcción es, por tanto, similar al de una presa de relleno de tierra.

Los términos presa de “enrocado zonificado” o presa de “relleno de tierra-enrocado” se utilizan para describir presas de enrocado que incorporan zonas relativamente anchas de material impermeable de relleno de tierra compactado. Las presas de enrocado que emplean una membrana delgada aguas arriba, concreto reforzado u otros materiales no naturales se denominan “presas de enrocado con cubierta”.

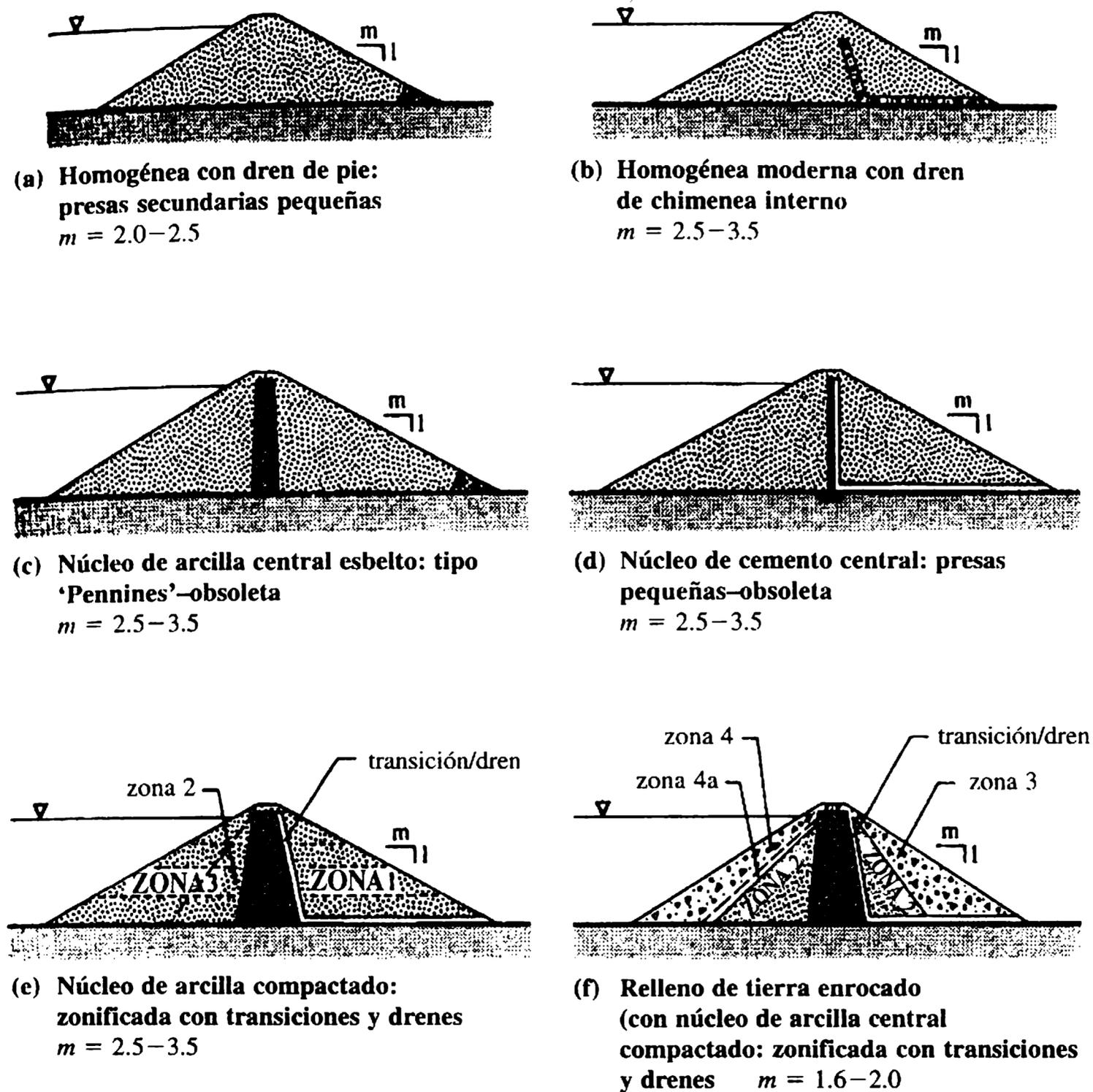


Figura 1.2 Principales variantes de presas de relleno de tierra y relleno de tierra-enrocado (sólo se indican los valores m).

Secciones representativas de diferentes tipos de presas de enrocado se presentan en la figura 1.3. Se deben comparar con los perfiles geométricos representativos indicados en las secciones de las figuras 1.2 y 1.3. El ahorro en la cantidad de relleno enrocado por utilizar en una presa de altura dada es considerable, lo cual se debe a la naturaleza de fricción del enrocado que causa una resistencia al corte relativamente grande y por la alta permeabilidad, que implica la virtual eliminación de problemas de presión de agua en los poros.

Las variantes de presas de relleno de tierra y de enrocado que se emplean en la práctica son demasiado numerosas para identificarlas todas individualmente. Las más importantes se analizan con más detalle en las secciones correspondientes del capítulo 2.

Las presas de relleno poseen muchos méritos sobresalientes que se combinan para asegurar su dominio como tipo genérico. Los más importantes pueden sintetizarse de la siguiente manera:

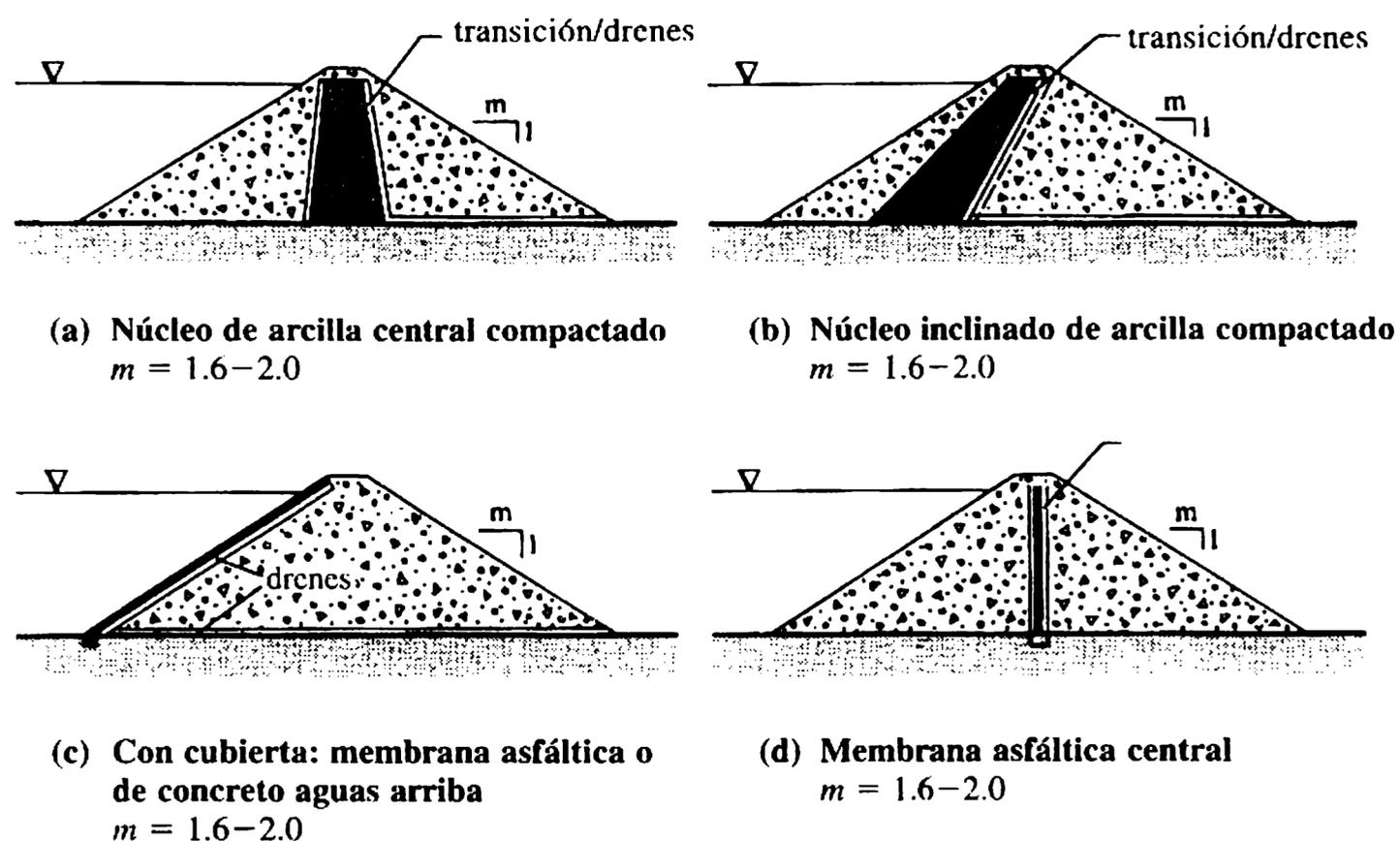


Figura 1.3 Principales variantes de presas de enrocado (sólo se indican los valores m).

1. su conveniencia en todo tipo de sitios, desde valles anchos hasta cañones con laderas relativamente pendientes;
2. su adaptabilidad a un rango amplio de condiciones de cimentación: desde rocas competentes hasta suelos blandos y compresibles o formaciones de suelos relativamente permeables;
3. el uso de materiales naturales, minimizando la necesidad de importar o transportar al sitio grandes cantidades de material procesado o cemento;
4. siempre y cuando se satisfagan los criterios esenciales, el diseño es flexible en extremo y se acomoda con facilidad a diferentes materiales de relleno, por ejemplo, en tierra y/o enrocados, si se zonifican apropiadamente en su interior;
5. el proceso de construcción es de gran mecanización y continuo;
6. principalmente como consecuencia del ítem anterior, los costos unitarios en términos reales de los rellenos de tierra y enrocados se han incrementado con mayor lentitud que los del concreto macizo;
7. si se diseñan apropiadamente, las presas de relleno pueden acomodarse en forma segura a un grado apreciable de asentamiento-deformación sin exponerse a fraccionamientos serios y posibles fallas.

Las desventajas relativas de las presas de relleno son pocas. La más importante incluye su inherente gran susceptibilidad al daño o la destrucción por rebose, por lo que es necesario asegurar el alivio de las inundaciones mediante un vertedero separado, y la vulnerabilidad a filtraciones ocultas y la erosión interna de la presa o su cimentación. En Sherard *et al.* (1963), Thomas (1976), Golzé (1977) y Fell, MacGregor y Stapledon (1992) se ilustran y describen ejemplos de tipos alternativos de presas de relleno.

En muchas de las primeras presas se empleó con éxito la mampostería ordinaria o mampostería al azar. En la segunda parte del siglo XIX, la mampostería se utilizó en la construcción de presas altas de acuerdo con los primeros criterios racionales de diseño. La mampostería ciclópea (es decir de piedras hasta de 10 t de masa individual mezcladas en un mortero) se utilizó generalmente con mampostería ordinaria en las caras por su durabilidad y apariencia (Binnie, 1987b).

Como se muestra en la figura 1.4(a) el concreto macizo, en un principio sin la construcción de juntas transversales de contracción, empezó a desplazar el uso de la mampostería en la construcción de grandes presas que no fueran de relleno, alrededor de 1900, por razones económicas y también por las facilidades en la construcción de perfiles más complejos como el arco. Los primeros concretos utilizados empleaban grandes piedras como “áridos gruesos” (mampostería ciclópea). Desde 1950, el concreto utilizado incorporó cada vez más aditivos minerales como cenizas pulverizadas o escoria para intentar reducir problemas térmicos y disminuir los crecientes costos.

Las principales variantes de presas modernas de concreto se definen a continuación.

1. *Presas de gravedad.* Una presa de gravedad depende por completo de su propio peso para su estabilidad. Su perfil es en esencial triangular, con la geometría que se indica en el esquema en la figura 1.4(a), para asegurar estabilidad y evitar esfuerzos excesivos en la presa o su cimentación. Algunas presas de gravedad son ligeramente curvas por razones estéticas o de otro tipo, sin confiar en la acción del arco para su estabilidad. Cuando se introduce deliberadamente un pequeño grado de acción de arco en el diseño, permitiendo un perfil mucho más delgado, debe emplearse el término de presa de arco-gravedad.
2. *Presas de contrafuerte.* El concepto estructural de las presas de contrafuerte consiste en un paramento continuo aguas arriba soportado a intervalos regulares por un contrafuerte aguas abajo. Las presas de contrafuerte macizo o de cabeza sólida, como se ilustra en las figuras 1.4(b) y 1.4(c), son las variantes modernas más notables de este tipo y, para propósitos conceptuales, pueden considerarse como una versión aligerada de la presa de gravedad.
3. *Presas de arco.* Las presas de arco tienen una considerable curvatura aguas arriba. Estructuralmente trabajan como un arco horizontal, transmitiendo la mayor parte de la carga de agua a los estribos o laderas del valle y no al lecho del valle. Un arco relativamente simple, es decir, sólo con curvatura horizontal y un radio constante aguas arriba, se muestra en la figura 1.4(d). En términos estructurales es más eficiente que las presas de gravedad o las de contrafuerte, al reducir de manera considerable el volumen de concreto requerido. Una derivación particular de la presa de arco simple es la presa de bóveda o arco de doble curvatura [figura 1.4(e)]. La presa de bóveda emplea curvaturas complejas tanto en los planos verticales como en los horizontales. Es la más sofisticada de las presas de concreto y su estructura es en esencia un domo o concha, sumamente económica en concreto. La estabilidad de los estribos es importante para la integridad estructural y la seguridad, tanto para la bóveda como para el arco simple.

1.4 Tipos y características de presas de concreto

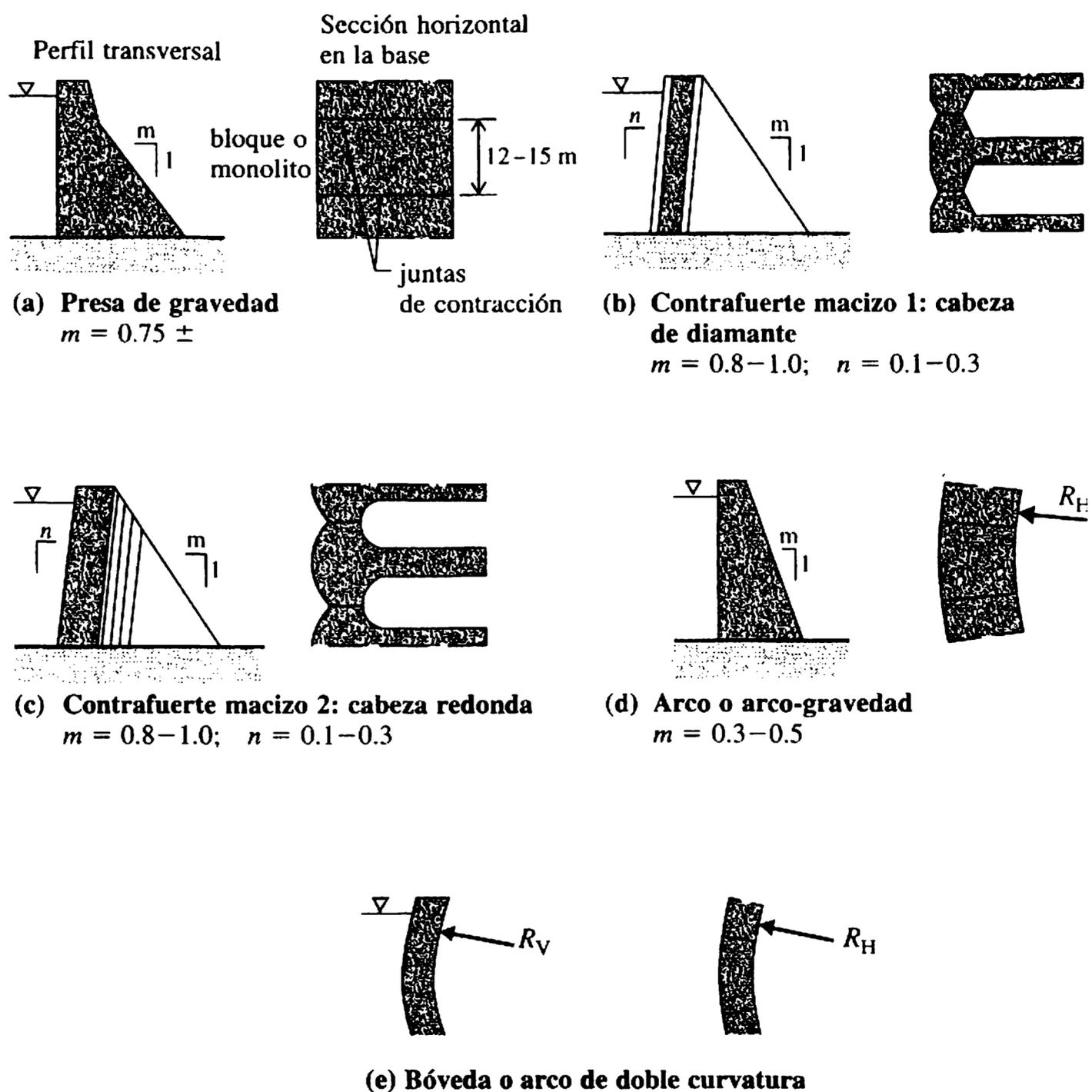


Figura 1.4 Principales variantes de las presas de concreto (sólo se indican los valores de m y n ; R_H y R_V pueden variar a través de los paramentos de la presa).

4. *Otras presas de concreto.* Un gran número de variantes menos comunes de los tipos mayores de presas de concreto se muestra en la figura 1.4. En la figura 1.5 se incluyen la presa de gravedad aligerada, contrafuerte con cubierta, arco múltiple y bóvedas múltiples. Los nombres son autoexplicativos, y su parentesco estructural como derivaciones de alguno de los otros tipos principales es evidente a partir de las figuras. Teniendo en cuenta esto y que son relativamente escasas, estas variantes no se considerarán en este texto.

Las características de las presas de concreto se resumen a continuación teniendo en cuenta los tipos principales, es decir, presas de gravedad, de contrafuerte macizo y de arco o bóveda. Algunas características son compartidas por todos o la mayoría de estos tipos; sin embargo, muchas son específicas a las variantes particulares. Entre las ventajas que comparten la mayoría de las presas de concreto están las siguientes:

1. Exceptuando las presas de arco y bóveda, las presas de concreto son apropiadas para valles tanto de topografía ancha como angosta, siempre y cuando se tenga una roca competente de cimentación que sea accesible y a una profundidad moderada (< 5 m).
2. Las presas de concreto no son sensibles a los reboses debido a condiciones extremas de inundaciones (en contraste con las presas de relleno).
3. Como corolario al segundo punto, todas las presas de concreto pueden acomodar un vertedero de cresta, si es necesario en toda su longitud, siempre y cuando se tomen medidas para controlar la erosión aguas abajo y la posible socavación bajo la presa. Por tanto, se evita el costo de un vertedero y un canal separados.
4. Las tuberías de salida, las válvulas y otras obras complementarias se pueden albergar de manera fácil y segura en cámaras o galerías dentro de la presa.
5. La habilidad inherente para soportar perturbaciones sísmicas sin colapsos catastróficos es generalmente alta.

Las características específicas de cada tipo se determinan, en gran medida, por las diferencias en el *modo de operación* estructural asociado con las variantes de las presas de concreto. En el caso de las presas de gravedad y de contrafuerte, por ejemplo, la respuesta estructural dominante es la acción vertical como voladizo. La reducida área de contacto aguas abajo de las presas de contrafuerte impone esfuerzos locales significativamente más altos sobre las cimentaciones que para una estructura de gravedad equivalente. En consecuencia, una característica de las presas de contrafuerte es ser más exigentes en la calidad requerida de la roca de cimentación subyacente.

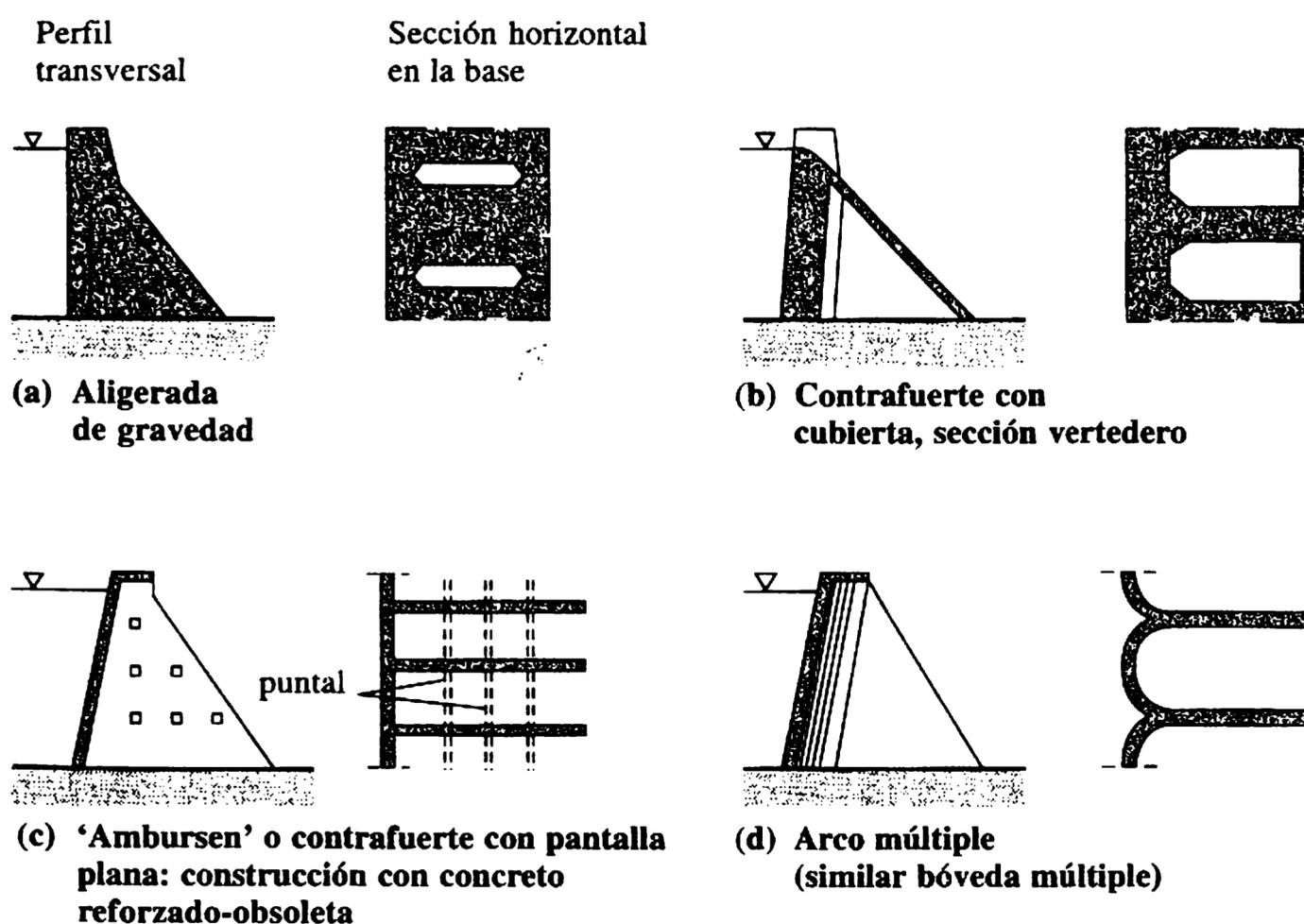


Figura 1.5 Variantes adicionales de presas de concreto.

El comportamiento estructural de las variantes más sofisticadas de arco y bóveda de una presa de concreto es predominantemente una acción de arco, con acción secundaria vertical de voladizo. Este tipo de presas depende en su totalidad de la integridad de la roca de los estribos y de su capacidad de resistir los empujes del arco sin deformaciones excesivas. En consecuencia, es característico que las presas de arco y bóveda sean consideradas apropiadas sólo en una minoría de sitios, valles más o menos angostos, de altas pendientes o cañones, es decir, sitios con una relación ancho-alto a nivel de la cresta de la presa que en general no exceda la relación 4-5.

Una comparación de las características generales de las presas de concreto y las presas de relleno sugiere las siguientes desventajas para las primeras.

1. Las presas de concreto son relativamente exigentes con respecto a las condiciones de cimentación y requieren rocas firmes.
2. Las presas de concreto requieren materiales naturales procesados de calidad y cantidad apropiadas para el agregado, además, transportar al sitio y almacenar cemento y otros materiales.
3. La construcción tradicional en concreto macizo es relativamente lenta, intensiva en mano de obra y discontinua, y requiere ciertas habilidades, por ejemplo, encofrado y mezcla del concreto.
4. Los costos unitarios totales para las presas de concreto macizo, por ejemplo, el costo por metro cúbico, son mucho más altos que en las de relleno. Aunque los volúmenes de concreto que se requieren en una presa de una altura dada son mucho menores, estos costos rara vez se equilibran.

Una evaluación de las características generalizadas, considerando las figuras 1.3 y 1.4, sugiere unas conclusiones adicionales sobre las ventajas de las presas de relleno y las de concreto. Sin embargo, deben tenerse en cuenta las limitaciones de las generalizaciones sobre los méritos de uno y otro tipo. Se debe mantener la mente abierta al considerar las diferentes posibilidades de tipos de presa en un sitio específico y la evaluación debe dar un valor apropiado a las circunstancias locales. Aparte de las consideraciones económicas, otros factores que no son de ingeniería pueden ser de importancia, como se planteará en la sección 1.6.

Las variantes de presas de concreto ilustradas y sus méritos se comparan en forma más amplia con las presas de relleno en Thomas (1976), Golzé (1977) y USBR (United States Bureau of Reclamation) (1987).

1.5 Vertederos, desagües y obras complementarias

Las presas requieren ciertas estructuras e instalaciones complementarias para realizar sus funciones operacionales en forma segura y efectiva. En particular, debe tenerse en cuenta el paso seguro de las crecientes extremas, el vaciado controlado y la descarga de agua en cumplimiento de los propósitos del embalse. Los vertederos y las obras complementarias son, por tanto, obras esenciales. Otras instalaciones complementarias se incorporan cuando sea necesario para el propósito de la presa y de acuerdo con su tipo.

En esta sección se identifican y se describen brevemente las estructuras y obras complementarias más importantes asociadas con las presas y sus embalses. De esta manera, servirá como introducción a los capítulos siguientes que tratan el diseño de las presas (capítulos 2 y 3), vertederos y desagües (capítulo 4), disipadores de energía (capítulo 5) y compuertas y válvulas (capítulo 6).

Las medidas para la descarga permanente de las inundaciones y las obras de desagüe para la desviación de los ríos durante la construcción pueden tener dificultades técnicas y, por consiguiente, ser costosas.

1.5.1 VERTEDEROS

El propósito de un vertedero es pasar el agua de las inundaciones de una manera segura aguas abajo cuando el embalse está lleno. Tiene dos componentes principales: el vertedero de control y el canal del vertedero, cuyo propósito es conducir los canales de inundación de una manera segura aguas abajo de la presa. Puede incorporar un cuenco amortiguador o cualquier otra estructura de disipación de energía. La capacidad del vertedero debe acomodar la inundación máxima de diseño, el nivel del vertedero estará determinado por el máximo nivel de retención de la presa, es decir, el máximo nivel normal de agua (NNA).

De ordinario, los vertederos son libres, es decir, funcionan automáticamente cuando el agua se eleva por encima del nivel normal de agua, pero pueden controlarse mediante compuertas. En algunos casos se proporciona una capacidad adicional de vertedero de emergencia mediante un tapón fusible, es decir, una orilla erosionable subsidiaria diseñada para ser arrastrada por el agua cuando se alcance un nivel de inundación extremo predeterminado. Se pueden prever alternativas de emergencia, consistentes en compuertas giratorias diseñadas para ser volteadas por la presión hidrostática en condiciones de crecientes extremas. Casi siempre las presas de concreto incorporan un vertedero de cresta o de caída libre, pero las presas de relleno en general requieren una estructura de vertedero de pozo independiente o un canal lateral adyacente a la presa.

1.5.2 OBRAS DE DESAGÜE

Las estructuras de desagüe controlado se requieren para permitir la evacuación del agua cuando operacionalmente sea necesario. Se debe tener en cuenta la necesidad de acomodar todas las obras de tuberías y la tubería forzada con sus válvulas y compuertas de regulación asociadas. Estos dispositivos pueden acomodarse con facilidad dentro de una presa de concreto, como se anotó en la sección 1.4. Para presas de relleno es una práctica normal proveer una estructura de control externa o torre de válvulas, que puede estar bastante separada de la presa, para controlar la entrada a un túnel de desagüe o a una alcantarilla.

En la mayoría de las presas una descarga de fondo proporciona una medida adicional de control y, cuando sea posible, permitirá el vaciado del embalse. Una descarga de fondo debe tener una capacidad tan alta como sea factible. En la mayoría de los casos es necesario utilizar válvulas especiales de desagüe y/o estructuras para evitar posibles daños al lecho de la corriente y a las orillas aguas abajo de la presa.

1.5.3 DESVIACIÓN DE RÍOS

Esta medida es necesaria para permitir que la construcción se ejecute en condiciones secas. El túnel de desagüe puede adaptarse temporalmente para dicho propósito durante la construcción, y después emplearse como una estructura de descarga cuando la presa esté completa. Si no existe tal túnel de capacidad adecuada, es necesario tomar medidas alternativas adicionales, que pueden involucrar la construcción de ataguías temporales aguas arriba o aguas abajo o, en el caso de presas de concreto, omitir un bloque para dejar una brecha temporal o túnel a través de la estructura.

1.5.4 RASTRILLOS

Las infiltraciones por debajo y por los costados de una presa deben controlarse. Esto se logra mediante la construcción de un rastrillo (trinchera) por debajo de la estructura, el cual puede ser continuado si es necesario, en cualquiera de los costados. En general, los rastrillos en las presas de relleno se forman con dentellones anchos rellenos con arcilla compactada, si un estrato impermeable yace a profundidades moderadas, o con inyecciones a profundidades más grandes. Los rastrillos con pantallas de inyección se forman usualmente en la cimentación de roca bajo presas de concreto.

1.5.5 DRENAJE INTERNO

En el interior de cualquier presa siempre se presentan infiltraciones. Los flujos de infiltración y sus presiones internas resultantes deben dirigirse y controlarse. Los sistemas de drenaje interno para este propósito son un aspecto esencial de todas las presas modernas. En las presas de relleno, el drenaje se efectúa mediante zonas permeables localizadas apropiadamente, las cuales conducen a tapices de drenaje horizontales o desagües. En las presas de concreto se forman drenajes verticales en el interior del paramento de aguas arriba, y la presión de filtración se alivia en una galería interna o en un desagüe de drenaje. En el caso de presas de arco, las presiones de infiltración en la roca de los estribos se alivian con frecuencia por sistemas de drenajes perforados y/o ventanas de drenaje o túneles.

1.5.6 GALERÍAS INTERNAS Y POZOS

Además de funcionar como drenajes longitudinales para efectuar el control local de infiltración, las galerías y los pozos se utilizan como medios para permitir la inspección interna, particularmente en presas de concreto. Las galerías, los pozos y cualquier cámara asociada para colocar las válvulas o compuertas de descarga también pueden utilizarse para acomodar instrumentación con propósitos de monitoreo estructural y de vigilancia (capítulo 7).

Las estructuras complementarias y aspectos de diseños referidos serán tratados y descritos más adelante en los capítulos siguientes. Ilustraciones adicionales de estos trabajos complementarios también pueden encontrarse en Thomas (1976), Sherard *et al.* (1963), USBR (1987), Fell, MacGregor y Stapledon (1992) y Kennard, Owens y Reader (1996).

1.6.1 APRECIACIÓN GENERAL DEL SITIO

Un sitio satisfactorio para un embalse debe cumplir ciertos requisitos funcionales y técnicos. La conveniencia funcional de un sitio se rige por el balance entre sus características naturales específicas y el propósito del embalse. La hidrología de la cuenca, la cabeza disponible y el volumen de almacenamiento, etc., deben ajustarse a los parámetros de operación impuestos por la naturaleza y la escala del proyecto. La conveniencia técnica se establece por la presencia de un sitio (o sitios) para la presa, la disponibilidad de materiales apropiados para la construcción de la misma y por la integridad del cuenco del embalse con respecto a filtraciones. Las características hidrológicas y geológicas o geotécnicas de la cuenca y del sitio son los factores determinantes para establecer la conveniencia técnica de un sitio para un embalse. Se debe añadir una evaluación anticipada de los impactos ambientales, ocasionados por la construcción y operación de la presa. Las consideraciones ambientales se plantean en Golzé (1977), y los aspectos particulares y experiencias se analizan en ICOLD (1988b). Las principales etapas que involucran la valoración de un sitio y que conducen a la selección óptima del sitio y tipo de presa se indican esquemáticamente en la figura 1.6.

Debe tenerse en cuenta el tiempo considerable que puede transcurrir entre la planeación estratégica inicial, con identificación de los requerimientos del proyecto, y el comienzo de la construcción en el sitio. Una porción importante del tiempo puede atribuirse al proceso 'político' de toma de decisiones y de arreglar la financiación del proyecto.

El objetivo principal de la fase de reconocimiento, que puede extenderse por un periodo sustancial, es recolectar de forma extensiva la información topográfica, geológica e hidrológica. Los mapas a gran escala y cualquier información ya disponible serán el punto de partida, pero se requieren estudios de campo mucho más detallados. En particular, se deben tener en cuenta reconocimientos aéreos con sensores

1.6 Evaluación del sitio y selección del tipo de presa

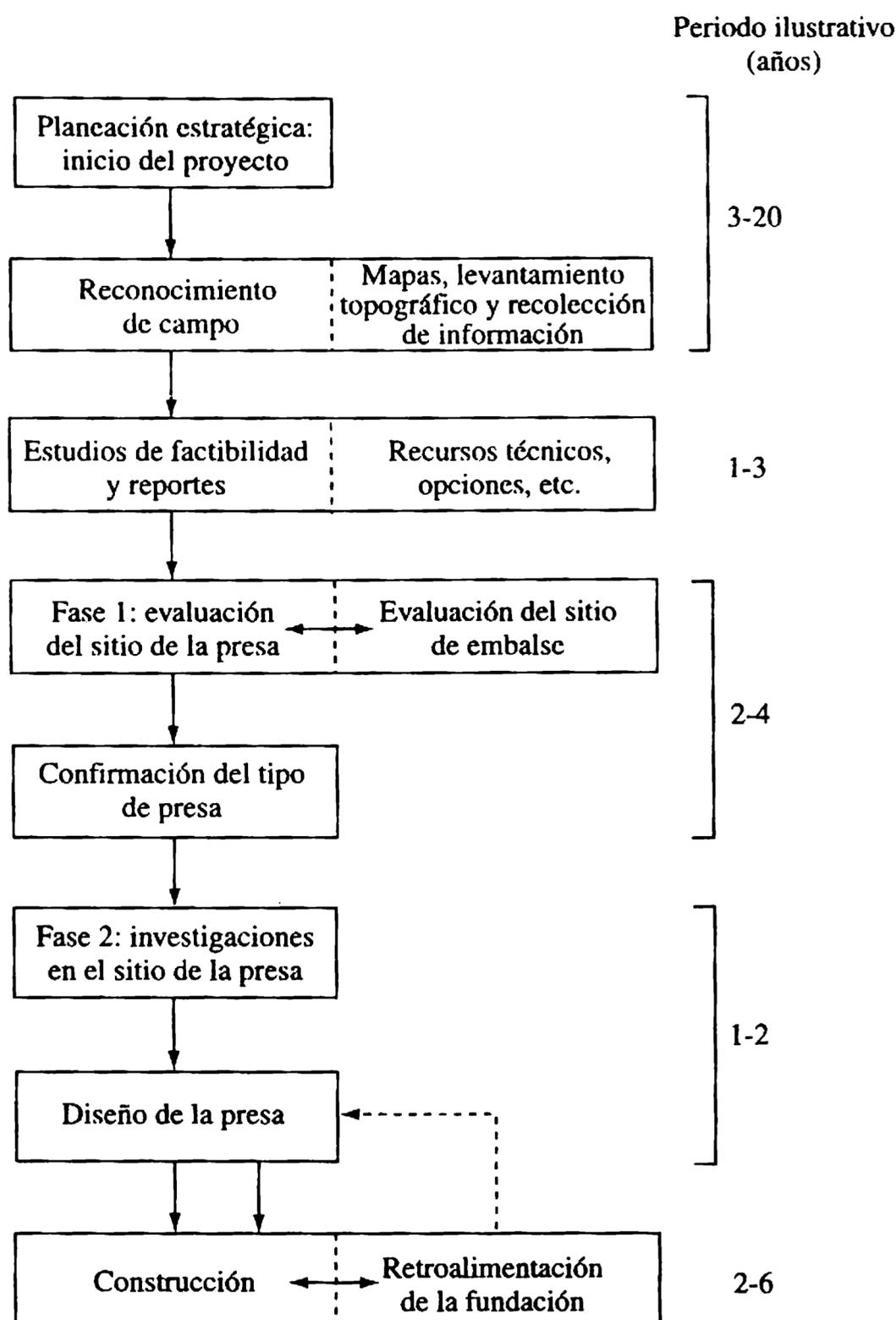


Figura 1.6 Etapas en la apreciación del sitio de la presa y desarrollo del proyecto.

modernos además de las técnicas fotométricas tradicionales, para la preparación de planos precisos y de gran escala (por ejemplo, 1:5000 y mayores). En manos de un intérprete hábil, los reconocimientos aéreos también proporcionan una información muy valiosa sobre la geología, los potenciales sitios de presas y la disponibilidad probable de los materiales de construcción. Se conducen estudios hidrológicos para determinar las características de precipitación y escorrentía, para evaluar la evidencia histórica de inundaciones, etcétera.

Un reporte de factibilidad preparado al concluir la fase de reconocimiento recoge e interpreta toda la información disponible, los datos y registros, y las recomendaciones iniciales sobre la viabilidad económica y técnica del embalse. Se indican las opciones con respecto a la localización, altura y tipo de presa y se esbozan comparaciones en términos de costos estimados y programas de construcción. Dentro de

estos últimos deben tenerse en cuenta las implicaciones de recursos de cada uno, es decir, de requerimientos de desembolsos financieros, de mano de obra, de equipo, etc. A partir de las fortalezas de este reporte, puede tomarse la decisión acerca de investigaciones adicionales más detalladas para confirmar la conveniencia de la cuenca del embalse y el sitio (o sitios) preferido de presa.

Se conducen investigaciones adicionales sobre el cuenco del embalse principalmente para confirmar su integridad con respecto a la retención del agua. Una valoración geológica detallada es necesaria para este propósito, particularmente en formaciones cársticas y con dificultades similares y en áreas con historia de actividad minera. Los puntos a considerar en sitios menos favorables y la solución de los problemas asociados se analizan en ICOLD (1970) y en Fell, MacGregor y Stapledon (1992). Las investigaciones y conclusiones planteadas para el embalse Cow Green (Reino Unido) se describen en Kennard y Knill (1969), y las pérdidas iniciales por filtraciones en el embalse May (Turquía) se abordan en Alpsü (1967).

De ser necesario, se realizan estudios en las orillas de los embalses para confirmar la estabilidad de áreas potencialmente vulnerables, por ejemplo, las adyacentes a la presa en proyecto. La disponibilidad de materiales de construcción, por ejemplo, rellenos apropiados, fuentes de agregado, etc., también se valoran con una considerable profundidad.

Los estudios hidrológicos se continúan cuando se necesitan para confirmar y extender los resultados de las investigaciones iniciales. Dada su naturaleza especializada no se tratan más aquí; se hace referencia a Thomas (1976) y a los capítulos 4 y 8 para más detalles.

1.6.2 GENERALIDADES DE LA EVALUACIÓN DEL SITIO DE PRESA

La viabilidad del sitio de la presa, identificado y recomendado en el estudio de factibilidad debe establecerse, para lo cual se conducen extensas investigaciones que confirmen si el sitio puede desarrollarse a la escala deseable con un costo aceptable. La naturaleza de las formaciones de roca y suelos que sean decisivas para la integridad de la cimentación, deben determinarse mediante la exploración del subsuelo. Se hace énfasis en la confirmación de la geología y de las características geotécnicas del sitio y en la evaluación de las fuentes de materiales de construcción (secciones 1.6.3-1.6.5).

La calidad de la cimentación se determina por la estabilidad, la capacidad portante, la deformabilidad y la impermeabilidad efectiva. Todos estos aspectos se valoran con respecto al tipo y el tamaño de la presa propuesta (sección 1.6.4).

En el caso de un sitio difícil, el programa de evaluación puede prolongarse y ser costoso. Los gastos pueden ser del orden de 1% hasta, excepcionalmente, 2.5 o 3% de los costos anticipados de la presa. El alcance de los aspectos individuales de una investigación refleja circunstancias únicas del sitio. La investigación también puede relacionarse con el tipo específico de presa si las condiciones del sitio restringen las opciones, por ejemplo, la profundidad de las sobrecargas (sección 1.6.6).

Solamente los principios generales que fundamentan la evaluación del sitio se presentan aquí. Una revisión más extensa con resúmenes y casos de ejemplo se encuentra en Thomas (1976). Una indicación de la interacción que se desarrolla entre la evaluación del sitio y las circunstancias locales y el tipo de presa está dada en Bridle, Vaughan y Jones (1985), Coats y Rocke (1983) y Collins y Humphreys (1974) para presas de relleno, o Bass e Isherwood (1978) para presas de concreto y Kennard y Reader (1975) para presas compuestas, parte en concreto y parte de relleno. Walters (1974) presenta resúmenes simplificados de la geología del sitio con respecto a una selección internacional de presas.

En paralelo con estas investigaciones, se requieren estudios extensos y detallados a fin de establecer la localización y la extensión de las fuentes para los materiales potenciales de construcción en sitios razonablemente próximos. El interés puede abarcar desde materiales impermeables de suelos cohesivos hasta arenas y gravas apropiadas en los rellenos permeables o como agregados del concreto. También se puede obtener roca triturada de las excavaciones realizadas en los trabajos subterráneos asociados al proyecto.

Asimismo, las consideraciones económicas y los costos de los materiales de construcción condicionan la viabilidad general del sitio. La sismicidad, los costos de las instalaciones de acceso y otras restricciones locales que incluyen aspectos ambientales influyen también en las decisiones.

En resumen, las investigaciones sobre el sitio de la presa requieren de una planeación cuidadosa y una inversión considerable de tiempo y recursos. Cuando sea posible, técnicas de ensayos *in situ* y de campo deben emplearse para complementar el programa de laboratorio. La interpretación apropiada de la información geológica y geotécnica demanda una cooperación cercana entre el ingeniero geólogo, el especialista en geotecnia y el ingeniero de presas.

1.6.3 INVESTIGACIONES GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS

1. La investigación geológica y geotécnica de un sitio de presa seleccionado para una evaluación detallada está dirigida a determinar la estructura geológica, la estratigrafía, las fallas, los pliegues de los esquistos y las diaclasas, y para establecer las condiciones del terreno y del agua subterránea adyacentes al sitio de la presa, incluyendo los estribos.
2. Los objetivos generales de estas y otras investigaciones similares son:
 - (a) determinar los parámetros de ingeniería que puedan utilizarse de manera segura para evaluar la estabilidad de la cimentación de la presa y, en fundaciones compresibles, como suelos, estimar el asentamiento y la deformación probables;
 - (b) determinar los patrones de infiltración y los parámetros necesarios para valorar el régimen probable de infiltración, incluyendo cantidades y presiones, y
 - (c) confirmar la integridad de contención del cuenco del embalse y la estabilidad de sus orillas.

La importancia relativa de a , b o c , depende del sitio y del tipo propuesto de presa. Un cuarto objetivo general es:

- (d) confirmar la naturaleza, conveniencia y disponibilidad de los materiales de construcción naturales, incluyendo la determinación de parámetros de diseño para materiales de relleno, etcétera.

Algunos de los aspectos generales que pueden identificarse y definirse en el curso de la investigación del sitio son: las interfaces entre suelo y roca, las condiciones de agua subterránea y los terrenos con inestabilidades o cavernas, por ejemplo, formaciones cársticas y todas las discontinuidades significativas, como fallas en rocas, zonas fragmentadas, fisuradas o roca altamente fracturada y el espaciamiento, además de otras características de las superficies de estratificación y las diaclasas dentro del macizo de roca.

3. Las características principales de esta fase de investigación son:

- (a) una relación meticulosa de los afloramientos naturales y de excavación y registro de perforaciones, etc.;
- (b) una correlación cuidadosa entre los afloramientos, perforaciones y otros datos, y
- (c) la excavación de galerías y perforaciones de sondeo, pozos y ventanas de reconocimiento que se consideren necesarios.

En esta etapa se pueden conducir programas de ensayos geofísicos y pruebas *in situ* más extensos, con la intención de ampliar y validar la información de las perforaciones y del laboratorio. Un propósito adicional de estas pruebas de campo en este momento es la confirmación del régimen natural de las aguas subterráneas, por ejemplo mediante la instalación de piezómetros, pruebas de bombeo, etcétera.

Se utilizan ampliamente sondas rotativas y técnicas de tomas de núcleos. Para establecer la estructura vertical de la roca y para confirmar su calidad. La recuperación de los núcleos provee un índice burdo pero útil de la calidad de la roca, en términos de la designación de la calidad de la roca (DCR) (es decir, el porcentaje de núcleos recuperados con una longitud de 10 cm respecto a la profundidad total de la perforación; $DCR > 70$ indica en general una roca firme). Las pruebas *in situ*, por ejemplo para permeabilidad, resistencia y deformabilidad, se utilizan para estimar las características de la roca maciza y se prefieren sobre las pruebas de laboratorio de pequeñas escalas, cuando sea posible. Todos los núcleos se registran de manera sistemática y lo ideal es que se almacenen indefinidamente. Las técnicas de perforación, el muestreo y el ensayo son en esencia los mismos que se emplean en la práctica convencional de investigaciones de campo. Una revisión extensa de estas prácticas se presenta en Clayton, Simons y Matthews (1982) y en el manual de investigación de campo CIRIA (Weltman y Head, 1983). Técnicas más especializadas, por ejemplo para ensayos *in situ* a gran escala se ilustran en Thomas (1976) y en Fell, MacGregor y Stapledon (1972). La aplicabilidad de los diferentes equipos y métodos exploratorios en el contexto de la investigación del sitio para presas se revisa en forma concisa en Wakeling y Manby (1989).

4. La evaluación del riesgo sísmico en una presa importante requiere la identificación de la estructura geológica regional, prestando atención particular a los complejos de fallas. A partir del estudio de los registros históricos y del reconocimiento de campo se establecerá la actividad o inactividad sísmica en la historia geológica reciente. Si los registros históricos de los epicentros aparentes pueden asociarse con las estructuras geológicas existentes, es posible hacer una valoración probabilística del riesgo sísmico en función de las intensidades específicas del evento. En ausencia de información histórica confiable será necesario monitorear la actividad microsísmica como base para la predicción probabilística de los eventos sísmicos mayores. Cualquiera de los dos procesos es impreciso y solamente proporciona una estimación del orden del riesgo sísmico. Como medida de reaseguramiento contra la sismicidad se sugiere que la mayoría de las presas hechas con buenos diseños sobre cimentaciones sólidas pueden aceptar un evento sísmico moderado con aceleraciones pico superiores a $0.2g$, sin daño fatal. Las presas construidas sobre suelos no cohesivos saturados de baja densidad, como limos o arenas están, sin embargo, sujetas a algún riesgo de falla debido a la presión de agua en los poros que se genera y a la licuefacción, con la consecuente pérdida de estabilidad.

1.6.4 INVESTIGACIONES DE LAS CIMENTACIONES

La calidad de la cimentación de un sitio de presa debe valorarse en términos de estabilidad, capacidad portante, compresibilidad (suelos) o deformabilidad (rocas) y la permeabilidad efectiva de la masa. Las técnicas de investigación que deberán adoptarse dependerán de la geomorfología y la geología del sitio específico.

a. Presas sobre arcillas rígidas de buena calidad y rocas meteorizadas

En depósitos extensos y uniformes de arcillas de buena calidad es poco probable que las percolaciones serias sean un problema. Es importante, sin embargo, identificar y considerar la influencia de estratificaciones delgadas y horizontes más permeables que puedan estar presentes, por ejemplo lentes de limo, laminaciones finas, etc. Se requiere muchísimo cuidado al examinar las muestras recuperadas para detectar tales aspectos. La evaluación de los parámetros apropiados de resistencia al corte, para usarlos en el diseño, es de una gran importancia.

Para cimentaciones en rocas, la identificación precisa del perfil de meteorización de la roca puede ser difícil. La determinación *in situ* de los parámetros de resistencia al corte es necesaria; se utilizan pruebas de carga con placas en pozos o ventanas de exploración, o pruebas con dilatómetro o presurómetro conducidas dentro de las perforaciones. Estas técnicas son apropiadas en particular para rocas más suaves que contengan fracturas muy finas y espaciadas muy cercanamente.

b. Presas sobre cimentaciones cohesivas suaves

En general, la presencia de depósitos de arcilla compresibles y suaves asegura que la filtración no requiera una mayor consideración. La naturaleza de estas formacio-

nes también garantiza que las investigaciones sean, en principio, relativamente sencillas.

La consistencia suave de las arcillas puede requerir el uso de técnicas especiales de muestreo. En tales situaciones, el muestreo continuo o las técnicas de ensayos de penetrómetro *in situ* ofrecen ventajas. Las consideraciones de estabilidad y asentamiento requerirán la determinación del esfuerzo de corte drenado y los parámetros de consolidación para la arcilla.

c. Presas sobre cimentaciones permeables

Los problemas asociados con las filtraciones son dominantes cuando la presa está cimentada sobre terrenos relativamente permeables. En una alta proporción de estos casos, las condiciones del suelo son muy complejas, con horizontes permeables o menos permeables presentes e intermezclados.

d. Presas sobre cimentaciones en roca

La naturaleza de la investigación depende de si se propone una presa de relleno o de concreto. Mientras la decisión esté abierta, las investigaciones deben cubrir ambas opciones. Ambas requieren entender por completo la geología del sitio.

Presas de concreto

La estabilidad de la cimentación de las presas de concreto requiere una evaluación cuidadosa de la frecuencia, orientación y naturaleza de las discontinuidades de la roca, además de las características del material de relleno, como arcillas, etc. La toma de muestras mediante equipo rotatorio se usa ampliamente, pero también es necesario evaluar la confiabilidad estructural de la roca en una escala macroscópica mediante sondeos y ventanas de reconocimiento. Estas últimas pueden ser utilizadas luego en las inyecciones o como galerías permanentes de drenaje. La estabilidad de los estribos y su deformabilidad son muy importantes en todos los tipos de presas de concreto en valles angostos con costados pendientes, y en particular, si el diseño considera algún grado de acción de arco. Por tanto, investigaciones detalladas deberán extenderse a los estribos, en especial a la posibilidad de inestabilidades de bloque o cuña a gran escala.

Los ensayos de permeabilidad *in situ* se conducen, en general, mediante sondeos, pero la interpretación apropiada de la información de permeabilidad de campo puede ser muy compleja.

Presas de relleno

La infiltración en las cimentaciones es menos crítica que para las presas de concreto, puesto que las trayectorias de infiltración son mucho más largas. En general, la resistencia al corte en las discontinuidades es de menor importancia, pero la deformabilidad y el asentamiento involucran la determinación del módulo elástico, etc.,

lo que puede ser una consideración importante si se contempla un relleno con cubierta, por ejemplo, con membranas aguas arriba.

La resistencia al corte de las discontinuidades, el módulo elástico y otros parámetros relacionados con la roca, se determinan mejor en ensayos a gran escala *in situ* si se pueden practicar y complementar con ensayos apropiados de laboratorio. En el laboratorio se pueden determinar los módulos utilizando especímenes de roca intacta recuperada de las perforaciones, o por ensayos de carga puntual, etc. Los módulos no inalterados obtenidos de tales especímenes de pequeña escala deberán ajustarse a los valores apropiados de la roca prototipo, regida por el patrón de discontinuidad, mediante la aplicación de un factor de reducción j_c , de manera que:

$$E_{\text{masa}} = j_c E_{\text{lab}}$$

El factor de reducción está relacionado con el espaciamiento de la fractura y otras características físicas y geológicas, incluyendo el grado de meteorización. En algunas circunstancias, puede ser tan bajo como 0.1; en otras, puede ser 0.5 o más.

La durabilidad de la roca utilizada en el enrocado o en el revestimiento deberá evaluarse cuando se contemple una presa de relleno, lo cual requerirá ensayos químicos, de desgaste y de meteorización acelerada para estudiar la degradación a largo plazo.

e. Presas sobre materiales cársticos (rocas de carbonatos, etc.)

La presencia de cavidades extensas debidas a soluciones y fisuras hacen que tales sitios sean particularmente difíciles. Es esencial establecer la amplitud de las características cársticas y su configuración respecto a la continuidad de los vacíos. Los estudios geológicos pueden ser útiles para interpretaciones iniciales de las formas cársticas y como guía para la planeación de una investigación más detallada. Las interpretaciones aéreas a menudo revelan cavidades cársticas poco profundas y, también, los métodos geofísicos son de gran valor. Será necesario confirmar el tamaño y la naturaleza de todas las características identificadas al comienzo mediante técnicas geofísicas u otras indirectas mediante perforaciones y otros métodos de investigación directos.

1.6.5 MATERIALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS

La exploración inicial de las fuentes de materiales se realiza mediante una combinación de reconocimiento superficial y aéreo junto con estudios geológicos extensos. Las canteras potenciales o fuentes de agregado deben evaluarse completamente en términos de la conveniencia de los materiales que ellas contienen para los diferentes propósitos, por ejemplo material de núcleo, material para las zonas de los espaldones y filtros o para los agregados. Las cantidades que pueden extraerse de una fuente también deben estimarse. Los métodos geofísicos pueden jugar un papel importante en este último proceso, pero siempre deben correlacionarse con evidencia fuerte a

partir de afloramientos naturales o artificiales o de programas convencionales de perforaciones. La investigación de la conveniencia de un material de relleno o de enrocado puede justificar un relleno de ensayo totalmente instrumentado, que puede proveer muchísima información invaluable sobre características físicas, compactación y parámetros geotécnicos de diseño.

La evaluación de las fuentes de cantera para rellenos de tierra es bastante propensa a sobrestimar la producción disponible de material apropiado, debido a variaciones sin detectar en el tipo de suelo o su calidad. Por tanto, es esencial probar cantidades de materiales de relleno muy por encima de los requerimientos estimados para cada uno. El porcentaje de cada material que posiblemente no se podrá usar o las dificultades de extracción, pueden ser factores decisivos respecto a los costos relativos.

Superficialmente es mucho más fácil probar las fuentes para enrocados que para rellenos de tierra. El requerimiento esencial es que la fuente sea de una roca durable fuerte, cuya localización es evidente en estimaciones geológicas iniciales. En general, la investigación de la conveniencia del enrocado requerirá un relleno de ensayo y, en el caso de rocas excavadas o extraídas de una cantera, será también necesario realizar ensayos de aplastamiento o de rasgado para determinar los tamaños de los fragmentos de roca, granulometría y forma, etc. El porcentaje de material fino o de tamaño excesivo o los costos de excavación para roca dura muy densa serán factores económicos importantes.

Las fuentes de agregados para presas de concreto incluyen áreas de cantera naturales y el uso de agregados triturados derivados de canteras y excavaciones. El chequear la calidad de los agregados, las propiedades físicas y mecánicas y la estabilidad química a largo plazo, por ejemplo con respecto al riesgo de reacciones alcalinas de silicio (RAS), requerirá más investigación.

1.6.6 SELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA

El tipo óptimo de presa para un sitio específico se determina con las estimaciones de costo y el programa de construcción para todas las soluciones diseñadas que sean técnicamente válidas. Donde las circunstancias del sitio ofrezcan alternativas viables, es conveniente que las opciones se mantengan abiertas, evaluando las implicaciones de cada una de ellas con respecto a los recursos, programación y costos, hasta que sea evidente la solución óptima. También puede ser necesario, tener en cuenta consideraciones sociopolíticas y ambientales menos tangibles en la determinación de esa solución.

A continuación se detallan cuatro consideraciones de importancia cardinal.

1. *Gradiente hidráulico*: El valor nominal del gradiente hidráulico i para infiltración bajo, alrededor o a través de la presa, varía por lo menos en un orden de magnitud de acuerdo con su tipo.
2. *Esfuerzo en la cimentación*: Los esfuerzos nominales transmitidos a la cimentación varían bastante con el tipo de presa.

3. *Deformación de la cimentación*: Ciertos tipos de presas se acomodan mejor sin un daño severo, a deformaciones y asentamientos significativos en la cimentación.
4. *Excavación de la cimentación*: Consideraciones económicas establecen que los volúmenes de excavación y la preparación de la cimentación deben minimizarse.

La primera consideración se confirma haciendo referencia a las figuras 1.2 a 1.5 inclusive. Los valores usuales del gradiente varían desde 0.5 para una presa de relleno homogéneo [figura 1.2 (a)] hasta 10 o más para una presa de bóveda o de contrafuerte [figura 1.4 (b) y 1.4 (e)]. La capacidad de las cimentaciones más blandas y más endebles o más erosionables, para resistir los gradientes hidráulicos altos de manera segura es muy limitada.

Como ilustración del segundo punto, en la tabla 1.6 se muestran los valores usuales de los esfuerzos para una presa de 100 m de altura de los diferentes tipos.

La importancia de una deformación excesiva o no uniformidad de la cimentación, punto 3 arriba, surge en relación con el fracturamiento y la redistribución de esfuerzos dentro de la presa. La relativa flexibilidad estructural de una presa de relleno bien diseñada es muy ventajosa.

Con respecto a la consideración final, los desestímulos económicos de una excavación excesiva, particularmente en una presa de concreto, son evidentes.

Es inapropiado generalizar las consideraciones que controlan la selección del tipo de presa más allá de los cuatro puntos principales referidos de antemano. Sin embargo, su importancia conjunta es tal, que la figura 1.7 y la tabla 1.7 se muestran como ilustración. La selección del tipo de presas se analiza, con ejemplos, en Fell, MacGregor y Stapledon (1992), USBR (1987), Thomas (1976) y Walters (1974).

La situación de un valle ancho con depósitos profundos de morrena, o aluviales, se ilustra en la figura 1.7(a). Consideraciones sobre la deformación de la cimentación y profundidad de la excavación requerida favorecen las presas de relleno de tierra. La disponibilidad de una roca de calidad a poca profundidad, sin embargo, como se muestra en la figura 1.7(b), favorece a las presas de enrocado o, alternatively, a las de gravedad o a las de contrafuerte. La disponibilidad del enrocado y, por consiguiente su costo, determinará la selección final. Un valle angosto con lados muy pendientes en una roca sólida como se ilustra en la figura 1.7(c), puede ser apropiado para una presa de arco o bóveda siempre y cuando tenga estribos de buena

Tabla 1.6 Esfuerzos usuales en las cimentaciones; presas de 100 m de altura

<i>Tipo de presa</i>	<i>Máximo esfuerzo usual (MN m⁻²)</i>
Relleno	1.8-2.1
Gravedad	3.2-4.0
Contrafuerte	5.5-7.5
Arco	7.5-10.0

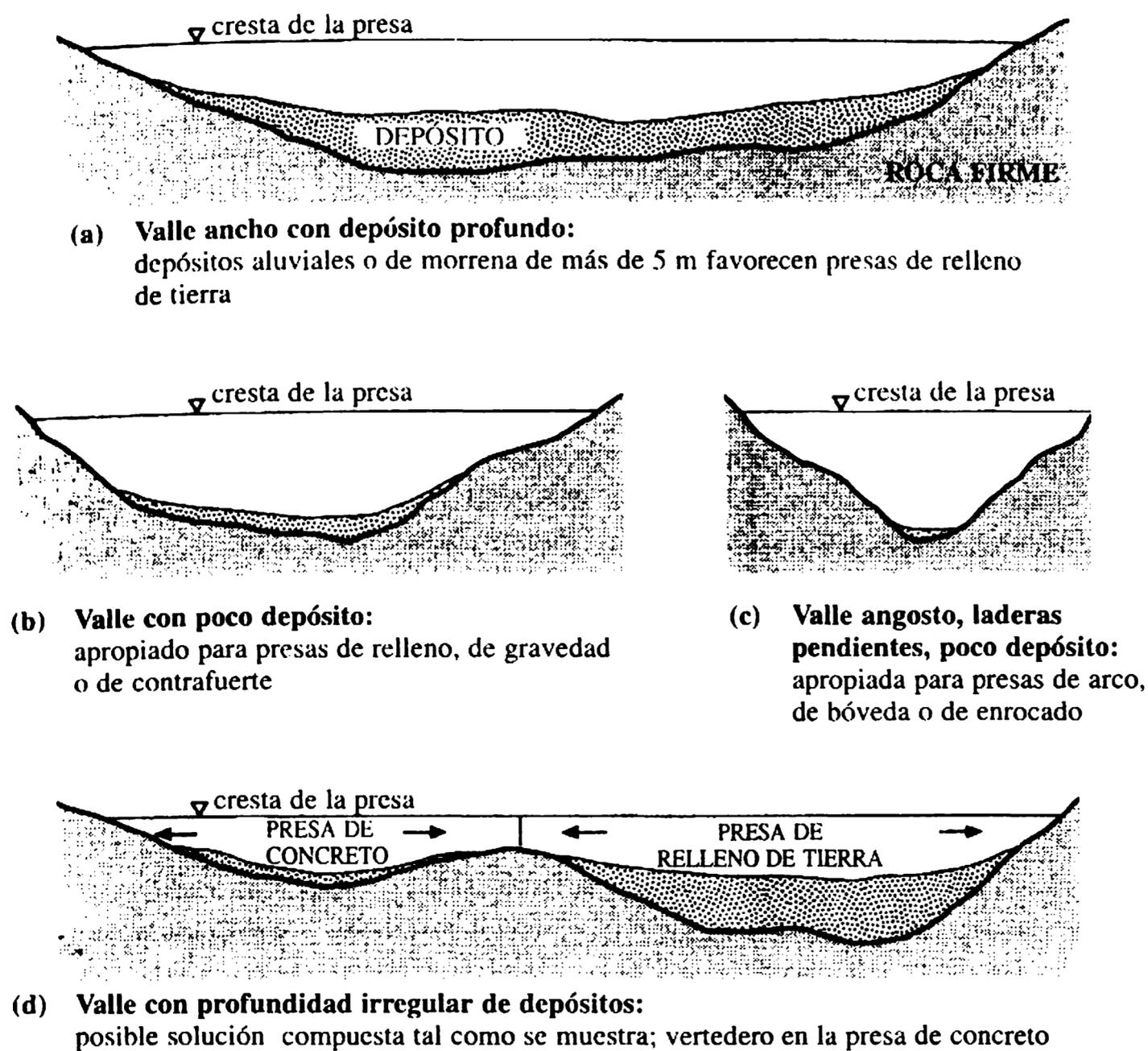


Figura 1.7 Ejemplos ilustrativos de tipo de presa con relación al perfil del valle.

calidad. Consideraciones económicas pueden, sin embargo, sugerir una alternativa de presa de enrocado.

La situación, que se muestra en la figura 1.7(d), de depósitos profundos en la mitad de la sección, sugiere la solución compuesta mostrada. La presa de relleno de tierra se construye donde los depósitos profundos son considerables, y el vertedero se acomoda convenientemente en la sección de una presa de gravedad donde la profundidad de excavación requerida es razonable.

La figura 1.7 debe estudiarse junto con la tabla 1.7, la cual resume las características de los tipos de presas en el contexto de la selección del tipo.

Factores de importancia particular relacionados con un sitio específico pueden influenciar en parte la escogencia del tipo de presa. Por ejemplo, las condiciones de un valle con laderas muy fuertes puede favorecer una presa de relleno de tierra, pero el vertedero y el tamaño del canal requerido pueden ser desproporcionadamente costosos para construirlos en el costado de la presa. En este caso, un balance económico podría inclinarse a favor de una presa de gravedad con un vertedero de cresta, si la profundidad de depósitos aluviales no fuera excesiva.

Debe anotarse que algunos factores locales pueden llegar a tener importancia relativa mayor en un sitio específico, por ejemplo, el acceso, el riesgo sísmico, los

Tabla 1.7 Selección de la presa: características de cada tipo

<i>Tipo</i>	<i>Notas y características</i>
<i>Relleno</i>	
De relleno de tierra	Apropiada para cimentaciones en rocas o para suelos en valles anchos, puede aceptar asentamientos diferenciales limitados dado un núcleo relativamente ancho y plástico. Se requieren rastrillos para horizontes más sólidos, es decir, menos permeables. Esfuerzos de contacto bajo. Requiere diversas clases de materiales, por ejemplo, para el núcleo, para las zonas de los espaldones, para los filtros internos, etcétera.
De enrocado	Preferible en cimentaciones de roca; puede aceptar calidad variable y meteorización limitada. Se requieren rastrillos para horizontes sólidos. El enrocado es apropiado para colocar en todo tipo de climas. Requiere material para el núcleo, filtros, etcétera.
<i>Concreto</i>	
De gravedad	Apropiada para valles anchos, siempre y cuando la excavación en la roca sea menor de 5 m. Meteorización limitada de la roca es aceptable. Hay que verificar discontinuidades en la roca con respecto al deslizamiento. Esfuerzos de contacto moderados. Requiere llevar concreto al sitio de la obra.
De contrafuerte	Como la presa de gravedad, pero con esfuerzos de contacto más altos, requiere una roca firme. Ahorro relativo de concreto con respecto a las presas de gravedad entre 30% y 60%.
De arco y bóveda	Apropiada para cañones angostos, sujeta a roca firme o uniforme con una resistencia alta y con deformación limitada en su cimentación y, de manera especial, en los estribos. Carga alta en los estribos. El ahorro de concreto con respecto a la presa de gravedad está entre 50% y 85%.

costos de procesamiento y de transporte del material, la disponibilidad de equipo y de mano de obra calificada, la facilidad en la desviación del río, el riesgo de inundaciones durante la construcción y la duración de la construcción con relación a la fecha deseada de culminación del proyecto.

Entre los aspectos de diseño de presas que pueden tener mayores implicaciones con respecto a la programación se tienen los siguientes:

- rastrillos,
- sistemas de vertedero, incluyendo canales y cuencos de amortiguación,
- sistemas de drenaje interno,
- alcantarillas internas, galerías, etc.,

- preparación de la cimentación, incluidas la excavación y las inyecciones, etc., y
- construcción de detalles, por ejemplo, transiciones o filtros en los rellenos o detalles de juntas de contracción en presas de concreto.

1.7 Cargas que actúan sobre presas

1.7.1 GENERALIDADES

La integridad estructural de una presa debe mantenerse en las diversas circunstancias o eventos que probablemente surgirán durante su servicio. El diseño es, por tanto, determinado por la consideración de un espectro de condiciones de cargas actuantes correspondientes. En todas las circunstancias previsibles debe asegurarse la estabilidad de una presa y su cimentación, manteniendo los esfuerzos en niveles aceptables y sus cualidades impermeables esencialmente inalteradas.

Las presas presentan una complejidad en su respuesta estructural que marca un fuerte contraste con la evidente simplicidad de su concepto estructural y su forma. Son estructuras tridimensionales asimétricas, construidas con materiales de propiedades mecánicas muy complejas y cimentadas sobre formaciones no uniformes y anisotrópicas, lo cual se refleja en la interacción de la presa con su cimentación y con la respuesta estructural compleja de ambas cuando se someten a fluctuaciones en las cargas primordiales y a los efectos de una saturación progresiva. En comparación con la mayoría de las otras estructuras de ingeniería, las presas también requieren funcionar en o muy cerca de las cargas de diseño específicas durante una gran proporción de su vida útil.

La distribución, magnitud y modo de acción de ciertas cargas pueden predeterminarse con mucha precisión. Ejemplos obvios son las cargas externas del agua y el peso propio de la estructura. Otras cargas mayores, algunas igualmente importantes, son menos confiables en su predeterminación y pueden depender del tiempo, por ejemplo, las presiones internas de infiltración, debidas a la redistribución de cargas por las deformaciones de la cimentación o, en presas de concreto, por efectos térmicos asociados con la hidratación del cemento, etcétera.

Es conveniente clasificar las cargas actuantes individuales como primarias, secundarias o excepcionales. Dicha clasificación ayuda a apreciar apropiadamente combinaciones de cargas que se deben considerar en su análisis. La clasificación se hace en función de su aplicabilidad y de la importancia relativa de la carga.

1. **Cargas primarias.** Se identifican como aquellas de mayor importancia para todas las presas, sin tener en cuenta su tipo, por ejemplo las del agua y las fuerzas relacionadas con la infiltración y el peso propio.
2. **Cargas secundarias.** Se aplican universalmente aunque en menor magnitud (por ejemplo, la carga de sedimentación) o, alternativamente, son de mayor importancia sólo para ciertos tipos de presas (por ejemplo, efectos térmicos dentro de presas de concreto).
3. **Cargas excepcionales.** Se designan así sobre la base de su aplicación general limitada o por su poca probabilidad de ocurrencia (por ejemplo, los efectos tectónicos o las cargas de inercia asociadas con la actividad sísmica).

1.7.2 SECUENCIA DE CARGAS ACTUANTES

Las cargas primarias y las secundarias más importantes y sus fuentes excepcionales se identifican esquemáticamente en la figura 1.8; se utiliza una sección de una presa de gravedad para este propósito por conveniencia de ilustración. La cuantificación de las cargas se aborda en los capítulos 2 y 3.

No todas las cargas identificadas serán aplicables para una presa dada. Se deja un elemento de discreción en la formulación de las combinaciones para el análisis de cargas.

a. Cargas primarias

1. *Carga del agua.* Es debida a la distribución hidrostática de presión y tiene una resultante horizontal de la fuerza P_1 . (Nótese que la componente vertical de esta carga, también existirá en caso que el espaldón aguas arriba tenga un talud y las cargas equivalentes aguas abajo operasen en el espaldón respectivo).
2. *Carga del peso propio.* Se determina con respecto a un peso unitario apropiado del material. Para un análisis elástico simple, se considera que la fuerza resultante P_2 , actúa a través del centroide de la sección.
3. *Carga de infiltración.* Los patrones de infiltración de equilibrio se desarrollarán dentro y por debajo de la presa, por ejemplo, en los poros y las discontinuidades, con una carga resultante vertical identificada como un empuje interno y externo P_3 y P_4 , respectivamente. [Nótese que el proceso de infiltración generará presión de agua en los poros en materiales permeables, y con este enfoque, se considera como un derivado de la carga del agua para una presa de relleno (sección 1.7.3)].

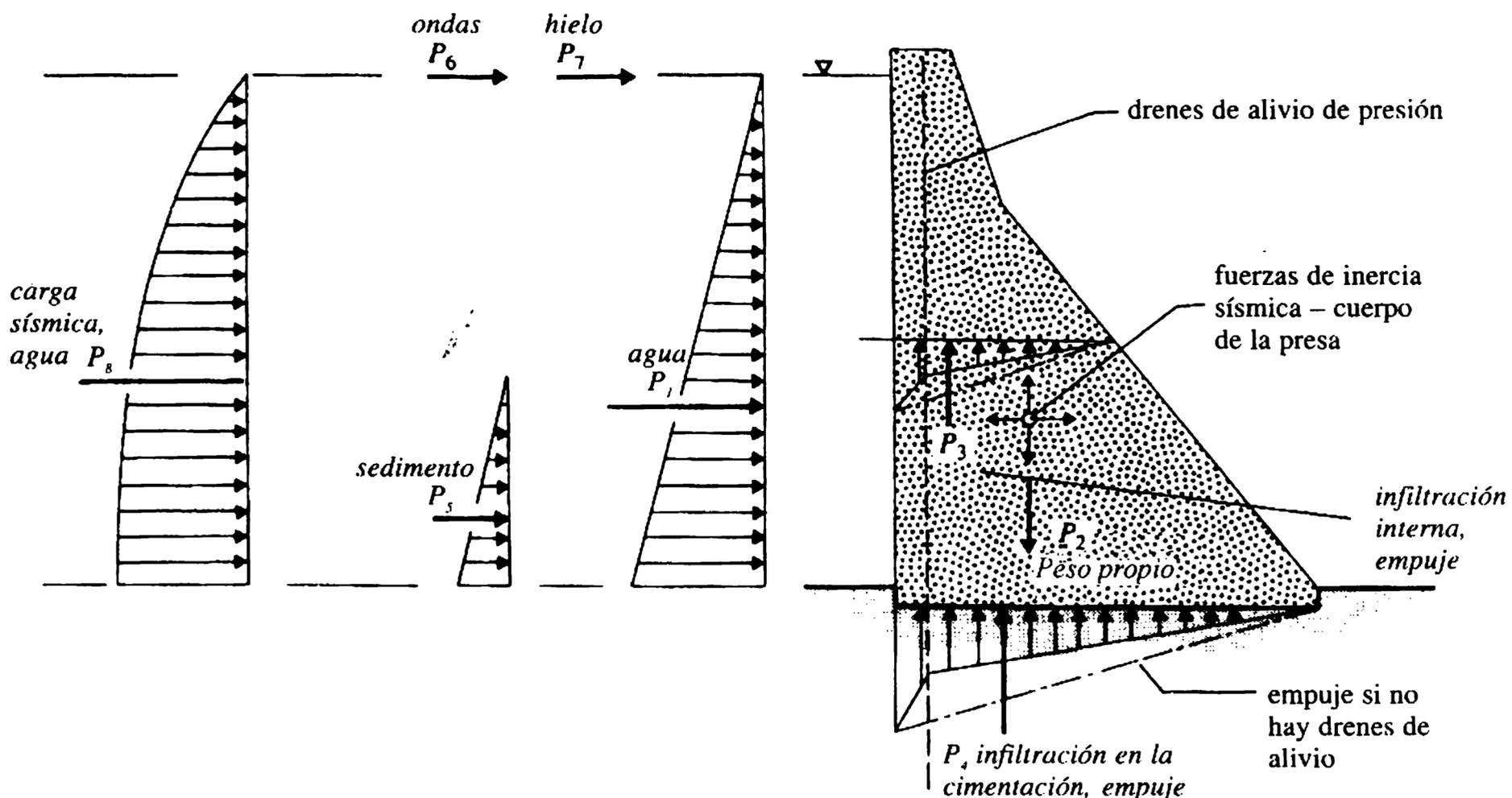


Figura 1.8 Esquema de las principales cargas: perfil de una presa de gravedad.

b. Cargas secundarias

1. *Carga de sedimentación.* Los sedimentos acumulados generan un empuje horizontal, considerado como una carga hidrostática adicional equivalente con resultante P_5 .
2. *Carga hidrodinámica de ondas.* Es una carga transitoria, P_6 , generada por la acción de las ondas contra la presa (normalmente no es importante).
3. *Carga del hielo.* El empuje del hielo, P_7 , se puede desarrollar en condiciones climáticas extremas (normalmente no es importante).
4. *Carga térmica (presas de concreto).* Es una carga interna generada por las diferencias de temperatura asociadas con los cambios en las condiciones ambientales y con la hidratación y el enfriamiento del cemento (no se muestra).
5. *Efectos interactivos.* Son internos, surgen de las rigideces relativas y las deformaciones diferenciales de una presa y su cimentación (no se muestra).
6. *Carga hidrostática sobre los estribos.* Es una carga interna de infiltración en los estribos en una roca maciza, no se ilustra. (Es de particular importancia en las presas de arco o de bóveda).

c. Cargas excepcionales

1. *Carga sísmica.* Las cargas inerciales horizontales y verticales se generan con respecto a la presa y al agua retenida debido a perturbaciones sísmicas. Para la presa se muestran simbólicamente en el centroide de la sección. Para las fuerzas inerciales del agua se muestra un empuje estático equivalente simplificado, P_8 . (Si bien el análisis dinámico se aborda en los capítulos 2 y 3, éste no es competencia del presente texto).
2. *Efectos tectónicos.* La saturación o las perturbaciones producidas por excavaciones profundas en rocas, pueden generar cargas como resultado de movimientos tectónicos lentos. No se considerarán más adelante.

1.7.3 CONCEPTOS DE CARGA

La presencia persistente y concurrente de todas las cargas primarias que actúan sobre una presa en operación es evidente. Algunas cargas secundarias, por ejemplo, la de sedimentación, se desarrollarán gradualmente y persistirán junto con las primarias. Otras cargas secundarias proporcionarán una carga temporal adicional y poco frecuente, por ejemplo, el empuje del hielo. En las cargas excepcionales, la acción tectónica puede generar una adición permanente a la carga total sobre la presa. Sin embargo, la actividad sísmica, que es en esencia al azar y poco frecuente, genera una carga dinámica extrema pero transitoria.

El estudio de la naturaleza de las diferentes cargas individuales y patrones de carga conduce a una combinación lógica de cargas expresamente definida para ser consideradas en el análisis. Cada combinación de cargas está relacionada con una condición de servicio particular y define aquellas cargas que se considera que operan

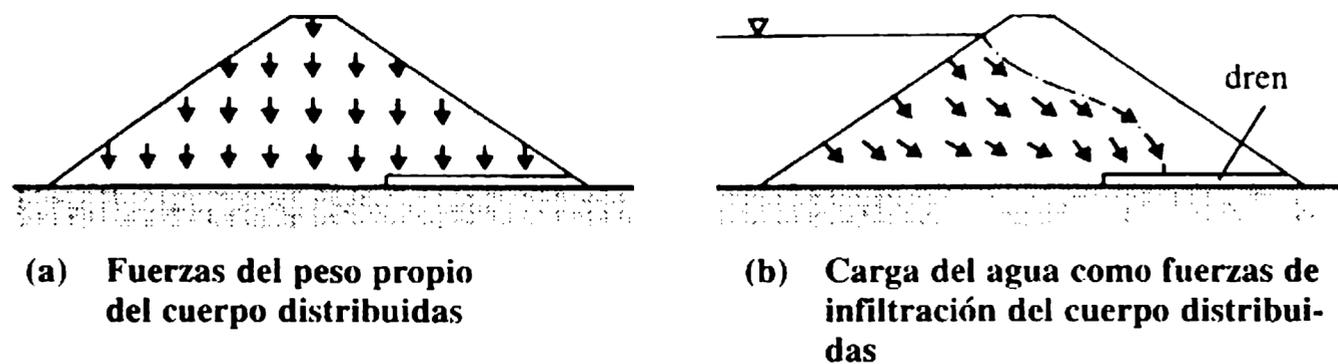


Figura 1.9 Esquema de las fuerzas internas de cuerpo: presa de relleno.

con simultaneidad en la presa. Esta lógica puede extenderse para reducir de manera considerable los márgenes de seguridad de diseño y, al mismo tiempo, disminuir la probabilidad de ocurrencia de unas combinaciones de cargas más rigurosas.

Los elementos importantes en el diseño de una presa de relleno y de una de concreto se introducen en los capítulos 2 y 3, respectivamente. Anticipándose a los métodos analíticos presentados en esos capítulos, debe identificarse la diferencia conceptual en el modo supuesto de acción de las cargas primarias. En el análisis de una presa de relleno se considera, correctamente, que el agua, la infiltración y el peso propio actúan como cargas internas distribuidas o presiones en el cuerpo, como se muestra en el esquema de la figura 1.9. Sin embargo, el análisis de estabilidad clásico de presas de concreto, supone que el agua y las cargas de infiltración actúan como presiones en la superficie, con sus fuerzas resultantes consideradas junto con una carga resultante del peso propio, como se muestra en la figura 1.8.

Referencias

- Alpsü, I. (1967) Investigation of water losses at May reservoir, in *Transactions of the 9th International Congress on Large Dams*, Istanbul, International Commission on Large Dams, Paris, Q34 R27.
- Bass, K.T. and Isherwood, C.W. (1978) The foundations of Wimbleball dam. *Journal of the Institution of Water Engineers and Scientists*, **32**, 187-97.
- Binnie, G.M. (1981) *Early Victorian Water Engineers*, Thomas Telford, London.
- Binnie, G.M. (1987a) *Early Dam Builders in Britain*, Thomas Telford, London.
- Binnie, G.M. (1987b) Masonry and concrete gravity dams. *Industrial Archaeology Review*, **10** (1), 41-58.
- Bridle, R.C., Vaughan, P.R. and Jones, H.N. (1985) Empingham dam – design, construction and performance. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **78**, 247-89.
- Clayton, C.R.I., Simons, N.E. and Matthews, M.C. (1982) *Site Investigation – a Handbook for Engineers*, Granada, London.
- Coats, D.J. and Rocke, G. (1983) The Kielder headworks. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **72**, 149-76.
- Collins, P.C.M. and Humphreys, J.D. (1974) Winscar reservoir. *Journal of the Institution of Water Engineers and Scientists*, **28**, 17-46.
- Fell, R., MacGregor, P. and Stapledon, D. (1992) *Geotechnical Engineering of Embankment Dams*, Balkema, Rotterdam.
- Garbrecht, G. (ed.) (1987) *Historische Talsperren*, Konrad Wittwer, Stuttgart.
- Golzé, A.R. (ed.) (1977) *Handbook of Dam Engineering*, Van Nostrand Reinhold, New York.

- ICOLD (1970) Recent developments in the design and construction of dams and reservoirs on deep alluvial, karstic or other unfavourable foundations, in *Transactions of the 10th International Congress on Large Dams, Montreal*, International Commission on Large Dams, Paris, Q37.
- ICOLD (1984) *World Register of Dams*, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1988a) *World Register of Dams: 1st Updating*, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1988b) Reservoirs and the environment – experiences in managing and monitoring. *Transactions of the 16th International Congress on Large Dams, San Francisco*, International Commission on Large Dams, Paris, Q60.
- Kennard, M.F. and Knill, J.L. (1969) Reservoirs on limestone, with particular reference to the Cow Green scheme. *Journal of the Institution of Water Engineers*, **23**, 87-136.
- Kennard, M.F. and Reader, R.A. (1975) Cow Green dam and reservoir. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **58**, 147-75.
- Kennard, M.F., Owens, C.L. and Reader, R.A. (1996) *Engineering Guide to the Safety of Concrete and Masonry Dam Structures in the UK*, Construction Industry Research and Information Association Report 148, London.
- Mermel, T.W. (1994) The world's major dams and hydro plants, in *Water Power and Dam Construction Handbook 1994*, Reed Business, London, pp. A72-A73.
- Schnitter, N.J. (1994) *A History of Dams—the Useful Pyramids*, Balkema, Rotterdam.
- Sherard, J.L., Woodward, R.J., Gizienski, S.F. and Clevenger, W.A. (1963) *Earth and Earth-Rock Dams*, Wiley, New York.
- Smith, N.A. (1971) *A History of Dams*, Peter Davies, London.
- Thomas, H.H. (1976) *The Engineering of Large Dams*, 2 vols, Wiley, Chichester.
- USBR (1987) *Design of Small Dams*, 3rd edn, US Government Printing Office, Washington, DC.
- Wakeling, T.R.M. and Manby, C.N.D. (1989) Site investigations, field trials and laboratory testing, in *Proceedings of Conference on Clay Barriers for Embankment Dams*, Thomas Telford, London.
- Walters, R.C.S. (1974) *Dam Geology*, 2nd edn, Butterworth, London.
- Weltman, A.J. and Head, J.M. (1983) *Site Investigation Manual*, CIRIA Special Publication 25 (PSA Technical Guide 35), Construction Industry Research and Information Association, London.

2 Ingeniería de presas de relleno

2.1 Introducción

En el capítulo 1 se presentó una introducción del papel de las presas de relleno en la historia de la ingeniería de presas, así como también de las principales variantes y sus componentes esenciales. La estructura y el contenido de este capítulo, que es necesariamente conciso, responden a la necesidad de introducir los elementos básicos de la mecánica de suelos y de la geología aplicada en secciones que tratan de la naturaleza, clasificación y características de los suelos para la ingeniería. El texto también está influenciado por enfoques de diseño de presas de relleno, menos normalizados en muchos aspectos que en el caso de las presas de concreto (capítulo 3). Este capítulo revisa brevemente los principios de diseño de presas de relleno y sus métodos de construcción y luego se centra en el análisis de la infiltración, la estabilidad y la sedimentación como los factores esenciales en el diseño. Concluye con una sección breve que trata los enrocados y las presas de enrocado.

Se recomiendan Craig (1992), Berry y Reid (1987) o Lee, White e Ingles (1983) como libros de referencia para ampliar los fundamentos de la mecánica de suelos. Los textos de Fell, MacGregor y Stapledon (1992), Jansen (1988), Thomas (1976), Hirschfeld y Poulos (1973) y Sherard *et al.* (1963) suministran un análisis profundo de la ingeniería de presas de relleno de tierra y de enrocado. En Penman (1986) se analizan aspectos geotécnicos seleccionados.

2.2 Naturaleza y clasificación de los suelos para la ingeniería

2.2.1 LA NATURALEZA DE LOS SUELOS

Para los fines de la ingeniería, el suelo se define como el agregado natural de granos minerales separables por medios mecánicos moderados, como agitación en agua. La roca, por otro lado, es un agregado natural de minerales ligados por enlaces cohesivos fuertes y permanentes. El límite entre suelo y roca es hasta cierto punto arbitrario, como se ejemplifica en rocas blandas o meteorizadas, como calizas y esquistos meteorizados, o areniscas débilmente cimentadas.

Para la ingeniería, todos los suelos de origen no orgánico (es decir, excluyendo turbas, etc.) se forman mediante procesos de meteorización y degradación de

la roca. Pueden ocurrir *in situ* formando los suelos **residuales**. De forma alterna, si agentes naturales remueven y depositan las partículas de roca en alguna otra parte, por ejemplo, mediante acciones glaciales o fluviales, formarán los suelos **transportados**. Rocas blandas o meteorizadas forman parte de la escala de los suelos residuales. El transporte produce cambios progresivos en el tamaño y la forma de las partículas minerales así como en su distribución granulométrica, y las partículas más finas son conducidas más lejos. Todos los suelos procesados son de naturaleza granular, lo que se refleja en su comportamiento.

Deben distinguirse dos tipos genéricos de grupos de suelos inorgánicos que resultan de diferentes procesos de meteorización. Las partículas minerales más grandes, con formas más regulares, que constituyen los limos, las arenas y las gravas, se originan de la rotura de rocas de relativa estabilidad debido a procesos puramente físicos, como la erosión por agua o glaciación, o la desintegración por las acciones de congelamiento y deshielo.

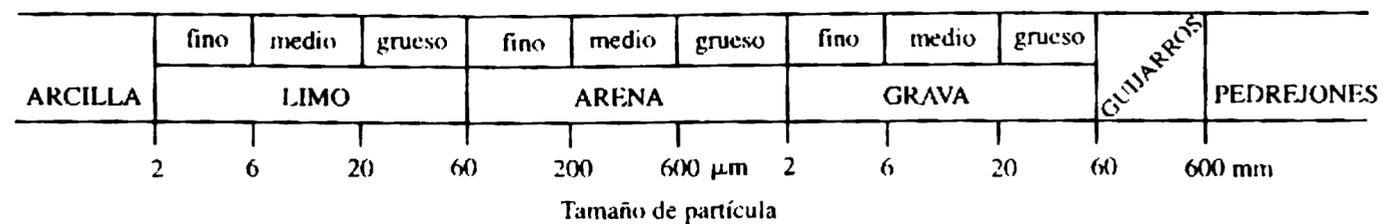
Ciertas rocas minerales que son químicamente menos estables, por ejemplo, el feldespato, experimentan cambios en su composición mineral durante la meteorización, y al final producen plaquetas 'bidimensionales' de minerales de arcilla con tamaño coloidal. Éstas originan las partículas de arcilla, que por su superficie específica y su energía superficial altas manifiestan una fuerte atracción al agua y son responsables de las propiedades que particularmente caracterizan los suelos arcillosos, como la cohesión, la plasticidad y la susceptibilidad al cambio de volumen con la variación en el contenido de humedad. Disparidades en la mineralogía de las plaquetas significan que las partículas de arcilla de tamaño similar se puedan comportar de una manera muy distinta cuando estén en contacto con el agua y, por tanto, diferir de manera significativa en sus características mecánicas.

2.2.2 DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS NATURALES

Las partículas de suelo varían en tamaño desde más de 100 mm (guijarros), pasando por gravas, arenas y limos, hasta arcillas de menos de 0.002 mm. Los suelos que se presentan de manera natural por lo general contienen una combinación de tamaños, pero se denominan de acuerdo con el comportamiento del tipo de partícula que los caracteriza como un todo. Entonces, un suelo arcilloso se denomina así porque muestra la plasticidad y la cohesión propias de los materiales basados en minerales arcillosos, aunque la matriz mineral contenga diversos tamaños de partículas, y aunque sólo una proporción menor de la matriz sea del tamaño de una arcilla, es decir < 0.002 mm ($2\mu\text{m}$).

Una comparación entre los dos sistemas principales más utilizados para definir y clasificar los suelos según el tamaño de las partículas se presenta en la figura 2.1. Las divisiones entre las denominaciones de los tipos de suelos corresponden a cambios importantes e identificables de sus características mecánicas. Por tanto, el análisis del tamaño de las partículas se emplea como clasificación primaria, para distinguir entre las gravas, las arenas y los limos de grano fino, y las arcillas. Un diagrama triangular para una comparación y clasificación descriptiva inicial

(a) Reino Unido (BS1377 1975)



(b) Estados Unidos (ASTM D422)

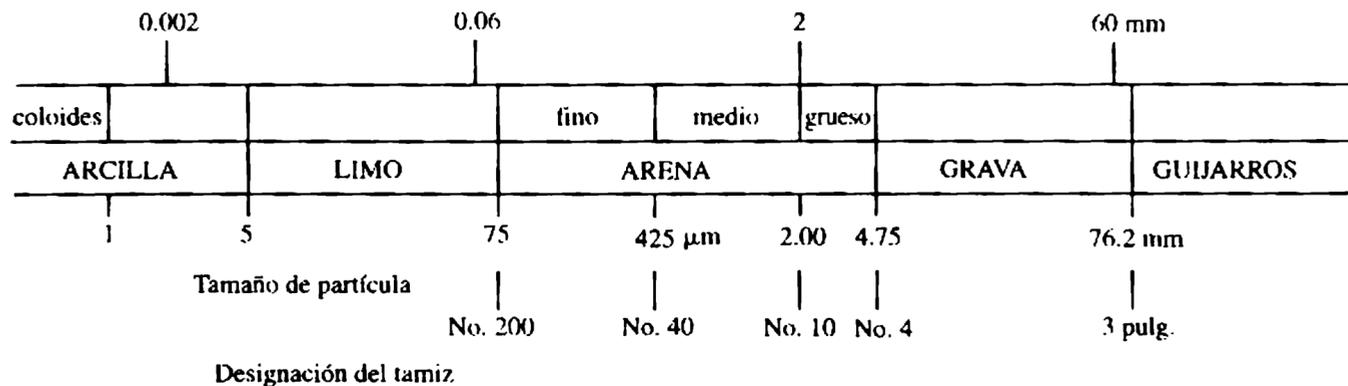


Figura 2.1 Sistemas de clasificación de tamaños de partículas de suelos (Head, 1980).

de los suelos, a partir de la distribución del tamaño de partículas, se muestra en la figura 2.2.

El análisis de los tamaños de partículas es insuficiente para una clasificación completa de los suelos con granos finos o de los suelos más gruesos cuando la matriz incluye una proporción de finos plásticos, es decir, arcillas. Es necesaria una clasificación secundaria basada en el grado de plasticidad, utilizando los límites de consistencia que se expresan en función del porcentaje del contenido de masa de agua, w .

El **límite líquido**, w_L , es el contenido de humedad que define el cambio del suelo de su estado (consistencia) plástico al líquido; el **límite plástico**, w_p , define el punto por debajo del cual el suelo es demasiado seco para exhibir plasticidad. La escala de contenido de agua donde el suelo presenta comportamiento plástico se expresa mediante el **índice de plasticidad**, I_p , con $I_p = w_L - w_p$. La clasificación secundaria se determina utilizando I_p y w_L en los diagramas de clasificación.

En los sistemas de clasificación más comunes se encuentran el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Unified Soil Classification System), utilizado en los Estados Unidos, y el Sistema Británico de Clasificación de Suelos con Fines de Ingeniería (British Soil Classification System for Engineering Purposes) (BSI, 1981). En estos sistemas los suelos se dividen en grupos, a los que se les asigna un símbolo, usualmente compuesto por dos letras. La primera letra se refiere al constituyente dominante de suelo, es decir G, S, M y C* para gravas, arenas, limos y arcillas respectivamente. La segunda letra o de calificación proporciona el detalle descriptivo basado en, por ejemplo, la distribución granulométrica en los suelos

* N. de R.T.: G, S, M y C por su denominación en inglés: *Gravels, Sands, Silts (Mud) y Clays*.

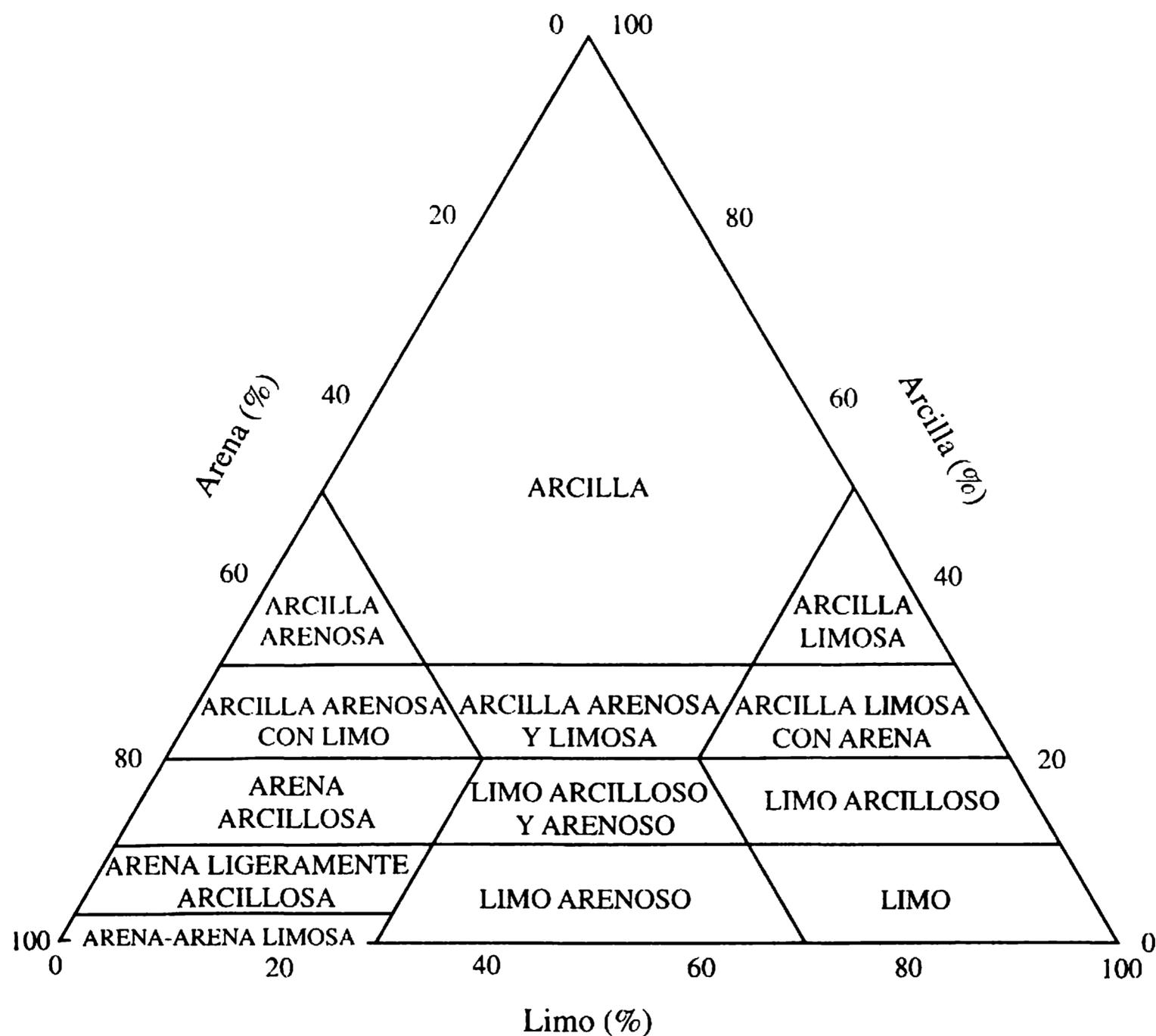


Figura 2.2 Diagrama de identificación y clasificación descriptiva de suelos (Head, 1980).

más gruesos, ejemplo SW** para arena bien gradada, o en el grado de plasticidad cuando se presentan arcillas finas, por ejemplo, I para intermedia, H*** para alta, etc. (BSI, 1981).

2.2.3 FASES EN EL SUELO: AGUA EN LOS POROS DEL SUELO: ESFUERZOS EFECTIVOS

Un suelo puede constituir un sistema de dos o tres fases que comprenden la matriz sólida del suelo o esqueleto y el fluido ya sea agua o gas o ambos. El agua puede existir en el suelo en diversas formas. El agua además de ser el constituyente principal de la fase líquida, puede presentarse también en una fase gaseosa como vapor de agua y en la fase sólida como agua absorbida. Todas las partículas minerales tienden a formar enlaces físico-químicos con el agua, de lo

** N. de R.T.: SW por *well graded sand* en inglés.

*** N. de R.T.: I y H por *intermediate* y *high* en inglés.

que resulta una película superficial de agua absorbida o fija. Esto tiene la mayor trascendencia en los suelos con granos más finos como resultado de su superficie específica relativamente alta y la composición mineral de las partículas de arcilla. Los fenómenos eléctricos asociados que ocurren en las interfaces de partículas de arcilla-agua son los principales responsables de la cohesión y la plasticidad identificada con los suelos arcillosos.

Agua libre es el término utilizado para describir la porción del agua en los poros totales que siguen las leyes normales de la hidráulica. Siempre que esta agua se presenta en los poros del suelo como una fase líquida continua, se aplica la ley de Bernoulli.

La **superficie freática** se define como el nivel de referencia en el cual la presión de agua en los poros dentro de la masa de suelo es cero, es decir atmosférica. El nivel del agua estable que se obtiene en una tubería vertical se denomina **nivel piezométrico**. El nivel freático (NF) o nivel del agua subterránea (NAS) experimenta fluctuaciones estacionales y puede cambiar también como un resultado directo de las operaciones de construcción. Por debajo del NAS se supone que el suelo está totalmente saturado, pero puede contener pequeños volúmenes de aire atrapado. Por encima del nivel freático, el agua puede sostenerse debido a las fuerzas de capilaridad. Los suelos limosos y las arcillas con frecuencia empleados en rellenos de terraplenes, en general, están parcialmente saturados cuando se compactan por primera vez, es decir, algún espacio entre los poros está lleno con aire de poros compresible.

En la figura 2.3(a) se muestra la sección vertical de una masa de suelo que está generando un esfuerzo vertical total, σ , y una presión de agua en los poros estática, u_w , en el plano horizontal X-X a una profundidad z . La presión de agua en los poros

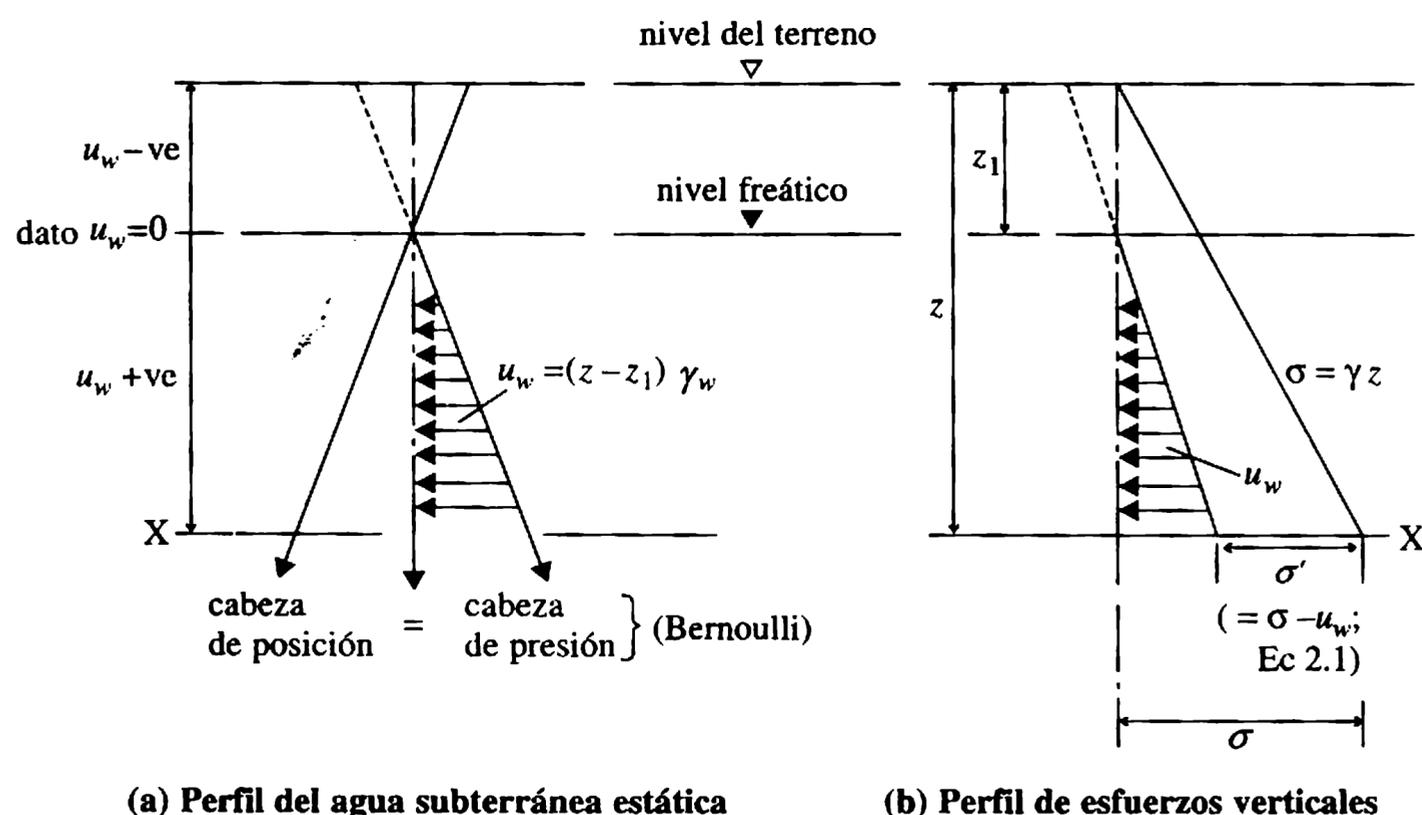


Figura 2.3 Presiones de agua en los poros y esfuerzos geostáticos verticales: caso de aguas subterráneas estáticas.

que es positiva por debajo del nivel freático disminuye la presión de contacto entre las partículas y el esfuerzo intergranular (efectivo, tensión) σ' , que se transmite a través de las partículas de suelo, el cual es menor que el esfuerzo total σ en una cantidad equivalente a la presión de agua en los poros; es decir, la presión o el esfuerzo efectivos están dados por:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.1)$$

como se ilustra en la figura 2.3(b).

El nivel de esfuerzo efectivo es el que determina la resistencia al corte que puede soportar un suelo y la compresibilidad de un suelo arcilloso [ecuaciones (2.6) y (2.7)].

Características físicas representativas de los tipos comunes de suelos se presentan en la tabla 2.1. Los contenidos de agua se describen en porcentajes de la masa seca; la relación de vacíos, e , y el grado de saturación, S_r , se definen de acuerdo con la terminología estándar de la mecánica de suelos y se expresan en función del volumen.

2.3 Característica mecánicas de los suelos

2.3.1 RESPUESTA DEL SUELO A LAS CARGAS

La respuesta del suelo es importante en la construcción de presas de relleno, en cuanto al desempeño de los suelos de rellenos de tierra compactados mecánicamente y de los suelos naturales de cimentación subyacentes.

En la construcción de rellenos de tierra es necesario considerar las características portantes del relleno compactado y el comportamiento del suelo a medida que avanza la construcción. Es conveniente clasificar los problemas relacionados con la respuesta de los suelos a condiciones específicas de carga en problemas de **estabilidad** o de deformación. Los problemas de estabilidad tienen que ver con el equilibrio entre las fuerzas y los momentos y la resistencia del suelo movilizado.

Tabla 2.1 Características físicas representativas de los suelos

Tipo de suelos	Contenido natural de agua, w (%)	Peso unitario in situ, γ ($k N^m^{-3}$)	Relación de vacíos e (ver nota)	Grado de saturación S_r (%)
Arena uniforme seca, suelta	0	13.5	0.95	0
Arena bien gradada	5	19.5	0.45	40
Arcilla blanda	55	17.0	1.50	>95
Arcilla compactada	20	19.5	0.70	>90
Tilita rígida	10	23.0	0.30	>95
Turba y suelos orgánicos	>250	10.0	>3.50	>90

La densidad relativa de partículas minerales de suelos $G_s \approx 2.65 - 2.75$.

e = Volumen relativo de vacíos de los poros respecto al volumen de los sólidos de la matriz.

Cuando las primeras, que surgen de las cargas (o de la remoción del soporte como en una excavación de una zanja) exceden la resistencia al corte que puede movilizar el suelo, ocurrirá la falla, lo cual se manifiesta en general de manera progresiva y, en la fase final, con desplazamientos de masas grandes, relativamente rápidos, como en un talud de suelo. Los problemas de **estabilidad** involucran conceptos de resistencia al corte del suelo y la respuesta esfuerzo-deformación.

Si bien una masa de suelo puede ser estable en el sentido descrito anteriormente, puede, no obstante, sufrir **deformación** como resultado de cambios en las condiciones de carga o de drenaje. Una cantidad limitada de deformación ocurre sin que se presente un cambio neto de volumen, lo que es comparable al comportamiento elasto-plástico de muchos materiales no granulares. Las deformaciones más importantes de los suelos, sin embargo, por lo general conllevan cambios en el volumen producto de alteraciones en las configuraciones geométricas del agregado de partículas de suelo, es decir, un arreglo suelto adoptará una estructura más compacta y densa cuando se cargue. Si las partículas de suelo son relativamente gruesas, como arenas, este cambio ocurre casi de inmediato al aplicar la carga. En suelos arcillosos saturados, sin embargo, los cambios de volumen y las sedimentaciones debido a las cargas externas ocurren con lentitud mediante procesos hidrodinámicos complejos conocidos como consolidación (sección 2.3.3).

El esfuerzo efectivo, σ' , puede calcularse de la ecuación (2.1) si se conocen el esfuerzo total, σ , y la presión de poros, u_w . Si bien el esfuerzo total en un punto puede determinarse con facilidad mediante estática, la presión local de agua en los poros es una variable más compleja. En suelos de granos finos del tipo arcilla, el valor de u_w para incrementos de esfuerzos totales aplicados dependerá de las propiedades del esqueleto mineral del suelo y del fluido en los poros y es fuertemente dependiente del tiempo. La respuesta inmediata ($t = 0$) de la presión de agua en los poros en un suelo particular a varias combinaciones de esfuerzos totales aplicados, se describe mediante el concepto de los coeficientes de presión de poros.

Al considerar los cambios en volumen de un elemento del suelo con un esfuerzo total aplicado (figura 2.4), el cambio en la presión de poros Δu_3 debido a la aplicación de un cambio en un esfuerzo principal menor de $\Delta \sigma_3$, puede expresarse como:

$$\Delta u_3 = B \Delta \sigma_3 \quad (2.2)$$

donde B es un coeficiente empírico de la presión de poros.

Si el esfuerzo principal total mayor, σ_1 , también se cambia entonces, en un incremento $\Delta \sigma_1$, el cambio correspondiente en la presión de poros, Δu_1 , está dado por:

$$\Delta u_1 = AB (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (2.3)$$

donde A es otro coeficiente empírico.

El cambio total en la presión de poros, Δu_w , debido a los cambios tanto de σ_3 como de σ_1 está dado así por:

$$\Delta u_w = \Delta u_3 + \Delta u_1 = B [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]. \quad (2.4)$$

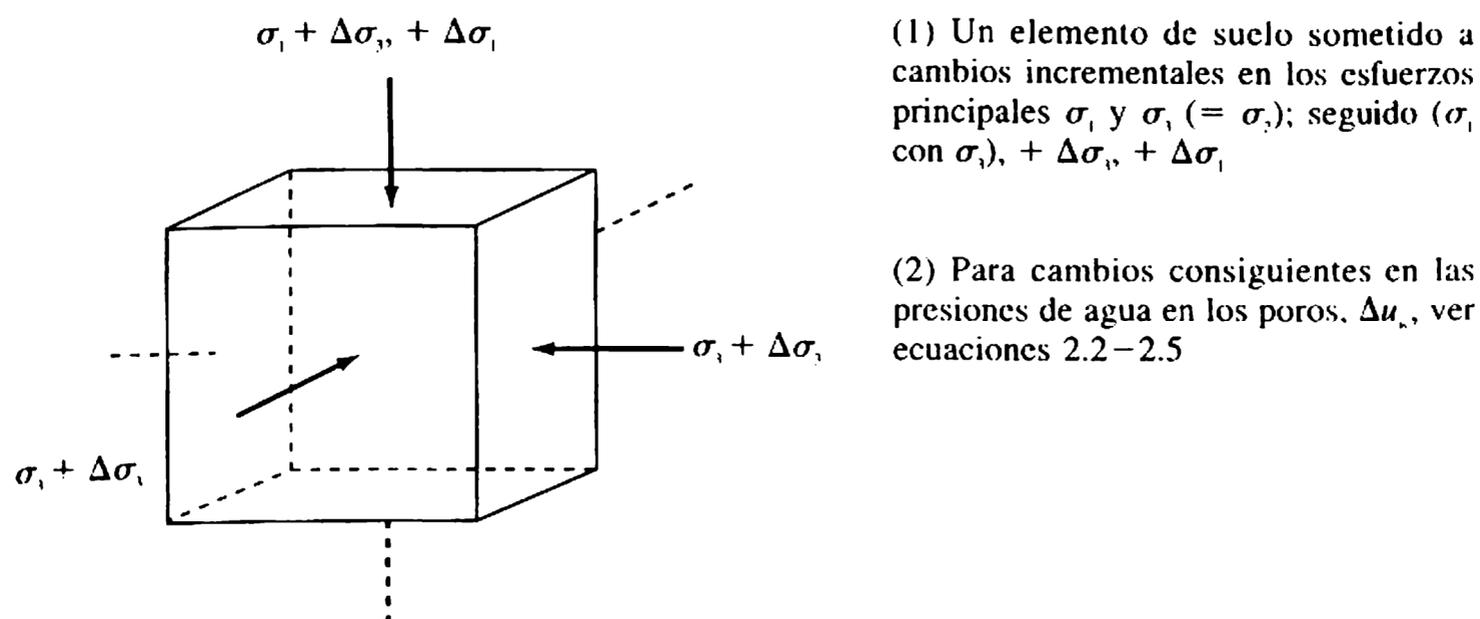


Figura 2.4 Incrementos de los esfuerzos principales y presiones de agua en los poros.

Los coeficientes de presión de poros A y B permiten estimar los esfuerzos efectivos que resultan de cambios predichos o conocidos en los esfuerzos aplicados. Dada la importancia de los esfuerzos efectivos para controlar el comportamiento del suelo, estos coeficientes son herramientas de predicción esenciales en la solución de muchos de los problemas de la ingeniería de suelos. Se determinan en ensayos especiales de resistencia al corte triaxial en el laboratorio (sección 2.3.2).

La ecuación (2.4) se puede dividir por $\Delta\sigma_1$ y escribir como:

$$\frac{\Delta u_w}{\Delta\sigma_1} = \bar{B} = B \left[1 - (1 - A) \left(1 - \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} \right) \right]. \quad (2.5)$$

El parámetro \bar{B} es un coeficiente global que tiene particular relevancia en la predicción de las presiones de agua en los poros generadas en el curso de la construcción de una presa de relleno. Se obtiene a partir de ensayos donde la muestra se somete a cambios en el esfuerzo correspondiente a los anticipados en el relleno prototipo.

2.3.2 RESISTENCIA AL CORTE

La **resistencia al corte** de un suelo se define como la máxima resistencia a los esfuerzos cortantes que se puede movilizar. Cuando ésta se excede ocurre la falla, por lo general a lo largo de superficies de falla identificables. La resistencia al corte se cuantifica de ordinario mediante dos parámetros:

1. La cohesión, c , resulta esencialmente de las fuerzas eléctricas complejas que entrelazan las partículas del tamaño de las arcillas.
2. El ángulo de resistencia al corte, ϕ , que se desarrolla por la resistencia a la fricción entre las partículas y su entramado.

La resistencia al corte de un suelo en un punto sobre un plano particular se puede expresar como una función lineal del esfuerzo normal, σ_n , en el mismo punto utilizando el criterio de falla de Mohr-Coulomb:

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan \phi \quad (2.6a)$$

donde τ_f es la resistencia al corte en la falla.

Como se anotó antes, la resistencia al corte se determina por el nivel de esfuerzo efectivo (entre partículas) y no por el nivel de esfuerzo total. Una forma más apropiada de la ecuación (2.6.a) es, por tanto:

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \phi' \quad (2.6b)$$

donde c' y ϕ' son los parámetros de resistencia al corte, expresados en función de los esfuerzos efectivos, y σ'_n es el esfuerzo normal efectivo [ecuación (2.1)].

Las envolventes de falla AB y CD representan respectivamente las ecuaciones (2.6a) y (2.6b) en la figura 2.5(a). Cualquier combinación de esfuerzos normales y cortantes representada por un punto por encima de la apropiada envolvente de Mohr-Coulomb evidencia un estado de falla del suelo; un punto por debajo indica una condición de esfuerzo sostenible.

Las envolventes AB y CD pueden determinarse a partir de los resultados de corte en el laboratorio, por ejemplo, un ensayo de corte triaxial [figura 2.5(b)], en donde los esfuerzos principales aplicados se controlan en tres direcciones ortogonales. Es un ensayo de corte indirecto puesto que la inclinación del plano de la falla no está predeterminada. Los esfuerzos principales verticales (σ_1) y los horizontales ($\sigma_3 (= \sigma_2)$) no corresponden a los esfuerzos normales y cortantes en el plano de la falla que, por tanto, deben obtenerse indirectamente, mediante la construcción de la gráfica de un círculo de Mohr [figura 2.5(c)] o una gráfica ' $p - q$ ' (que no se muestra). La gráfica de la respuesta esfuerzo-deformación en los suelos, obtenida de ensayos triaxiales es en esencia curvilínea, es decir la respuesta elástica a la carga es muy pequeña, como se muestra en la figura 2.6.

Suelos más gruesos como las arenas, adquieren su resistencia al corte sobre todo del entramado; entre partículas y la fricción interna, denominándose así suelos no cohesivos ($c \neq 0$) o de fricción. Cuando las arcillas saturadas se cargan en condiciones de no drenadas, pueden parecer que sólo tengan cohesión. Con frecuencia, las arcillas se identifican en términos generales como suelos cohesivos ($c > 0$, $\phi = 0$). Suelos de tipo intermedio y la mayoría de los suelos 'cohesivos', exhibirán tanto cohesión como fricción interna (un suelo ' $c - \phi$ '). El comportamiento al corte de cada tipo puede representarse mediante las relaciones de Mohr-Coulomb [ecuaciones 2.6(a) y 2.6(b)], que proporcionan las envolventes de la falla del ejemplo que se ilustra en la figura 2.5.

La densidad controla en gran parte la resistencia al corte de los suelos. A mayor densidad, el ángulo de resistencia al corte ϕ es más grande [figura 2.6(a)].

La mayoría de los problemas en ingeniería suceden con suelos cohesivos finos, y surgen de la naturaleza de las partículas de arcilla. Debido a su baja permeabilidad y gran afinidad al agua, usualmente los suelos arcillosos se hallan en estados saturados

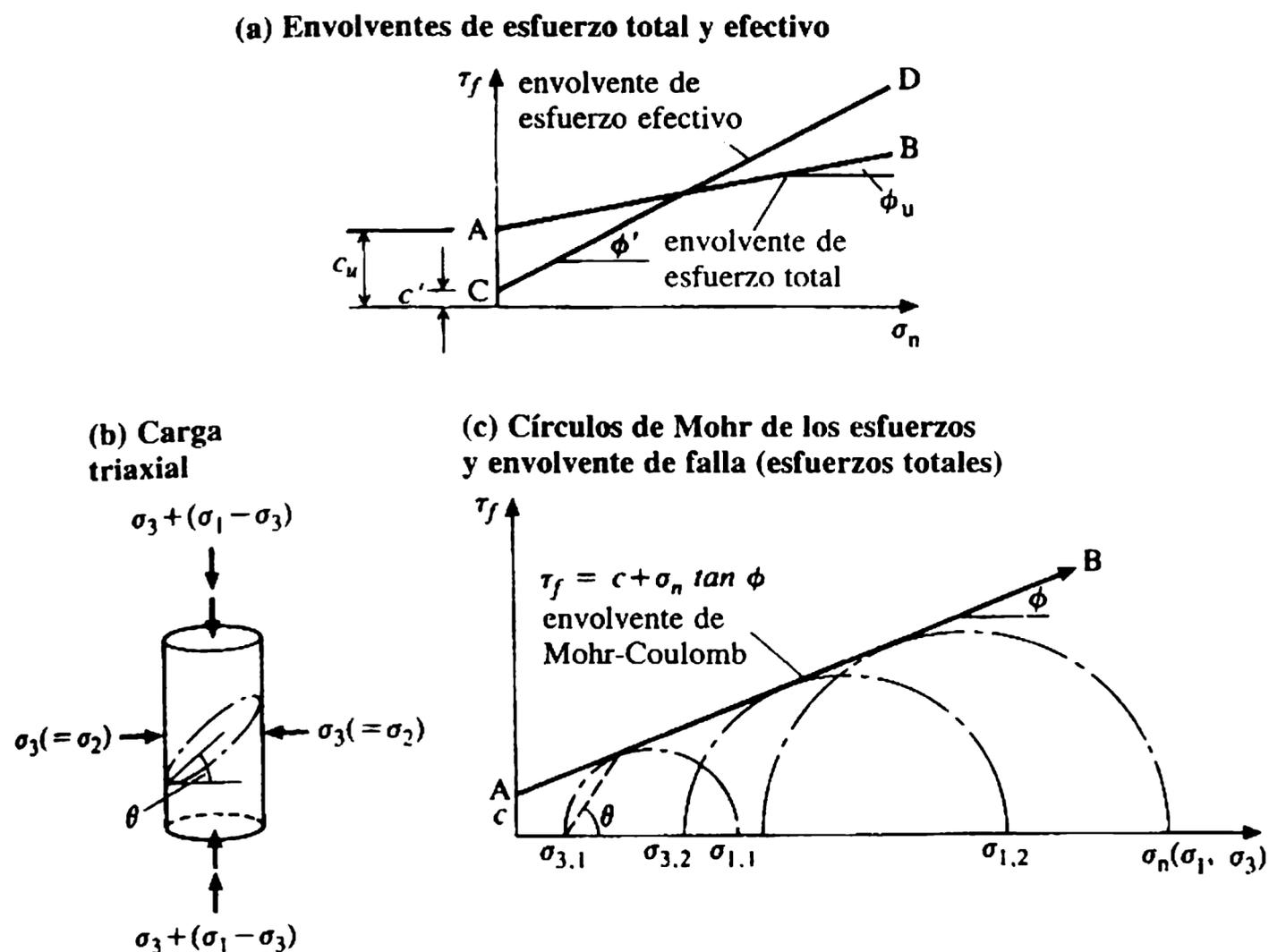


Figura 2.5 Envoltentes de falla y el criterio de Mohr-Coulomb.

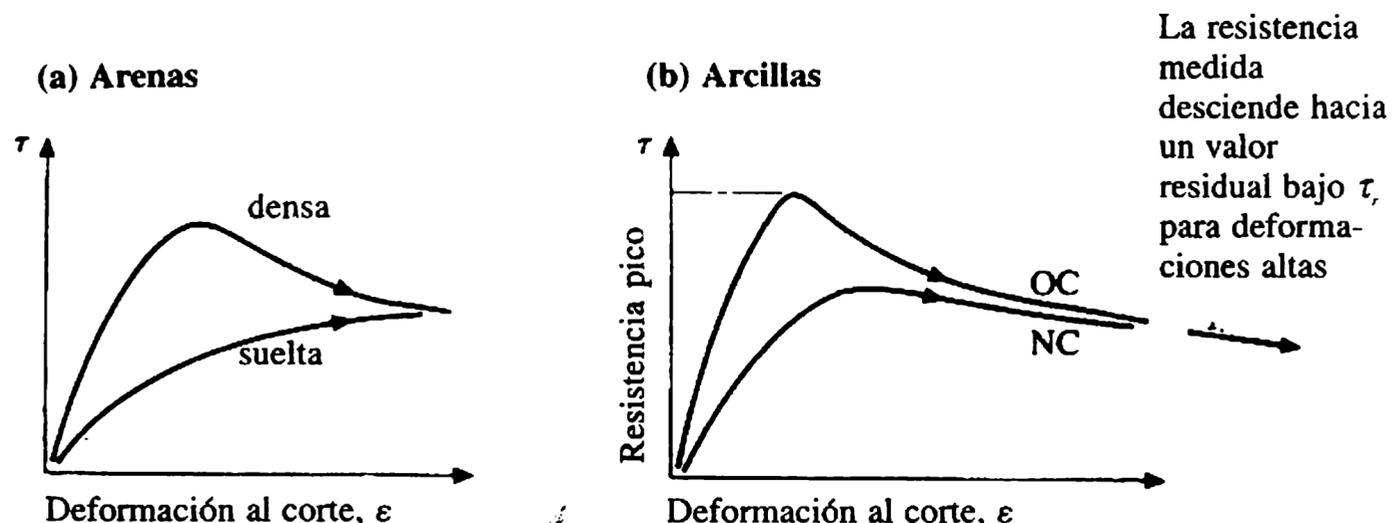


Figura 2.6 Curvas de respuesta esfuerzo-deformación del suelo.

o casi saturados. Cambios en las condiciones externas de carga, que incluyen operaciones de construcción, generan altas presiones en el agua de los poros que se disipan con mucha lentitud. Se establece una relación clara entre la resistencia al corte y el incremento en el contenido de agua: para contenidos altos, las fuerzas cohesivas entre las partículas de arcilla se debilitan con rapidez, lo que genera una gran reducción de las resistencias al corte.

El factor que más influye sobre las características de resistencia al corte y consolidación (sección 2.3.3) de una arcilla saturada es su historia de esfuerzos y no su densidad. Si los esfuerzos efectivos actuales *in situ* son los más grandes que ha soportado la arcilla en su historia, ésta se describe como **normalmente consolidada** (NC).

Si, por el contrario, se han aliviado los niveles previos de esfuerzo efectivo, por ejemplo como resultado de una glaciación, la arcilla se describe como **sobreconsolidada** (SC). La relación entre los máximos esfuerzos efectivos previos y los presentes *in situ* es la **relación de sobreconsolidación** (RSC). En general, las arcillas consolidadas son más bien blandas y compresibles. Su resistencia al corte no drenada, c_u , que se desarrolla cuando no hay el alivio en la presión del agua en los poros debido al drenaje, es proporcional a la presión bajo la cual han sido consolidadas y, por consiguiente, se incrementa con la profundidad. Las arcillas sobreconsolidadas como las tilitas glaciales (RSC = 1 – 3) que se utilizan a menudo en rellenos en terraplenes en el Reino Unido son relativamente rígidas.

Si la estructura de ciertos suelos cohesivos es alterada o remodelada, como en el proceso de compactación del relleno en un terraplén, puede ocurrir una pérdida significativa de resistencia al corte. La relación del esfuerzo de inalterado a remodelado no drenado con el mismo contenido de humedad se define como la **sensibilidad**, S . La sensibilidad de la mayoría de las arcillas y aluviones del Reino Unido está entre 1 y 3. Las arcillas con valores superiores a 4 se denominan sensitivas.

La consistencia de la arcilla puede clasificarse aproximadamente con base en la resistencia al corte cohesiva no drenada, c_u , como se muestra en la tabla 2.2.

2.3.3 COMPRESIBILIDAD Y CONSOLIDACIÓN

Cuando se aplica carga a una masa de suelo puede ocurrir compresión y sedimentación como consecuencia de uno o más de los siguientes tres mecanismos:

1. deformación elástica de las partículas de suelo;
2. compresión del fluido de los poros;
3. expulsión del fluido de los poros de la zona esforzada, con reordenamiento de las partículas de suelo.

Las partículas de suelo y agua son sensiblemente incompresibles, en consecuencia, la compresión o disminución del volumen de un suelo de grano fino saturado debido a la aplicación de esfuerzos o cargas se debe, casi en su totalidad al mecanismo 3 (expulsión de la presión de agua en los poros) a medida que se disipa el exceso

Tabla 2.2 Descripción de la consistencia de suelos arcillosos (BSI, 1981)

<i>Consistencia</i>	<i>Resistencia no drenada c_u (KN m⁻²)</i>
Muy rígida o dura	> 150
Rígida	100-150
Firme a rígida	75-100
Firme	50-75
Blanda a firme	40-50
Blanda	20-40
Muy blanda	< 20

de la presión de agua en los poros. Este proceso hidrodinámico se denomina **consolidación** y es relevante, en su mayor parte, en las arcillas y en los suelos orgánicos en donde el proceso de cambio de volumen es en comparación lento por sus permeabilidades muy bajas (sección 2.3.4). El proceso de consolidación es en parte reversible, es decir, suelos compresibles pueden expandirse al remover la carga. Las características unidimensionales de consolidación vertical, determinadas en los ensayos de laboratorio, se expresan mediante dos coeficientes.

1. El coeficiente de compresibilidad volumétrica, m_v , se requiere para determinar la magnitud de la sedimentación de consolidación dependiente del tiempo:

$$m_v = \Delta \varepsilon_v / \Delta \sigma'_v \quad (2.7)$$

donde $\Delta \varepsilon_v$ es el incremento de deformación vertical producido por un incremento de esfuerzo vertical $\Delta \sigma'_v$, si no se permite movimiento lateral.

2. El coeficiente de consolidación, c_v , se utiliza para establecer las tasas de sedimentación:

$$c_v = k / m_v \gamma_w \quad (2.8)$$

donde k es un coeficiente de permeabilidad.

El coeficiente de consolidación secundaria, C_α , se utiliza para describir sedimentaciones subsecuentes continuas debido al arrastre de la estructura del suelo bajo esfuerzos efectivos constantes.

2.3.4 PERMEABILIDAD DEL SUELO

La permeabilidad del suelo es importante en los problemas de infiltración, estabilidad de taludes y consolidación. También es importante en los procesos de tratamientos del terreno, por ejemplo, en inyecciones y en desecaciones. La permeabilidad relativa de los suelos saturados es estimada mediante un coeficiente de permeabilidad, k , que se expresa en unidades de velocidad ($m\ s^{-1}$). Es de las propiedades del suelo, la más variable entre los extremos de una grava gruesa hasta una arcilla intacta, y aun dentro de suelos uniformes ideales. Valores ilustrativos de k se presentan en la tabla 2.3.

El flujo de agua en un suelo saturado puede representarse por:

$$v = -k \frac{dh}{dl} \quad (2.9)$$

donde v es la velocidad y $dh/dl = i$, es el gradiente hidráulico.

Esta relación se aplica sólo si el suelo es, o está cercano, a la saturación total y si prevalecen las condiciones de flujo laminar y se puede volver a escribir en la forma de la ecuación familiar de Darcy:

$$Q = kiA_s \quad (2.10)$$

donde Q es el caudal y A_s es el área de la sección transversal total del flujo.

Tabla 2.3 Ilustración de propiedades mecánicas para tipo de suelos seleccionados (comparar con la tabla 2.6)

Descripción	Peso unitario saturado γ (kNm^{-3})	Resistencia al corte (esfuerzo efectivo)		Coeficiente de permeabilidad ($\times 10^{-4} m^2kN^{-1}$)	Coeficiente de permeabilidad horizontal k_h ($m s^{-1}$)
		Cohesión c' ($kN m^{-2}$)	Fricción ϕ' (grados)		
Gravillas	17-22	0	30-45	(0.1-1.0)	$10^{-1} - 10^{-2}$
Arenas		0	30-45		
Limos		<5	20-35		
Arcillas (blanda-medias)	15-21	0	20-30	(1.0-10.0)	Arcilla intacta $< 10^{-8}$ Si está meteorizada, fisurada o con lentes de limo $10^{-3} - 10^{-8}$
Arcillas (sensitivas, limosas)		<10	<30		
Arcillas (medias-rígidas)		<50	<20		

1. Valores de m_v y k_h están sujetos a una variación amplia; los valores citados son sólo una guía del orden de magnitud.
2. $k_h > 10^{-3} m s^{-1}$ es necesario para un buen drenaje; $k_h < 10^{-6} m s^{-1}$ corresponde a ser virtualmente permeable.
3. Las propiedades de suelos de grano grueso se controlan con la densidad relativa y la forma de la partícula; aquellos suelos de tipo arcilloso están influidos por la historia de esfuerzos, etcétera.

Las permeabilidades del suelo son sin duda anisotrópicas, con k_h , el coeficiente de permeabilidad horizontal, varias veces más grande que k_v , el coeficiente de permeabilidad vertical. En rellenos compactados la relación k_h/k_v puede exceder de 20. El coeficiente de permeabilidad horizontal se determina con más confiabilidad *in situ*, es decir, mediante ensayos de bombeo de campo en agujeros de sondeo. Asimismo, existen técnicas de laboratorio, pero la reproductibilidad de los resultados es pobre, debiéndose considerar más como un indicativo de órdenes relativos de la magnitud de la permeabilidad que de valores absolutos.

La permeabilidad de los suelos no saturados, como terraplenes antes del primer rebalsamiento y saturación, es mucho más complejo. Este aspecto no se considera en este texto, pero se puede consultar a Lee, White e Ingles (1983).

2.3.5 COMPACTACIÓN

Compactación es el proceso de densificación debido a la expulsión de aire del espacio vacío del suelo, lo que da como resultado una disposición más cercana de las partículas, una mejora en la resistencia y una reducción en la sedimentación. (El proceso no debe confundirse con la consolidación, en donde el volumen disminuye como resultado de una expulsión gradual de agua bajo una carga aplicada – sección

2.3.3). La compactación en el campo de los rellenos de terraplenes por lo general se logra mediante el paso de rodillos por capas delgadas, a menudo ayudadas por la excitación vibratoria del equipo. El proceso también puede aplicarse para suelos *in situ*, y es la más común y la más barata de las técnicas de mejoramiento del terreno a gran escala.

El grado de compactación de un suelo se mide en función de la densidad seca, ρ_d , (o peso unitario seco γ_d), es decir, la masa (o peso) de los sólidos por unidad de volumen de suelo sin contar la humedad:

$$\rho_d = \rho / (1 + w) \quad (2.11)$$

donde ρ es el volumen o densidad *in situ* y w es el contenido de agua.

La densidad seca obtenida durante la compactación varía con el contenido de agua de un suelo y el esfuerzo de compactación aplicado. Los efectos de estas variables son evidentes en las gráficas de las relaciones de densidad seca-contenido de humedad que se muestran en la figura 2.7. La aplicación de un esfuerzo de compactación específico a las muestras de suelo preparadas con contenidos diferentes de agua produce curvas de rendimiento con una forma característica de V invertida. Para contenidos bajos de agua, el suelo es rígido y difícil de compactar, lo que produce bajas densidades secas: a medida que el contenido de agua se incrementa la compactación se hace más fácil y se obtienen densidades secas más altas. A contenidos de agua altos, el agua ocupa un volumen cada vez mayor del espacio de los

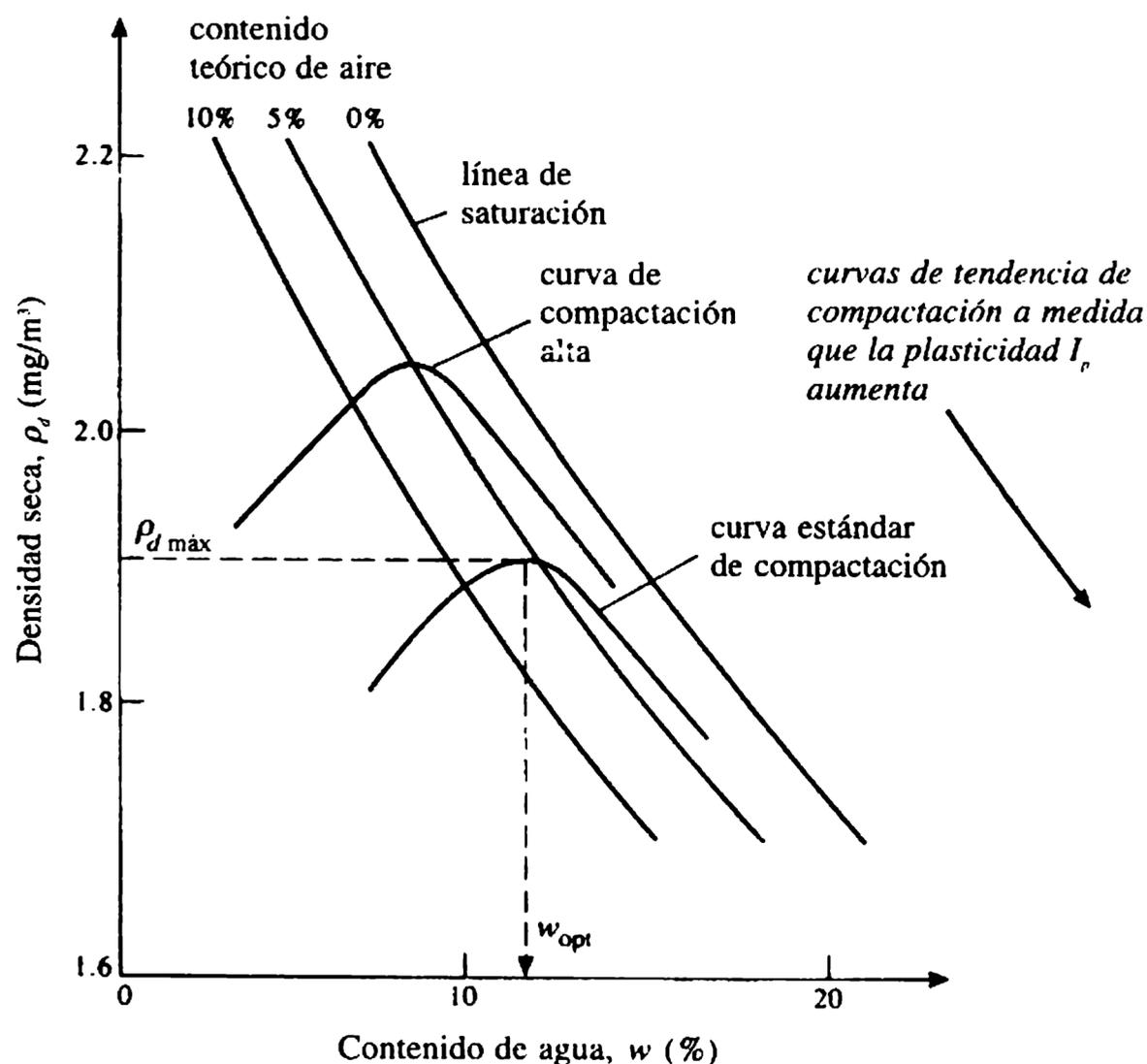


Figura 2.7 Relaciones de compactación de suelos.

vacíos del suelo y la densidad seca disminuye. Para un esfuerzo de compactación dado hay, por consiguiente, un valor óptimo de contenido de agua, w_{opt} , de donde se obtiene el máximo valor de la densidad seca, $\rho_{d\ max}$. Si todo el aire del suelo pudiera expulsarse por compactación, el suelo estaría en un estado de saturación completa ($S_r = 100\%$) y ρ_d tendría el máximo valor posible para un contenido de humedad dado. En la práctica este grado de compactación nunca puede alcanzarse.

Al incrementar los esfuerzos de compactación, se desplaza la curva de densidad seca-contenido de humedad para dar una más alta densidad seca máxima con un menor contenido óptimo de agua (figura 2.7). Para un esfuerzo de compactación constante, los diferentes tipos de suelos producen diferentes curvas de rendimiento de densidad seca-contenido de agua; en general, los suelos más gruesos pueden compactarse a mayores densidades secas. Para una compactación efectiva, el espesor de la capa de suelo debe ser tan delgado como sea viable en términos económicos. En general, el espesor máximo especificado de la capa para una compactación de campo efectiva está en el rango de 150-250 mm.

La especificación de la compactación de campo en un relleno debe asegurar que se obtenga la densidad seca, lo que garantizará la resistencia y otras características adecuadas para satisfacer los criterios de estabilidad, de sedimentación u otros. La densidad seca obtenida en campo es de ordinario menor que la obtenida en el laboratorio $\rho_{d\ máx}$. La relación entre la densidad seca en el terreno y la $\rho_{d\ máx}$, expresada como porcentaje se define como la **compactación relativa**. Esta relación puede utilizarse para especificar el grado requerido de compactación en el sitio, lo que coloca límites en los contenidos de agua del suelo. Para proyectos de relleno mayores, como terraplenes, es cada vez más común utilizar la especificación dependiendo del tipo de 'método', basada en ensayos de campo muy completos. En términos amplios, este tipo de especificación define los límites del espesor de la capa y el contenido de agua y requiere que se fije el número mínimo de pasadas de un rodillo específico sobre cada capa de suelo.

La compactación de un suelo modifica las características mecánicas principales, de la siguiente manera:

1. *Resistencia al corte.* Aunque la resistencia al corte se incrementa con la compactación, aquella obtenida bajo un esfuerzo de compactación dado varía con el contenido de agua. La máxima resistencia al corte en general ocurre para un contenido w_{opt} y, por tanto, a una menor densidad seca que $\rho_{d\ máx}$. En la práctica, la mayor resistencia al corte a largo plazo es probable que sea alcanzada por compactación con un contenido de agua ligeramente mayor que w_{opt} . En rellenos de tierra, en particular en el núcleo de una presa, la plasticidad es también un aspecto importante en cuanto al riesgo de formación de grietas internas o fracturamiento hidráulico (sección 2.7).
2. *Compresibilidad.* Un mayor grado de compactación reducirá la sedimentación debido a la compresión y consolidación subsecuentes.
3. *Cambio de volúmenes (debido a cambios en el contenido de agua).* Para la compactación de un suelo compresible, un alto contenido de agua tiende a reducir el hinchamiento subsecuente e incrementar la contracción potencial. La compactación con contenido de agua más bajo tiene el efecto contrario.

4. **Permeabilidad.** La mayor compactación genera una reducida permeabilidad. Los efectos son menos evidentes en suelos cohesivos, donde los valores bajos de permeabilidad son influidos considerablemente por, *inter alia*, la naturaleza y estructura de los poros.

2.3.6 PROPIEDADES MECÁNICAS REPRESENTATIVAS DE LOS SUELOS

En la tabla 2.3 se presentan intervalos con valores representativos de las principales propiedades mecánicas para diversos tipos genéricos de suelos en su estado natural.

Se debe actuar con mucho cuidado en la interpretación de la tabla 2.3, debido a que las propiedades de los suelos nominalmente homogéneos y uniformes están sujetas a variaciones considerables. Los intervalos de los valores dados deben considerarse sólo como una ilustración. Se pueden comparar con los valores correspondientes para los rellenos compactados presentados en la tabla 2.6 (se debe consultar la sección 2.5.1).

2.4.1 TIPOS Y ELEMENTOS IMPORTANTES

En su forma más simple y antigua, la presa de relleno se construía con suelos de baja permeabilidad y de perfil nominalmente homogéneo. Su sección no presentaba drenaje interno ni rastrillo. Aunque las presas de ese tipo evidenciaron vulnerabilidad a problemas asociados con infiltraciones incontroladas, poco progresó el diseño antes del siglo XIX. Entonces se reconoció que, en principio, las presas de relleno más grandes requerían dos elementos constitutivos (ver sección 1.3):

1. un elemento impermeable de retención de agua o núcleo de un suelo con permeabilidad muy baja, por ejemplo, arcilla blanda o altamente remoldeada, y
2. espaldones de soporte de un relleno de tierra más grueso (o de enrocado), para proporcionar estabilidad estructural.

Como principio de diseño más avanzado *c*, desde 1860 los espaldones se ‘zonificaron’, a menudo colocando los suelos más finos adyacentes al elemento del núcleo y material de relleno un poco más grueso hacia ambos paramentos.

Las prácticas actuales de diseño de presas de relleno conservan estos principios. Para el elemento impermeable del núcleo se emplean rellenos limosos de grano fino o arcillosos compactados o, en algunos casos, materiales manufacturados, como asfalto o concreto. Según su disponibilidad, rellenos más gruesos de diferentes tipos que abarcan hasta enrocados gruesos, se compactan en zonas designadas de ambos espaldones, donde las características propias de cada uno pueden desplegarse mejor dentro de un perfil efectivo y estable.

En la sección 1.3 se expusieron las principales ventajas por las que las presas de relleno mantienen su predominio. Las figuras 1.2 y 1.3 ilustraron las variantes más

2.4 Principios de diseño

importantes de las presas de relleno, y a continuación se presentaron unas notas breves complementarias de cada una de ellas.

El uso de los rellenos homogéneos [figura 1.2(a) y (b)] en general se limita a presas más pequeñas, menos importantes y a diques en ingeniería fluvial (Marsland, 1957) (capítulo 8). Se requiere una disponibilidad amplia de suelo con permeabilidad suficientemente baja y se hace necesario un diseño cuidadoso y una planeación de los detalles internos a fin de controlar la infiltración y las presiones de agua en los poros.

El perfil con un núcleo central del relleno térreo, ilustrado en las figuras 1.2(c) a 1.2(e), es el más común en las presas de relleno de mayor tamaño. Los núcleos angostos de arcilla blanda compresible o de concreto, como en los perfiles de las figuras 1.2(c) y 1.2(d), han sido remplazados desde 1940-950 por los núcleos de arcilla compactada de la figura 1.2(e), los cuales son técnicamente superiores. El núcleo esbelto puede ser vulnerable a fraccionamiento y erosión interna (sección 2.7.2), los núcleos más anchos presentan los menores gradientes hidráulicos internos. El cambio hacia núcleos más anchos coincide con el desarrollo de la teoría de la mecánica de suelos y con la introducción de equipos de compactación y movimiento de tierra de gran capacidad. El ancho de la base del núcleo ahora es, en general entre 20 y 40% de la altura del relleno [ver también las figuras 2.10(a) y 2.10(b)]. Las presas con núcleos centrales e inclinados con espaldones de enrocado gradado y compactado se muestran en las figuras 1.2(f), 1.3(a) y 1.3(b).

El perfil con un núcleo inclinado, ilustrado en la figura 1.3(b), se considera a veces ventajoso al moderar el riesgo de agrietamiento del núcleo como resultado de la transferencia de carga entre el núcleo compresible y el espaldón más rígido de enrocado (sección 2.7).

Los enrocados con cubierta, ilustrados en la figura 1.3(c), presentan una membrana impermeable de concreto o asfáltica aguas arriba. Membranas asfálticas delgadas (0.15-0.30 m de espesor) se emplean ampliamente cuando el suelo apropiado para la construcción del núcleo no está disponible o no es económico. Una membrana asfáltica puede soportar deformaciones importantes sin romperse. Las membranas de asfalto más gruesas (0.6-1.0 m) también se emplean bastante en la posición central menos vulnerable, como se indica en la figura 1.3(d) (y figura 2.17).

La selección del tipo óptimo de relleno para un sitio específico es determinada principalmente por la naturaleza y disponibilidad en cantidad suficiente de los diferentes materiales de relleno. Las pendientes más altas de los paramentos posibles en espaldones de enrocado compactado [figuras 1.2 (f) y 1.3(a)-(d)] pueden reducir entre 30 y 50% la cantidad de relleno requerido para una altura de presa dada.

Las cargas primarias que actúan sobre un relleno no difieren en principio de las que se aplican a las presas de gravedad y que se esbozaron en la sección 1.7. Hay, sin embargo, diferencias conceptuales en lo referente a la carga debida al agua que, en todos los casos exceptuando los enrocados de cubierta, se ejerce por dentro del relleno del espaldón aguas arriba. La carga del peso propio es importante con respecto a la estabilidad y los esfuerzos internos para el relleno y para cimentaciones en suelos compresibles. Debido a esas diferencias, el análisis de las presas de relleno es menos formal y se lleva a cabo de una manera muy diferente del

análisis de las presas de concreto (capítulo 3). Esto se desarrollará con más detalle después de considerar los defectos y modos de falla que pueden afectar las presas de relleno.

2.4.2 MECANISMOS Y MODOS DE FALLA Y PRINCIPIOS DE DISEÑO

Los principales mecanismos y modos de falla identificables en una presa de relleno se ilustran en forma esquemática en la figura 2.8. Ciertos mecanismos están interrelacionados, por ejemplo, puede ocurrir rebosamiento debido a una capacidad inadecuada del vertedero o por carencia de un borde libre lo que, a su vez, puede resultar de una deformación y sedimentación de largo plazo. La erosión interna y los mecanismos de rebosamiento son de interés particular, cada uno de ellos es responsable entre 30 y 35% de los incidentes y fallas serios.

La figura 2.8 también resalta las consideraciones principales de diseño llamando la atención contra los riesgos principales que se deben prevenir:

1. *Rebosamiento y borde libre.* El vertedero de excesos y la capacidad de desagüe deben ser suficientes para prevenir rebosamientos, con riesgo de erosión severa y posible lavado del relleno (capítulo 4). El borde libre, es decir, la diferencia entre el nivel máximo del embalse y el nivel mínimo de la cresta de la presa, debe ser suficiente para prevenir rebosamientos por la acción de las olas. También debe incluir un margen para la sedimentación de largo plazo de la presa previsible en una cimentación compresible.
2. *Estabilidad.* El relleno, incluida su cimentación, debe ser estable bajo la construcción y en todas las condiciones de operación del embalse. Las pendientes de los paramentos deben ser, por tanto, suficientemente planas para asegurar que los esfuerzos internos y la cimentación permanezcan dentro de límites aceptables.
3. *Control de infiltración.* La infiltración dentro y debajo del relleno debe controlarse para prevenir la erosión interna oculta y la migración de materiales finos, por ejemplo, del núcleo, o la erosión externa y los desprendimientos. Los gradientes hidráulicos, la presión de infiltración y las velocidades de infiltración dentro y bajo la presa deben, por tanto, restringirse a niveles aceptables para los materiales del caso.
4. *Protección del paramento aguas arriba.* El paramento aguas arriba debe protegerse contra la erosión local que resulta de la acción de las olas, movimiento del hielo, etc.
5. *Obras de desagüe y auxiliares.* Se debe ser muy cuidadoso para garantizar que el desagüe u otras estructuras construidas dentro de la presa, no permitan el paso sin obstrucción de agua infiltrada a lo largo de su perímetro con el riesgo de una migración de suelos y canalización.

Detalles de los mecanismos de falla más importantes con ejemplos ilustrativos de causas y medidas preventivas se presentan en la tabla 2.4.

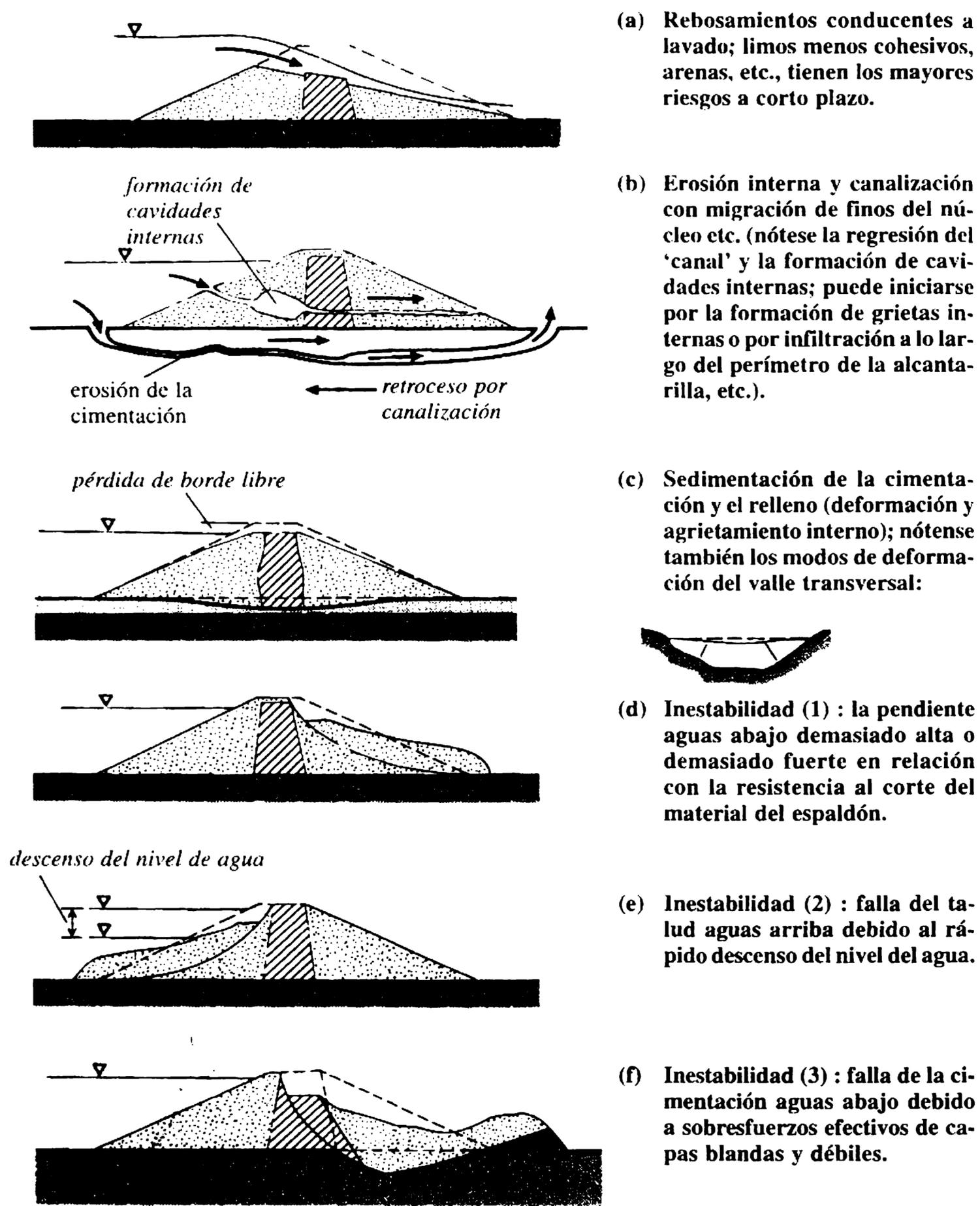


Figura 2.8 Mecanismos y modos de falla de rellenos.

2.4.3 ASPECTOS DEL DISEÑO Y LA PRÁCTICA

Las consideraciones resumidas en la sección 2.4.2 tienen grandes implicaciones con respecto a ciertos aspectos de diseño y buenas prácticas de construcción. Algunos de los puntos más importantes se detallan a continuación, y en las figuras 2.10 (a) y (b) y la figura 2.17 se muestran ejemplos representativos de presas de relleno que ilustran las prácticas modernas.

Tabla 2.4 Mecanismos de fallas de presas de relleno y medidas preventivas

<i>Defectos</i>	<i>Características</i>	<i>Causas</i>	<i>Medidas preventivas - correctivas</i>
Externos Rebosamientos	Flujo sobre la presa y posible lavado; mayores riesgos en suelos menos cohesivos; más grave si es localizado.	Vertedero inadecuado y/o borde libre. El borde libre reducido por sedimentación; vertedero obstruido.	Capacidad del vertedero adecuada y borde libre inicial, y/o refuerzo de la superficie con vegetación. Restauración de la sedimentación de protección de la cresta; buen mantenimiento.
Erosión por olas	Daño del paramento y espaldón aguas arriba.	Protección del paramento alterado o dañado.	Diseño apropiado y mantenimiento.
Erosión de pie de presa	Creciente que daña el pie de presa.	Canal del vertedero mal diseñado y/o localizado.	Buen diseño hidráulico; paredes de encauzamiento.
Cárcavas	Erosión local concentrada del paramento aguas abajo por la precipitación.	Drenaje superficial pobre.	Vegetación, refuerzo superficial y/o drenaje.
Infiltración interna Pérdida de agua	Aumento en las pérdidas de infiltración y/o irregularidades de la superficie freática; zonas blandas en taludes o aguas abajo.	Presa y/o cimentación permeable; rastrillo inadecuado. Agrietamiento interno.	Rastrillo e inyecciones en el núcleo. Diseño cuidadoso, inyecciones.
Erosión de infiltración (erosión interna oculta)	Infiltración turbia a través del sistema de drenaje.	Agrietamiento interno. Infiltraciones a lo largo del perímetro de alcantarillas, túneles, tuberías, etc.	Drenaje interno, filtros, zonificación cuidadosa del relleno. Diseño detallado, uso de collares, inyecciones.
Inestabilidad Deslizamiento de la cimentación		Cimentación blanda o débil y/o presiones de agua en los poros altas.	Consolidar el suelo, drenaje, mejoramiento del terreno.
Paramento aguas abajo Paramento aguas arriba	Cambio en morfología; pandeo y deformaciones que conducen a deslizamientos de rotación o de traslación.	Altas presiones del agua en los poros; pendiente demasiado empinada; descenso rápido del nivel de agua en la pendiente aguas abajo.	Drenaje; tendido de pendientes o construcción de bermas estabilizadoras.
Deslizamientos por flujo	Licuefacción repentina, mecanismos de flujo rápido.	Activada por un choque o movimiento; suelos limosos en riesgo.	Compactación adecuada/consolidación o adición de una berma de pie.
Deformación Sedimentación	Pérdida del borde libre; zonas bajas locales.	Deformación y consolidación de la presa y/o cimentación; resultado de erosión interna, etc.	Restauración del borde libre; buenas especificaciones internas detalladas para reducir el riesgo de agrietamiento, por ejemplo, filtros protectores.
Interna	Deformación del perfil externo; agrietamiento interno.	Deformación relativa de zonas o materiales.	Buenas especificaciones, con zonas de transición amplia, etc.

a. Zonificación de los rellenos de los espaldones

La zonificación cuidadosa y correcta de los materiales disponibles es un aspecto importante en el diseño de presas de relleno. Los principios esenciales son los siguientes:

1. El núcleo debe ser tan ancho como sea viable desde el punto de vista económico.
2. El material más fino del espaldón debe ser zonificado adyacente al núcleo.
3. Las zonas de los espaldones deben ser de material progresivamente más grueso a medida que se aproximan a las caras de los paramentos.
4. Cuando sea inevitable un cambio considerable de las características de los materiales en las zonas adyacentes, los efectos en la interfaz deben moderarse mediante la inserción de una zona intermedia o de transición.

La permeabilidad de zonas sucesivas debe incrementarse hacia los taludes exteriores, poniendo un filtro aguas abajo del núcleo. Materiales que drenen con relativa libertad y con un alto grado de estabilidad inherente se utilizan para encerrar y soportar material menos estable del núcleo impermeable y el filtro. Materiales más permeables, si están disponibles, se colocan en general en las secciones aguas arriba para permitir una disipación rápida de la presión del agua en los poros en descensos rápidos del nivel del agua (sección 2.7.1).

La estabilidad de una presa de relleno y su cimentación está determinada por su capacidad de resistir esfuerzos cortantes. Las presas de relleno construidas con materiales cohesivos de baja permeabilidad tienen en general pendientes más tendidas que aquellas utilizadas en rellenos zonificados, con zonas externas de drenaje libre que soportan las zonas internas con material de relleno menos permeable.

Materiales de relleno de menor calidad puestos al azar, pueden emplearse con satisfacción en las áreas dentro del perfil de la presa en donde ni la permeabilidad ni la resistencia al corte sean importantes y los requerimientos principales sean el volumen y el peso. Por ejemplo, la colocación de un relleno estabilizador en el pie de la presa en una cimentación de baja resistencia o las denominadas 'zonas aleatorias' dentro de la presa.

En la zonificación y el perfil del núcleo se consideran los siguientes puntos generales:

1. Un gradiente hidráulico nominal a través del núcleo del orden de 1.5-2.5 es satisfactorio, mientras que un valor mayor que 3.5-4 no es conveniente.
2. El perfil del núcleo no es crítico, siempre y cuando el talud aguas arriba del núcleo no controle la estabilidad global del talud. Es preferible que el núcleo esté próximo al centro y pueda moderar la ubicación del filtro aguas abajo si ese paramento se mantiene vertical.
3. El dimensionamiento de las zonas estructurales o zonas intermedias de transición se rige por consideraciones de estabilidad y de deformación. Algunas veces se complementa con información tomada de la construcción de rellenos especiales de prueba.
4. Se deben equilibrar la complejidad del diseño y la facilidad de construcción. La zonificación interna y los requerimientos asociados a las especificaciones deben mantenerse lo más simples que sea posible.

b. Localización del vertedero

Para minimizar el riesgo de daño de una presa en condiciones de inundación, normalmente se requiere, por consideraciones de diseño geotécnicas e hidráulicas, que el vertedero de excesos y el canal de descarga se mantengan lejos del relleno. Los vertederos, por tanto, se construyen de ordinario en el terreno natural con un canal de desviación para alejarse del costado de la presa y descargar a un cuenco de amortiguación lejos del pie de presa aguas abajo. Como alternativa se puede utilizar un vertedero de tipo pozo localizado dentro del embalse que descargue mediante un túnel o alcantarilla. En último caso, es preferible conducir la descarga a través del terreno natural del estribo dondequiera que sea posible. La alternativa es un alcantarillado de concreto si la cimentación es una roca incompresible. Los aspectos hidráulicos de ambos tipos de vertedero se analizan en el capítulo 4.

c. Borde libre

Las medidas necesarias para tener en cuenta en la sedimentación a largo plazo del borde libre mínimo están determinadas por la altura de la presa y la profundidad de la cimentación compresible en cualquier sección. Es, por consiguiente, usual construir la cresta de la presa con una inclinación longitudinal para acomodar la variación en la sedimentación.

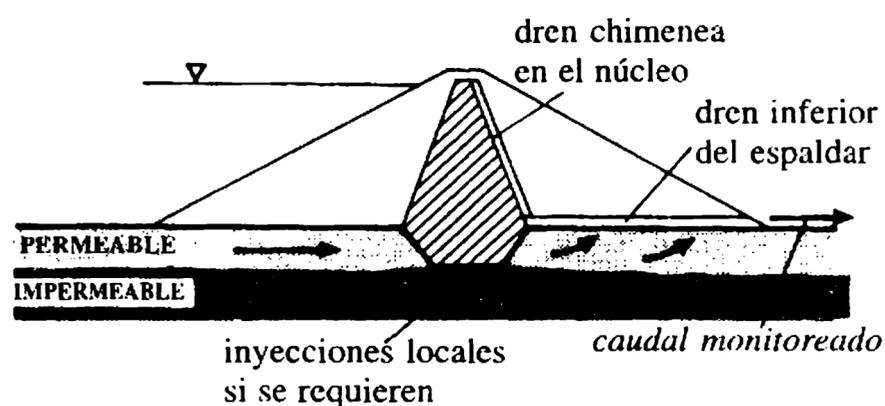
Algunas veces, parte del borde libre de diseño, se provee mediante la construcción de una pared continua de concreto contra olas a lo largo del borde aguas arriba de la cresta de la presa, lo cual también puede hacerse cuando sea necesario incrementar el borde libre de presas más antiguas debido a una revaluación de la creciente de diseño. El borde mínimo total desde el umbral del vertedero a la cresta de la presa (o a la parte superior de una pared estructural contra olas), debe ser por lo menos de 1.5 m para los embalses de pequeñas presas de relleno y mucho más grande para presas y/o embalses más grandes (capítulo 4).

d. Control de infiltración en la cimentación

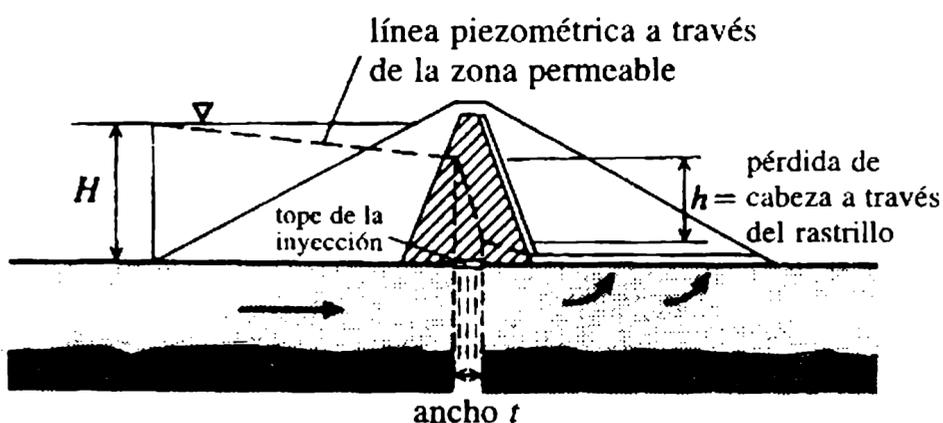
Los flujos y la presión de infiltración dentro de la cimentación se controlan mediante los rastrillos y el drenaje. Los rastrillos son barreras impermeables que funcionan como una extensión del núcleo del relleno dentro de la cimentación. En general, se localizan bajo el núcleo, pero también pueden localizarse a una corta distancia aguas arriba y estar conectados al núcleo mediante una capa horizontal impermeable bajo el espaldón. El rastrillo puede penetrar el estrato impermeable (un rastrillo 'que penetre totalmente') o, si el material permeable se presenta a profundidades considerables, puede terminar donde la pérdida de cabeza a través del rastrillo sea suficiente para efectuar el grado de control requerido (un rastrillo 'que penetre parcialmente'). Con frecuencia, los rastrillos más antiguos se construían como 'zanjas rellenas de arcilla' muy angostas, con el inconveniente de que muchos eran vulnerables a daños por infiltración y erosión. Las principales variantes de rastrillos que se emplean ahora se ilustran en la figura 2.9.

El rastrillo relativamente ancho y con zanjas poco profundas [figura 2.9(a)] se rellena con arcilla compactada y forma la base del núcleo que está por encima. Es muy efectivo, en particular si se complementa con inyecciones, pero los costos de excavación lo limitan a profundidades máximas de zanja del orden de 10-20 m.

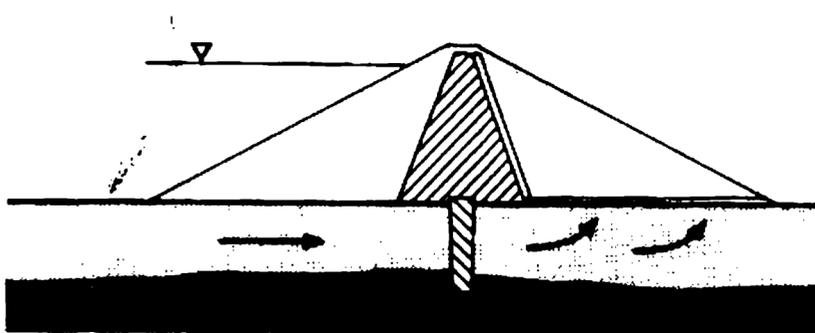
El rastrillo del tipo de zona inyectada, mostrado en la figura 2.9(b), se emplea en la actualidad para un rango amplio de condiciones de cimentación debido a los desarrollos en las técnicas de lechadas, por ejemplo las técnicas de inyección en aluviones. El rastrillo se forma por varias líneas paralelas de agujeros de inyección alternadas, espaciadas de 2 a 3 m entre sus centros. En general, se utilizan lechadas de base de cemento, pero hay disponibles lechadas químicas más sofisticadas y costosas para condiciones particularmente difíciles. Los rastrillos inyectados son más efectivos en roca fracturada y en suelos de grano más grueso, donde pueden



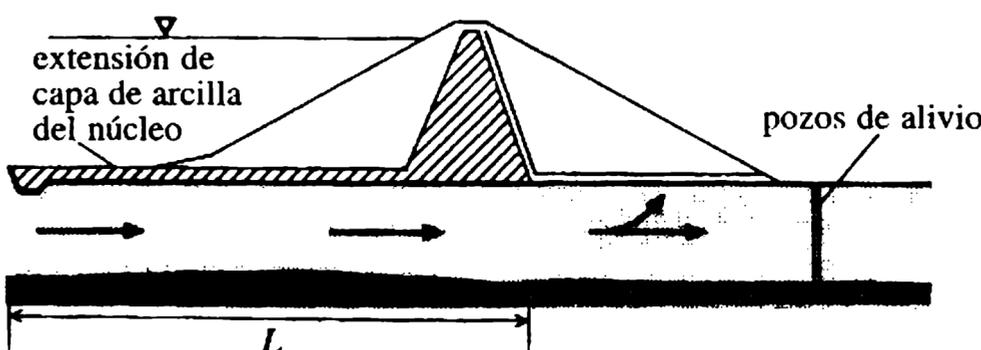
(a) Rastrillo de zanja abierta (sólo a profundidades moderadas)



(b) Rastrillo inyectado (no necesita penetrar a capas impermeables)



(c) Rastrillo de diafragma (no necesita penetrar a capas impermeables)



(d) Capa aguas arriba (puede emplear drenes inferiores con pozos de alivio)

Figura 2.9 Rastrillos y control de infiltración inferior.

reducir la permeabilidad entre uno a tres órdenes de magnitud. Rastrillos de este tipo se han construido hasta profundidades de más de 100 m. Pueden ser instalados o mejorados después perforando a través del cuerpo de una presa, pero de ordinario son relativamente costosos.

El rastrillo del tipo diafragma delgado, resultado de los avances logrados en los procesos geotécnicos, se ilustra en la figura 2.9(c). El rastrillo se forma mediante la excavación, en longitudes de tramos de una zanja angosta estabilizada con lechadas que luego se rellenan de modo permanente con una mezcla de arcilla, arena y bentonita.

De forma alterna puede emplearse un relleno de concreto 'plástico' relativamente débil y deformable para formar el elemento impermeable. El rastrillo de diafragma es muy efectivo en suelos de aluviones y de grano más fino y puede construirse de manera económica a profundidades de más de 30-40 m.

Muros de diafragma de tablestacado pueden dirigirse hasta profundidades de 20-25 m para formar un rastrillo bajo estructuras de cabeza baja. El costo de este tipo de rastrillo es moderado, pero su eficiencia es baja a menos que se complemente con inyecciones aguas arriba, por ejemplo con una lechada de bentonita.

El control de la infiltración del rastrillo aguas abajo se favorece por la provisión casi universal de una capa de drenaje horizontal a nivel del terreno bajo el espaldón aguas abajo. A menudo se complementa con unos pozos profundos de alivio bajo o cerca del pie de presa. Estas características del drenaje se identifican en las figuras 2.9(a)-2.9(d).

También se puede moderar la infiltración por medio de una continuación del núcleo aguas arriba mediante una capa horizontal impermeable que se extiende sobre el lecho del embalse [figura 2.9(d)]. La capa se lleva aguas arriba a una distancia suficiente para alargar la trayectoria de infiltración y de esta manera reducir el flujo al nivel requerido. El espesor del relleno compactado requerido puede tomarse como $c. 1.0 + 0.1H$, donde H (m) es la altura del relleno. La eficiencia de una capa aguas arriba puede ser relativamente baja con respecto a los considerables costos de construcción involucrados.

e. Obras de desagüe: túneles y alcantarillas

Donde sea posible, las obras de desagüe deben construirse como un túnel perforado a través del terreno natural del estribo de la presa. Donde sea difícil o inconveniente desde el punto de vista económico, una alcantarilla de concreto cimentado sobre roca es una alternativa satisfactoria, siempre y cuando se pueda asegurar que, si no está cimentada en una roca poco profunda (figura 2.17), la alcantarilla que es proyectada con cierta rigidez no origine agrietamientos por corte del relleno cuando este último sufra sedimentaciones. La sección transversal del alcantarillado deberá ser ojival, con juntas transversales a intervalos de 10-15 m y un revestimiento externo para deslizamiento, a fin de ayudar al asentamiento del relleno con respecto a la alcantarilla. Es potencialmente peligroso construir una alcantarilla de desagüe sobre una cimentación compresible dentro del relleno mismo, debido a los efectos de las deformaciones diferenciales y al posible agrietamiento.

De forma general, las alcantarillas de concreto incorporan un número de collares o placas externas transversales a intervalos en toda su longitud para inhibir infiltración preferencial y erosión posible en la interfaz alcantarilla-relleno (USBR, 1987).

f. Protección del paramento aguas arriba

Para proteger el paramento aguas arriba contra la erosión por olas, están disponibles varias opciones que abarcan desde el revestimiento con mezclas asfálticas tradicionales con inyecciones en las juntas, pasando por pantallas de concreto, hasta el uso de bloques de concreto, acorazamiento en roca y la escollera. Una capa de protección pesada y gruesa es necesaria entre el nivel de la cresta y el nivel mínimo de operación o de descenso del agua, suministrando protección reducida de ahí hasta el lecho del embalse. Las mezclas asfálticas son costosas y, aunque son durables, no son disipador eficiente de la energía de las olas. Las losas de concreto tienen limitaciones similares y permiten elevaciones considerables de las olas que deben incluirse dentro del diseño del borde libre. Las obras en bloques pesados de concreto con juntas abiertas cimentadas sobre grava y un filtro granular son preferibles y en la actualidad se utilizan ampliamente. Cuando se dispone de rocas durables, grandes y angulares, el acorazamiento en roca y la escollera de roca lanzada proveen una protección efectiva. Una regla empírica para determinar el tamaño de la roca en el acorazamiento necesario para la estabilidad bajo acción de las olas es la siguiente:

$$M = 10^3 H_s^3 \quad (2.12)$$

donde M (kg) es la masa de la piedra requerida y H_s es la altura significativa de la onda (m) (capítulo 4). La protección de los paramentos se examina con profundidad en Thomas (1976), Thompson y Shuttler (1976), Pitt y Ackers (1982) e ICOLD (1993a). También se debe consultar el capítulo 14 de este libro.

g. Cresta de la presa de relleno

La cresta debe tener un ancho no menor a 5 m y deberá tener una vía de acceso alisada y bien drenada. (En las presas antiguas, este último requerimiento proporciona una resistencia valiosa contra los efectos erosivos de pequeños rebosamientos ocasionales).

2.5 Materiales y construcción

2.5.1 MATERIALES DE RELLENO TÉRREOS

Tres categorías principales de material de relleno son necesarias con relación a las presas de relleno térreo para cumplir los requerimientos del núcleo, espaldones, capas de drenaje, filtros, etcétera.

Los rellenos del núcleo deben tener permeabilidad baja y de forma ideal deben ser de plasticidad intermedia a alta para acomodar la deformación sin arriesgar el

agrietamiento (sección 2.7.5). No es necesario, y posiblemente desventajoso, que tengan una alta resistencia al corte. Los suelos más apropiados tienen contenidos de arcilla de más de 25-30%, por ejemplo, tilitas glaciales, etc.; aunque también pueden utilizarse arenas arcillosas y limos. El núcleo es el elemento principal de un relleno y es el más exigente respecto a las características y uniformidad del material. Las principales características de los grupos más importantes de suelos apropiados para núcleos trabajados con rodillo se resumen en la tabla 2.5.

Las propiedades del núcleo compactado con arcilla son críticas para la integridad de la impermeabilización a largo plazo. Los valores representativos de los parámetros mecánicos más importantes de rellenos de tierra compactados se resumen en la tabla 2.6.

El relleno del espaldón requiere tener una resistencia al corte bastante grande para permitir una construcción económica de taludes estables con el ángulo más alto posible del talud. Es preferible que el relleno tenga una permeabilidad relativamente alta para ayudar a la disipación de la presión del agua en los poros. Los materiales apropiados varían a lo largo de un espectro que cubre materiales granulares gruesos hasta rellenos que difieren muy poco de los materiales del núcleo. Los espaldones no necesitan ser homogéneos; en su interior es habitual utilizar los diferentes rellenos que estén disponibles en zonas predeterminadas (el uso de enrocados para los espaldones se analiza brevemente en la sección 2.9).

El material de drenaje del filtro debe estar limpio, permitir el drenaje libre y no ser propenso a degradación química. Las gravas naturales finas procesadas, rocas trituradas y arenas gruesas o medias son apropiadas, y se emplean en la secuencia y gradación determinada por la naturaleza del núcleo y/o los rellenos de los espaldones adyacentes. El costo de los materiales procesados de filtro es relativamente alto, y su requerimiento, por tanto, debe restringirse al mínimo.

2.5.2 CONSTRUCCIÓN

Las operaciones de construcción que siguen al desarrollo inicial del sitio se pueden clasificar en cuatro grupos principales de actividades, relacionadas con (1) desarrollo de la fuente del material, (2) preparación y construcción de la cimentación, (3) construcción y control de relleno, y (4) construcción de obras complementarias.

Las actividades de **desarrollo de las fuentes de materiales** comprenden la apertura de las áreas de extracción o canteras e incluyen la instalación de equipos fijos como trituradoras, bandas transportadoras, etc., y también la construcción de vías de acceso y de acarreo entre las diferentes áreas de extracción y el sitio de la presa, y la movilización de los equipos de excavación y acarreo.

Las actividades de preparación de la cimentación, incluyendo desvíos del río, pueden realizarse de manera simultánea con el desarrollo de las fuentes de relleno. El desvío temporal del río se efectúa por lo general mediante la perforación de un túnel lateral que en la mayoría de los casos alberga los trabajos de desagüe. (Cuando se planea una alcantarilla de desagüe a través o bajo el relleno en lugar del túnel lateral, ésta puede usarse en forma temporal para desviar el río).

Tabla 2.5 Características de suelos para núcleos

<i>Descripción del suelo (BS 5930)</i>	<i>Resistencia al agrietamiento</i>	<i>Resistencia a la erosión y canalización</i>	<i>Rodillo de compactación óptimo</i>	<i>Sensibilidad al control de contenido de agua en la compactación</i>
Arenas muy limosas o gravas; 6% arcilla (GM-SM)	Baja; incrementos con $<\rho_d$ y $>I_p$	Baja; incrementos con $<\rho_d$ y $>I_p$	Banda de rodadura neumática (20-80 t)	Alta para evitar fragilidad
Arenas muy arcillosas o gravas; 20% arcilla (GC-SC)	Intermedia con un ρ_d representativo	Intermedia	Banda de rodadura neumática (20-80 t)	Baja para controlar u_w
Arcillas con baja plasticidad (CL)	Relativamente flexible	Alta; incrementa con $>\rho_d$	Banda de rodadura neumática o de pata de cabra	Intermedia a alta para controlar u_w
Arcillas con alta plasticidad (CH)	Flexible; puede resistir grandes deformaciones	Alta; incrementa con ρ_d	De pata de cabra	Alta para controlar u_w

Tabla 2.6 Propiedades mecánicas comunes para rellenos de tierra compactada (comparar con la tabla 2.3)

<i>Tipo de relleno</i>	<i>Características de compactación</i>		<i>Resistencia al corte (esfuerzos efectivos)</i>		<i>Coefficiente de compresibilidad $m_v (\times 10^{-4} m^2 kN^{-1})$</i>	<i>Coefficiente de permeabilidad horizontal, $k_h (m s^{-1})$</i>
	<i>Peso unitario $\gamma_{d \text{ máx}} (kN m^{-3})$</i>	<i>Agua $w_{opt} (\%)$</i>	<i>Cohesión, $c' (kN m^{-2})$</i>	<i>Ángulo de fricción $\phi' (grados)$</i>		
Gravas (GW-GC)	18-22	5-10	0	35-40	0.1-1.0	10^{-3} - 10^{-5}
Arenas (SW-SP)	16-20	10-20	0	35-40	0.5-1.5	10^{-4} - 10^{-6}
Limos (ML-MH)	16-20	15-30	<10	25-35	0.5-2.5	10^{-5} - 10^{-8}
Arcillas (CL-CH)	16-21	15-30	<20	20-30	0.5-3.0	10^{-7} - 10^{-10}
Roca triturada (tamaños entre 2-600 mm)	17-21	N/A	0	40-55	N/A	10^{-1} - 10^{-2}

La roca triturada se muestra sólo con propósitos de comparación (ver la sección 2..9).

Se remueven la capa superficial del suelo y los depósitos meteorizados de la superficie de los terrenos de acarreo, etc. En caso de una cimentación compresible y blanda, se puede mejorar la resistencia y acelerar la construcción mediante preconsolidación y/o instalación de drenes de arena. En esta etapa también se instala la instrumentación de la cimentación para vigilar la presión de poros y el comportamiento del rastrillo (capítulo 7). La construcción de la cimentación se completa con la colocación de las capas de drenaje que sostendrán la base del espaldón aguas abajo.

La construcción del relleno es un ejercicio de la utilización eficiente del equipo cumpliendo los términos de los requerimientos de especificaciones de rendimiento de los materiales y las técnicas de compactación. Las operaciones de colocación de relleno podrán estar influidas por las condiciones climáticas y cambios sutiles en las características del material. El control se centra en la supervisión del contenido de agua, el espesor de las capas y el procedimiento de compactación. La calidad y uniformidad del relleno para el núcleo compactado son decisivas. En la práctica reciente se emplean enfoques estadísticos en las pruebas y en el control de calidad y se exige que la resistencia al corte no drenado, c_u , se halle dentro de los límites especificados. Para las arcillas del Reino Unido (Kennard *et al.*, 1979) es común especificar $c_u = 55 - 100 \text{ kN m}^{-2}$. Para controlar la presión del agua en los poros en la construcción y acelerar la consolidación de materiales de relleno cohesivos de baja permeabilidad puede ser necesario instalar capas de drenaje horizontales en ambos espaldones, a intervalos verticales de 3-5 m [figura 2.10(a) y (b); Gibson y Shefford (1968)].

La instalación de la instrumentación en el núcleo y los espaldones procede en paralelo con la colocación del relleno. La construcción del relleno concluye con la culminación del acorazamiento en roca del paramento aguas arriba u otras obras de revestimiento.

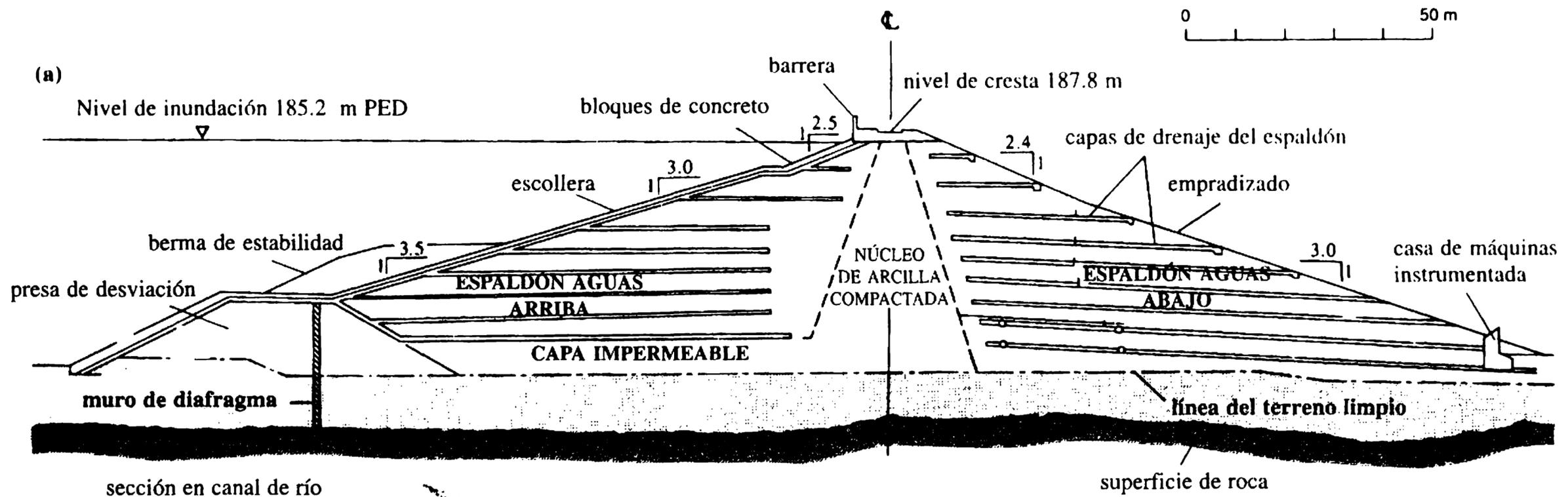
La construcción de obras complementarias comprende la construcción del vertedero y los cuencos de amortiguación, alcantarillas o túneles para obras de desagüe, etc., torres de válvulas y obras de control similares. Incluye también el acabado de los detalles de la cresta, como calzadas, obras de drenaje, barreras, etc., y, donde las condiciones climáticas lo permitan, el recubrimiento vegetal del talud aguas abajo (sección 4.4).

Las prácticas de construcción del relleno, entre ellas la planeación y el control, se examinan con más detalle en Thomas (1976), Wilson y Marsal (1979), USBR (1987), Jansen (1988) y Fell, MacGregor y Stapledon (1992). Dos proyectos recientes del Reino Unido se describen con más detalle en Coats y Rocke (1982) [figura 2.10; para detalles geotécnicos ver Millmore y McNicol (1983)] y Bridle, Vaughan y Jones (1985).

2.6.1 INFILTRACIÓN

La superficie freática del régimen de infiltración, es decir, la superficie libre, debe mantenerse alejada del paramento aguas abajo para evitar altas presiones del agua

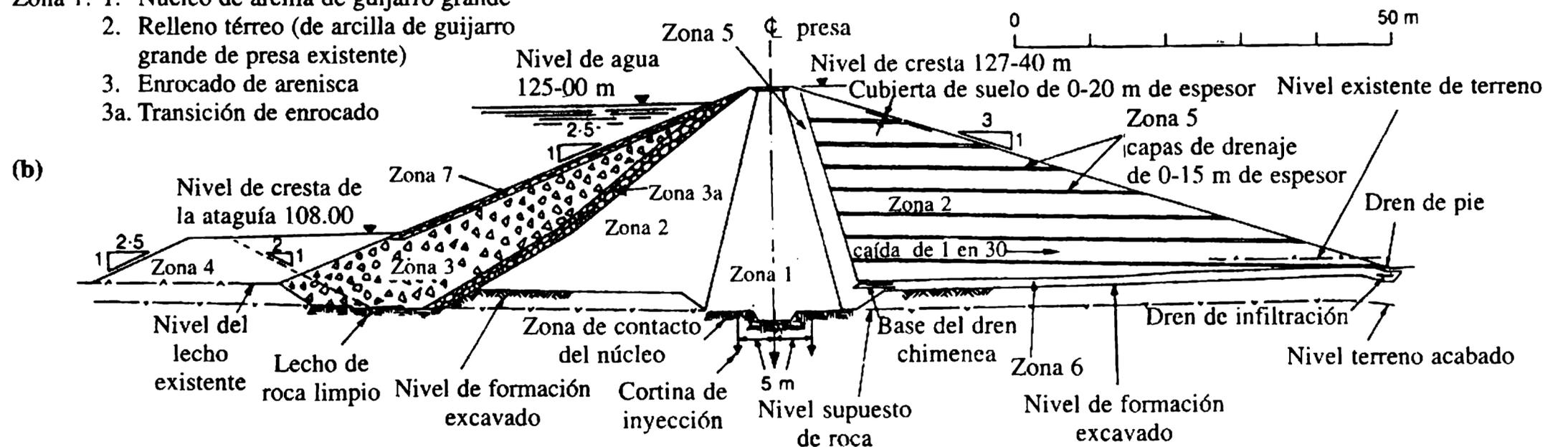
2.6 Análisis de infiltración



relleno { núcleo y capa impermeable: material glacial seleccionado
 espaldones aguas arriba y aguas abajo: material glacial

cimentación: hasta 30 m tilita glacial sobre areniscas y esquistos de barro

- Zona 1: 1. Núcleo de arcilla de guijarro grande
 2. Relleno térreo (de arcilla de guijarro grande de presa existente)
 3. Enrocado de arenisca
 3a. Transición de enrocado



4. Ataguía de arcilla de guijarro grande y peso del pie de presa
 5. Dren chimenea, capas de drenaje, rodeando la zona 6
 6. Colchón de drenaje y drenajes en línea
 7. Escollera

Figura 2.10 Presas modernas de relleno con núcleo de arcilla compactada: (a) Presa Kielder, Inglaterra (1982); (b) abajo, presa Lliw, Gales (1978) (según Binnie, 1981).

en los poros que puedan promover la inestabilidad del talud (sección 2.7). En el caso extremo en que la línea de infiltración emerja en el paramento, ocurrirá ablandamiento local y erosión y se iniciarán desprendimientos. Las presiones y velocidades de infiltración también deben controlarse para prevenir la erosión interna y la migración de partículas. El control de infiltración se efectúa mediante la incorporación de drenajes del tipo chimeneas verticales y capas de drenaje horizontales, protegidas por filtros y capas apropiadas de transición.

En esta sección se supone que se tiene un conocimiento básico de la teoría de la infiltración y la construcción de redes de flujo, que incluya las condiciones de entrada y salida, tal como se trata en los textos de mecánica de suelos a los que se refiere la sección 2.1. Un análisis general más exhaustivo de las redes de flujo y la infiltración se encuentra en Cedergren (1977). En particular, las redes de flujo de presas de relleno se consideran profundamente, con numerosas ilustraciones, en Sherard *et al.* (1963) y Cedergren (1973). El control de infiltración en presas se analiza también en Volpe y Kelly (1985).

Las relaciones fundamentales que se aplican en las redes de flujo en medios porosos bidimensionales se resumen a continuación.

Para suelos anisotrópicos, con coeficiente de permeabilidad horizontal $k_h > k_v$, el coeficiente de permeabilidad vertical, el factor de transformación de escala horizontal, λ , y la permeabilidad efectiva, k' , están dados, respectivamente, por:

$$\lambda = (k_v/k_h)^{1/2} \quad (2.13)$$

y

$$k' = (k_v k_h)^{1/2}. \quad (2.14)$$

El flujo de infiltración, q (ecuación 2.10) se define por:

$$q = k' H \frac{N_f}{N_d} \quad (2.15)$$

donde H es la diferencia de energía y la razón N_f/N_d es el factor de forma de la red de flujo, es decir el número de canales de flujo, N_f , respecto del número de reducciones en el potencial N_d .

Si se aplica la situación de flujo no confinado en la infiltración a través de una presa homogénea, la superficie freática es en esencia parabólica. La curva puede construirse utilizando la aproximación de Casagrande-Kozeny, definida en las referencias antes dadas, o a partir de la interpretación de los datos piezométricos (Casagrande, 1961). En el caso de un núcleo central y/o un relleno zonificado, la construcción de la red de flujo se basa en la consideración de la permeabilidad relativa de cada elemento y la aplicación de la ecuación de continuidad:

$$q_{\text{espaldón aguas arriba}} = q_{\text{zona del núcleo}} = q_{\text{espaldón aguas abajo}} + q_{\text{drenes}} \quad (2.16)$$

Una red de flujo que ilustra la infiltración bajo un relleno se presenta en la figura 2.11. (La figura muestra la solución en la escala transformada del ejemplo resuelto 2.1). En la figura 2.12 se muestra la red de flujo para un perfil simple con un núcleo

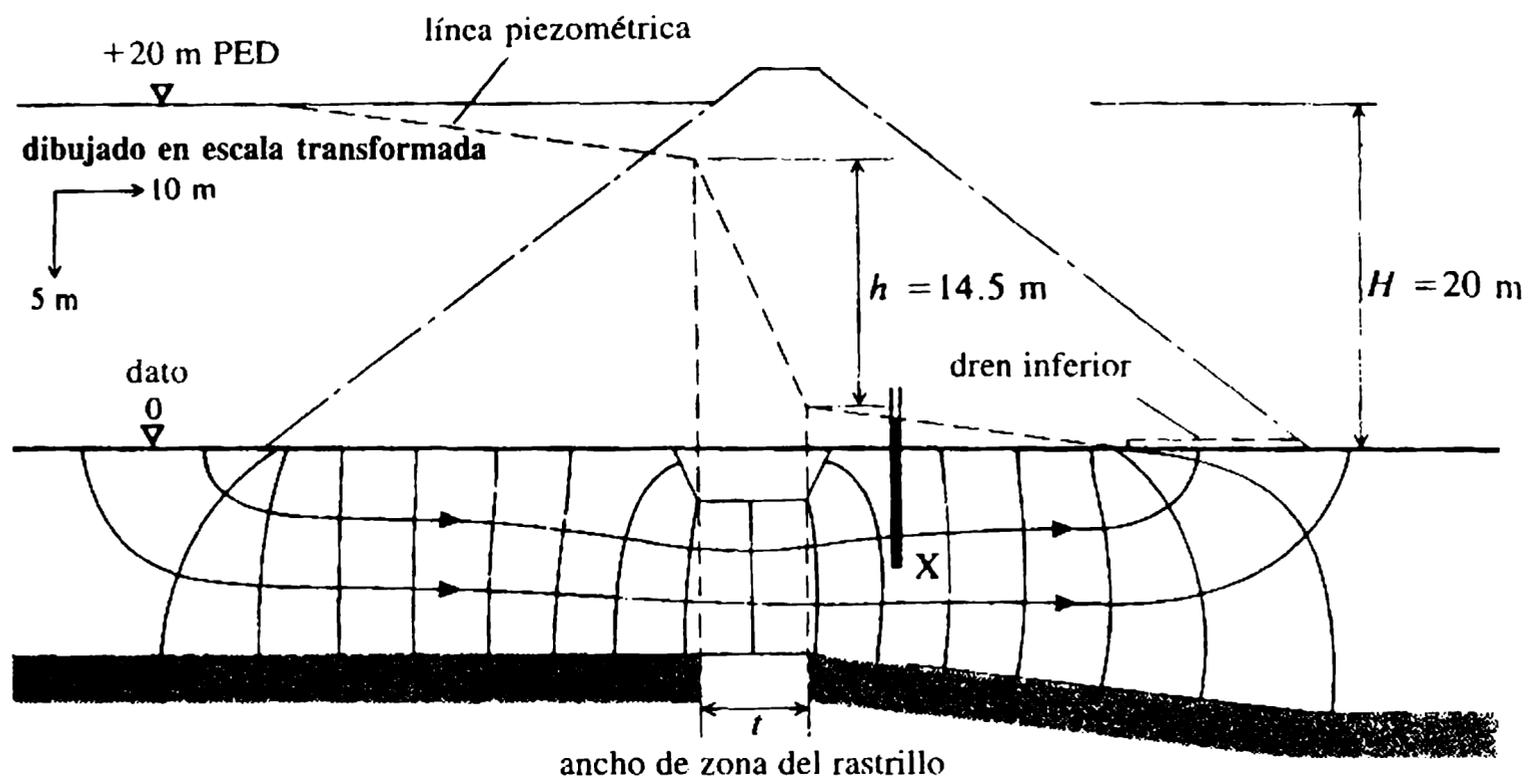
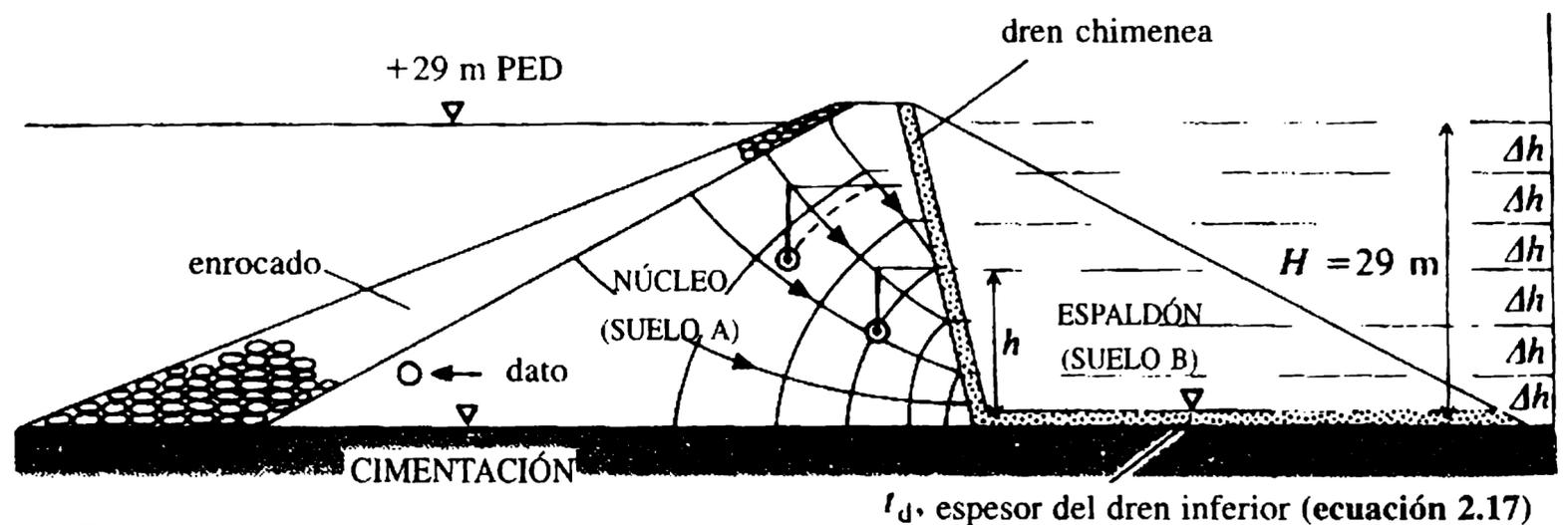


Figura 2.11 Red de flujo para la infiltración en la cimentación (se debe consultar el ejemplo 2.1).



En el ejemplo resuelto 2.2:

para los drenes y enrocado, suponer $k \gg , \rightarrow \infty$; para la cimentación, $k \ll , \rightarrow 0$

localización del piezómetro:  altura piezométrica

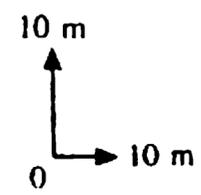
dibujo en escala transformada 

Figura 2.12 Red de flujo para infiltración interna en el núcleo del relleno (ver también el ejemplo 2.2).

aguas arriba de dos zonas, donde los datos piezométricos se han utilizado para definir la superficie freática dentro del núcleo (la figura 2.12 es la solución de la red de flujo del ejemplo 2.2).

El espesor de la capa del dren horizontal, t_d , requerido para descargar el flujo de infiltración y que se muestra en la figura 2.12, puede estimarse a partir de:

$$t_d = (qL/k_d)^{1/2} \approx 1.5 H (k_c/k_d)^{1/2} \quad (2.17)$$

donde L es el ancho del espaldón aguas abajo al nivel del dren y k_d y k_c son las permeabilidades del núcleo y del dren, respectivamente [el factor 1.5 en la ecuación (2.17) se deriva de la geometría habitual del relleno].

2.6.2 EFICIENCIA DEL NÚCLEO Y DEL RASTRILLO

La efectividad de un núcleo o de un rastrillo puede definirse de forma empírica en función de dos criterios (Telling, Menzies y Simons, 1978):

1. Eficiencia de cabeza

$$E_H = h/H \quad (2.18)$$

donde h es la pérdida de cabeza a través del núcleo o del rastrillo y H es la cabeza total diferencial, como se muestra en la figura 2.9(b).

2. Eficiencia del flujo

$$E_Q = 1 - Q/Q_0 \quad (2.19)$$

donde Q y Q_0 son, respectivamente, los caudales de infiltración con y sin el núcleo o rastrillo.

E_H puede determinarse a partir de los niveles piezométricos aguas arriba y aguas abajo del núcleo o rastrillo, y E_Q de las medidas de los caudales. Los dos pueden aproximarse utilizando estudios de redes de flujo (sección 2.6).

Para el caso especial de un rastrillo que penetra totalmente y un régimen de flujo paralelo a la frontera, las eficiencias E_H y E_Q se relacionan así:

$$\frac{E_H}{E_Q} = \frac{k_1}{k_1 - k_2} \quad (2.20)$$

donde k_1 y k_2 son los coeficientes de permeabilidad de la cimentación natural y la zona del rastrillo, respectivamente. Las eficiencias registradas para rastrillos bien contruidos en lo normal exceden entre 50 y 60%.

2.6.3 DISEÑO DEL FILTRO

El diseño de los filtros y las capas de transición para prevenir la migración de finos inducida por la infiltración se estudia en textos de mecánica de suelos y, con mayor

detalle, en Mitchell (1983) y Sherard y Dunnigan (1985). Requieren ser suficientemente finos para prevenir la migración del suelo que protegen (criterio de canalización) y, al mismo tiempo, ser suficientemente permeables para permitir la descarga libre de la infiltración (criterio de permeabilidad).

El principio esencial de diseño plantea que cualquier cambio de material fino a grueso debe efectuarse de manera gradual con un filtro en etapas o zonas de transición, es decir núcleo de arcilla → arena → arena gruesa → grava fina → espaldón grueso, etcétera.

[suelo protegido → transición o filtros → dren]
 etapas múltiples si se requieren

Un enfoque empírico de amplio uso para definir las envolventes de granulometría del material de filtro apropiado está dado por las expresiones:

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{85}(\text{suelo})} \leq 5 \quad (2.21a)$$

y

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{suelo})} \geq 5 \quad (2.21b)$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtro})}{D_{50}(\text{suelo})} \leq 25 \quad (2.21c)$$

donde D_{15} se refiere al tamaño que pasa el 15%, etc., determinado por un análisis granulométrico. Las expresiones (2.21a) y (2.21b) indican los criterios de canalización y permeabilidad, respectivamente; la expresión (2.21c) define la razón de permeabilidad.

Un reciente desarrollo sugiere que, tomando en cuenta los problemas potenciales de fracturamiento hidráulico y agrietamiento, etc., junto con el riesgo de erosión progresiva (sección 2.7.2), el diseño racional de filtros y transiciones debe basarse en la permeabilidad relativa (Vaughan y Soares, 1982). Este enfoque introduce consideraciones adicionales sobre la química del agua de infiltración y los flóculos de arcilla o el tamaño de las partículas con respecto a los vacíos del filtro y la eficiencia.

2.7 Estabilidad y esfuerzos

2.7.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

La estabilidad de una presa de relleno debe evaluarse teniendo en cuenta las condiciones cambiantes de las cargas y el régimen de infiltración que se desarrollan desde

la construcción hasta el primer llenado para ponerla en servicio, y debe incluir el descenso del nivel del agua en el embalse. El análisis de la estabilidad de taludes que casi siempre se utiliza se detalla en los textos de mecánica de suelos mencionados en la sección 2.1. En esta sección se presupone un conocimiento básico de los métodos de análisis de estabilidad de equilibrio y los límites establecidos, y sólo se da a continuación una relación breve de ciertos puntos fundamentales.

El análisis de equilibrio límite se basa en la consideración del equilibrio estático de las masas de suelo con inestabilidad potencial y 'activas' que están sobre una superficie hipotética de falla. El factor de seguridad, F , se define por:

$$F = \Sigma \tau_f / \Sigma \tau \quad (2.22)$$

donde τ_f y τ son, respectivamente, la resistencia unitaria al corte que se puede movilizar y el esfuerzo unitario de corte generado sobre la superficie de falla. El análisis se aplica a todas las superficies de falla concebibles y se busca el factor de seguridad mínimo F_{\min} .

La estabilidad tiene gran sensibilidad a u_w , el cual debe estimarse a partir de una red de flujo o de los coeficientes de presión de poros (sección 2.3.1) en ausencia de datos de campo. Por tanto, a veces es más conveniente considerar en el análisis las presiones de agua en los poros utilizando la razón de presión de poros adimensional, r_u :

$$r_u = u_w / \gamma z \quad (2.23)$$

donde z es la profundidad a partir de la superficie del terreno y γz es el esfuerzo geostático vertical local.

El parámetro r_u puede, en efecto hacerse igual a \bar{B} [ecuación (2.5)] en caso de un relleno saturado. A menudo, el valor de r_u puede tomarse, razonablemente, como uniforme en un espaldón cohesivo aguas abajo, y los valores de equilibrio se ubican por lo común en el intervalo 0.10-0.30. La presión inicial de agua en los poros generada en un relleno cohesivo se desarrolla como resultado del proceso de construcción mismo, es decir, la sobrecarga y las cargas de equipos. Las presiones de agua en los poros en la construcción se disipan de manera parcial antes del primer llenado, después del cual en forma progresiva se estabilizan para responder al avance del frente de infiltración y, por último, la condición de estado permanente de embalse lleno u otra, dependiendo de las condiciones de operación (ilustrado en la figura 2.14).

La forma de la superficie de falla crítica para F_{\min} está controlada por muchos factores que incluyen el tipo de suelo y la presencia de discontinuidades o interfaces, por ejemplo, entre suelo blando y roca. Un número representativo de superficies de falla de diversas presas de relleno y/o situaciones de cimentación se ilustran esquemáticamente en la figura 2.13. En la mayoría de los análisis iniciales que involucran suelos cohesivos con relativa homogeneidad y uniformidad, se suponen superficies de falla con forma de arco circular. El lugar probable geométrico de los centros de los círculos críticos en tales casos, con $r_u < 0.3$, puede aproximarse mediante:

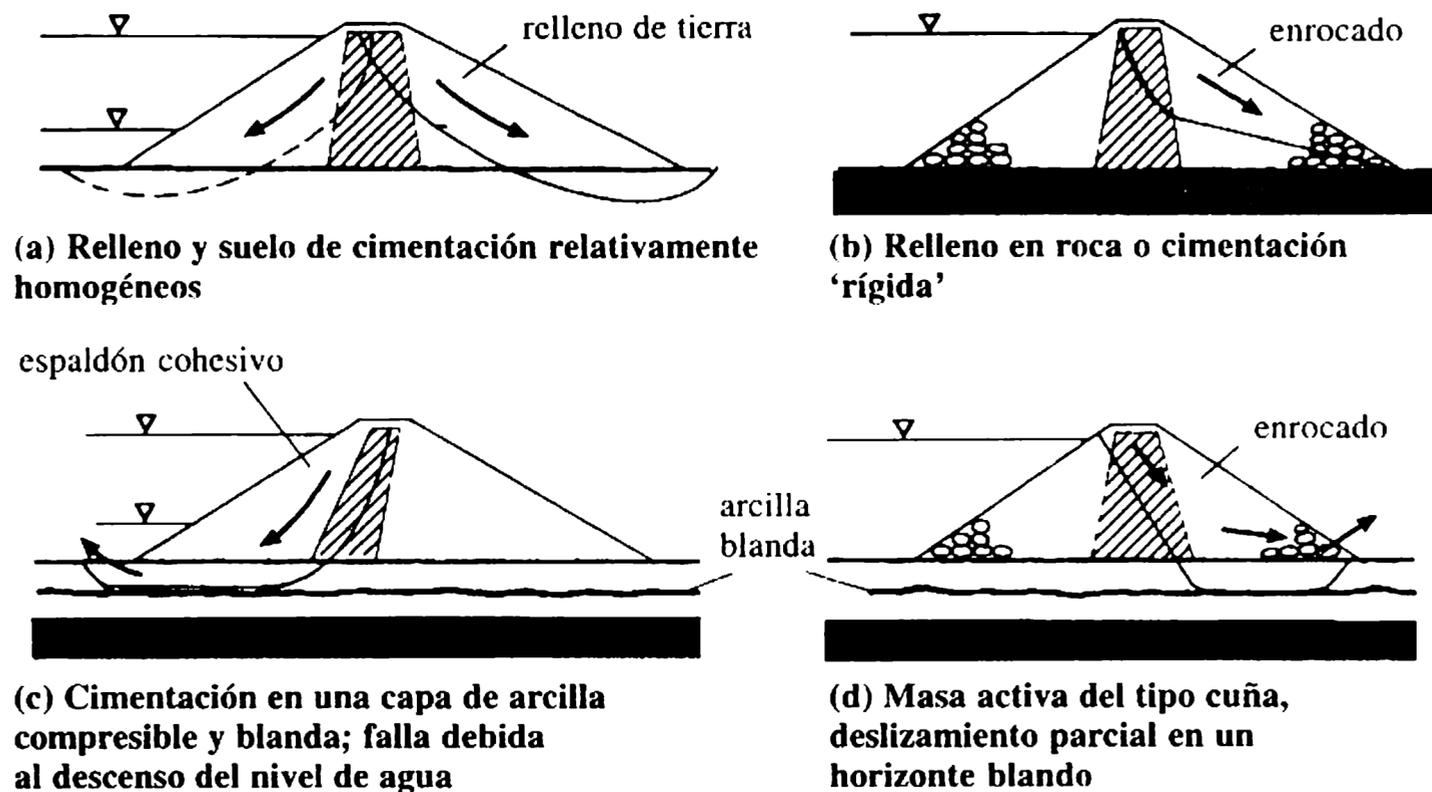


Figura 2.13 Análisis de estabilidad: esquema de superficie de falla.

$$z_c = H \cot \beta (0.6 + 2 \tan \phi') \quad (2.24a)$$

y

$$y_c = H \cot \beta (0.6 - \tan \phi') \quad (2.24b)$$

donde z_c y y_c son las coordenadas con respecto al pie de presa, siendo positivas las direcciones hacia arriba y en el del talud, respectivamente, y β es el ángulo del talud.

Se deben analizar las siguientes condiciones críticas:

1. final de la construcción (ambos taludes);
2. estado permanente, embalse lleno (el talud aguas abajo crítico);
3. desembalse rápido (el talud aguas arriba crítico);
4. carga sísmica adicional a 1, 2 y 3, si es apropiada en el sitio.

El análisis se hace en función de los parámetros de resistencia al corte de los esfuerzos efectivos c' y ϕ' , con presión de agua en los poros, u_w , o la razón de presión de poros, r_u . El empleo de los parámetros de esfuerzos totales c y ϕ es adecuado sólo a corto plazo y para análisis aproximados, por ejemplo, estabilidad en etapas intermedias de la construcción.

Los parámetros de diseño que deben emplearse en el análisis de estabilidad pueden resumirse de la siguiente manera:

- *Durante y al final de la construcción.* Los rellenos térreos se compactan en un estado parcialmente saturado, es decir, los valores iniciales de u_w son negativos. Como límite superior, y suponiendo que no hay disipación de la presión de agua en los poros, la relación de presión de poros $r_u = \bar{B}$, con el coeficiente de presión de poros \bar{B} (sección 2.3.1) fijado por el estado de esfuerzos dentro de la presa. Si

se esperan valores altos de r_u , el exceso de presión de agua en los poros puede aliviarse mediante capas horizontales de drenaje (figura 2.10). El diseño de tales capas, que debe tener una permeabilidad de 10^5 - 10^6 veces la del relleno, se aborda en Gibson y Shefford (1968).

- *Infiltración de estado permanente, embalse lleno.* Siempre debe emplearse el análisis del esfuerzo efectivo. Valores de r_u mayores a 0.45 pueden ocurrir en presas de arcilla homogénea; capas efectivas de drenaje interno pueden reducir los valores r_u a 0.20 o menos.
- *Desembalse rápido.* Valores de r_u en el intervalo 0.30-0.40 pueden ocurrir inmediatamente después del desembalse inicial. Los valores reales de u_w pueden estimarse a partir de la red de flujo dibujada para posiciones intermedias de la superficie del nivel freático de desembalse.

perfil y superficies de falla simétricos; puntos P equivalentes sobre ambas superficies

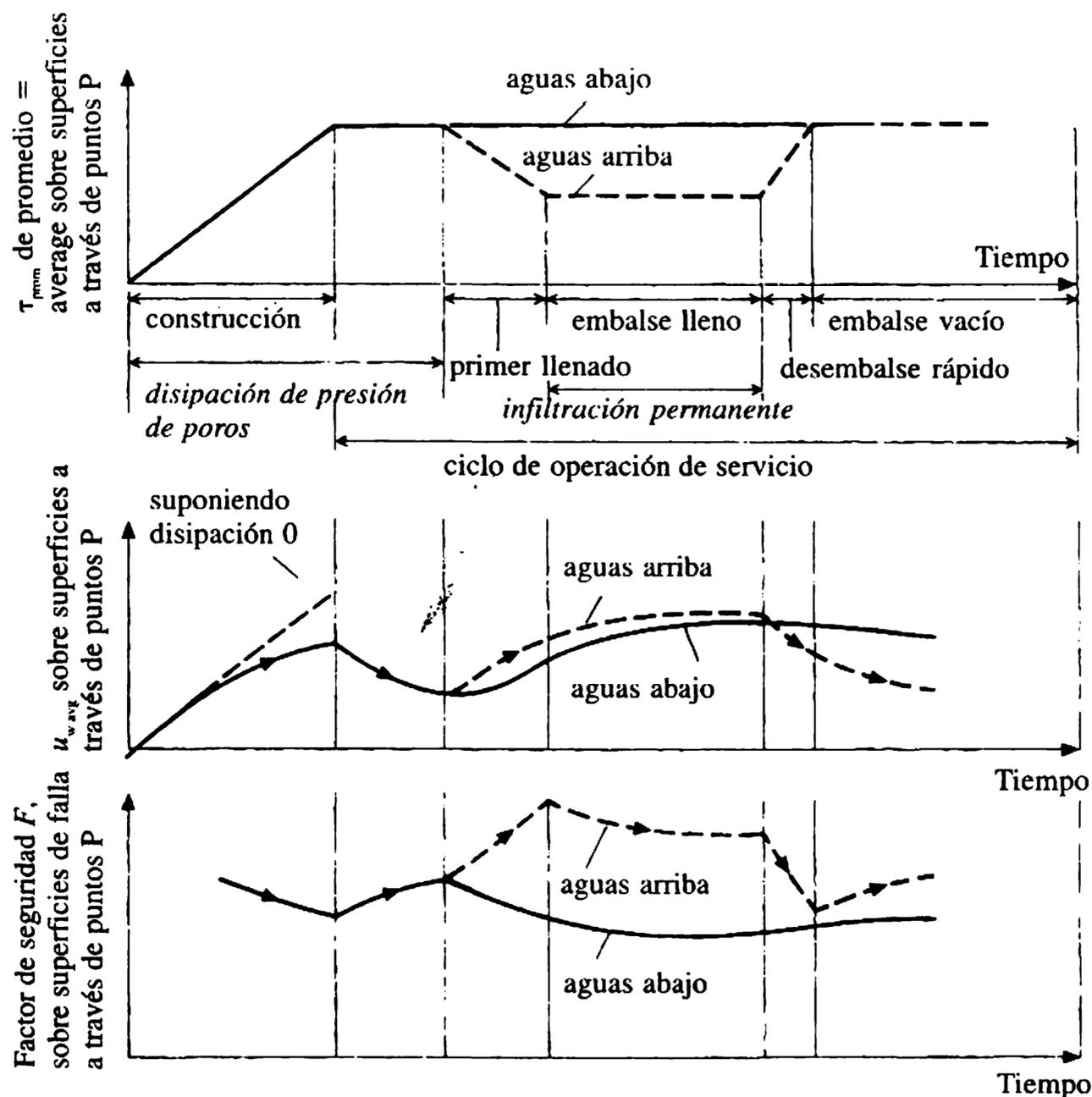
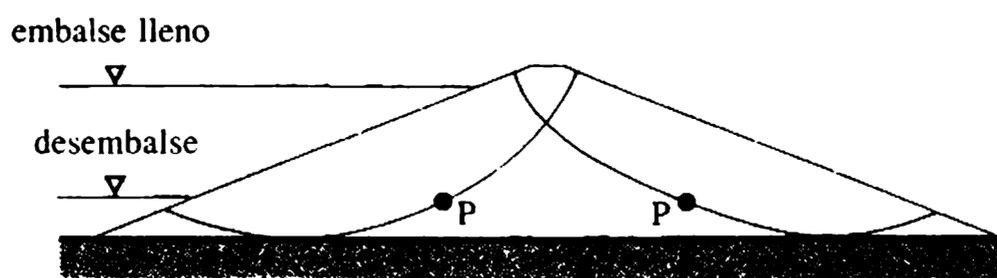


Figura 2.14 Variación de los parámetros de estabilidad de relleno durante la construcción y la operación (Bishop y Bjerrum, 1960).

Los valores de $F_{\text{mín}}$ determinados en un análisis de estabilidad completo siempre deben considerarse como relativos y no como absolutos. Las expresiones empleadas para F varían en rigor y son inexactas, como reflejo de la complejidad del problema de estabilidad. Consideraciones económicas inducen a aceptar valores relativamente bajos de F para las pendientes de los rellenos. Valores recomendados representativos de $F_{\text{mín}}$ que corresponden a las principales condiciones de carga se presentan en la tabla 2.7.

Los valores de $F_{\text{mín}}$ considerados aceptables para un relleno específico siempre deben reflejar la extensión y confiabilidad de la información geotécnica (como se menciona en los pie de página de la tabla 2.7).

Los factores de seguridad para los taludes de una presa de relleno dependen del tiempo, varían de forma significativa de acuerdo con los cambios en las cargas correspondientes a la construcción y al ciclo de operación subsiguiente, lo cual se ilustra esquemáticamente en la figura 2.14.

Las expresiones de F que corresponden a métodos analíticos de empleo más común son las siguientes:

a. Solución del círculo sueco (Fellenius): superficie de un arco circular

$$F = \frac{c' L_a + \tan \phi' \sum (W \cos \alpha - u_w l)}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.25)$$

donde L_a , es la longitud total de la superficie de falla, W y l son, respectivamente, el peso y la longitud de la base de las capas en que se subdivide la masa activa para el análisis y α es el ángulo de inclinación que forma la base de la capa con la horizontal. Este último se considera positivo si está hacia arriba del talud desde el punto más bajo del arco de falla. La solución de Fellenius es, en la práctica, conservadora al compararla con análisis más rigurosos y puede subestimar a F en una proporción entre 5 y 15%. Este margen, es en general, inaceptable debido a las implicaciones en los costos.

Tabla 2.7 Guías para los factores de seguridad: análisis de estabilidad de esfuerzos efectivos

<i>Condición de carga de diseño</i>	<i>Factor de seguridad, $F_{\text{mín}}$</i>	
	<i>Talud aguas abajo</i>	<i>Talud aguas arriba</i>
(1) En construcción; final de la construcción	1.25	1.25
(2) Operación a largo plazo; embalse lleno	1.5	1.5
(3) Desembalse rápido	–	1.2
(4) Carga sísmica con 1, 2 ó 3	1.1	1.1

1. Los valores anteriores deben interpretarse en el contexto del caso particular, considerado como incertidumbres en cualquiera de los parámetros principales, u_w , c' y ϕ' .
2. Mínimos de diseño más alto son apropiados en análisis basados en parámetros de esfuerzos totales y en resistencias pico en el caso de suelos más frágiles.

b. Solución semi-rigurosa de Bishop: superficie de arco circular

La solución semi-rigurosa de Bishop (Bishop, 1955) difiere de la solución de Fellenius en los supuestos que hace sobre las fuerzas que actúan entre capas requeridas para el equilibrio estático:

$$F = \frac{1}{\sum W \operatorname{sen} \alpha} \sum \left\{ [c'b + (W - u_w b) \tan \phi'] \frac{\sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi')/F} \right\}. \quad (2.26a)$$

En la expresión anterior b es el ancho de cualquier capa. Alternativamente, al expresar la presión de agua en los poros u_w en función de la razón de presión de poros predicha, r_u , por conveniencia en el análisis inicial, con $r_u = u_w / \gamma z = u_w b / W$ para cualquier capa,

$$F = \frac{1}{\sum W \operatorname{sen} \alpha} \sum \left\{ [c'b + W(1 - r_u) \tan \phi'] \frac{\sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi')/F} \right\}. \quad (2.26b)$$

En el supuesto de un relleno saturado, puede sustituirse en forma adicional \bar{B} por r_u en la ecuación (2.26b).

Si al aplicar este método, se selecciona primero un valor de prueba de F apropiado, la expresión converge rápido a la solución. La expresión de Bishop puede, con discreción, aplicarse a superficies de falla de arcos no circulares, como se muestra en la figura 2.15, que también se refiere al ejemplo 2.3. Los diagramas de $m_\alpha = \cos \alpha [1 + (\tan \alpha \tan \phi')/F]$ para utilizar con la ecuación (2.26) se presentan en la figura 2.16.

Análisis de arcos circulares más exhaustivos incluyen la solución rigurosa de Bishop (Bishop, 1955); por ejemplo, las soluciones a los análisis de superficies de falla irregulares y no circulares presentados en Janbu (1973) y en Morgenstern y Price (1965). Estudios iniciales paramétricos de la estabilidad de espaldones homogéneos pueden efectuarse utilizando los diagramas de estabilidad (Bishop y Morgenstern, 1960; O'Connor y Mitchell, 1977). Los diagramas de estabilidad para análisis de desembalses rápidos se presentan en Morgenstern (1963).

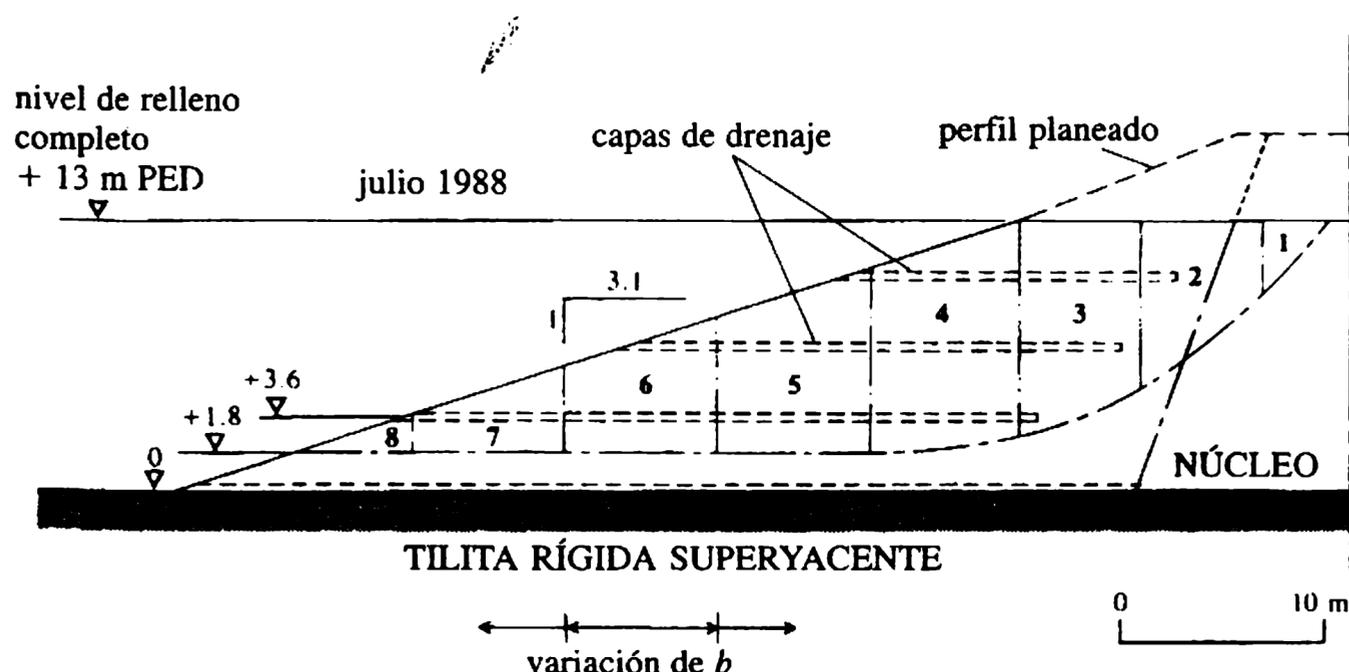


Figura 2.15 Análisis de estabilidad: superficie de falla en arco no circular (ver ejemplo 2.3).

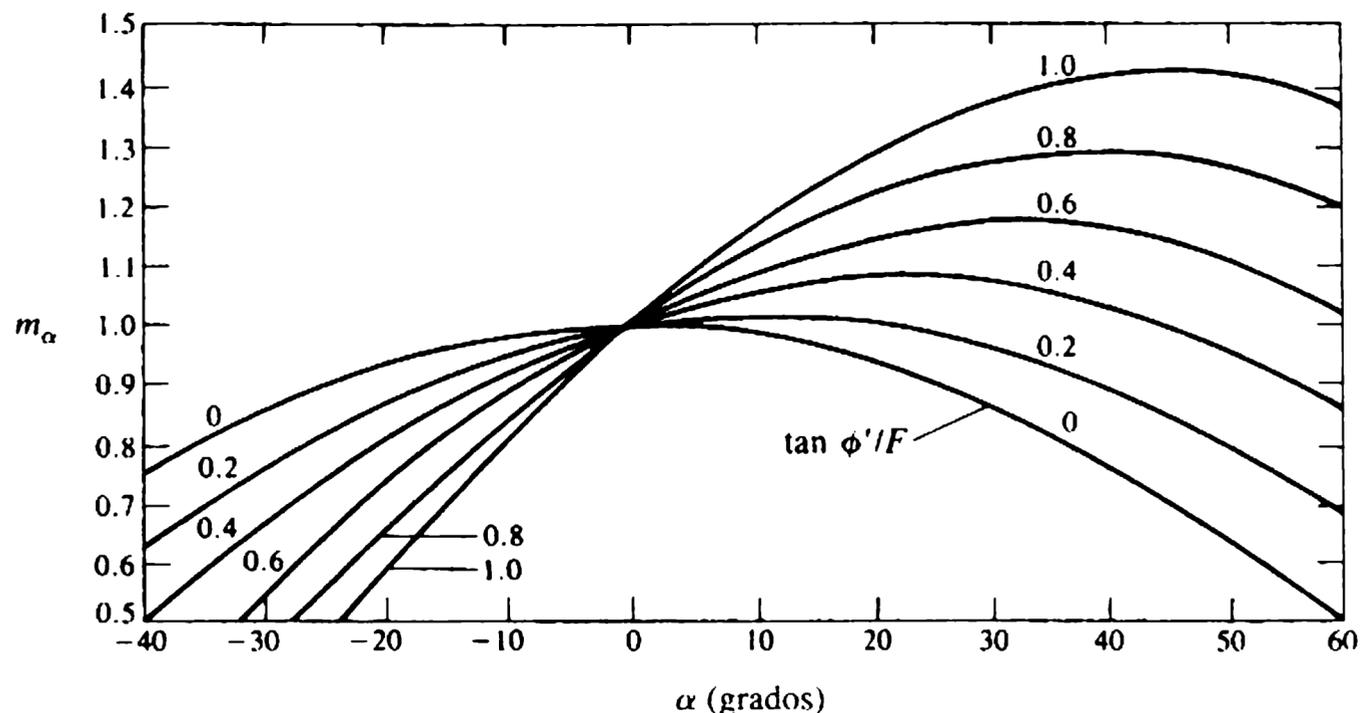


Figura 2.16 Análisis de estabilidad (método semi-riguroso de Bishop): curvas de la cimentación $m_\alpha = \cos \alpha [1 + (\tan \alpha \tan \phi')/F]$.

2.7.2 ANÁLISIS DEL ESFUERZO: FRACTURAMIENTO HIDRÁULICO; AGRIETAMIENTO Y ANÁLISIS SÍSMICO

a. Análisis del esfuerzo

La aplicación de técnicas de modelación matemática sofisticadas a los análisis del esfuerzo en presas de relleno, está restringida debido a las dificultades ocasionadas por la variabilidad de los materiales de relleno y las complejidades de su comportamiento. Las técnicas de modelación bien establecidas en otras aplicaciones, por ejemplo el análisis de elementos finitos (EF), no son empleadas ampliamente sino en estudios de diseños muy específicos. Los principios de la modelación de elementos finitos se tratan brevemente en la sección 3.2.8, en el contexto del análisis del esfuerzo en presas de concreto.

b. Fracturamiento hidráulico

El análisis del esfuerzo interno se restringe a una evaluación del riesgo de fracturamiento hidráulico o agrietamiento interno como resultado de deformaciones diferenciales, es decir, efectos de la interfaz.

El fracturamiento hidráulico, con el riesgo consecuente de erosión interna y migración de finos, puede iniciarse si el esfuerzo total, σ_n , normal a cualquier plano dentro de la masa del suelo es menor que la presión local de agua en los poros u_w , permitiendo un esfuerzo de tensión limitado, σ_t , del suelo. La condición para que ocurra el fracturamiento es entonces $u_w > \sigma_n + \sigma_t$ en cualquier plano interno. Dado que tal fracturamiento se inicia en un núcleo, los factores críticos a la integridad son: en primer lugar, si la fractura se propaga a través del núcleo y, en segundo, si las velocidades de infiltración son tales que se produce erosión creciente. El desarrollo de los procesos de erosión dependerá de si la fractura se repara a sí misma y/o la habilidad del material aguas abajo de 'atrapar' de inmediato los finos que migran

desde el núcleo. La erosión de los suelos se estudia en Atkinson, Charles y Mhach (1990) y en Sherard y Dunnigan (1985).

El fracturamiento transversal sobre un plano vertical ocurrirá si, ignorando σ_t , $u_w > \sigma_{ha}$, donde σ_{ha} es el esfuerzo total axial horizontal, es decir paralelo al eje de la presa. El otro plano crítico es el plano horizontal transversal. El fracturamiento se desarrollará en esta última orientación si el esfuerzo total vertical, σ_v , es menor que u_w como resultado del arqueamiento del núcleo producto de la transferencia de carga a los espaldones. La movilización de la resistencia al corte del núcleo y el agrietamiento están asociados con la consolidación de un núcleo de arcilla soportado por espaldones granulares relativamente incompresibles. Suponiendo que la resistencia total al corte no drenada del núcleo se desarrolla en la transferencia de carga, se puede mostrar que el esfuerzo total nominal vertical σ_v a una profundidad z por debajo de la cresta en un núcleo de ancho $2a$, está dado por:

$$\sigma_v = z \left(\gamma - \frac{c_u}{a} \right). \quad (2.27)$$

El esfuerzo total horizontal correspondiente, σ_h , está dado por:

$$\sigma_h = K_0(\sigma_v - u_w) + u_w \quad (2.28)$$

donde K_0 es el coeficiente de la presión de tierra para una deformación unitaria lateral de cero (en reposo).

La mayoría de los casos registrados de fracturamiento hidráulico han ocurrido durante el primer llenado o poco después de él. El fenómeno se analiza en Vaughan *et al.* (1970), Sherard (1973, 1985) y Lun (1985). El riesgo de fracturamiento es moderado si se utiliza una zona de núcleo ancha y relativamente plástica con resistencia baja o inmediata al corte, y si el núcleo y el espaldón se separan por una zona de transición o un filtro. La evidencia sobre la influencia del contenido de agua del núcleo y otros factores es contradictoria. Una simulación de fracturamiento en laboratorio y el estudio de la influencia de ciertos parámetros para un tipo específico de suelo se presenta en Medeiros y Moffat (1995).

c. Agrietamiento

Agrietamientos distintos al que ocurre con el fracturamiento hidráulico en general se asocian con incompatibilidades en las deformaciones, es decir, en las interfaces dentro del relleno. Se pueden desarrollar modos de agrietamiento transversal o longitudinal en potencia nocivos por las siguientes causas:

1. desplazamientos de corte en estribos en rocas muy empinadas o alcantarillados mal terminados;
2. deformaciones diferenciales y/o arqueamiento local en cimentaciones irregulares;
3. pendientes verticales a lo largo del eje de la zanja del rastrillo;
4. deformación progresiva del talud y alivio del esfuerzo;
5. incompatibilidades de deformaciones en las interfaces dentro de la presa.

Se ha sugerido que el riesgo de agrietamiento interno severo debido al punto 5 sea de importancia cada vez mayor para rellenos térreos, si la razón entre la sedimentación máxima después de la construcción y $H \cot \beta$, donde H es la altura del relleno y β es el ángulo del talud, exceda en valores entre 0.003 y 0.005 (Justo, 1973).

El riesgo de que surjan tales modos de agrietamiento puede moderarse si se efectúa un cuidadoso y detallado diseño, es decir, evitando grandes irregularidades en las excavaciones de las cimentaciones, el uso de materiales más húmedos y más plásticos en el núcleo y la zonificación cuidadosa con transiciones amplias adyacentes al núcleo.

d. Análisis sísmico

La sismicidad en el diseño de una presa de relleno está fuera del alcance de este capítulo. Una introducción a sus aspectos generales se presenta en el capítulo 3 en el contexto de las presas de concreto. La sección 3.1.1 de ese capítulo incluye una referencia breve al análisis de respuesta dinámica, que es el enfoque riguroso más utilizado en presas de relleno ubicadas en áreas de actividad sísmica significativas.

Los análisis sísmicos pseudoestáticos, descritos en la sección 3.1.1 involucran una simplificación mayor. Se supone que los efectos dinámicos de las perturbaciones sísmicas pueden sustituirse por fuerzas estáticas derivadas de las aceleraciones pico supuestas, α , expresadas como una proporción de la aceleración debida a la gravedad, g . Al aplicarse a una presa de relleno, en su forma más simple el análisis pseudoestático introduce una carga de inercia horizontal adicional. Su efecto es similar a efectuar los análisis convencionales de estabilidad utilizando una pendiente del relleno inclinado en un ángulo $\tan^{-1} \alpha$. El análisis de equilibrio límite desarrollado en Sarma (1975) se utiliza con frecuencia en este contexto y se puede adaptar con facilidad para incluir fuerzas horizontales internas entre capas.

La frecuencia natural teórica de una presa elástica, larga y uniforme de sección triangular es función de su altura. Se ha demostrado en ensayos de campo que para presas más grandes las frecuencias naturales son del orden de 1 Hz y más.

El riesgo sísmico de las presas en Gran Bretaña, incluida la selección de parámetros de diseño, se estudia en Charles *et al.* (1991) y Hinks y Charles (1992). La selección de los parámetros de diseño sísmico también ha sido revisada en el boletín 72 de ICOLD (ICOLD, 1989). Se debe hacer referencia a Seed (1981) y a Jansen *et al.* (1988) para un examen del análisis sísmico de presas de relleno.

2.8 Asentamiento y deformación

2.8.1 ASENTAMIENTO

Las sedimentaciones de consolidación primarias, δ_1 , que se desarrollan a medida que se disipa el exceso de presión de agua en los poros, pueden estimarse en función de m_v , el coeficiente de compresibilidad (sección 2.3.3), la profundidad de suelo compresible y el promedio vertical de los incrementos de los esfuerzos efectivos, $\Delta\sigma'$. Los subíndices 'e' y 'f' en las ecuaciones siguientes hacen referencia al relleno y a la cimentación respectivamente:

$$\delta_1 = f_n m_v \Delta\sigma' \quad (2.29)$$

$$\delta_{1c} = m_{ve} \gamma H^2 / 2, \quad (2.30)$$

donde H es la altura del relleno, y:

$$\delta_{1f} = m_{vf} D_f \Delta\sigma'_f \quad (2.31)$$

donde D_f es la profundidad de la cimentación compresible. $\Delta\sigma'_f$ está dado por la relación:

$$\Delta\sigma_f = I \gamma_f z_e \quad (2.32)$$

donde I es un factor de influencia determinado por la elasticidad de la cimentación y la relación profundidad: ancho. Curvas de I bajo el centro de un relleno simétrico se presentan en Mitchell (1983). Para geometrías de cimentaciones habituales de presas de relleno, $I = 0.90-0.99$.

La precisión de las predicciones de las sedimentaciones se mejora subdividiendo el relleno y/o la cimentación en un número de capas, y luego analizando la sedimentación en cada una de ellas.

La sedimentación de consolidación secundaria δ_2 , puede estimarse a partir del coeficiente de consolidación secundaria, C_α (sección 2.3.3). La ecuación general de δ_2 , aplicada al relleno y la cimentación a su vez, está dada por:

$$\delta_2 = C_\alpha z \log(t_2/t_1) \quad (2.33)$$

donde z es la altura H , o profundidad D_f según el caso, y los tiempos t_2 y t_1 están determinados con respecto a la finalización de la consolidación primaria.

Los valores de C_α en general están por debajo de 0.002 para rellenos de arcilla sobreconsolidada, etc., y alcanzan valores entre 0.005 y 0.5 en arcillas más blandas consolidadas con normalidad.

Las sedimentaciones de un relleno de tierra al finalizar la construcción para $H > 13$ m pueden aproximarse mediante la relación:

$$\delta_{fc} = 0.035(H - 13). \quad (2.34)$$

2.8.2 DEFORMACIÓN

Las deformaciones internas que se generan son complejas y no se determinan con facilidad. La deformación transversal promedio en la base puede aproximarse si se supone que al finalizar la sedimentación de la cimentación, la base se deforma como un arco circular. Para sedimentaciones moderadas el promedio positivo, es decir, de tensión de la deformación en la base ϵ_h , está entonces dado por:

$$\varepsilon_h = -2 \frac{[(L'/2)^2 + (\delta_r)^2]^{1/2}}{L'} + 1 \quad (2.35)$$

donde L' es el ancho de la base del relleno.

La deformación media vertical correspondiente, ε_v , se expresa por:

$$\varepsilon_v = \delta_e/H = m_{ve} \gamma H/2. \quad (2.36)$$

Aspectos adicionales de la deformación interna, en especial en las interfaces críticas núcleo–filtro–espaldón, se tratan en Mitchell (1983).

2.8.3 ÍNDICES DE DESEMPEÑO PARA NÚCLEOS DE RELLENOS TÉRREOS

Las infiltraciones excesivas y posiblemente turbias pueden indicar el deterioro progresivo o el desempeño inadecuado de un núcleo de relleno térreo. Otros indicadores incluyen depresiones localizadas en la cresta o en el paramento aguas arriba, la sedimentación general excesiva o una superficie freática alta en el espaldón aguas abajo.

Se han sugerido índices de desempeño empíricos para ciertos parámetros :

a. Índice de fracturamiento hidráulico, HF_1

El índice de fracturamiento hidráulico es una medida de la susceptibilidad al fracturamiento y está dado por:

$$HF_1 = \frac{\sigma}{\gamma_w z_1} w \quad (2.37)$$

donde σ es el esfuerzo total y $\gamma_w z_1$ la cabeza en el embalse, determinada por un plano que cruza el núcleo. El esfuerzo horizontal total, σ_h , normal a un plano transversal vertical será crítico, y $HF_1 < 1$ indica riesgo de fracturamiento hidráulico [σ_h debe estimarse o determinarse por ensayos *in situ* (Charles y Watts, 1987)].

b. Índices de asentamiento, S_1

El índice de asentamiento se define como:

$$S_1 = \frac{\Delta_s}{1000H \log t_2/t_1} \quad (2.38)$$

donde Δ_s es la sedimentación en milímetros en la cresta, que ocurre en un intervalo de tiempo entre t_1 y t_2 (años) después de la terminación de un relleno de altura H (metros). Se considera que un valor de $S_1 \leq 0.02$ representa un comportamiento aceptable de asentamiento a largo plazo en términos de la consolidación secundaria del relleno y/o la cimentación, o fluencia de un relleno granular (Charles, 1986).

c. Índice de infiltración, Q_i

Un índice de infiltración y fugas puede definirse como:

$$Q_i = \frac{q}{1000AKi} \quad (2.39)$$

donde q en litros por segundo es el caudal a través del núcleo o elemento retenedor de agua y A es el área del elemento en metros cuadrados. El coeficiente k es la permeabilidad máxima aceptable en metros por segundo del núcleo e i el gradiente hidráulico promedio a través del núcleo. Se puede esperar un valor de $Q_i < 1$ si todo el caudal es infiltración y no hay fugas por imperfecciones. Teniendo en cuenta los problemas asociados con la determinación de q y k , el valor de Q_i se usa sobre todo como un índice de comparación a largo plazo.

2.9 Enrocado y rellenos enrocados

Los enrocados compactados han desplazado los rellenos lanzados o lavados con agua a presión que antes se empleaban en la construcción de presas de relleno. El concepto de enrocados bien gradados y compactados de forma intensiva se ha desarrollado a partir del reconocimiento de la importancia de la granulometría y la introducción de equipo pesado de compactación. La densidad compactada es el principal factor que rige la resistencia al corte en el enrocado y su asentamiento.

Las características representativas para enrocados compactados gradados se indica en la tabla 2.5. Las principales ventajas del enrocado como material de construcción de rellenos son su resistencia al corte en fricción alta, que permite la construcción de pendientes más empinadas que los rellenos de tierra, y una permeabilidad relativamente alta que elimina los problemas asociados con la construcción o con presiones de agua en los poros de infiltración.

Las desventajas de los enrocados están en la dificultad del control de la granulometría de la roca triturada, por ejemplo de las excavaciones y túneles, y en los asentamientos durante y después de la construcción, que son relativamente altos. Este hecho puede ocasionar problemas en la interfaz donde los espaldones de enrocado son adyacentes al núcleo de arcilla compresible (sección 2.7.2).

La calidad y conveniencia de los enrocados se analiza en Penman y Charles (1975) e ICOLD (1993b). Un estudio detallado de las características mecánicas de los enrocados compactados y de las técnicas especiales de ensayos a gran escala que se requieren se reporta en Marsal (1973).

La resistencia al corte de los enrocados compactados se define por una curva envolvente de falla de la forma (De Mello, 1977):

$$\tau_f = A(\sigma')^b \quad (2.40)$$

Valores ilustrativos de los parámetros A y b , a partir de los datos presentados en Charles y Watts (1980), y con τ_f y σ' en kilonewtons por m^2 , son:

$A = 3.0$ (pizarra de mala calidad) $\rightarrow 6.8$ (arenisca),

$b = 0.67$ (arenisca) $\rightarrow 0.81$ (basalto).

La estabilidad de los taludes en un enrocado compactado puede determinarse utilizando métodos de equilibrio límite, incluyendo los que se introdujeron en la sección 2.7, y análisis comparables para superficies de falla de tipo cuña. Se pueden hacer estudios paramétricos rápidos de estabilidad utilizando los números adimensionales de estabilidad, Γ_F (análisis de Fellenius) y Γ_B (análisis de Bishop) desarrollados en Charles y Soares (1984), y basados en la ecuación (2.40).

El asentamiento del enrocado está asociado con el trituramiento de partículas y se incrementa considerablemente por la saturación; puede, por tanto, acelerarse durante las operaciones de construcción. El asentamiento que ocurre durante la construcción a nivel de la cresta, δ_{r1} , puede estimarse a partir de las relaciones aproximadas

$$\delta_{r1} = 0.001 H^{3/2} \quad (2.41)$$

y

$$\delta_{r1} = g_r H^2 / E_r \quad (2.42)$$

donde E_r es el módulo de deformación y g_r es la densidad del enrocado. Los valores de E_r son, de ordinario, del orden de 20-50 MN m⁻².

El asentamiento a largo plazo después de la construcción Δ_{r2} , se rige por una relación de la forma:

$$\delta_{r2} = \alpha' (\log t_2 - \log t_1) \quad (2.43)$$

Por lo normal, la constante α' en la ecuación (2.40) está en el intervalo 0.2-0.5, y los tiempos t_1 y t_2 se determinan respecto a la finalización de la construcción y/o el primer llenado.

Los rellenos de enrocado tienen la capacidad, si están protegidos y/o reforzados, de permitir flujos o desbordes causados por inundaciones sin sufrir daños severos. Las medidas de protección apropiadas se analizan en Lawson (1987) e ICOLD (1993c).

El análisis y diseño de rellenos de enrocado se examinan con más detalle en Hirschfeld y Poulos (1973), Jansen (1988) y Leps (1988). Un relleno de enrocado con núcleo central asfáltico se muestra en la figura 2.17 y se describe en Gallacher (1988). El uso de enrocados con pendientes bajas se trata en Wilson y Evans (1990).

Geosintéticos en presas de relleno

Los geosintéticos (geotextiles) tienen un potencial considerable en la ingeniería de presas dado que pueden solucionar los aspectos de durabilidad en aplicaciones específicas. Se han empleado diversos tipos de geosintéticos en un gran número de aplicaciones diferentes, tanto en construcciones nuevas como en proyectos de rehabilitación (sección 8.7). Su uso en presas, que comenzó alrededor de 1970, se ha

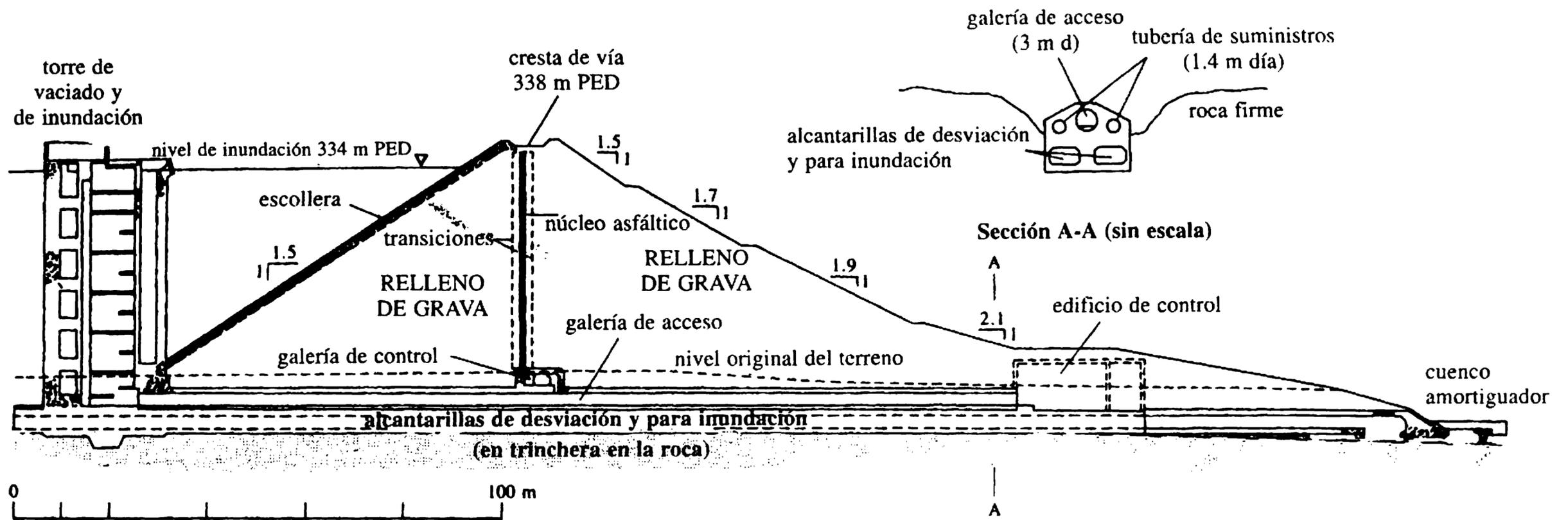


Figura 2.17 Presa de enrocado con núcleo asfáltico en Megget, Escocia.

propagado en forma lenta si se compara con otras aplicaciones geotécnicas. Este hecho puede atribuirse a precauciones basadas en la información escasa acerca de la durabilidad a largo plazo de los sintéticos artificiales, en particular cuando se emplean internamente en sitios donde no se pueden inspeccionar con facilidad y, si es necesario, remplazarlos.

Los geosintéticos pueden emplearse para realizar diferentes funciones en presas de relleno.

1. *Membranas impermeables (aguas arriba o internas)*. Aguas arriba se han empleado con éxito membranas de cloruro de polivinilo (PVC) y polietileno de alta densidad (HDPE) en presas hasta de 40 metros de altura. Las membranas, con espesores usuales de 3-4 mm, se colocan en franjas de 4-6 m de ancho sobre una base preparada de grano fino y una capa de drenaje, y se anclan en la cresta y en el pie. Se debe tener cuidado para asegurar la integridad de las costuras y las soldaduras, y la membrana completa se equipa de ordinario, con una cubierta protectora granular que soporta la protección convencional del paramento aguas arriba

Las membranas internas menos empleadas se instalan normalmente con zonas de transición de protección en ambos lados.

2. *Filtro y capas de drenaje (control de infiltración)*. Geosintéticos relativamente gruesos con transmisibilidad interna alta son apropiados para filtros o capas de drenaje. Es importante asegurar que los esfuerzos que se prevén y/o algún grado de migración de partículas de suelos no disminuyan la capacidad transmisiva a un nivel inaceptable.
3. *Refuerzo de tierra (estabilidad de taludes, etc.)*. Materiales geosintéticos de refuerzo, por ejemplo, geomallas, pueden usarse para permitir la construcción de pendientes más empinadas o para ayudar a contener la deformación y el deslizamiento lateral dentro del relleno o sobre una cimentación blanda.
4. *Control de la erosión superficial (precipitación o desbordes limitados)*. El uso de geosintéticos junto con vegetación natural puede mejorar bastante la resistencia a la erosión y reducir la 'formación de cárcavas' debido a la escorrentía localizada sobre el paramento aguas abajo. Geomallas y esteras también se han utilizado para proporcionar una medida de seguridad contra desbordes modestos o de duración limitada (sección 4.4).
5. *Capas intermedias de separación*. Los geosintéticos pueden emplearse para actuar como una capa intermedia que asegure una separación efectiva de los materiales de relleno en una interfaz. Las funciones de las interfaces pueden exigir que los geosintéticos actúen como una capa de soporte o de amortiguación, o como una capa intermedia de fricción alta o baja. Un ejemplo de su uso en este contexto sería la separación de un relleno térreo de un enrocado adyacente.

Aplicaciones generales de geosintéticos en presas se describen en Giroud (1990, 1992). En el boletín 78 de ICOLD (ICOLD, 1991) se encuentra una revisión del uso de membranas geosintéticas y en el boletín 55 (ICOLD 1986), acerca de geotextiles para capas de transición-filtros.

Ejemplo 2.1

Un esquema del perfil de un relleno térreo se ilustra en la figura 2.18.

Información geotécnica

La permeabilidad (anisotrópica) del aluvión de cimentación, $k_h = 4k_v = 1 \times 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$.
 1. La permeabilidad efectiva de diseño de la zona del rastrillo inyectado, $k_c = 2.5 \times 10^{-7} \text{ ms}^{-1}$.

1. Dibujar la red de flujo de la cimentación sin ubicar el rastrillo inyectado en su sitio y calcular el caudal de infiltración, Q_0 , en $\text{m}^3 \text{ m}^{-1} \text{ día}^{-1}$.
2. Determinar el ancho, t , de la zona de rastrillo inyectado requerido para alcanzar un E_Q de diseño de 70% y calcular el valor correspondiente de E_{II} .
3. Determinar la presión de agua en los poros correspondiente al punto X, en metros de cabeza.

Solución

1. Factor de transformación = 1/2. Ver red de flujo en la figura 2.11:
 $N_F/N_d = 3/16.5 = 0.18$. k' (aluvión) = $(k_v k_h)^{1/2} = 0.5 \times 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$. Por tanto:

$$Q_0 = (0.5 \times 10^{-5}) 20 (0.18) (24 \times 3600) \quad (2.15)$$

$$= 1.55 \text{ m}^3 \text{ m}^{-1} \text{ día}^{-1}.$$

2. Con E_Q igual a 70%, $Q = 0.30 Q_0 = 0.47 \text{ m}^3 \text{ m}^{-1} \text{ día}^{-1}$. Por tanto:

$$N'_f/N'_d \text{ 'equivalente'} = \frac{(0.18) 0.47}{1.55} = 0.055.$$

En consecuencia $N'_d = 3/0.055 = 54.5$, aproximadamente 55.

La tasa relativa de pérdida de cabeza, rastrillo y aluvión = $k'/k'_{\text{rastrillo}}$

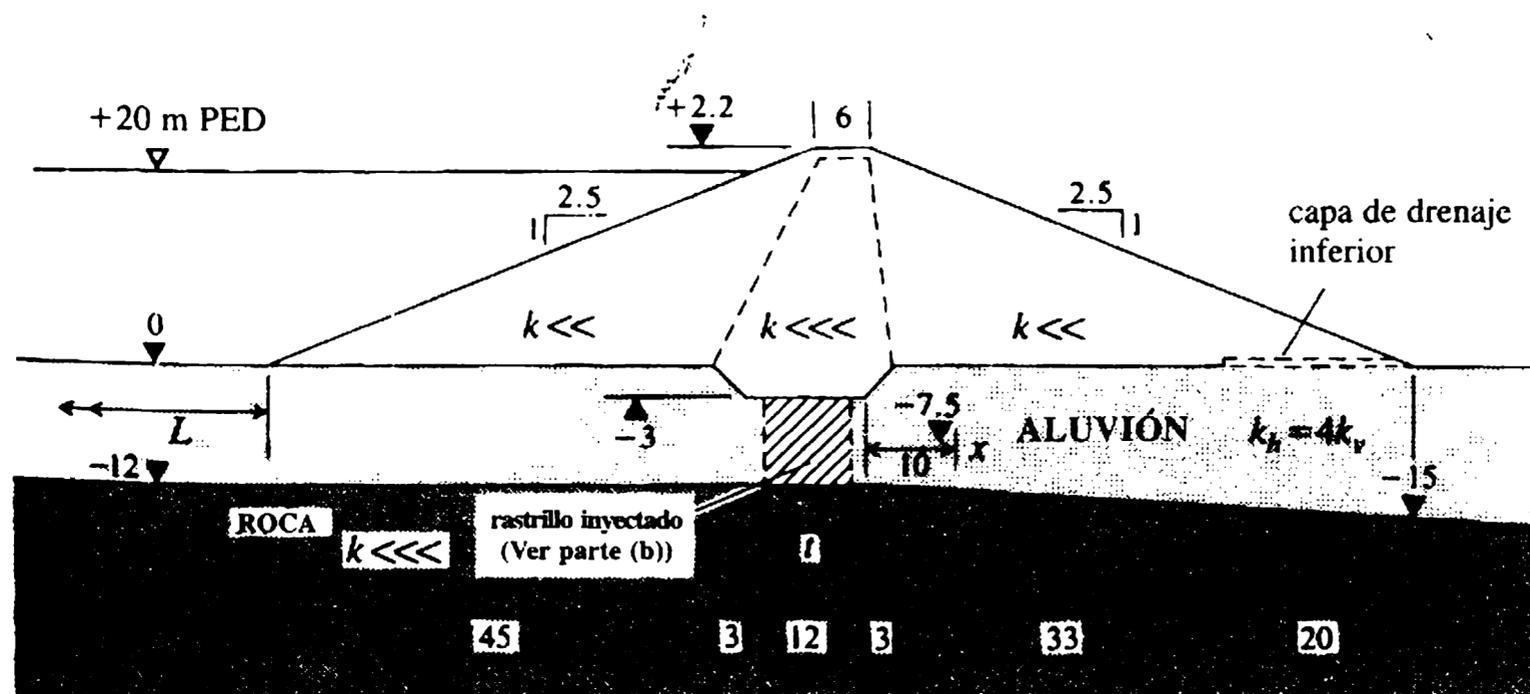


Figura 2.18 Ejemplo 2.1 (figura 2.11).

$$= \frac{0.5 \times 10^{-5}}{2.5 \times 10^{-7}} = 20.0/1.0.$$

Por consiguiente, n_d en la zona del rastrillo, $n_d = 20n_d + (16.5 - n_d) = 55$. Entonces, $n_d = 2.02$, aproximadamente 2. Sin embargo, la dimensión de las celdas de la red de flujo en la escala transformada ≈ 3 m, $\equiv 6$ m en escala natural, y de ahí el espesor del rastrillo, $t \approx 2 \times 6 = 12$ m.

$$E_H = h/H, \quad H \equiv 2 \times 20H/N'_d \equiv 40/20N'_d.$$

Así, $h = 40 \times 20/55 = 14.5$ m y $E_H = 14.5/20 = 73\%$.

3. La pérdida de cabeza en el aluvión $H - h = 5.5$ m. La trayectoria de infiltración en el aluvión $= 116 - 20 - t = 84$ m. En consecuencia, $i = 5.5/84$ y la pérdida de cabeza aguas arriba $= (48 \times 5.5)/84 = 3.1$ m; la pérdida de cabeza aguas abajo $= 2.4$ m. De ahí que la línea piezométrica en la figura 2.11, y la presión de agua en los poros en X $\equiv 9.3$ m de cabeza.

Ejemplo 2.2

El perfil de una presa zonificada de relleno térreo cimentada sobre una arcilla impermeable se ilustra en la figura 2.12, donde también se indican los niveles piezométricos de flujo constante registrados dentro del relleno.

Datos

Infiltración medida en el vertedero en $V - q = 0.1$ m³ día⁻¹ por metro de longitud. La zona del núcleo está conformada por el suelo A. Los espaldones son del suelo B aguas abajo y un enrocado más grueso aguas arriba. Los drenes son de gravas finas.

1. Interpretar los niveles piezométricos y construir una red de flujo representativa del régimen de infiltración de estado permanente.
2. A partir de la red de flujo, estimar la permeabilidad efectiva k' , del suelo A y la eficiencia de la cabeza, E_H del núcleo.

Soluciones

1. Véase la red de flujo de la figura 2.12, teniendo en cuenta (1) la interpretación de las permeabilidades de la zona, y (2) la construcción de la superficie freática, con la cabeza, H , subdividida en incrementos, Δh .
2. De acuerdo con la red de flujo: $N_f = 3.6$, medio $N_d \approx 4.9$, y el factor de forma $N_f/N_d = 0.73$.

$$k' = \frac{0.1}{0.73 \times 29(24 \times 3600)} = 5.4 \times 10^{-8} \text{ m s}^{-1} \quad \text{[ecuación (2.15)],}$$

$$E_H(\text{núcleo}) = 14.5/29.0 = 50\%.$$

Ejemplo 2.3

En la figura 2.15 se muestra la sección de una presa de relleno de arcilla compactada en una etapa intermedia de construcción, y se indica la superficie potencial de deslizamiento.

Información geotécnica

<i>Núcleo y espaldón de arcilla compactada</i>	
Peso específico, γ (kN m ⁻³)	21
Cohesión, c' (kN m ⁻²)	5
Ángulo de resistencia al corte ϕ' (grados)	30
Relación de presión de poros estimada, r_u	capas 1-3=0.55 capas 4-8=0.45

Determinar el factor de seguridad, F , utilizando el análisis semi-riguroso de Bishop [ecuación (2.26b): las dimensiones de la capa pueden estimarse a partir de la figura].

Solución

Para un valor estimado de $F = 1.5$, la ecuación (2.26b) produce $F = 1.71$; al iterar ($F = 1.7$) se confirma $F = 1.72$

En la tabla siguiente se presentan los efectos sobre F al cambiar los parámetros más importantes involucrados en el análisis; es decir c' , ϕ' y r_u :

<i>Ensayo</i>	c' (kN m ⁻²)	ϕ' (grados)	r_u		F
			<i>Capas 1-3</i>	<i>Capas 4-8</i>	
A	5	30	0.55	0.45	1.72
B(< c')	0	30	0.55	0.45	1.51
C(< ϕ')	5	25	0.55	0.45	1.44
D(> r_u)	5	30	0.65	0.45	1.41

Ejemplo 2.4

Un esquema del perfil de una presa de relleno y su cimentación se ilustran en la figura 2.19. La presa tiene un núcleo central de arcilla compactada rodeado por espaldones de enrocado compactado.

Información geotécnica

Nivel inicial del terreno (GWL) = -2 m PED.

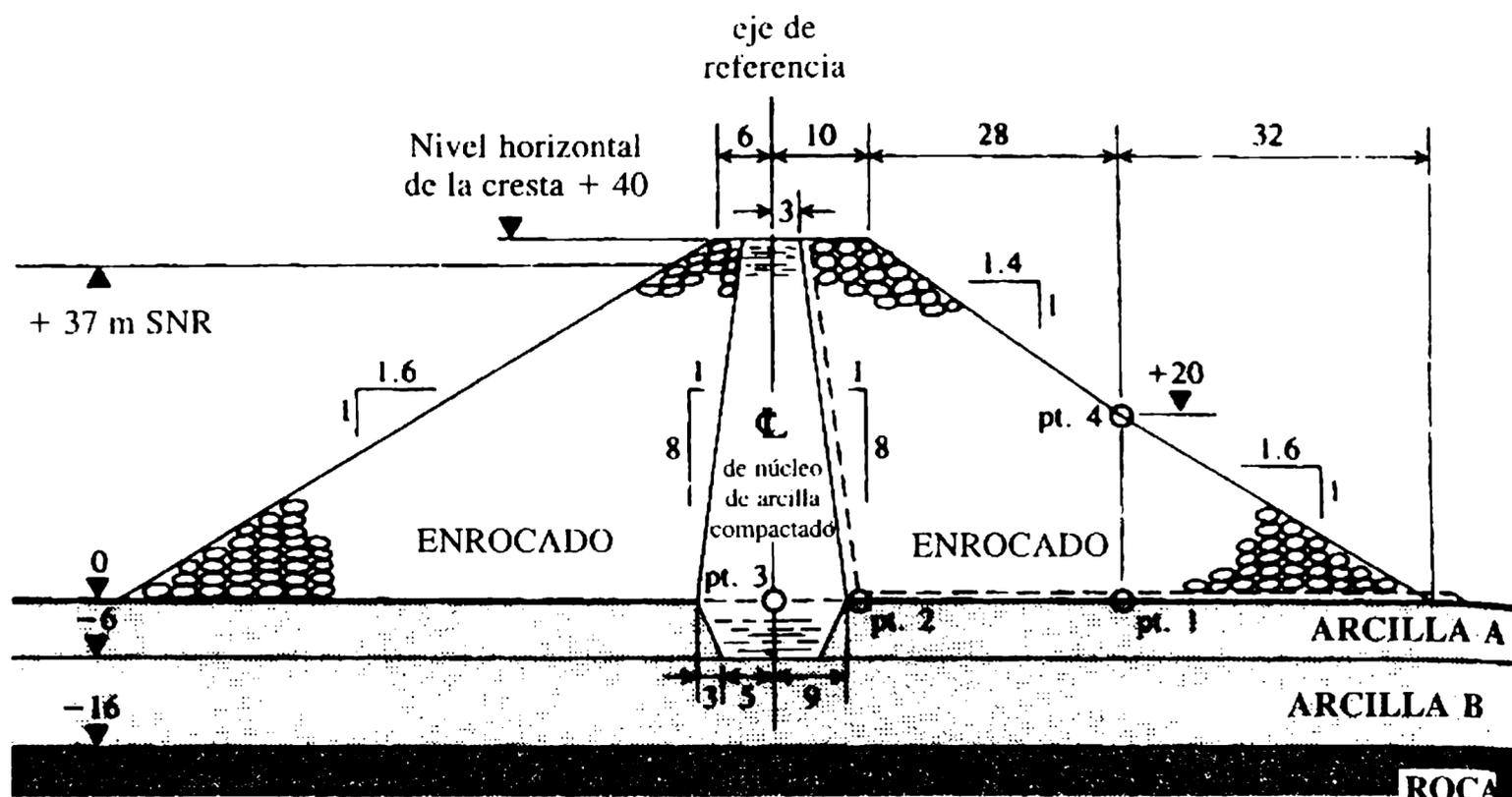


Figura 2.19 Ejemplo 2.4.

1. Determinar el nivel de construcción de la cresta requerido para asegurar que el borde libre nominal que se muestra no se reduce por el asentamiento de consolidación.
2. Estimar el asentamiento de consolidación que se desarrollará en cada uno de los puntos 1, 2 y 3 que se indican y determinar el asentamiento total del punto 4.

Nivel (m PED)	Presa		Cimentación	
	Núcleo De: +40 A: -6	Espaldón +40 0	Arcilla A 0 -6	Arcilla B -6 -16
Peso específico γ (kN m ⁻³)	20	21.5	20	20
Coefficiente de compresibilidad m_v ($\times 10^{-4}$ m ² kN ⁻¹)	0.50	—	0.80	0.60
Módulo equivalente, E ($\times 10^4$ kN m ⁻²)	—	2.0	—	—
Factores de influencia, I , para una distribución vertical de esfuerzos elásticos, estrato de profundidad media bajo la línea central			0.98	0.95

Soluciones

1. Profundidad del núcleo = $40 + 6 = 46$ m. Para el núcleo $\Delta\sigma'_c$ promedio = $20 \times 46/2 = 460$ kN m⁻². Por tanto:

$$\delta_{1c} = 0.5 \times 460 \times 46/10^4 = 1.06 \text{ m} \quad [\text{ecuación (2.30)}].$$

el asentamiento bajo el núcleo, arcilla B: a altura media,

$$\Delta\sigma'_B = 0.95 \times 20 \times 46 = 874 \text{ kN m}^{-2} \quad [\text{ecuación (2.32)}],$$

$$\delta_{1B} = \frac{0.6 \times 874 \times 10}{10^4} = 0.52 \text{ m} \quad [\text{ecuación (2.31)}];$$

de ahí que el nivel de la cresta nominal sea = 41.6 m PED.

2. *Punto 1:* $\Delta\sigma' = 21.5 \times 20 = 430 \text{ kN m}^{-2}$. Por tanto, a altura media en la arcilla A.

$$\Delta\sigma'_A = 0.98 \times 430 = 421 \text{ kN m}^{-2} \quad [\text{ecuación (2.32)}],$$

$$\delta_{1A} = \frac{0.8 \times 421 \times 6}{10^4} = 0.20 \text{ m} \quad [\text{ecuación (2.31)}];$$

y en arcilla B,

$$\Delta\sigma'_B = 0.95 \times 430 = 408.5 \text{ kN m}^{-2},$$

$$\delta_{1B} = \frac{0.6 \times 408.5 \times 10}{10^4} = 0.25 \text{ m}.$$

Por tanto, $\delta_{\text{total}} = 0.45 \text{ m}$ en el punto 1.

Punto 2: $\Delta\sigma' = 21.5 \times 40 = 860 \text{ kN m}^{-2}$. Por consiguiente, $\delta_{\text{total}} = 0.90 \text{ m}$ en el punto 2.

Punto 3: $\Delta\sigma' = 20 \times 40 = 800 \text{ kN m}^{-2}$. En consecuencia, $\Delta\sigma'$ en el rastrillo = $0.98 \times 800 = 784 \text{ kN m}^{-2}$,

$$\delta_{\text{c rastrillo}} = \frac{0.6 \times 784.6}{10^4} = 0.24 \text{ m}$$

y $\Delta\sigma'_B = 0.95 \times 800 = 760 \text{ kN m}^{-2}$. (Un rastrillo con profundidad de seis metros equilibra seis metros de excavación de arcilla A). Entonces,

$$\delta_B = \frac{0.6 \times 760 \times 10}{10^4} = 0.46 \text{ m}.$$

Por consiguiente, $\delta_{\text{total}} = 0.68 \text{ m}$ en el punto 3.

Punto 4: $\delta_{\text{total}} = \text{asentamiento del enrocado} + \delta_{(\text{punto 1})}$.

$$\sigma_{\text{v medio}} = \frac{21.5 \times 20}{2} = 215 \text{ kN m}^{-2}.$$

Por tanto,

$$\varepsilon_v = \sigma_v / E_r = 215 / 20 \times 10^4 = 1.075\% = 0.22 \text{ m}$$

así que $\delta_{\text{total}} = 0.45 + 0.22 = 0.67 \text{ m}$ en el punto 4.

Referencias

- Atkinson, J.H., Charles, J.A. and Mhach, H.K. (1990) Examination of erosion resistance of clays in embankment dams. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, **23**, 103-8.
- Berry, P.L. and Reid, D. (1987) *An Introduction to Soil Mechanics*, McGraw-Hill, London.
- Binnie, G.M. (1981) *Early Victorian Water Engineers*, Thomas Telford, London.
- Bishop, A.W. (1955) The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Géotechnique*, **5** (1), 7-17.
- Bishop, A.W. and Bjerrum, L. (1960) The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems, in *Proceedings of the Conference on Shear Strength of Cohesive Soil*, Boulder, CO, American Society of Civil Engineers, New York, pp. 437-501.
- Bishop, A.W. and Morgenstern, N. (1960) Stability coefficient for earth slopes. *Géotechnique*, **10** (4), 129-50.
- Bridle, R.C., Vaughan, P.R. and Jones, H.N. (1985) Empingham Dam—design, construction and performance. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **78**, 247-89.
- BSI (1981) *Code of Practice for Site Investigation*, BS 5930, London.
- Casagrande, A. (1961) Control of seepage through foundations and abutments of dams (1st Rankine Lecture). *Géotechnique*, **11** (3), 161-81.
- Cedergren, H.R. (1973) Seepage control in earth dams, in *Embankment Dam Engineering – Casagrande Volume* (eds R.C. Hirschfeld and S.J. Poulos), Wiley, New York, pp. 21-45.
- Cedergren, H.R. (1977) *Seepage, Drainage and Flownets*, 2nd edn, Wiley, New York.
- Charles, J.A. (1986) The significance or problems and remedial works at British earth dams, in *Proceedings of the Conference on Reservoirs '86*, British National Committee on Large Dams, London, pp. 123-41.
- Charles, J.A. and Soares, M.M. (1984) Stability of compacted rockfill slopes. *Géotechnique*, **34** (3), 61-70.
- Charles, J.A. and Watts, K.S. (1980) The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill. *Géotechnique*, **30** (4), 353-67.
- Charles, J.A. and Watts, K.S. (1987) The measurement and significance of horizontal earth pressures in the puddle clay core of old earth dams. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Part 1*, **82** (February), 123-52.
- Charles, J.A., Abbiss, C.P. Gosschalk, E.M. and Hinks, J.L. (1991) *An Engineering Guide to Seismic Risk to Dams in the United Kingdom*, Report C1/SFB 187 (H16), Building Research Establishment, Garston.
- Coats, D.J. and Rocke, G. (1982) The Kielder headworks. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **72**, 149-76.
- Craig, R.G. (1992) *Soil Mechanics*, 5th edn, Van Nostrand Reinhold, Wokingham.
- De Mello, V.F.B. (1977) Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams (17th Rankine Lecture). *Géotechnique*, **27** (3), 281-354.
- Fell, R., MacGregor, P. and Stapledon, D. (1992) *Geotechnical Engineering of Embankment Dams*, Balkema, Rotterdam.
- Gallacher, D. (1988) Asphaltic central core of the Megget Dam, in *Transactions of the 16th International Congress on Large Dams*, San Francisco, ICOLD, Paris, Q61, R39.
- Gibson, R.E. and Shefford, G.C. (1968) The efficiency of horizontal drainage layers for accelerating consolidation of clay embankments. *Géotechnique*, **18** (3), 327-35.

- Giroud, J.P. (1990) Functions and applications of geosynthetics in dams: *Water Power & Dam Construction*, **42** (6), 16-23.
- Giroud, J.P. (1992) Geosynthetics in dams: two decades of experience. Report. *Geotechnical Fabrics Journal*, **10** (5), 6-9; **10** (6), 22-8.
- Head, K.H. (1980) *Manual of Soil Laboratory Testing*, Vol. 1, Pentech, Plymouth.
- Hinks, J.L. and Charles, J.A. (1992) Engineering guide to seismic risk to dams. *Water Power & Dam Construction*, **4** (3), 46-7.
- Hirschfeld, R.C. and Poulos, S.J. (eds) (1973) *Embankment Dam Engineering-Casagrande Volume*, Wiley, New York.
- ICOLD (1986) *Geotextiles as Filters and Transitions in Fill Dams*, Bulletin 55, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1989) *Selecting Seismic Parameters for Large Dams*, Bulletin 72, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1991) *Watertight Geomembranes for Dams*, Bulletin 78, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1993a) *Embankment Dams – Upstream Slope Protection*, Bulletin 91, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1993b), *Rock Materials for Rockfill Dams*, Bulletin 92, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1993c) *Reinforced Rockfill and Reinforced Fill for Dams*, Bulletin 89, International Commission on Large Dams, Paris.
- Janbu, N. (1973) Slope stability computations, in *Embankment Dam Engineering – Casagrande Volume* (eds R.C. Hirschfeld and S.J. Poulos), Wiley, New York, pp. 447-86.
- Jansen, R.B. (ed.) (1988) *Advanced Dam Engineering*, Van Nostrand Reinhold, New York.
- Jansen, R.B., Kramer, R.W., Lowe, J., Poulos, S.J. (1988) Earthfill dam design and analysis, in *Advanced Dam Engineering* (ed. R.B. Jansen), Van Nostrand Reinhold, New York, pp. 256-320.
- Justo, J.L. (1973) The cracking of earth and rockfill dams, in *Transactions of the 11th International Congress on Large Dams*, Madrid, Vol. 4, ICOLD, Paris, Communication C.11, pp. 921-45.
- Kennard, M.F., Lovenbury, H.T., Chartres, F.R.D. and Hoskins, C.G. (1979) Shear strength specification for clay fills, in *Proceedings of Conference on Clay Fills*, Institution of Civil Engineers, London, pp. 143-47.
- Lawson, J.D. (1987) Protection of rockfill dams and cofferdams against overflow and throughflow – the Australian experience. *Transactions of the Institution of Engineers, Australia, Civil Engineering*, **29** (3), Paper C1659, 10.
- Lee, I.K., White, W. and Ingles, O.G. (1983) *Geotechnical Engineering*, Pitman, Melbourne.
- Leps, T.M. (1988) Rockfill dam design and analysis, in *Advanced Dam Engineering* (ed. R.B. Jansen), Van Nostrand Reinhold, New York, pp. 368-87.
- Lun, P.T.W. (1985) *A Critical Review of Hydraulic Fracturing in Dams*, Technical Report No. 138, CSIRO, Australia.
- Marsal, R.J. (1973) Mechanical properties of rockfill, in *Embankment Dam Engineering – Casagrande Volume* (eds R.C. Hirschfeld and S.J. Poulos), Wiley, New York, pp. 109-200.
- Marsland, A. (1957) The design and construction of earthen floodbanks. *Journal of the Institution of Water Engineers*, **11** (3), 236-58.

- Medeiros, C.H. de A.C. and Moffat, A.I.B. (1995) A laboratory study of hydraulic fracturing using the Rowe consolidation cell, in *Proceedings of the 11th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3, pp. 3.185-3.190, Danish Geotechnical Society, Copenhagen.
- Millmore, J.P. and McNicol, R. (1983) Geotechnical aspects of Kielder Dam. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 74, 805-36.
- Mitchell, R.J. (1983) *Earth Structures Engineering*, Allen & Unwin, Winchester, MA.
- Morgenstern, N.R. (1963) Stability charts for earth slopes during rapid draw-down. *Géotechnique*, 13 (2), 121-31.
- Morgenstern, N.R. and Price, V.E. (1965) The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, 15 (1), 79-93.
- O'Connor, M.J. and Mitchell, R.J. (1977) An extension of the Bishop and Morgenstern slope stability charts. *Canadian Geotechnical Journal*, 14 (1), 144-55.
- Penman, A.D.M. (1986) On the embankment dam (26th Rankine Lecture). *Géotechnique*, 36 (3), 303-48.
- Penman, A.D.M. and Charles, J.A. (1975) *The Quality and Suitability of Rockfill Used in Dam Construction*, Current Paper CP87/75, Building Research Establishment, Garston.
- Pitt, J.D. and Ackers, P. (1982) *Review of Field and Laboratory Tests on Riprap*, Report 94, CIRIA, London.
- Sarma, S.K. (1975) Seismic stability of earth dams and embankments. *Géotechnique*, 25 (4), 743-61.
- Seed, H.B. (1981) Earthquake-resistant design of earth dams, in *Proceedings of Symposium on Geotechnical Problems and Practice of Dam Engineering*, Bangkok, Balke-ma, Rotterdam, pp. 41-60.
- Sherard, J.L. (1973) Embankment dam cracking, in *Embankment Dam Engineering – Casagrande Volume* (eds R.C. Hirschfeld and S.J. Poulos), Wiley, New York, pp. 271-353.
- Sherard, J.L. (1985) Hydraulic fracturing in embankment dams, in *Seepage and Leakage from Dams and Impoundments* (eds R.L. Volpe and W.E. Kelly), American Society of Civil Engineers, New York, pp. 115-41.
- Sherard, J.L. and Dunnigan, L.P. (1985) Filters and leakage control in embankment dams, in *Seepage and leakage from Dams and Impoundments* (eds R.L. Volpe and W.E. Kelly), American Society of Civil Engineers, New York, pp. 1-30.
- Sherard, J.L., Woodward, R.J., Gizienski, S.F. and Clevenger, W.A. (1963) *Earth and Earth-Rock Dams-Engineering Problems of Design and Construction*, Wiley, New York.
- Telling, R.M., Menzies, B.K. and Simons, N.E. (1978) Cut-off efficiency, performance and design. *Ground Engineering*, 11 (1), 30-43.
- Thomas, H.H. (1976) *The Engineering of Large Dams*, 2 Vols, Wiley, Chichester.
- Thompson, D.M. and Shuttler, R.M. (1976) *Design of Riprap Slope Protection Against Wind Waves*, Report 61, CIRIA, London.
- USBR (1987) *Design of Small Dams*, 3rd edn, US Government Printing Office, Denver, CO.
- Vaughan, P.R. and Soares, H.F. (1982) Design of filters for clay cores of dams. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 108 (6T, 1), 17-31.
- Vaughan, P.R., Kluth, D.J., Leonard, M.W. and Pradoura, H.H.M. (1970) Cracking and erosion of the rolled clay core of Balderhead Dam and the remedial works adopted

- for its repair, in *Transactions of the 10th International Congress on Large Dams*, Montreal, Vol. 1, ICOLD, Paris, Q36, R5.
- Volpe, R.L. and Kelly, W.E. (eds) (1985) *Seepage and Leakage from Dams and Impoundments*. Proceedings of Symposium, Denver, CO, American Society of Civil Engineers, New York.**
- Wilson, A.C. and Evans, J.D. (1990) The use of low grade rockfill at Roadford dam, in *Proceedings of Conference on the Embankment Dam*, British Dam Society, London.**
- Wilson, S.D. and Marsal, R.J. (1979) *Current Trends in Design and Construction of Embankment Dams*, American Society of Civil Engineers, New York.**

3 Ingeniería de presas de concreto

3.1 Cargas actuantes: conceptos y criterios

3.1.1 CARGAS

Las principales cargas que operan sobre presas se identificaron en la sección 1.7.2 y se ilustraron en forma esquemática en la figura 1.8. El propósito de esta sección es definir la magnitud y forma de aplicación de las cargas principales en el análisis de presas de concreto. Cuando sea apropiado, el carácter de ciertas cargas se analiza con mayor profundidad.

Este capítulo supone la comprensión de los principios fundamentales de hidrostática y la teoría estructural. Las ecuaciones para cuantificar las cargas y definir la respuesta estructural se introducen sin derivaciones o demostraciones detalladas; para esto se recomiendan textos de pregrado apropiados, como Featherstone y Nalluri (1995) Case y Chilver (1971).

La sección transversal de una presa de gravedad de concreto se ilustra en la figura 3.1; el plano base X-X yace a una profundidad z_1 por debajo del nivel del agua del embalse. Las expresiones descritas en los párrafos siguientes definen las presiones y fuerzas resultantes sobre la sección por encima de X-X y todos los planos horizontales similares a través de la presa. Por conveniencia en el análisis, las cargas se expresan por metro de longitud de presa, es decir, se determinan para una sección transversal bidimensional con ancho unitario paralelo al eje de la presa. De manera similar es conveniente tener en cuenta algunas cargas utilizando sus componentes horizontales y verticales, identificadas mediante los subíndices asignados, P_h y P_v respectivamente.

a. Cargas primarias

Carga del agua

La presión hidrostática externa, P_w , a una profundidad z_1 se expresa como:

$$P_w = \gamma_w z_1 \quad (3.1)$$

donde γ_w es el peso específico del agua, 9.81 kN m^{-3} ($\gamma = \rho g$; el símbolo de γ se adopta para el peso específico a fin de que sea consistente con el uso general en

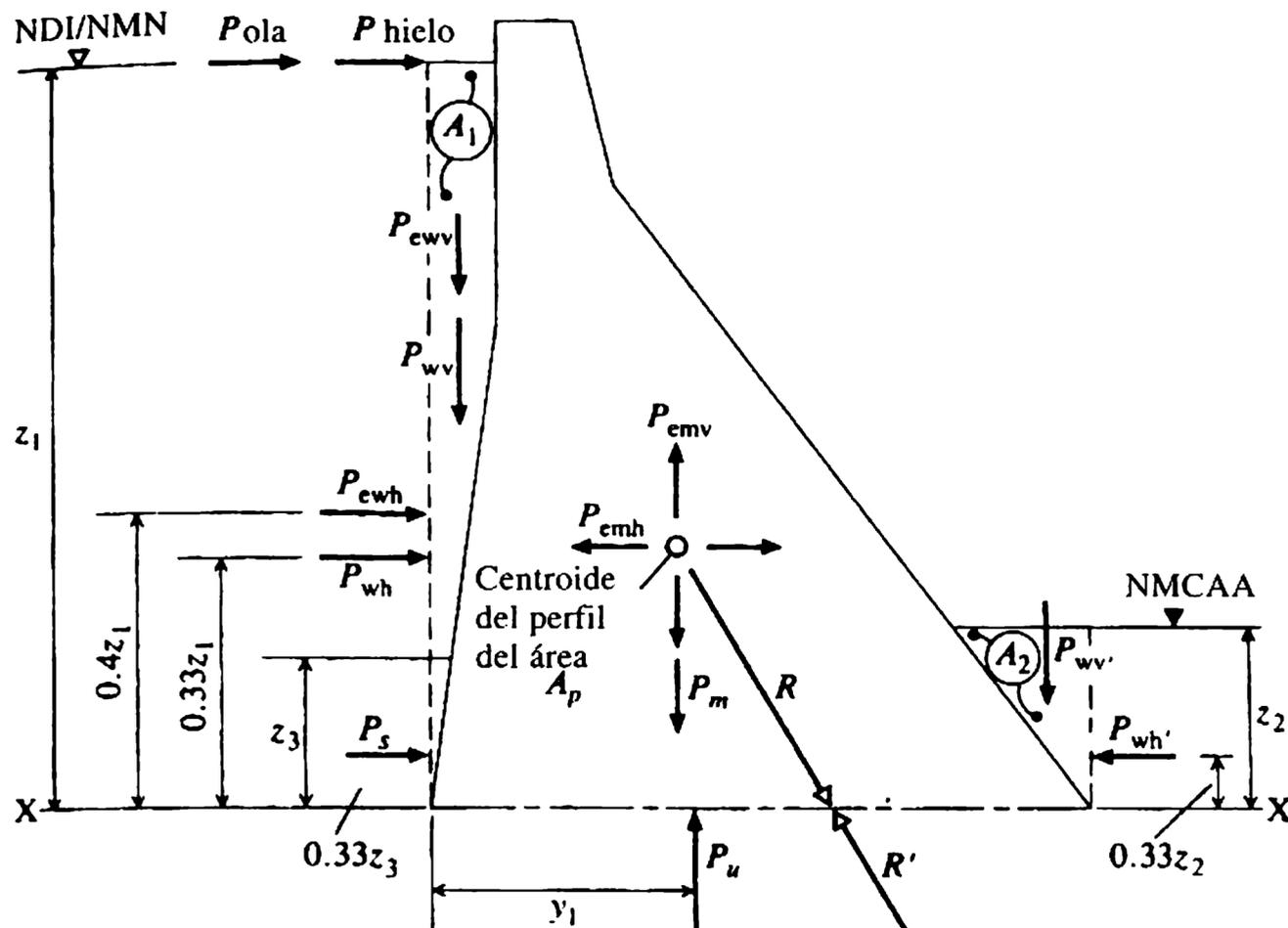


Figura 3.1 Diagrama de carga sobre una presa de gravedad. NDI (DFL, en inglés): nivel de diseño de inundación; NMN (NML, en inglés): nivel máximo normal, es decir, nivel de retención máxima del vertedero; NMCAA (TWL en inglés): nivel máximo del cauce aguas abajo. v.p. 20.

mecánica de suelos y dado que se empleó en el capítulo 2, mientras que ρg se utiliza en los capítulos siguientes de conformidad con el uso en mecánica de fluidos).

La fuerza horizontal, P_{wh} , se determina como:

$$P_{wh} = \gamma_w z_1^2 / 2 \quad (\text{kN m}^{-1}) \quad (3.2)$$

y actúa a una altura $z_1/3$ por encima del plano X-X.

También se debe tener en cuenta una fuerza vertical P_{wv} si el paramento de aguas arriba tiene inclinación o es abocinado, como en el perfil de la figura 3.1,

$$P_{wv} = \gamma_w (\text{área } A_1) \quad (\text{kN m}^{-1}) \quad (3.3)$$

y actúa a través del centroide A_1 .

La presión debida a cualquier nivel permanente del cauce aguas abajo por encima del plano, considerado de manera similar originará las fuerzas resultantes correspondientes P'_{wh} y P'_{wv} y que operan por encima del pie, como se ilustra en la figura:

$$P'_{wh} = \gamma_w z_2^2 / 2 \quad (3.2a)$$

con:

$$P'_{wv} = \gamma_w (\text{área } A_2). \quad (3.3a)$$

Con frecuencia se toma el peso específico $\gamma_w = 10 \text{ kN m}^{-3}$ por conveniencia en el análisis. En unos pocos casos, por ejemplo, en las presas de desviación de inundaciones, se han utilizado concentraciones excepcionales de sedimento en suspensión después de eventos de inundaciones extremas para justificar un incremento marginal adicional en γ_w .

Carga del peso propio

El peso propio de la estructura se toma en cuenta en términos de su resultante, P_m , la cual se considera que actúa a través del centroide del área transversal A_p del perfil de la presa:

$$P_m = \gamma_c A_p \quad (\text{kN m}^{-1}) \quad (3.4)$$

γ_c es el peso específico del concreto, que se puede suponer como 23.5 kN m^{-3} a menos que se tengan datos específicos de ensayos de laboratorio o de muestras de núcleo. Si existen las compuertas de cresta, otras estructuras auxiliares o equipos con peso importante también se deben tener en cuenta para determinar P_m y la posición de su línea de acción.

Infiltración y carga de empuje

Las presiones intersticiales de agua, u_w , se originan dentro de una presa de concreto y su cimentación como resultado de la penetración preferencial del agua en discontinuidades, como planos de las uniones, grietas y fisuras finas, y también por infiltración dentro de la estructura de poros de la roca y el concreto. Las presiones son

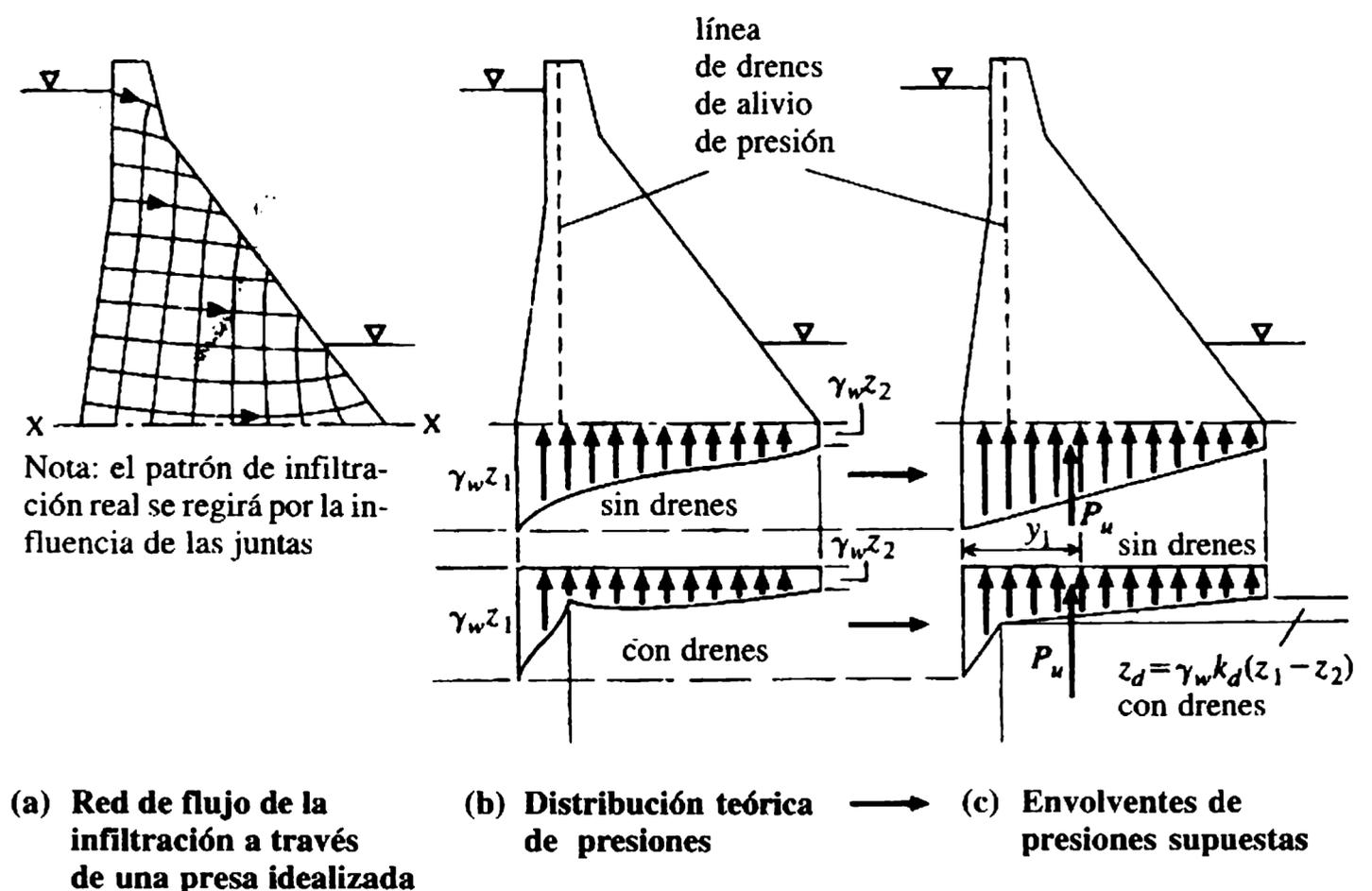


Figura 3.2 Empuje interno y envoltentes de presiones.

claramente análogas a las presiones de poros en mecánica de suelos (capítulo 2), y el símbolo u_w se utiliza en este capítulo por consistencia.

La distribución teórica de presiones dentro del conjunto presa y su cimentación 'ideal', es decir homogéneo e intacto, se puede establecer a partir de la red de flujo como la de los ejemplos esbozados en la figura 3.2(a). Se da una distribución de presión curvilínea a través del plano horizontal, como se indica en la figura 3.2(b). En la práctica, las distribuciones de presiones están regidas por la naturaleza y frecuencia de las discontinuidades presentes y son localmente indeterminadas. Por tanto, es habitual que se suponga una envolvente de distribuciones de presiones lineal o bilineal, si se instalan drenes de alivio. Se supone que las presiones disminuyen desde el valor hidrostático externo $\gamma_w z_1$ en el paramento aguas arriba hasta la presión del cauce aguas abajo o hasta cero, de ser conveniente. Las envolventes de presiones lineales supuestas se muestran en el esquema de la figura 3.2(c).

La carga de empuje, P_u , se representa por las componentes verticales efectivas resultantes de la presión de agua intersticial u_w . Se denomina empuje interno si se determina con respecto a un plano horizontal a través de la presa. Cuando se determina para un plano externo, puede identificarse como empuje de la base si ocurre en la interfaz presa-roca, o como empuje de la cimentación si se ejerce dentro de los horizontes de roca subyacentes. P_u es una función de la presión media (u_w media) a través de un plano y del área efectiva del plano, que se define como la proporción relativa del área plana horizontal A_h , sobre la cual opera la presión intersticial, teniendo en cuenta el esqueleto mineral 'sólido', es decir, el área efectiva $A'_h = \eta A_h$, donde η es el coeficiente de reducción del área, de manera que:

$$P_u = \eta A_h (u_w \text{ media}) \quad (\text{kN m}^{-1}). \quad (3.5)$$

Si no se proporcionan drenes de alivio o si cesan de funcionar debido a la acción disolvente del agua y al taponamiento, entonces:

$$P_u = \eta A_h \gamma_w \frac{z_1 + z_2}{2}. \quad (3.6)$$

Estudios de laboratorio con concretos pobres, usuales en la construcción de presas, indican que η es un parámetro complejo y variable, y que su valor puede aproximarse a la unidad (Leliavsky, 1958; Butler, 1981). Teniendo en cuenta lo anterior, y para controlar las presiones intersticiales ejercidas por factores locales que son bastante indeterminados, es prudente especificar que $\eta = 1.00$ para todos los propósitos analíticos. Nótese que P_u es entonces comparable en magnitud e importancia con la carga del agua, P_{wh} .

El área plana nominal en el perfil bidimensional de la figura 3.1 respecto al plano X-X, se define por el espesor de la sección, T , es decir, $A_h = T$. Suponiendo $\eta = 1.00$ y que los drenes no alivian las presiones, la ecuación (3.6) se convierte entonces en:

$$P_u = \eta T \gamma_w \frac{z_1 + z_2}{2} \quad (3.7)$$

y P_u actúa en el centroide del diagrama de distribución de presiones a una distancia y_1 del talón, y:

$$y_1 = \frac{T}{3} \frac{2z_2 + z_1}{z_2 + z_1} \quad (\text{m}). \quad (3.8)$$

En las presas modernas, el empuje interno se controla mediante drenes de alivio verticales cerca del paramento aguas arriba. Los drenes formados ascienden por toda la altura de la presa desde una galería de inspección localizada tan bajo como sea práctico respecto al nivel del cauce aguas abajo.

La cabeza efectiva promedio en la línea de drenes, z_d , puede expresarse como:

$$z_d = z_2 + k_d (z_1 - z_2) \quad (\text{m}). \quad (3.9)$$

El coeficiente empírico k_d es una función de la geometría del dren de alivio, es decir su diámetro, su espaciamiento y su localización respecto del paramento aguas arriba. Comúnmente para el análisis de un sistema de drenaje eficiente se supone que $k_d = 0.33$ (Moffat, 1976; USBR, 1976). La geometría del dren de alivio y su eficiencia se tratan con más detalle en la sección 3.5.3. Los drenes modernos tienen en general 200 mm de diámetro y 3.0 m de distancia entre sus centros.

El empuje en la base de la cimentación se controla mediante un sistema similar de drenes de alivio perforados desde la galería de inspección dentro de la roca subyacente. Una cortina de inyección profunda por debajo del paramento aguas arriba (sección 3.5.2), que se toma como medida de previsión estándar para limitar la infiltración, sirve también para inhibir las presiones dentro de la cimentación. Su efectividad en este último caso es mucho menor que con un sistema de drenes eficiente y su influencia sobre la presión por lo general no se tiene en cuenta.

b. Cargas secundarias

Carga de sedimentación

La acumulación gradual de depósitos importantes de sedimentos finos, principalmente limos, contra los paramentos de la presa generan una fuerza resultante horizontal, P_s . La magnitud de P_s , que es adicional a la carga del agua P_{wh} , es una función de la profundidad del sedimento, z_3 , el peso específico sumergido γ'_s y el coeficiente de presión lateral activo, K_a , es decir:

$$P_s = K_a \gamma'_s z_3^2 / 2 \quad (\text{kN m}^{-1}) \quad (3.10)$$

y actúa a $z_3/3$ por encima del plano X-X. ($\gamma'_s = \gamma_s - \gamma_w$, donde γ_s es el peso específico saturado del sedimento, y

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \phi_s}{1 + \text{sen } \phi_s}$$

donde ϕ_s es el ángulo de resistencia al corte del sedimento).

Por lo común, los valores de $\gamma_s = 18 - 20 \text{ kN m}^{-2}$ y $\phi_s = 30^\circ$ son representativos, lo que genera un peso específico del fluido equivalente, es decir $K_a \gamma'_s$, aproximadamente igual a 3.0 kN m^{-3} . La profundidad acumulada z_3 es una función compleja

dependiente del tiempo de la concentración del sedimento en suspensión, de las características del embalse, del hidrograma del río y otros factores (sección 4.5). No es posible hacer predicciones precisas debido a las grandes incertidumbres. Sin embargo, la carga del sedimento rara vez es importante en el diseño de presas con excepción de las de control de inundaciones más pequeñas y que, por tanto, generalmente no se consideran.

Carga hidrodinámica del oleaje

El empuje hidrodinámico transitorio generado por la acción de las olas contra el paramento de la presa, P_{ola} , se considera sólo en casos excepcionales. Es de poca magnitud y, por su naturaleza, aleatorio y de influencia local. Se puede considerar un sobrepeso empírico debido a la carga del oleaje ajustando el nivel estático del embalse utilizado para determinar P_{wh} . Cuando se necesita un valor específico para P_{ola} , una estimación conservadora de la carga hidrostática adicional en el nivel de la superficie del embalse está dado por:

$$P_{ola} = 2\gamma_w H_s^2 \quad (3.11)$$

(H_s es la altura significativa de la ola, y se refleja con una amplitud doble sobre el paramento vertical que golpea. La generación de las olas en los embalses se analiza en la sección 4.4).

Carga del hielo

La carga del hielo debe tenerse en cuenta en circunstancias donde se forman capas de hielo con un espesor considerable y que persisten por periodos prolongados. En tales situaciones, las presiones del hielo pueden generar un empuje horizontal significativo cerca del nivel de la cresta. Las presiones ejercidas sobre una presa son una función compleja del espesor del hielo, la escala y la tasa de aumento de temperatura que produce expansión y el grado de fijación en el perímetro de la capa de hielo.

Una medida inicial aceptable de la carga del hielo, P_{hielo} , de ser necesario, es $P_{hielo} = 145 \text{ kN m}^{-2}$ para espesores de hielo de más de 0.6 m (USBR, 1976). Cuando es probable que el espesor del hielo no exceda de 0.4 m y/o la fijación sea pequeña, como en un paramento inclinado, la carga del hielo puede ignorarse.

En circunstancias poco frecuentes en las que la carga de hielo se considere crítica, las presiones esperadas pueden estimarse a partir de los diagramas presentados en USBR (1976, 1987).

Efectos térmicos y de interacción presa-cimentación

El enfriamiento de vaciados grandes de masas de concreto posterior a la hidratación exotérmica del cemento y las variaciones subsiguientes en las temperaturas del ambiente y del agua se combinan para producir gradientes de temperaturas complejos y dependientes del tiempo dentro de una presa. Se desarrollan interacciones igualmente complejas como resultado de la deformación de la cimentación o por la transferencia de cargas entre bloques adyacentes de la presa. La predicción de tales formas

de respuesta interactiva de cargas no es competencia de este texto. En algunas de las presas más grandes, las cargas secundarias pueden tener órdenes de magnitud comparables a las cargas primarias. Su influencia en la deformación y esfuerzos en tales casos es importante y se analiza en USBR (1976).

c. Cargas excepcionales

Cargas sísmicas

Las cargas dinámicas generadas por las perturbaciones sísmicas deben considerarse en el diseño de las presas de concreto localizadas en regiones con reconocido 'alto riesgo' sísmico. La posibilidad de actividad sísmica también debe considerarse en presas localizadas fuera de estas regiones, en particular cuando estén situadas en las proximidades de complejos de fallas geológicas potencialmente activas.

Como con las presas de relleno más grandes, los sitios para las mayores presas de concreto normalmente se someten a una valoración sismológica. La evaluación de la sismicidad se efectúa mediante una revisión especializada de la geología regional y local junto con evidencias históricas. Si se confirma el riesgo de actividad sísmica, las estimaciones de intensidades máximas probables proporcionan las bases para seleccionar los parámetros del diseño sísmico. En el caso de presas de concreto más pequeñas, o presas en sitios de 'bajo riesgo', por lo general es suficiente especificar un nivel nominal de perturbación para propósitos de diseño. Los riesgos sísmicos de las presas en el Reino Unido se revisan en Charles *et al.* (1991).

La actividad sísmica está asociada con patrones de oscilación de aceleraciones y movimientos de tierra complejos, que generan fuerzas transitorias debido a la inercia de la presa y del cuerpo de agua que retienen. Las aceleraciones horizontales y verticales no son iguales, las primeras son de mayor intensidad. Para el diseño debe considerarse que ambas operan en el sentido menos favorable a la estabilidad de la presa. Por tanto, se supone que las aceleraciones horizontales operan en dirección normal al eje de la presa. En condiciones de embalse lleno, las cargas sísmicas más adversas ocurrirán cuando la onda sísmica esté asociada con:

1. una aceleración horizontal de la cimentación que opere aguas arriba; y
2. una aceleración vertical de la cimentación que opere aguas abajo.

Como resultado de 1, los efectos de la inercia generarán una carga hidrodinámica adicional del agua que actúa aguas abajo, y una carga de inercia atribuible a la masa de la presa y que también actúa en el sentido aguas abajo. La aceleración de la cimentación aguas abajo, segunda condición, reducirá en efecto la masa y, por tanto, la estabilidad de la estructura. Se estima que las ondas de choque sísmicas recurrentes más importantes tienen una frecuencia en el intervalo 1-10 Hz. En consecuencia, las cargas sísmicas oscilan con mucha rapidez y su efecto es transitorio.

Las presas de concreto son estructuras elásticas y están proyectadas para que así lo sean en el nivel de aceleración sísmica de diseño. También deben diseñarse para resistir y controlar apropiadamente el sismo máximo (O'Neill, 1988) sin romperse. Debe investigarse la posibilidad de resonancia estructural en las presas más altas,

aunque, en la práctica, el riesgo de una resonancia seria se reduce de manera considerable debido a los efectos de amortiguamiento. Los movimientos sísmicos del terreno para todos los eventos son irregulares en su magnitud, periodicidad y dirección. Por consiguiente, es poco probable que experimenten resonancia en duraciones mayores a unos pocos segundos.

La frecuencia natural de vibración, f_n , para una presa de gravedad triangular de altura H (m) y espesor de la base T (m) construida en concreto con un módulo de elasticidad efectivo, o de campo, $E_{ef} \approx 14 \text{ GN m}^{-2}$ puede aproximarse como:

$$f_n \approx 600 T/H^2 \quad (\text{Hz}). \quad (3.12)$$

Una relación aproximada alternativa es:

$$f_n \approx E_{ef}^{1/2}/0.012H \quad (\text{Hz}). \quad (3.13)$$

La investigación sobre las ecuaciones (3.12) y (3.13) indica que es poco probable que ocurra resonancia, excepto en presas grandes. Por ejemplo, las frecuencias naturales de vibración de presas de gravedad monolíticas con alturas nominales de 20 m y 50 m son del orden de 15-25 Hz y 6-9 Hz, respectivamente (las frecuencias de los choques sísmicos mayores son de 1-10 Hz).

Aunque la resonancia de la totalidad de una presa es poco probable, porciones vulnerables de ella pueden estar en riesgo debido a los efectos de la inercia. Se pueden generar esfuerzos locales altos por discontinuidades abruptas del perfil, como un cambio del talud aguas abajo para acomodar el ancho de la carretera en la cresta. Se requieren estudios detallados para minimizar el riesgo de sobreesfuerzos locales y agrietamientos, como se ilustra en la figura 3.3. Precauciones similares son necesarias en el diseño de estructuras potencialmente vulnerables en la cresta, como compuertas o torres de válvulas.

Las cargas sísmicas pueden aproximarse utilizando el enfoque simplista del análisis pseudoestático o de coeficientes sísmicos. Las fuerzas de inercia se calculan en función de la aceleración máxima seleccionada para el diseño y se consideran como

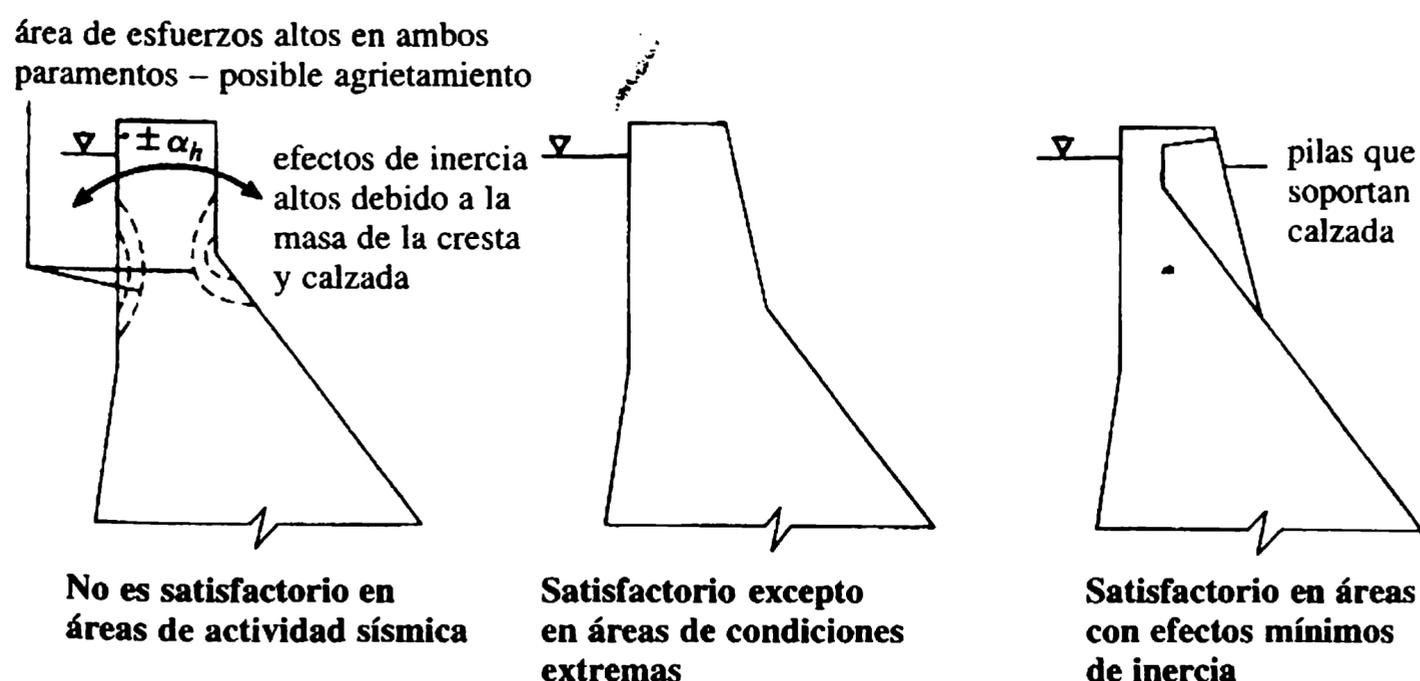


Figura 3.3 Efectos de sismicidad y perfiles de la cresta.

equivalentes a las cargas estáticas adicionales. Este enfoque, que algunas veces se denomina como el método de la carga estática equivalente, es generalmente conservador. En la actualidad se aplica sólo en presas de concreto más pequeñas y menos vulnerables, o en análisis preliminares. En presas altas, o en situaciones donde la sismicidad se considera crítica, se requieren procedimientos más sofisticados. En estas circunstancias, la evaluación sísmológica del sitio de la presa continúa con un análisis completo de respuesta dinámica.

Análisis pseudoestático

La intensidad de un sismo se expresa por los coeficientes de aceleración α_h (horizontal) y α_v (vertical); cada uno representa la razón entre las aceleraciones sísmicas pico en el terreno con la aceleración de la gravedad, g . Para el análisis inicial, es común suponer que $\alpha_h = (1.5 - 2.0) \alpha_v$. Los coeficientes sísmicos representativos, α_h , utilizados en el diseño, se presentan en la tabla 3.1, al igual que las intensidades de los sismos correspondientes en la escala modificada de Mercalli y en una escala de daños cualitativa junto con las designaciones de las zonas sísmicas equivalentes en Estados Unidos.

Valores de los coeficientes sísmicos mayores que los tabulados son apropiados para circunstancias más extremas, por ejemplo, $\alpha_h = 0.4$ se ha empleado en sitios de alto riesgo en el Japón. Las aceleraciones del terreno equivalentes a $\alpha_h = 0.5$ averiaron severamente la presa de gravedad de Koyna, India, en 1967. Se estimó que la actividad sísmica que averió de manera similar la presa de arco de Pacoima, EE. UU., en 1971 equivalía a un coeficiente sísmico horizontal a nivel de la base de $\alpha_h = 0.6 - 0.8$ (Swanson y Sharma, 1979).

Las cargas de inercia e hidrodinámica se determinan a partir de los coeficientes sísmicos como se presenta a continuación.

Cargas de inercia: masa de la presa

La fuerza horizontal es:

$$P_{emh} = \pm \alpha_h P_m \quad (3.14a)$$

y la fuerza vertical es:

$$P_{emv} = \pm \alpha_v P_m \quad (3.14b)$$

Tabla 3.1 Coeficientes de aceleración sísmica

<i>Coeficiente</i> α_h	<i>Escala modificada</i> <i>de Mercalli</i>	<i>Nivel de daño</i> <i>general</i>	<i>Zona sísmica</i> <i>EE.UU.</i>
0.0	—	Nulo	0
0.05	VI	Menor	1
0.10	VII	Moderado	2
0.15	} c. VIII-IX	Mayor	3
0.20		Grande	4

Como con el peso propio, P_m , se considera que las fuerzas de inercia operan a través del centroide de la sección de la presa. *Nótese* un cambio en la dirección de las fuerzas; aquí el signo positivo denota las fuerzas de la inercia que operan en el sentido aguas abajo y/o aguas arriba, como se indica en la figura 3.1 y 3.4.

Fuerzas hidrodinámicas: reacción del agua

Una estimación inicial de estas fuerzas puede obtenerse mediante una aproximación parabólica a la distribución de presión teórica analizada en Westergaard (1933).

Respecto a cualquier elevación a una profundidad z_1 por debajo de la superficie del agua, la presión hidrodinámica p_{ewh} se determina por:

$$p_{ewh} = C_e \alpha_h \gamma_w z_{m\acute{a}x} \quad (\text{kN m}^{-2}) \quad (3.15)$$

En esta expresión $z_{m\acute{a}x}$ es la profundidad máxima del agua en la sección considerada. C_e es un factor de presión adimensional, y es función de $z_1/z_{m\acute{a}x}$ y ϕ_u , el ángulo de inclinación del paramento aguas arriba con la vertical. Valores guías de C_e se indican en la tabla 3.2.

La carga hidrodinámica resultante está dada por:

$$P_{ewh} = 0.66 C_e \alpha_h z_1 \gamma_w (z_1 z_{m\acute{a}x})^{1/2} \quad (3.16)$$

y actúa a una elevación $0.40z_1$ por encima de X-X. Como una aproximación gruesa inicial, la carga hidrodinámica, P_{ewh} , se toma algunas veces como 50% del incremento de la carga de la inercia P_{emh} .

La carga hidrodinámica vertical resultante, P_{ewv} , que actúa por encima del talud o abocinado del paramento aguas arriba puede tenerse en cuenta aplicando un coeficiente sísmico apropiado a la carga vertical del agua, P_{wv} . Se considera que actúa a través del centroide del área A_1 , de manera que:

$$P_{ewv} = \pm \alpha_v P_{wv} \quad (3.17)$$

Por lo general, se supone que la carga de empuje no es alterada por la onda sísmica, dada la naturaleza transitoria y oscilatoria de esta última.

Tabla 3.2 Factores de presión sísmica, C_e

Razón $z_1/z_{m\acute{a}x}$	Factor de presión, C_e	
	$\phi_u = 0^\circ$	$\phi_u = 15^\circ$
0.2	0.35	0.29
0.4	0.53	0.45
0.6	0.64	0.55
0.8	0.71	0.61
1.0 /	0.73	0.63

ϕ_u es el ángulo del talud aguas arriba con la vertical

Análisis de respuesta dinámica

Las simplificaciones inherentes en el análisis de coeficientes sísmicos son considerables. No se contemplan los problemas complejos de la interacción presa-cimentación y presa-embalse, y se ignora la respuesta de la presa misma. Estas interacciones son de gran importancia, ya que colectivamente modifican las propiedades dinámicas de la presa y, en consecuencia, pueden afectar de forma significativa su respuesta a las cargas. Son tenidas en cuenta en el análisis de respuesta dinámica, donde los efectos acoplados del sistema presa-cimentación-embalse se examinan mediante el procedimiento de análisis de subestructuras.

En este enfoque, la presa se idealiza como un sistema de elementos finitos bidimensional, ya sea con deformación plana o con esfuerzo plano, y el embalse se considera continuo. La zona de la cimentación generalmente se idealiza como un sistema de elementos finitos equivalente a un semi-espacio viscoelástico. Las complejidades de dicho enfoque están fuera del alcance de este texto. El análisis de respuesta dinámica se aborda con algún detalle en Chopra (1988).

3.1.2 COMBINACIONES DE CARGAS

Una presa de concreto debe diseñarse considerando los agrupamientos o combinaciones de cargas adversos más rigurosos que tengan probabilidad razonable de ocurrencia simultánea. Las combinaciones que incluyan cargas transitorias con probabilidad remota y, por tanto, con una posibilidad insignificante de falla en operación, no se consideran como válidas para el diseño. Tales combinaciones pueden investigarse posteriormente cuando se esté verificando el diseño de las presas más importantes, pero, en general se ignoran en el análisis de estructuras menores.

Las cargas analizadas en la sección precedente tienen envolventes diferentes pero operan en forma individual en términos de la probabilidad de ocurrencia, intensidad y duración. La carga máxima individual que razonablemente puede preverse que actúe en conjunto en condiciones de servicio puede agruparse en una secuencia estructurada de combinaciones de cargas definidas para propósitos de diseño. En tal secuencia, la probabilidad de ocurrencia asociada con las combinaciones de cargas designadas disminuye a medida que se aumenta de modo progresivo su severidad.

Para casi todas las circunstancias son suficientes tres combinaciones de cargas propuestas. En orden ascendente de severidad se pueden designar como combinaciones de cargas normales, inusuales y extremas, denominadas CFN, CFI y CFE (NLC, ULC y ELC en inglés) (USBR, 1976, 1987; Kennard, Owens y Reader, 1996). En la tabla 3.3 se presenta un resumen de las combinaciones de cargas propuestas, producto de prácticas representativas de Estados Unidos y el Reino Unido.

Al estudiar la tabla 3.3 se observará que un elemento de flexibilidad necesario se asegura por las disposiciones de la nota 3(b). Las combinaciones de cargas propuestas, como se definen en la tabla, no son aplicables en términos universales. En el diseñador recae la obligación de ejercer la discreción para definir las combinaciones

Tabla 3.3 Combinaciones de cargas (USBR, 1976, 1987; Kennard, Owens y Reader, 1996)

Fuente de fuerza	Calificación ^a	Combinación de cargas		
		Normal CFN	Inusual CFI	Extrema CFE
<i>Primaria</i>				
Agua	a NDI		✓	
	a NMN	✓		✓
Cauce aguas abajo	a NMCAA	✓		✓
	Mínimo		✓	
Peso propio	–	✓	✓	✓
Empuje	Drenes en funcionamiento	✓	✓	
	Drenes inoperantes		– ^b	✓
<i>Secundaria (si es aplicable)</i>				
Sedimento	–	✓	✓	✓
Hielo	A discreción	✓	✓	✓
Concreto	Normal mínimo	✓		✓
Temperatura	Mínimo en el evento		✓	
<i>Excepcional</i>				
Sismo	SMC			✓

Estudios e investigaciones pueden ser apropiados para las combinaciones de cargas propuestas con respecto a la estabilidad de la cimentación y/o cualquier otra combinación de cargas que se considere apropiada para analizar en la presa en revisión.

^a NDI (DFL en inglés) = nivel de diseño de inundación; NMN (NML en inglés) = nivel máximo normal, es decir, nivel máximo de retención del vertedero (o compuerta); NMCAA (TWL en inglés) = nivel máximo de cauce aguas abajo; SMC (CME en inglés) = sismo máximo de control.

^b CFI debe también investigarse para condiciones de “drenes inoperantes”.

de carga que reflejen apropiadamente las circunstancias de la presa en consideración, como las características de las inundaciones anticipadas, regímenes de temperatura, reglas de operación, etcétera.

3.1.3 FUERZAS, MOMENTOS Y EQUILIBRIO ESTRUCTURAL

Las fuerzas de reacción desarrolladas en la cimentación y/o estribos y la respuesta de la presa a las cargas aplicadas deben tenerse en cuenta para satisfacer las condiciones de equilibrio estático. La combinación de las cargas estáticas verticales y horizontales aplicadas es igual a la fuerza resultante inclinada, R (figura 3.1), la cual es balanceada por una fuerza resultante de reacción equivalente y opuesta R' , producto de las reacciones verticales y horizontales de la cimentación. Las condiciones esenciales al equilibrio estructural y a su estabilidad pueden, por consiguiente, resumirse como:

$$\Sigma H = \Sigma V = 0 \quad (3.18a)$$

y

$$\Sigma M = 0 \quad (3.18b)$$

En las ecuaciones (3.18a) y (3.18b), ΣH y ΣV denotan respectivamente la suma de todas las fuerzas horizontales y verticales activas y reactivas; y ΣM representa la suma de los momentos de dichas fuerzas con respecto a cualquier punto.

La condición representada por $\Sigma H = \Sigma V = 0$ determina que no hay movimiento de traslación posible. La condición adicional que $\Sigma M = 0$ restringe cualquier movimiento de rotación, como el vuelco. Respecto a esta última condición es necesaria alguna calificación sobre la distribución de esfuerzos determinados por los momentos aplicados.

3.2 Análisis de presas de gravedad

3.2.1 CRITERIOS Y PRINCIPIOS

Los criterios esenciales que rigen la idoneidad estructural de una presa de gravedad son consecuencia de la consideración de las ecuaciones (3.18a) y (3.18b). Al evaluar todas las condiciones de cargas probables, incluyendo la condición de vaciado total del embalse, el perfil debe demostrar un margen de seguridad aceptable con respecto a:

1. rotación y vuelco,
2. traslación y deslizamiento,
3. sobreesfuerzo y falla del material.

Los criterios 1 y 2 controlan la estabilidad estructural global. El perfil de la presa debe satisfacerlos ambos para todos los planos horizontales dentro de la presa y la cimentación. El criterio de sobreesfuerzo, 3, debe satisfacerse para presas de concreto y para cimentaciones en roca.

El criterio de estabilidad al deslizamiento, 2, por lo general es el más crítico de los tres, en especial en cimentaciones en rocas naturales, debido a razones asociadas con la influencia de factores geológicos, los cuales se examinan en la sección 3.2.3.

Los supuestos inherentes en los análisis preliminares utilizados en el método de la gravedad [sección 3.2.4; USBR (1976, 1987)] son los siguientes:

1. El concreto (o mampostería) es homogéneo, isotrópico y uniformemente elástico.
2. Todas las cargas actúan por la acción de la gravedad de voladizos con lados paralelos verticales sin soporte mutuo entre voladizos adyacentes (monolitos).
3. No ocurren movimientos diferenciales que afecten la presa o la cimentación como resultado de la fuerza del agua del embalse.

Normalmente, los análisis de estabilidad y de esfuerzos, se sustentan en el supuesto de que se apliquen las condiciones de esfuerzo plano. El análisis de gravedad es, por tanto, llevado a cabo en forma bidimensional, considerando una sección

transversal de la estructura con ancho unitario paralelo al eje longitudinal de la presa. En general, los esfuerzos internos se determinan mediante la aplicación de teorías elásticas estándares. Técnicas más sofisticadas, que incluyen los análisis de elementos finitos, AEF (FEA en inglés), se aplican para determinar los esfuerzos en estructuras más grandes y más complejas o para investigar problemas específicos.

Se debe prestar atención a la importancia de mantener una convención consistente de signos para todas las fuerzas y momentos que se consideren en el análisis. La convención utilizada a lo largo de este capítulo se ilustra en la figura 3.4, en la cual se resume que todas las fuerzas, cargas y momentos que operan en el sentido de mantener el equilibrio, es decir, el peso propio y su momento, son positivos.

3.2.2 ESTABILIDAD AL VUELCO

Un factor de seguridad simple con respecto al vuelco, F_0 , puede expresarse en función de los momentos que actúan alrededor del pie de presa aguas abajo de cualquier plano horizontal. Se define F_0 como la razón de la suma de todos los momentos restauradores (positivos), ΣM_{+vos} , con respecto a la suma de todos los momentos de vuelco, ΣM_{-vos} , de modo que:

$$F_0 = \Sigma M_{+vos} / \Sigma M_{-vos} \quad (3.19)$$

Puede anotarse que ΣM_{-vos} incluye el momento generado por la carga de empuje. Las cargas sísmicas se excluyen de los cálculos de vuelco dada su naturaleza transitoria y oscilatoria. Valores de F_0 mayores a 1.25 pueden considerarse aceptables, pero lo conveniente es $F_0 \geq 1.5$ (Kennard, Owens y Reader, 1996).

El vuelco de un perfil de presa de gravedad intacto y completo de tamaño importante es, en sentido estricto, un modo de inestabilidad poco realista. Los momentos de vuelco, como los de la carga del agua, etc., controlan los niveles de esfuerzos internos, resultando, por tanto, el modo de vuelco ligado muy de cerca a posibles

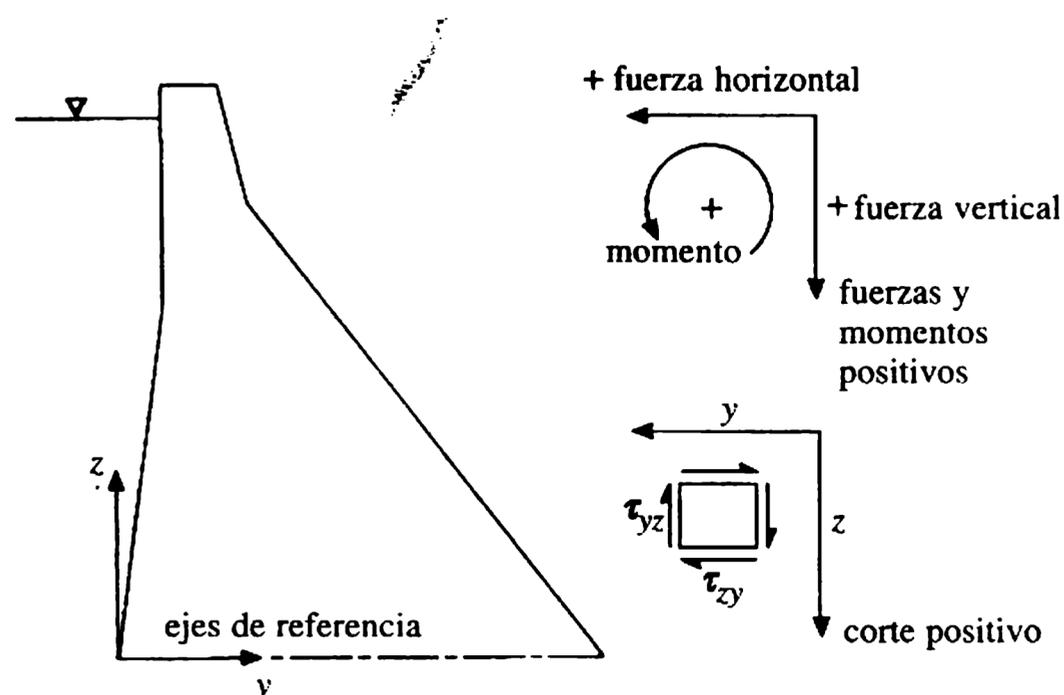


Figura 3.4 Diagrama de convención de signos: fuerzas, momentos y esfuerzos cortantes.

sobreesfuerzos, es decir, al criterio 3. A medida que se reduce el margen de seguridad nominal contra el vuelco, los esfuerzos de compresión generados en el pie aguas abajo aumentarán rápidamente y los esfuerzos de tensión en el talón aguas arriba iniciarán un agrietamiento local que puede propagarse (sección 3.2.5), produciendo una reducción en la resistencia al deslizamiento.

La determinación de un valor de F_0 no es una práctica universal debido al vínculo entre los momentos de vuelco y el nivel de esfuerzo. La estabilidad adecuada con respecto al vuelco puede asegurarse especificando límites en los niveles de esfuerzo para el concreto.

3.2.3 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

La estabilidad al deslizamiento es una función del patrón de carga y de la resistencia al desplazamiento de traslación que pueda generarse en cualquier plano. En términos convencionales se expresa en función del factor de seguridad contra el deslizamiento, F_s , estimado utilizando una u otra de estas tres definiciones:

1. factor de deslizamiento, F_{SS} ;
2. factor de fricción al corte, F_{SF} ;
3. factor de equilibrio límite, F_{LE} .

Para cualquiera de las definiciones empleadas, la resistencia al deslizamiento en cualquier plano dentro de una presa será una función de la resistencia al corte generada en la masa de concreto. Las juntas de construcción horizontales (sección 3.5.4) serán de ordinario los planos internos críticos. En la base, la unión del concreto y la roca y la resistencia al corte en la interfaz resultante son los factores decisivos. Por debajo de la interfaz base, la estructura geológica y los parámetros de resistencia al corte de la masa de roca son interdependientes y colectivamente regirán la estabilidad al deslizamiento.

La resistencia al deslizamiento en la roca es una función de la superficie o trayectoria investigada. Está controlada por las discontinuidades geológicas como fallas, diaclasas o superficies con resistencia reducida al corte, etc. Se debe investigar por completo la estructura geológica de las cimentaciones en roca y establecer la presencia, naturaleza, frecuencia y orientación de todas las discontinuidades significativas, incluyendo las intersecciones críticas. Son necesarios numerosos ensayos *in situ* y en laboratorio para confirmar los parámetros de diseño.

a. Resistencia al deslizamiento: parámetros

La resistencia al deslizamiento o corte que puede generarse en un plano, se expresa mediante la dupla de parámetros c y $\tan \phi$.

La cohesión, c , representa la resistencia unitaria al corte del concreto o roca en condiciones de esfuerzo normal cero. El coeficiente $\tan \phi$ representa la resistencia de la fricción al corte, donde ϕ es el ángulo de resistencia al corte interno o la fric-

ción de deslizamiento, según sea apropiado (los parámetros de resistencia al corte c y ϕ se utilizan en mecánica de suelos; sección 2.3.2).

Los valores de la envolvente de c y $\tan \phi$ registrados dentro de una masa de concreto, roca en una interfaz de concreto y roca se suministran en la tabla 3.4. Nótese el grado de variación tan amplio de los valores para las rocas de cimentación.

La resistencia al corte dentro de la zona de la cimentación de una presa es determinada por las estructuras geológicas, tipo e integridad de la roca. Los parámetros de corte o deslizamiento para ejemplos de condiciones de cimentación de buena y de inferior calidad se presentan en la tabla 3.5. La tabla también muestra valores para resistencias muy bajas y características geológicas potencialmente dañinas, como capas o lentes de arcilla, fallas, etc., que puedan ser críticas para la estabilidad de la cimentación. La información en la tabla 3.5 es ilustrativa y no debe considerarse de aplicación universal para todos los tipos y condiciones de roca citados. Un resumen completo de las características de resistencia al corte registradas se halla en Link (1969).

Pueden ocurrir variaciones considerables en la resistencia al corte para un tipo de roca específico dentro de los confines de un sitio, como consecuencia de la meteorización o alteración local. En el caso de algunas rocas vulnerables, como ciertas pizarras, la resistencia al corte también puede disminuir por la saturación. Ejemplos ilustrativos de degradación de la resistencia al corte en tales circunstancias se muestran en la tabla 3.6.

Factor de deslizamiento, F_{SS}

F_{SS} se expresa como una función de la resistencia al simple deslizamiento sobre el plano considerado. Se supone que la resistencia se debe sólo a la fricción y no se genera resistencia al corte o cohesión. F_{SS} puede definirse como la relación de la suma de todas las componentes de las fuerzas horizontales, ΣH , con respecto a la suma de todas las fuerzas verticales, ΣV , en el plano considerado, es decir para un plano horizontal:

$$F_{SS} = \Sigma H / \Sigma V. \quad (3.20)$$

Si el plano está inclinado en un ángulo pequeño α , la anterior expresión se modifica a:

$$F_{SS} = \frac{\Sigma H / \Sigma V - \tan \alpha}{1 + (\Sigma H / \Sigma V) \tan \alpha}. \quad (3.21)$$

El ángulo α se define positivo si el deslizamiento ocurre en el sentido cuesta arriba. La interfaz de la cimentación se excava con frecuencia para proporcionar una pequeña inclinación positiva α y así elevar F_{SS} .

Al evaluar F_{SS} , ΣH y ΣV son respectivamente los valores máximo y mínimo apropiados para las condiciones de cargas que se están estudiando, es decir, ΣV se determina considerando el efecto de empuje.

No se debe permitir que F_{SS} exceda 0.75 para la combinación de cargas normales especificada en un concreto macizo bien construido. Se puede permitir que F_{SS} al-

Tabla 3.4 Valores de los parámetros de resistencia al corte

<i>Localización del plano corte-deslizamiento</i>		<i>Cohesión</i> c ($MN\ m^{-2}$)	<i>Fricción</i> $\tan \phi$
Masa de concreto:	Intacto	1.5-3.5	1.0-1.5
	Junta de construcción horizontal	0.8-2.5	1.0-1.5
Interfaz de concreto y roca		1.0-3.0	0.8-1.8
Masa de roca	Bueno	1.0-3.0	1.0-1.8
	Inferior	<1.0	<1.0

Tabla 3.5 Características de la resistencia al corte de la roca de cimentación

<i>Descripción de cimentación</i>	<i>Cohesión</i> c ($MN\ m^{-2}$)	<i>Fricción</i> $\tan \phi$
<i>Condiciones</i>		
Generalmente de roca de buena calidad; para discontinuidades importantes en la masa; sin un grado de alteración o meteorización	>1.0	>1.0
Ejemplos (<i>ver texto</i>): gneis	1.3	1.7
granito	1.5	1.9
micaesquistos	3.0	1.3
arenisca	1.0	1.7
<i>Condiciones inferiores</i>		
Ejemplos (<i>ver texto</i>): gneis inalterado	0.6	1.0
granito meteorizado	0.3	1.3
grauvaca	<0.1	0.6
caliza, con juntas abiertas	0.3	0.7
micaesquistos	0.4	0.7
arenisca	0.1	0.6
<i>Aspectos críticos de la cimentación</i>		
Ejemplos: material en zona de falla o triturado	<0.2	<0.3
lentes de arcilla o rellenos arcillosos en junta.	<0.1	<0.2

Tabla 3.6 Ejemplos de degradación de la resistencia al corte

<i>Tipo y condición de roca</i>	<i>Cohesión</i> c ($MN\ m^{-2}$)	<i>Fricción</i> $\tan \phi$
Gneis 'A':	bueno	1.0
	unido-descompuesto	0.4
Granito 'B':	bueno	1.0
	meteorizado-desintegrado	0.1
Pizarra 'C':	seco	0.2
	saturado	0

cance 0.9 para combinaciones de cargas extremas. Un máximo similar de F_{SS} puede utilizarse para un posible deslizamiento en la base de una interfaz en una superficie de roca de buena calidad, limpia e irregular, o para el deslizamiento sobre planos en una cimentación bien erigida. Planos con baja resistencia al corte requerirán una reducción significativa del máximo permisible, por ejemplo F_{SS} puede limitarse a 0.50 o menos en algunas calizas, esquistos, pizarras laminadas y cimentaciones con resistencias bajas similares.

Factor de fricción al corte, F_{SF}

F_{SF} se define como la relación entre la resistencia total al corte y al deslizamiento que puede generarse en un plano con respecto a la carga horizontal total. Con este enfoque, se pueden tener en cuenta tanto los componentes de cohesión como los de fricción de la resistencia al corte y:

$$F_{SF} = S/\Sigma H. \quad (3.22)$$

En la expresión anterior, S es la resistencia máxima al corte que se puede generar. Respecto a la figura 3.5 puede definirse como:

$$S = \frac{cA_h}{\cos \alpha (1 - \tan \phi \tan \alpha)} + \Sigma V \tan(\phi + \alpha) \quad (\text{kN m}^{-1}) \quad (3.23)$$

donde A_h es el área del plano de contacto o de deslizamiento (A_h es el espesor, T , para una sección bidimensional).

En el caso de un plano horizontal ($\alpha = 0$), la ecuación 3.23 se simplifica a:

$$S = cA_h + \Sigma V \tan \phi. \quad (3.24)$$

Al sustituir en la ecuación (3.22) se llega a la expresión estándar del factor de fricción al corte, es decir:

$$F_{SF} = \frac{cA_h + \Sigma V \tan \phi}{\Sigma H}. \quad (3.25)$$

En algunas circunstancias puede ser apropiado incluir la resistencia pasiva en cuña, P_p , como un componente adicional de la resistencia total al deslizamiento que puede generarse. Esta situación se ilustra en la figura 3.6 y puede efectuarse modificando la ecuación (3.22) de acuerdo con:

$$F_{SF} = (S + P_p)/\Sigma H \quad (3.26)$$

donde

$$P_p = \frac{cA_{AB}}{\cos \alpha (1 - \tan \phi \tan \alpha)} + W_w \tan(\phi + \alpha) \quad (3.27)$$

y W_w es el peso de la cuña pasiva, como se muestra.

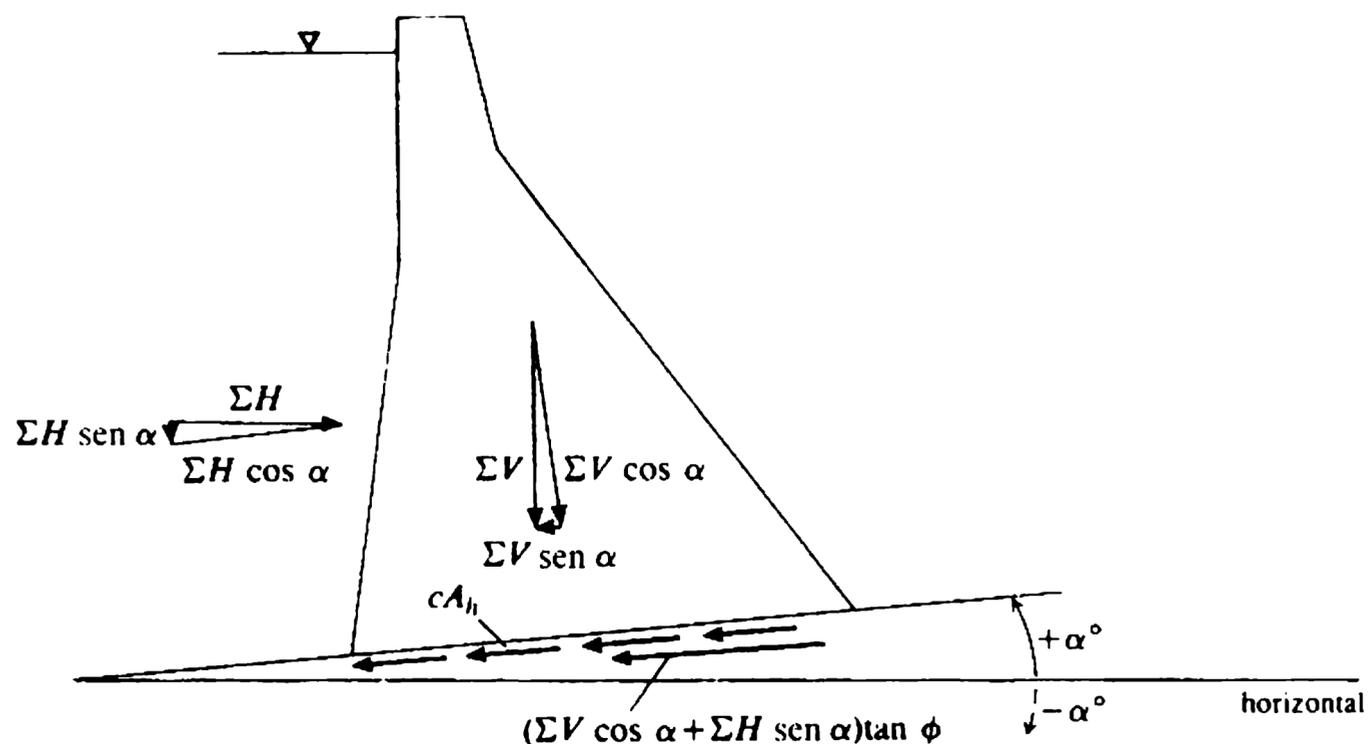
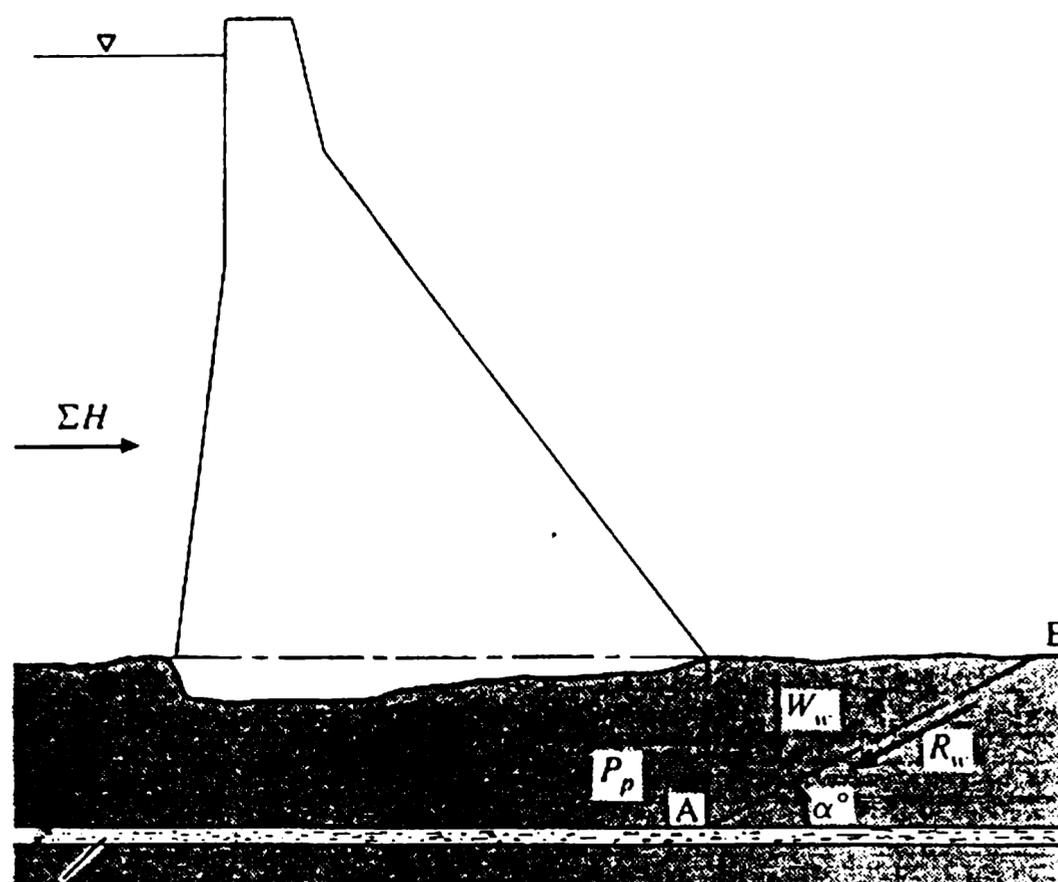


Figura 3.5 Resistencia al deslizamiento y al corte: factor de fricción al corte.



capa de baja resistencia, p.e., arcilla

R_w = resistencia al deslizamiento sobre el plano inclinado AB

$= cA_{AB} + (W_w \cos \alpha + \Sigma H \sin \alpha) \tan \phi$

donde A_{AB} es el área del plano AB

Figura 3.6 Deslizamiento: resistencia en fisuras débiles y en cuña pasiva.

En presencia de un horizonte con una baja resistencia al corte, por ejemplo, un horizonte de arcilla delgado o un relleno de arcilla en una discontinuidad, como se ilustra en la figura 3.6, puede ser aconsejable suponer que $S = 0$ en la ecuación (3.26).

Cuando se aplica la combinación normal de cargas, el factor de fricción de corte requerido en la zona de cimentación en general es $F_{SF} \geq 4.0$. En planos dentro de la

presa y la interfaz de la base, $F_{SF} \geq 3.0$ es un valor común. Los valores de F_{SF} que se requieren para condiciones alternativas de cargas, se resumen en la tabla 3.7 (USBR, 1987).

La aceptación de la estabilidad marginal permisible en combinaciones de cargas extremas es una cuestión de criterio de ingeniería, y debe contemplarse únicamente para estructuras más pequeñas según la investigación más rigurosa. Para las presas más grandes se recomienda disminuir los valores de F_{SF} requeridos para una combinación normal de cargas en 33%, en cualquier combinación de cargas que incluya efectos sísmicos.

Factor de equilibrio límite, F_{LE}

El enfoque de equilibrio límite a la estabilidad de deslizamiento sigue la lógica de la mecánica de suelos convencional al definir el factor de equilibrio límite, F_{LE} , como la relación entre la resistencia al corte y el esfuerzo cortante promedio aplicado a través del plano, es decir:

$$F_{LE} = \tau_f / \tau \quad (3.28)$$

donde τ_f es la resistencia al corte disponible, y τ es el esfuerzo cortante generado bajo la carga aplicada.

τ_f se expresa por el criterio de falla de Mohr-Coulomb (sección 2.3.2), y la ecuación (3.28) puede describirse de acuerdo con:

$$F_{LE} = \frac{c + \sigma_n \tan \phi}{\tau} \quad (3.29)$$

En la expresión anterior, σ_n es el esfuerzo que actúa normal con respecto al plano de deslizamiento.

Al aplicar la ecuación (3.29) en la figura 3.5, que ilustra un modo de deslizamiento en un solo plano con las sustituciones adecuadas, se llega a:

$$F_{LE} = \frac{cA_h + [\Sigma V \cos \alpha + \Sigma H \sin \alpha] \tan \phi}{\Sigma H \cos \alpha - \Sigma V \sin \alpha} \quad (3.30)$$

Nótese que para el caso de un plano de deslizamiento horizontal ($\alpha = 0$), la ecuación (3.30) se reduce a la expresión dada en la ecuación (3.25), es decir, $F_{LE} = F_{SF}(\alpha=0)$.

Además, la ecuación (3.30) puede extenderse para aplicarla a superficies de deslizamiento en planos múltiples dentro de una cimentación compleja (Corns, Schra-

Tabla 3.7 Factores de fricción al corte recomendados, F_{SF} (USBR, 1987)

Localización del plano de deslizamiento	Combinación de cargas		
	Normal	Inusual	Extrema
Interfaz presa de concreto-base	3.0	2.0	>1.0
Roca de cimentación	4.0	2.7	1.3

der y Tarbox, 1988). Los factores mínimos de seguridad contra el deslizamiento recomendados para el equilibrio límite son $F_{LE} = 2.0$ en operación normal, es decir, aplicando una carga máxima estática, y $F_{LE} = 1.3$ para condiciones de cargas transitorias que abarquen la actividad sísmica.

b. Revisión comparativa de los factores de estabilidad al deslizamiento

Las expresiones que definen F_{SS} , F_{SF} y F_{LE} , difieren en su concepto de estabilidad al deslizamiento. También difieren en su rigor relativo y sensibilidad a los parámetros de resistencia al corte c y $\tan \phi$. El margen de seguridad aparente en una presa contra una falla de deslizamiento depende de la expresión de estabilidad que se utilice. Identificar la expresión más apropiada requiere evaluar las limitaciones de cada una de ellas para las condiciones prevalecientes, en especial con respecto a la complejidad e integridad de la cimentación. La confianza en la selección de una expresión de deslizamiento depende de la calidad del programa de investigación de la cimentación.

El factor de estabilidad de fricción de corte, F_{SF} , es muy sensible a los valores utilizados de c y $\tan \phi$. La confianza en este último está a su vez relacionada con la calidad y cantidad de información proporcionada por los ensayos y, por tanto, de lo adecuado de las investigaciones acerca de la cimentación.

El factor de equilibrio límite, F_{LE} , es un concepto de origen más o menos reciente (USACE, 1981). Contempla definiciones más amplias de estabilidad de la práctica de la mecánica de suelos. F_{LE} comparte las mismas sensibilidades a los parámetros que el factor de fricción de corte y se considera que es más adecuado en presas que yacen sobre cimentaciones de menor calidad. El método se analiza completamente en Nicholson (1983).

Debe enfatizarse que los valores de F_{SS} , F_{SF} y F_{LE} no se pueden correlacionar directamente. El factor de estabilidad y el criterio de deslizamiento más apropiados para una presa específica están determinados por el conocimiento de las condiciones que el diseñador tenga. Siempre persiste un elemento de incertidumbre acerca de las condiciones por debajo de la interfaz de la base, sin importar la extensión de las investigaciones que se realicen. Estudios completos se requieren para minimizar la incertidumbre con respecto a la presencia de capas de resistencias bajas o inclusiones, o discontinuidades que contengan material de relleno indeseable con baja resistencia al corte. La tabla 3.8 proporciona una comparación ilustrativa de los factores de estabilidad al deslizamiento calculados para un perfil de gravedad triangular.

3.2.4 ANÁLISIS DE LOS ESFUERZOS: MÉTODO DE GRAVEDAD

El análisis de los esfuerzos en presas de gravedad corrientes se lleva a cabo mediante el método de gravedad. Este enfoque es particularmente apropiado para presas en donde los monolitos o bloques adyacentes no están unidos por cuñas de corte o por juntas de contracción transversales inyectadas (sección 3.5.4). No obstante, el mé-

Tabla 3.8 Comparación de los factores de estabilidad al deslizamiento; perfil de gravedad triangular

<i>Inclinación del plano, α (grados)</i>	F_{SS}	$c=0; \phi=30^\circ$		$\Sigma c=\Sigma H; \phi=0^\circ$	
		F_{SF}	F_{LE}	F_{SF}	F_{LE}
-5	0.71	0.68	0.74	0.86	0.89
0	0.66	0.87	0.87	1.00	1.00
+5	0.55	1.07	1.10	1.13	1.18
+10	0.44	1.33	1.39	1.29	1.41
+15	0.34	1.52	1.79	1.44	1.75

todo de gravedad también es apropiado para los análisis preliminares de presas donde se tiene continuidad. Métodos analíticos más sofisticados se estudian en la sección 3.2.8.

El análisis de esfuerzos por el método de gravedad se deriva de la teoría elástica y se aplica a secciones en voladizos verticales bidimensionales con base en los tres supuestos enumerados en la sección 3.2.1, aunque adicionando otros dos:

4. Los esfuerzos verticales sobre planos horizontales varían uniformemente entre los paramentos aguas arriba y aguas abajo (la 'ley del trapecio'); y
5. La variación en los esfuerzos cortantes horizontales a través de planos horizontales es parabólica.

Técnicas analíticas rigurosas revelan que los supuestos 4 y 5 son menos apropiados en planos horizontales próximos al nivel de la base [*comparar* las figuras 3.7(a) y 3.7(f)]. Cerca del talón y el pie de presa se desarrollan concentraciones de esfuerzos, y es posible que se generen esfuerzos de tensión modestos en el talón. El análisis de los esfuerzos por el método de gravedad es, sin embargo, adecuado para el diseño inicial de todas excepto las presas de gravedad demasiado grandes o de geometría compleja. En los últimos casos, la necesidad de responder a influencias como la presa *inter alia* y la deformación de la cimentación e interacción entre monolitos adyacentes, requerirá el uso de métodos analíticos avanzados que son objeto de textos especializados (ejemplo USBR, 1976; Jansen, 1988).

Los esfuerzos primarios determinados en un análisis completo por el método de gravedad son los siguientes:

1. esfuerzos normales verticales, σ_z , sobre planos horizontales;
2. esfuerzos cortantes horizontales y verticales, τ_{zy} y τ_{yz} ;
3. esfuerzo normal horizontal, σ_y , sobre planos verticales;
4. esfuerzos principales, σ_1 y σ_3 (dirección y magnitud).

Una ilustración esquemática de la variación interna de estos esfuerzos con base en el análisis del método de gravedad se presenta en las figuras 3.7(a)–3.7(e).

La carga de empuje se excluye de las ecuaciones para la determinación de esfuerzos presentada en esta sección. Puede, si es necesario, tenerse en cuenta por superposición de los empujes locales sobre los esfuerzos calculados (Zienkiewicz, 1963; Moffat, 1976). En la práctica, la influencia del empuje interno sobre los patrones de

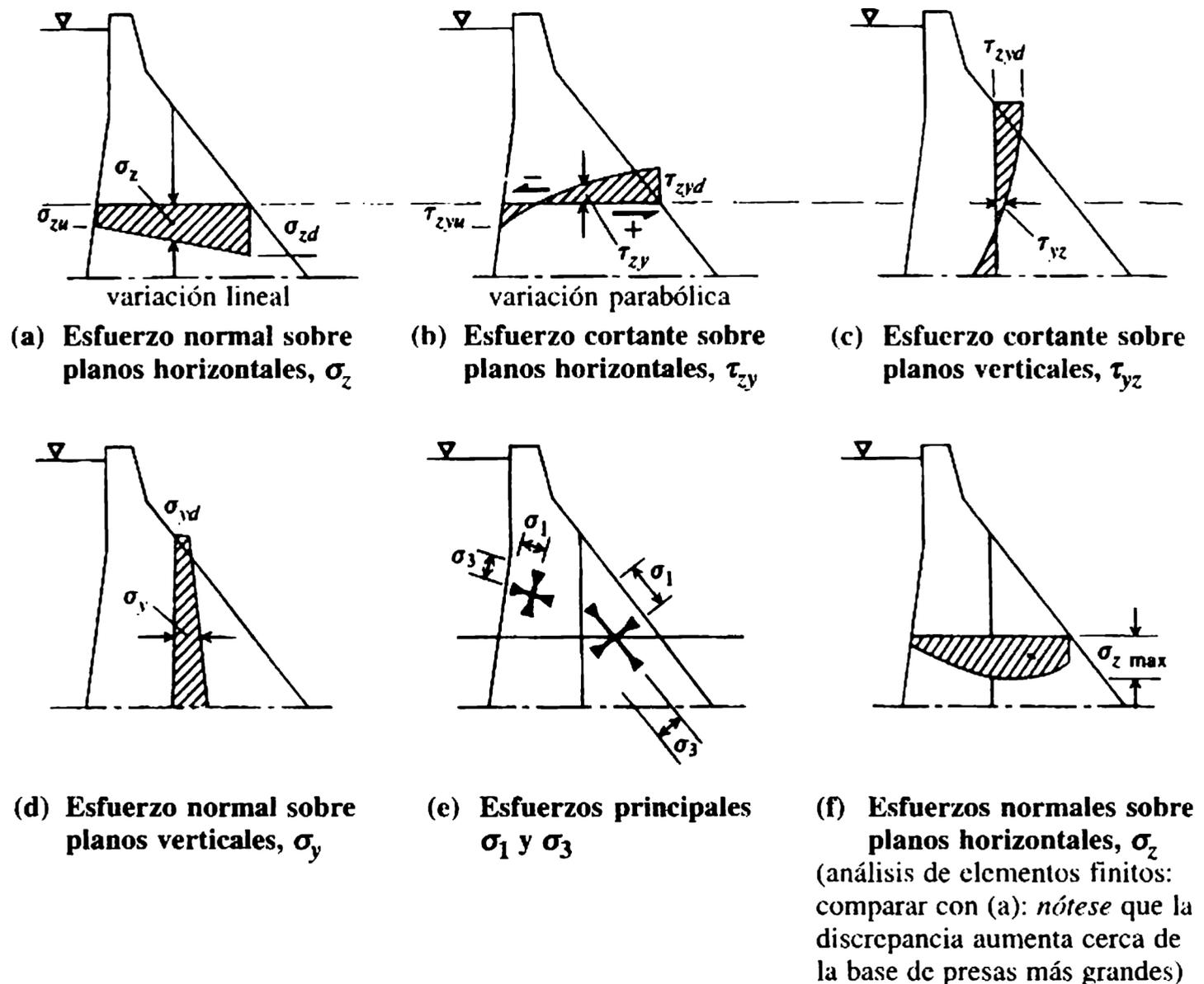


Figura 3.7 Distribución de esfuerzos internos: análisis del método de gravedad (USBR, 1976).

esfuerzos tiende a ignorarse, excepto con respecto al posible agrietamiento horizontal (sección 3.2.5).

a. Esfuerzos normales verticales

Los esfuerzos normales verticales sobre cualquier plano horizontal se determinan mediante la aplicación de la acción de voladizo de una carga combinada axial y de flexión con modificaciones apropiadas, es decir:

$$\sigma_z = \frac{\Sigma V}{A_h} \pm \frac{\Sigma M^* y'}{I} \quad (3.31)$$

donde ΣV es la fuerza vertical resultante por encima del plano considerado, excluyendo el empuje; ΣM^* es la suma de los momentos determinados con respecto al *centroide* del plano; y' es la distancia a partir del eje neutro del plano al punto donde σ_z se determina e I es el segundo momento de área del plano con respecto a su centroide.

Para una sección plana bidimensional regular de ancho unitario paralelo al eje de la presa, con espesor T normal al eje, la ecuación (3.31) puede describirse como:

$$\sigma_z = \frac{\Sigma V}{T} \pm \frac{12 \Sigma V e y'}{T^3} \quad (3.32)$$

y, en $y' = T/2$,

$$\sigma_z = \frac{\Sigma V}{T} \left(1 \pm \frac{6e}{T} \right) \quad (3.33a)$$

es decir, para el caso en que el embalse esté lleno, en el paramento aguas arriba,

$$\sigma_{zu} = \frac{\Sigma V}{T} \left(1 - \frac{6e}{T} \right) \quad (3.33b)$$

y, en el paramento aguas abajo

$$\sigma_{zd} = \frac{\Sigma V}{T} \left(1 + \frac{6e}{T} \right) \quad (3.33c)$$

donde e es la excentricidad de la carga resultante, R , que debe intersecar el plano aguas abajo de su centroide para la condición de embalse lleno. [Los signos de las ecuaciones (3.33b) y (3.33c) cambian para las condiciones de embalse vacío].

La excentricidad se determina evaluando los momentos, M^* , obteniéndose:

$$e = \Sigma M^* / \Sigma V$$

donde ΣV excluye el empuje.

Es evidente a partir de la ecuación (3.33b) que, para $e > T/6$, los esfuerzos en el paramento aguas arriba, σ_{zu} , serán negativos, es decir, de tensión. Esto no es permisible dada la limitada e impredecible capacidad de deformación a la tensión del concreto (la regla clásica 'tercio medio'). El esfuerzo vertical total en ambos paramentos se obtiene añadiendo las presiones hidrostáticas externas.

b. Esfuerzos cortantes horizontales

Los esfuerzos cortantes horizontales (τ_{zy}) y (τ_{yz}), numéricamente iguales y complementarios, se generan en cualquier punto como resultado de la variación en el esfuerzo normal vertical sobre un plano horizontal.

En condiciones normales es suficiente establecer los valores de τ en la frontera, es decir, aguas abajo y aguas arriba. Si los ángulos entre los taludes de los paramentos y la vertical son respectivamente ϕ_u aguas arriba y ϕ_d aguas abajo, y si se supone que la presión hidrostática externa, p_w , opera en el paramento aguas arriba, entonces:

$$\tau_u = (p_w - \sigma_{zu}) \tan \phi_u \quad (3.34a)$$

y

$$\tau_d = \sigma_{zd} \tan \phi_d \quad (3.34b)$$

La variación entre los esfuerzos cortantes y los valores en la frontera dados por las ecuaciones (3.34a) y (3.34b) depende de la tasa de cambio de los esfuerzos normales en la vertical. Se puede utilizar una solución gráfica para determinar la distribución parabólica que en general se supone que se aplica.

c. Esfuerzos normales horizontales

Los esfuerzos horizontales sobre planos verticales, σ_y , pueden determinarse considerando el equilibrio de las fuerzas de corte horizontales que operan por encima y por debajo de un elemento hipotético dentro de la presa. La diferencia en las fuerzas de corte se equilibra con los esfuerzos normales sobre planos verticales. Los valores en la frontera para σ_y en los paramentos se dan a continuación: para el paramento aguas arriba,

$$\sigma_{yu} = p_w + (\sigma_{zu} - p_w) \tan^2 \phi_u; \quad (3.35a)$$

para el paramento aguas abajo,

$$\sigma_{yd} = \sigma_{zd} \tan^2 \phi_d. \quad (3.35b)$$

d. Esfuerzos principales

Los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 pueden determinarse si se conocen σ_z y σ_y mediante la construcción del diagrama del círculo de Mohr que representa las condiciones de esfuerzos en cualquier punto, o mediante la aplicación de las ecuaciones suministradas a continuación: para el esfuerzo principal mayor,

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} + \tau_{\text{máx}}, \quad (3.36a)$$

y para el esfuerzo principal menor,

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} - \tau_{\text{máx}}, \quad (3.36b)$$

donde

$$\tau_{\text{máx}} = \left(\left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2 \right)^{1/2}. \quad (3.36c)$$

Los paramentos aguas arriba y aguas abajo son planos con corte cero y, por consiguiente, planos de esfuerzo principal. Los valores de σ_1 y σ_3 en la frontera se determinan entonces de la siguiente manera: en el paramento aguas arriba,

$$\sigma_{1u} = \sigma_{zu}(1 + \tan^2 \phi_u) - p_w \tan^2 \phi_u, \quad (3.37a)$$

$$\sigma_{3u} = p_w; \quad (3.37b)$$

en el paramento aguas abajo, suponiendo que no haya cauce aguas abajo,

$$\sigma_{1d} = \sigma_{zd}(1 + \tan^2 \phi_d), \quad (3.37c)$$

$$\sigma_{3d} = 0. \quad (3.37d)$$

3.2.5 ESFUERZOS PERMISIBLES Y AGRIETAMIENTO

Los esfuerzos de compresión generados en una presa de gravedad por las cargas primarias son muy bajos, rara vez exceden $2.0\text{-}3.0 \text{ MN m}^{-2}$, excepto en las estructuras más grandes. No obstante, se recomienda un factor de seguridad, F_c , con respecto a la resistencia de la compresión mínima especificada para el concreto, σ_c ; $F_c \geq 3.0$ es un criterio común aunque rara vez crítico. Algunas autoridades (USBR, 1976) relacionan los valores recomendados de F_c con la combinación de cargas aplicadas, pero lo califican en términos del máximo absoluto, como se muestra en la tabla 3.9. En dicha tabla también se resumen los factores de seguridad correspondientes, F_r , especificados para la resistencia a la compresión de la cimentación en roca, σ_r .

Algunas veces se supone que el agrietamiento horizontal ocurre en el paramento aguas arriba si σ_{zu} (calculado sin empuje) cae por debajo de un valor mínimo predefinido:

$$\sigma_{zu \text{ min}} = \frac{k'_d \gamma_w z - \sigma'_t}{F'_t} \quad (3.38)$$

donde k'_d es el factor de drenaje ($k'_d = 0.4$ si los drenes son efectivos; $k'_d = 1.0$ si no hay drenes presentes), σ'_t es la resistencia a la tensión del concreto en una superficie horizontal de unión y F'_t es el factor de seguridad, según la combinación de carga ($F'_t = 3.0$ para CFN; 2.0 para CFI y 1.0 para CFE).

Tabla 3.9 Esfuerzos de compresión permisibles (USBR, 1976)

Combinación de carga	Factor de seguridad mínimo a la resistencia a compresión	
	F_c (concreto)	F_r (roca)
Normal	3.0 ($\sigma_{\text{máx}} \geq 10 \text{ MN m}^{-2}$) ^a	4.0
Inusual	2.0 ($\sigma_{\text{máx}} \geq 15 \text{ MN m}^{-2}$) ^a	2.7
Extrema	1.0	1.3

^a $\sigma_{\text{máx}}$ es el esfuerzo de compresión máximo permisible.

tener en cuenta tales complejidades, dos enfoques analíticos rigurosos y alternativos son apropiados.

a. Análisis de cargas de torsión

Este enfoque es apropiado en situaciones donde, como consecuencia de la pendiente del valle, se genera una acción de torsión importante en los voladizos o monolitos verticales. Se generan momentos de torsión como resultado de la interacción de voladizo, y parte de la carga del agua se transfiere a los estribos pendientes, produciéndose una redistribución de esfuerzos. Las cargas aplicadas se transfieren entonces mediante una combinación de acciones de voladizo, de viga horizontal y de torsión.

El análisis de carga de prueba ACP (TLA en inglés), se efectúa subdividiendo la presa en una serie de voladizos verticales y elementos horizontales, con espesor unitario, los cuales se intersecan en unos puntos nodales definidos. Se hace una distribución de prueba de las cargas, asignando una parte de la carga a cada modo de comportamiento estructural, es decir, voladizo, viga horizontal, torsión, etc. Luego se determinan las deflexiones de los puntos nodales relevantes para cada modo de respuesta. Para hacer que las deflexiones de modo, δ , coincidan, es decir, para una correcta distribución de la carga, es necesaria una solución iterativa del complejo sistema de ecuaciones resultante:

$$\delta_{\text{voladizo}} = \delta_{\text{viga}} = \delta_{\text{torsión}}$$

para todos los puntos nodales. El enfoque se detalla en USBR (1976), pero actualmente ha sido desplazado por técnicas más poderosas y flexibles de elementos finitos.

b. Análisis de los elementos finitos (AEF)

El enfoque de los elementos finitos considera que la presa y una parte representativa de la cimentación que la soporta son un ensamble de elementos distintos, interconectados en puntos nodales en sus vértices. Se construye un modelo matemático con base en la determinación de los desplazamientos nodales que, a su vez, definen el estado de deformación y, por tanto, de esfuerzo, dentro de cada elemento. Una representación matemática aceptable de la respuesta del concreto y el estrato de la cimentación es, por consiguiente, importante. Una representación precisa debe equilibrarse con el trabajo computacional. La calidad del resultado es función del tipo de elemento y de la configuración y tamaño de la malla. La precisión se mejora con una malla más fina, pero el esfuerzo computacional se incrementa en demasía y puede ser inaceptablemente alto. Es necesario, entonces, un compromiso entre la finura de la malla y la precisión de la solución.

El análisis de problemas que pueden considerarse de esfuerzo plano o de deformación plana, como en una presa de gravedad, puede efectuarse utilizando una malla bidimensional de elementos cuadriláteros. Donde no sea justificable la simplificación de esfuerzo plano o de deformación plana, es necesario un análisis tridimensional, por ejemplo, en una presa de arco o de bóveda. El análisis tridimensional se basa a menudo en el uso de elementos hexaédricos isoparamétricos con ocho puntos nodales, y el esfuerzo computacional que se requiere es considerable. Los elemen-

tos finitos son una herramienta analítica sofisticada, flexible y en extremo poderosa. Efectos de temperatura, deformación y otras cargas secundarias pueden introducirse, resultando el método, en principio, muy apropiado para estudios paramétricos. Se pueden estudiar, por ejemplo, el efecto de la rigidez de la roca sobre la respuesta estructural, o la influencia de un agrietamiento mayor o una brecha en la presa. El método es particularmente apropiado para analizar las formas complejas de las presas de arco o de bóveda.

Una introducción completa de los métodos de los elementos finitos se presenta en Zienkiewicz (1977). La aplicación de la técnica para el análisis de presas está revisado en Clough y Zienkiewicz (1978).

3.2.9 ESTABILIZACIÓN Y SOBREELEVACIÓN

El diseño de una gran cantidad de presas de gravedad más antiguas no se ajusta a los estándares actuales, y su baja estabilidad es poco conveniente, lo cual es reflejo de las limitaciones que en el pasado tenía el conocimiento acerca de las cargas, los materiales y el comportamiento de la presa. En algunos casos, los márgenes de estabilidad se han debilitado al ser revisados criterios de cargas, como revaluación de las inundaciones máximas. En otros, el peligro ha surgido del deterioro progresivo de la presa. Se pueden tomar medidas remediales para mejorar la estabilidad mediante:

1. el preesforzado vertical de la presa, o
2. la construcción de un espaldón o berma de soporte aguas abajo.

a. Preesforzado

El preesforzado proporciona una fuerza vertical adicional con línea de acción resultante cercana al paramento aguas arriba. Requiere la introducción de cables o tendones de acero muy tensados dentro de la presa, que se anclan a nivel de la cresta y a profundidad dentro de la cimentación. En consecuencia, una condición necesaria para poder utilizar el preesforzado es la presencia de una roca de alta calidad que acepte las grandes fuerzas de anclaje impuestas. El principio de preesforzado se ilustra en la figura 3.10.

Se hacen perforaciones a través de la presa y dentro de la cimentación a intervalos adecuados a lo largo de la cresta. Los cordones preesforzados se insertan y se forma un anclaje inferior inyectado tal como se muestra en la figura. Los cordones se conducen hasta un ensamblaje superior de anclaje a nivel de la cresta, donde son tensados a los niveles deseados antes de ser asegurados finalmente. La carga de preesforzado es, entonces, distribuida dentro de la presa desde el anclaje superior, lo que obliga un estudio detallado para evitar sobreesfuerzos locales en el concreto adyacente.

La carga de preesforzado resultante opera como un complemento a P_m , mejorando así la estabilidad al deslizamiento. Su momento positivo con respecto al pie de

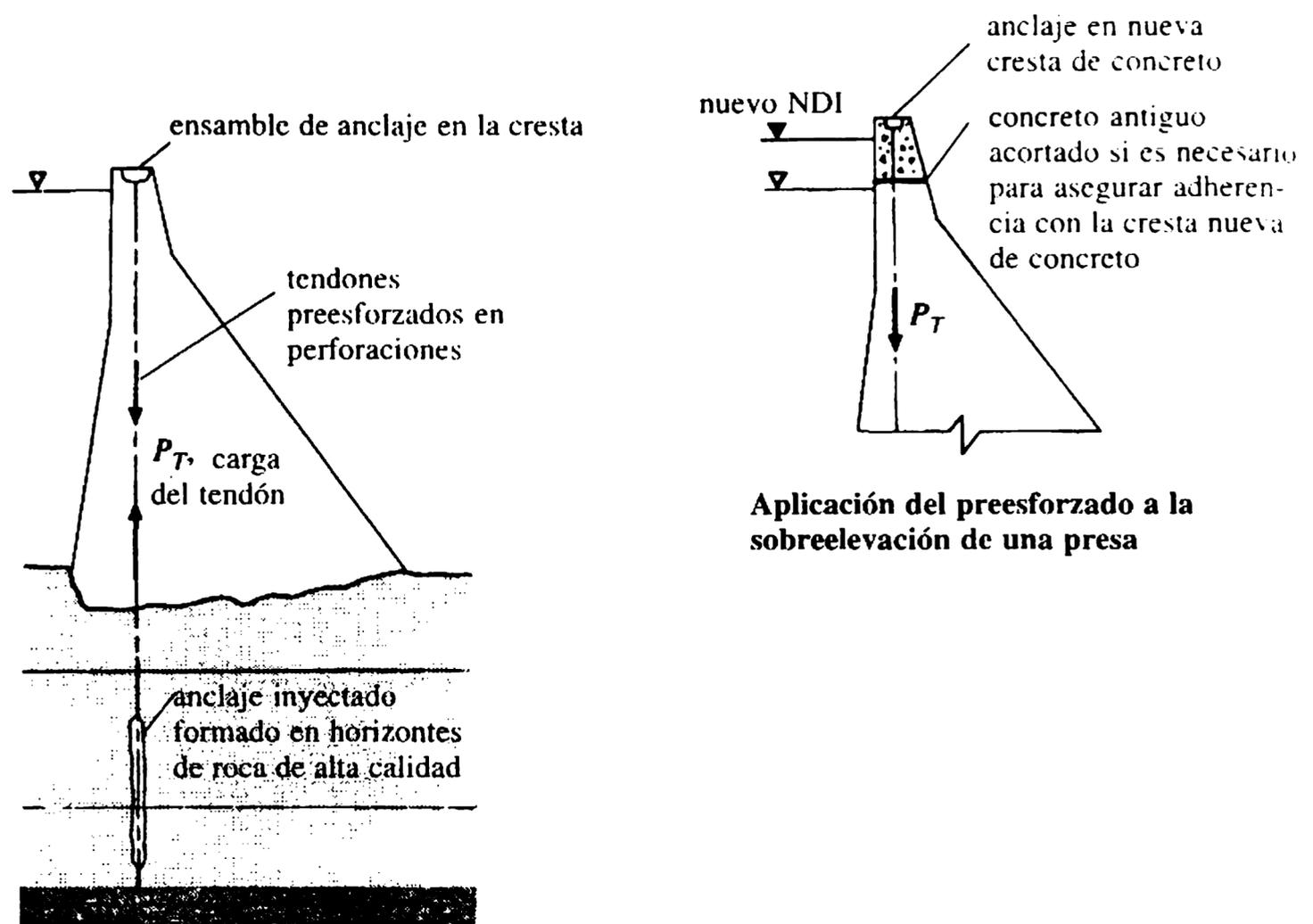


Figura 3.10 Estabilización y sobreelevación: preesforzado vertical.

presa actúa para incrementar la estabilidad al vuelco. Los esfuerzos de compresión generados internamente deben superponerse a los esfuerzos generados por otras cargas. *Nótese* que para la condición de embalse lleno, la superposición elimina cualquier esfuerzo de tensión aguas arriba, pero en las condiciones de embalse vacío pueden desarrollarse esfuerzos de tensión en el paramento aguas abajo debido al preesforzado.

El preesfuerzo de diseño, P_{ps} (kN m^{-1}), debe satisfacer los modos de estabilidad más exigentes, es decir, al vuelco o al deslizamiento, teniendo en cuenta el respectivo factor de seguridad deseado. En general, la estabilidad al deslizamiento es el criterio más exigente. P_{ps} se determina al incluir un término de preesfuerzo separado junto con F_0 y F_{SF} en las expresiones de estabilidad de las secciones 3.2.2 y 3.2.3 y al despejar P_{ps} en función de los factores de seguridad para estabilidad especificados. Para el vuelco [F_0 , a partir de la ecuación (3.19)],

$$P_{ps} = \frac{F_0(\sum M_{-vos}) - (\sum M_{+vos})}{y_2} \quad (\text{kN m}^{-1}) \quad (3.40)$$

donde y_2 es el brazo del momento de P_{ps} con respecto al pie de presa. Para el deslizamiento [F_{SF} , a partir de la ecuación (3.25)],

$$P_{ps} = \frac{(F_{SF} \sum H - cA_h)}{\tan \phi} - \sum V. \quad (3.41)$$

Se pueden deducir expresiones equivalentes de P_{ps} para el deslizamiento en función de F_{SS} o F_{LF} .

De ordinario, los tendones de preesforzado se localizan a 3-7 m entre centros a lo largo de la cresta. La carga de preesforzado requerida para cada uno, P_T (kN), es el múltiplo apropiado de P_{ps} . Un caso reciente de preesforzado, en la presa Mullardoch, se describe en Hinks *et al.* (1990).

El preesforzado también es un método estructuralmente eficiente y económico para elevar presas existentes. En su ausencia, debe colocarse concreto adicional tanto para engrosar como para elevar el perfil y así asegurar una estabilidad adecuada. A nivel técnico, el preesforzado es preferible y evita cuestionamientos sobre la compatibilidad y unidad estructural del concreto nuevo y el antiguo en un perfil engrosado.

b. Espaldón de soporte aguas abajo

Como se muestra en la figura 3.11, se puede construir un espaldón de soporte, empleando relleno de tierra compactada o enrocado. El soporte se provee por la contribución positiva a la estabilidad del peso del relleno por encima del paramento aguas abajo, W_F . Una contribución adicional se debe a la presión horizontal 'en reposo', P_{ds} , generada en el plano AB.

$$W_F = \gamma(\text{área } A) \text{ (kN m}^{-1}\text{)} \quad (3.42)$$

y puede considerarse que actúa a través del centroide del perfil de relleno del área A por encima del pie de presa, y:

$$P_{ds} = K_0 \gamma z_{AB} Z \text{ (kN m}^{-1}\text{)} \quad (3.43)$$

donde K_0 es el coeficiente de presión 'en reposo' y z_{AB} y Z se definen en la figura 3.11. Se considera que P_{ds} actúa a una altura $z_{AB}/3$ por encima del plano base. En la tabla 3.10 se proporcionan valores usuales de K_0 .

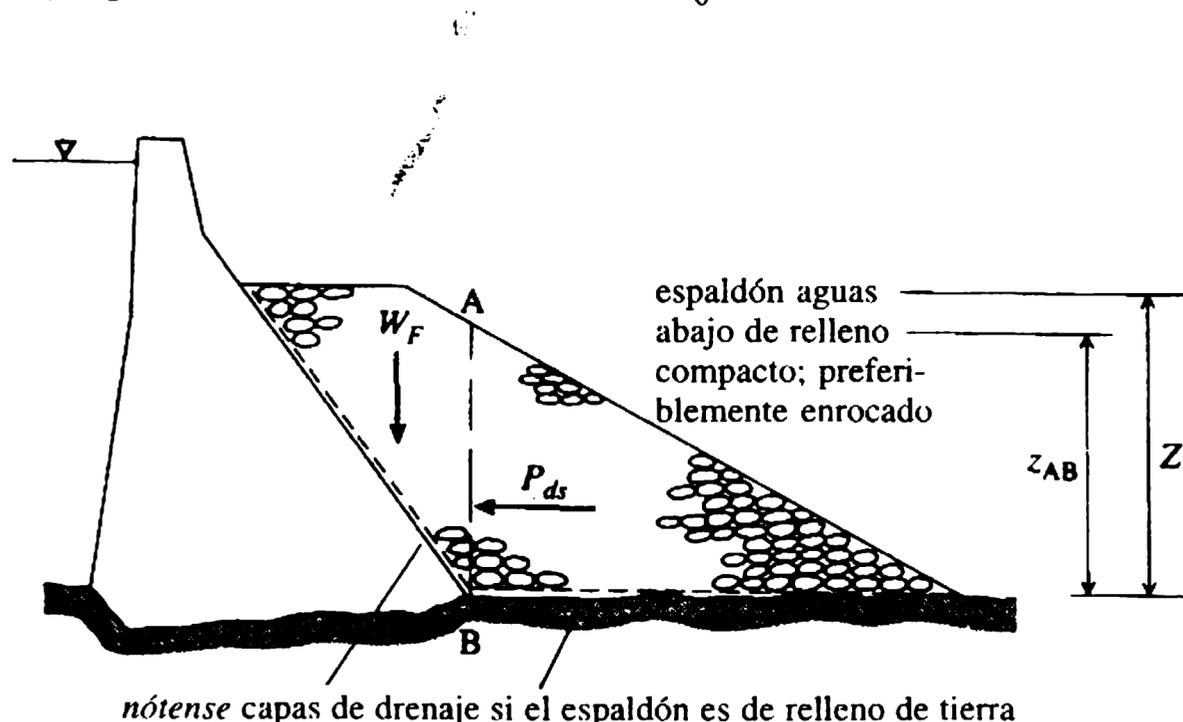


Figura 3.11 Estabilización mediante la construcción de un espaldón de soporte aguas abajo.

Tabla 3.10 Valores ilustrativos del coeficiente, K_0

<i>Relleno del espaldón</i>	<i>Coeficiente, K_0</i>
Enrocado compacto	0.30-0.60
Arena compacta	0.45-0.60
Arcilla compacta	1.00-1.50
Arcilla altamente compacta	>1.50

La selección de enrocado compacto para el espaldón de soporte ofrece ventaja con respecto al relleno de tierra, de un buen drenaje y taludes laterales más empinados. Otro material para la construcción del espaldón es el concreto pobre seco compacto CPSC (RDLC en inglés), que se introduce en la sección 3.7.2. La construcción de un espaldón de enrocado aguas abajo en la presa de Glendevon Alto se detalla en MacDonald, Kerr y Coats (1994).

3.3 Análisis de presas de contrafuertes

3.3.1 GENERALIDADES

Las presas de contrafuertes se clasifican en dos grupos, los cuales se identificaron en la sección 1.4. Las presas de contrafuertes de cabeza de diamante o redonda representativas de la práctica moderna se ilustraron esquemáticamente en las figuras 1.4(b) y 1.4(c). La presa de contrafuerte con pantalla plana o Ambursen también se muestra en la figura 1.5(c), es más antigua y obsoleta. Por consiguiente, este último tipo no se considera más. Las principales ventajas de las presas de contrafuertes con respecto a las presas de gravedad son la obvia economía en el material y la gran reducción de la carga de empuje. La presa de contrafuerte también tiene una mejor habilidad para acomodarse a la deformación de la cimentación sin daños. A dichas ventajas se oponen los altos costos unitarios de los acabados (el costo total de una presa acabada por m^3 de concreto) para las cantidades reducidas de concreto empleado, lo cual se atribuye sobre todo al costo del uso requerido de formaleas que es más extendido y con frecuencia 'no repetitivo'. Además se aumentan de manera considerable los esfuerzos que se transmiten en la cimentación de cada contrafuerte. Se observa entonces que la exigencia de la buena calidad de la cimentación es más rigurosa que para una presa de gravedad.

3.3.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PERFIL DE CONTRAFUERTE

El análisis de una presa de contrafuerte, es similar en la práctica al de una presa de gravedad en cuanto se conduce en dos fases y las investigaciones sobre la estabilidad preceden la determinación de los esfuerzos dentro del perfil. La forma estructural de la presa de contrafuerte, detallada en el ejemplo 3.12, tiene dos consecuencias importantes con respecto a cargas primarias.

Primero, los empujes efectivamente se confinan dentro de la cabeza del contrafuerte, lo que genera la distribución del empuje modificada de la figura 3.12. Los drenes de alivio de presiones son, por tanto, necesarios sólo en casos excepcionales. Como consecuencia adicional de la forma, el componente vertical de la fuerza del agua, P_{wv} , sobre el paramento inclinado aguas arriba aumenta con respecto a cualquier perfil de gravedad. Por tanto, el concepto de estabilidad contra el vuelco no es ya válido.

En términos estructurales, la presa de contrafuerte se construye con una serie de 'unidades' independientes, compuestas de una cabeza y un soporte del contrafuerte, o alma. Cada unidad tiene una longitud medida a lo largo del eje de la presa entre 12-15 m. El análisis estructural se realiza, así, para la unidad como un todo. La estabilidad al deslizamiento de una unidad se investiga en términos de F_{SS} , factor de deslizamiento o, más usualmente, F_{SF} , factor de fricción de corte, de acuerdo con los principios de estos enfoques esbozados en la sección 3.2.3. Normalmente los valores mínimos de diseño para F_{SS} y F_{SF} son comparables con los requeridos en un perfil de gravedad.

El análisis de esfuerzos de una 'unidad' de contrafuerte es complejo y difícil. En la práctica moderna se emplea el análisis de los elementos finitos para determinar la forma óptima de la cabeza del contrafuerte de modo que evite concentraciones de esfuerzos indeseables en la unión con el alma. Si el alma tiene sus lados paralelos es posible realizar un análisis aproximado de la parte aguas abajo del alma del contrafuerte, utilizando el método de gravedad modificado. Sin embargo, los lados del alma del contrafuerte se inclinan, en general, hacia el nivel de la base, para incrementar el área de contacto y, por tanto, la resistencia al deslizamiento y moderar los esfuerzos de contacto sobre la cimentación.

El diseño del perfil de una presa de contrafuerte no está sometido a las simplificaciones enumeradas en la sección 3.2.7. Se establece un perfil de ensayo con base en la experiencia previa, y la selección de una cabeza redonda o de diamante corresponde, en gran medida, al diseñador. Los detalles del perfil se modifican y refinan entonces de acuerdo con los análisis de esfuerzo inicial.

3.4.1 GENERALIDADES

La presa de arco de curvatura simple y su derivada natural, de arco con doble curvatura o bóveda con curvatura vertical y horizontal, se introdujeron en la sección 1.4 y en las figuras 1.4(d) y 1.4(e), respectivamente. La forma del valle y las condiciones de la roca que pueden favorecer la selección de una presa de arco sobre alternativas de una presa de gravedad o de enrocado se esbozaron en la sección 1.6.6 y en la tabla 1.7.

Las presas de arco y bóveda transfieren la mayor parte de la carga del agua a las laderas del valle y no al lecho. La integridad y estabilidad de los estribos son, por tanto, críticos, y la importancia de este punto no puede exagerarse. La deformación o fluencia del estribo en respuesta al empuje del arco produce una transferencia de carga y una redistribución del esfuerzo dentro de la concha de la presa y en el estribo

3.4 Análisis de presas de arco

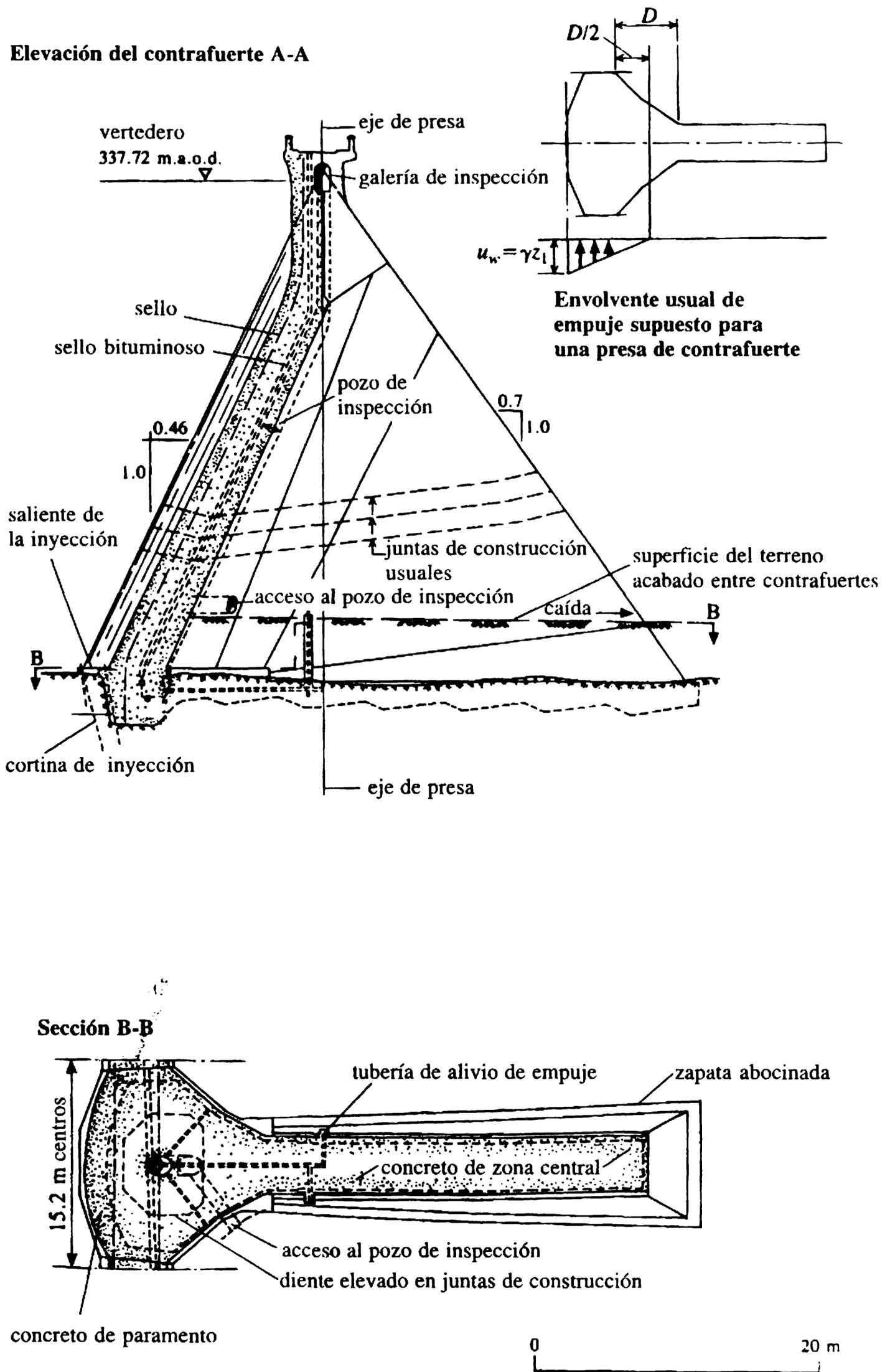


Figura 3.12 Presa de contrafuerte de Shira, Escocia.

mismo. En situaciones más extremas de fluencia significativa del estribo o de inestabilidad local, el sobreesfuerzo de la pared de la presa sobrevendrá y se producirá un colapso catastrófico.

Los conceptos de estabilidad al vuelco y al deslizamiento aplicables al análisis de presas de gravedad o de contrafuerte tienen poca relevancia en el arco o la bóveda. Un arco ejemplifica una forma estructural estable y, dado que se garantiza la integridad de los estribos que la soportan, sólo puede ocurrir la falla como resultado de sobreesfuerzos. El diseño de presas de arco está, en consecuencia, por tanto centrado principalmente en el análisis de esfuerzos y en la definición de una geometría del arco que evite concentraciones de esfuerzos de tensión locales y/o esfuerzos de compresión excesivos. Para lograr este objetivo es necesario a menudo, adoptar curvaturas y espesores variables entre la corona del arco y el estribo y también entre el nivel de la cresta y la base.

Las presas de arco y de bóveda ofrecen grandes economías en volumen de concreto. En el caso de una bóveda esbelta el ahorro en volumen puede exceder 80% del necesario en un perfil de gravedad equivalente. Asimismo se puede economizar en la excavación y preparación de la cimentación. Así como ocurre con las presas de contrafuerte (sección 3.3), la forma sofisticada de la bóveda hace que se incrementen bastante los costos unitarios finales. Por consiguiente en términos financieros, los potenciales ahorros globales pueden disminuirse significativamente. En el caso de un sitio complejo y de difícil geología, éstas pueden anularse por completo con los costos de estabilización asociados al requerimiento primordial de garantizar la integridad en los estribos para todas las condiciones.

La interacción estructural entre un arco o una bóveda cargados y sus estribos de soporte es en extremo compleja. Por ello, esta sección se limita a tratar el análisis elástico preliminar de conchas de arco de curvatura simple empleando la teoría clásica del anillo. Se han identificado técnicas avanzadas de modelación matemática necesarias para un análisis riguroso de arco, pero su tratamiento no es objeto de estudio de este texto; se recomienda consultar a USBR (1977) y Boggs, Jansen y Tarbox (1988). La aplicación de los métodos de modelación física a los análisis de arco se tratan en la sección 15.2.

3.4.2 GEOMETRÍA Y PERFIL DEL ARCO

El componente horizontal del empuje del arco debe transferirse al estribo con un ángulo seguro, es decir, uno que no promueva la fluencia o inestabilidad del estribo. En cualquier elevación, el empuje del arco puede considerarse que entra al estribo, como se muestra en la figura 3.13. El empuje horizontal es entonces adoptado para distribuirlo entre la roca con un ángulo incluido de 60° como se indica. Al distribuir a través del estribo el empuje, no debe alinearse muy cerca de los contornos de roca sólida del valle o de cualquier discontinuidad mayor que pueda contribuir a la inestabilidad del estribo. En términos generales, este hecho sugiere un ángulo de entrada al estribo, β (figura 3.13), entre 45° y 70° . Es evidente que el radio del arco horizontal y, por tanto, los esfuerzos en el arco y su volumen, serán funciones del

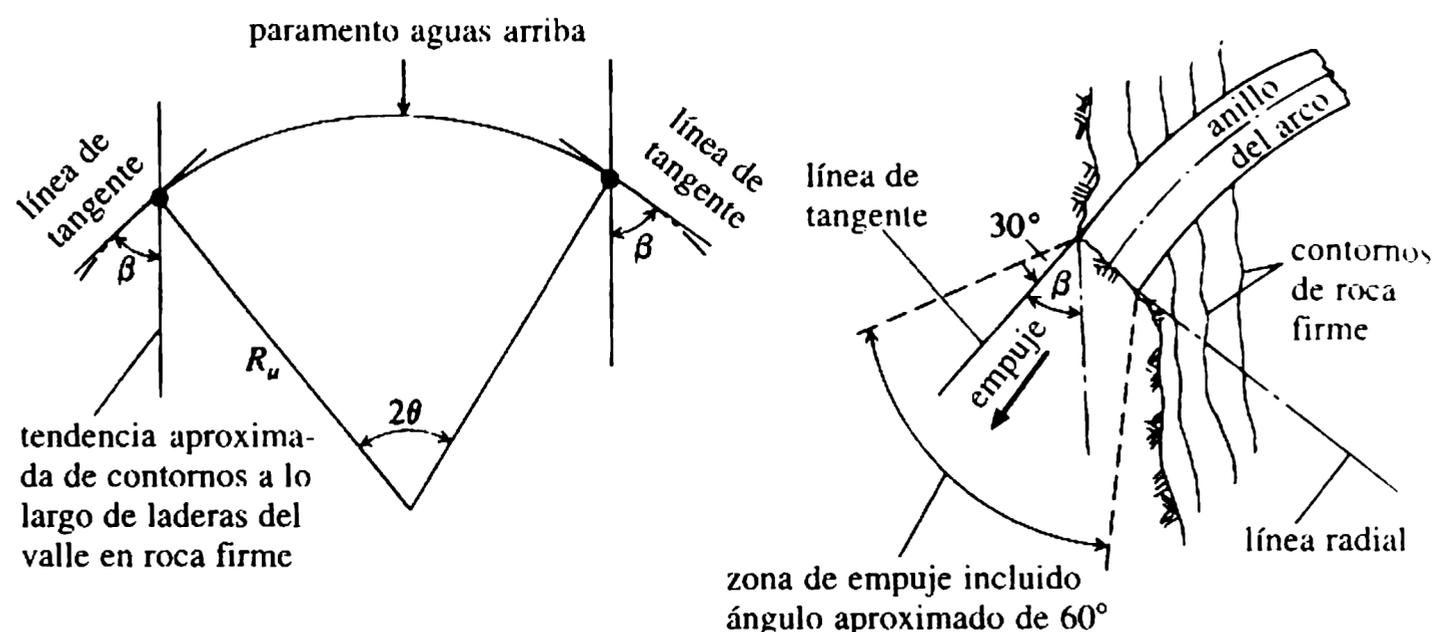


Figura 3.13 Geometría del ángulo de entrada al estribo para presas de arco.

ángulo de entrada seleccionado. El valor óptimo de β se determina a partir de una evaluación cuidadosa de la estructura geológica y los parámetros de diseño asociados.

Los perfiles de arco y bóveda se basan en varias formas geométricas; las más importantes se presentan a continuación.

a. Perfil de radio constante

El perfil de radio constante tiene la geometría más simple; combina un paramento vertical aguas arriba de radio constante con una pendiente radial uniforme aguas abajo. El radio del paramento aguas abajo varía entonces con la elevación. El perfil se muestra a manera de esquema en la figura 3.14(a), es evidente que el ángulo central, 2θ , alcanza su máximo a nivel de la cresta. El perfil del radio constante no es el de volumen más económico, pero tiene la ventaja de la simplicidad analítica y de la construcción, además de ser apropiado en valles con forma de U relativamente simétricos.

En un valle simétrico, el volumen mínimo de una presa teóricamente ocurrirá para $2\theta = 133^\circ$ en todas las elevaciones. Este valor no es posible si se considera el ángulo de entrada del estribo, y en la práctica el ángulo central a nivel de la cresta se limita en general a $2\theta \approx 70^\circ$ - 110° .

b. Perfil de ángulo constante

El concepto de perfil de ángulo constante es un desarrollo lógico del perfil de radio constante de volumen mínimo. La geometría de ángulo constante es más compleja; sin embargo, como se demuestra en la figura 3.14(b), induce a un voladizo aguas arriba considerable a medida que se llega a los estribos. El voladizo excesivo es indeseable, ya que la sección transversal local resultante puede ser inestable durante la construcción o en condiciones de embalse vacío. Para aliviar esto puede ser necesario introducir un puntal aguas arriba, como se indica en la figura, o modificar el ángulo central 2θ . Este perfil se ajusta mejor a valles angostos y relativamente simétricos con laderas pendientes y en forma de V.

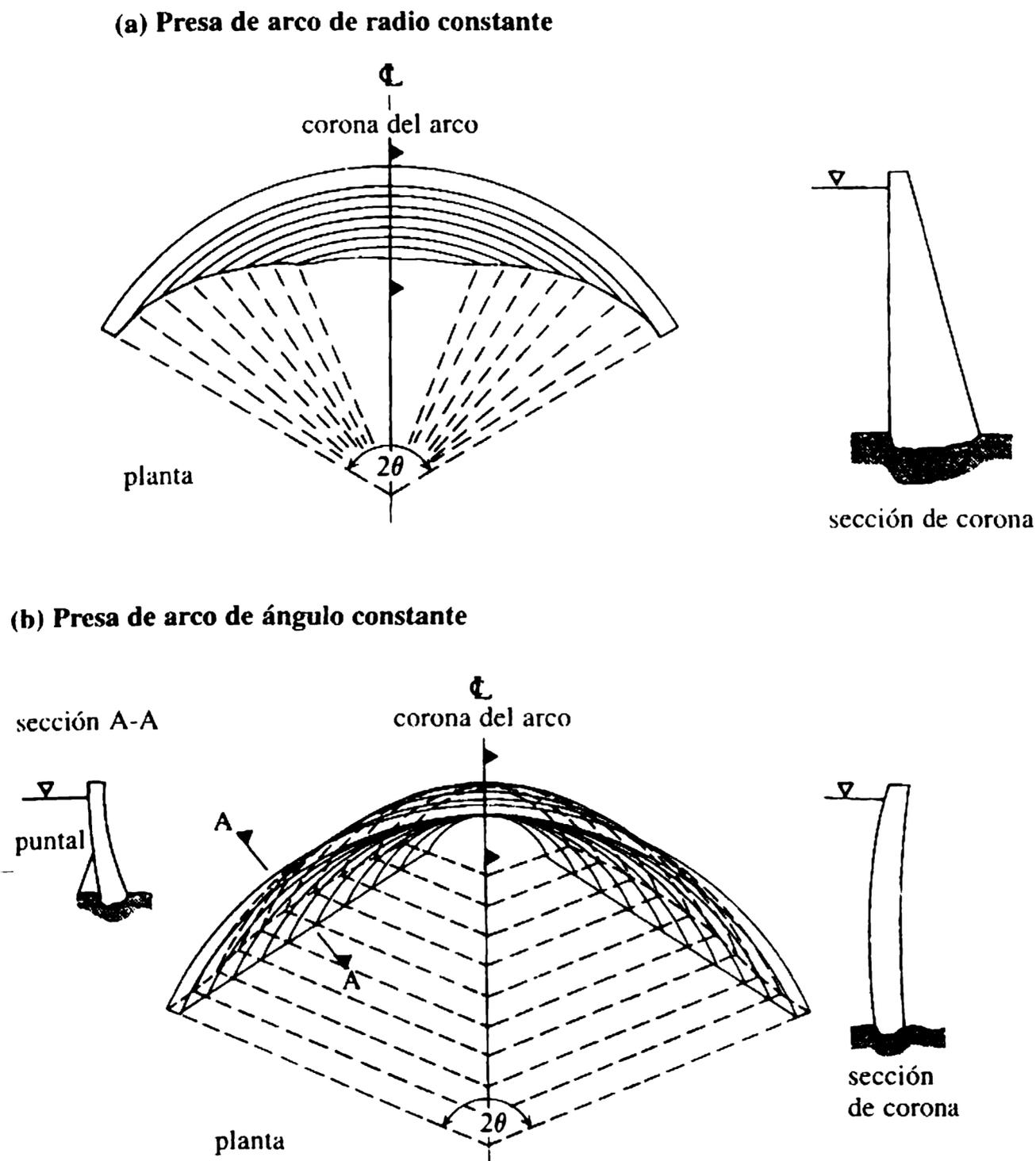


Figura 3.14 Geometrías y perfiles de la presa de arco.

c. Perfil de bóveda

La forma de bóveda de doble curvatura tiene una geometría y perfil particularmente complejos, con un radio que varía de manera constante en dirección horizontal y vertical en cada cara. En la figura 3.15 se presenta un ejemplo para demostrar la complejidad de la geometría. Es posible seleccionar una geometría de prueba para propósitos preliminares de diseño utilizando los monogramas que se presentan en Boggs (1975), y refinándolos cuando sea necesario mediante modelos matemáticos o físicos.

3.4.3 ANÁLISIS DE ESFUERZOS DE ARCO: TEORÍA DEL ANILLO ELÁSTICO

El análisis elástico basado en la aplicación de la clásica teoría del anillo es apropiado para un estudio inicial de presas de arco de curvatura simple de altura modesta. Por ello, este enfoque es apropiado para el análisis preliminar de perfiles de radio

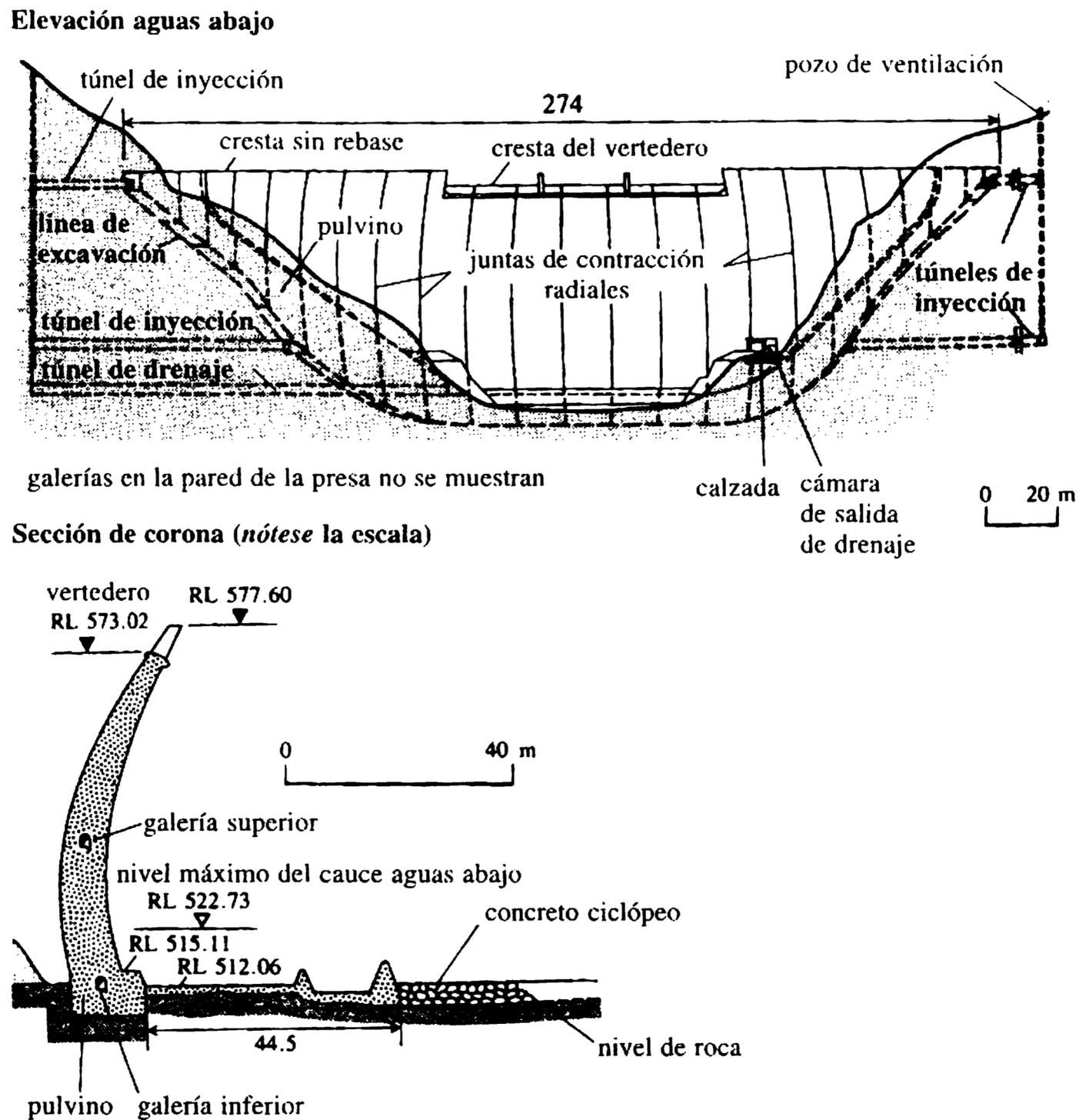


Figura 3.15 Presa de bóveda en Roode Elsberg, Sudáfrica.

constante. La geometría más compleja del perfil de ángulo constante hace mucho menos conveniente el análisis mediante este método. La teoría del anillo no es aplicable a perfiles de bóveda.

Las teorías del anillo consideran sólo la carga del agua; los esfuerzos debidos al peso propio se determinan en forma separada y se superponen si son importantes para el análisis. El empuje no se considera importante excepto en arcos gruesos y, por consiguiente, lo normal es ignorarlo. Para propósitos analíticos se considera que la presa está subdividida en elementos de arco horizontales discretos, de altura unitaria. Los anillos individuales se analizan con base en la teoría del anillo grueso o del anillo delgado, según se considere la más apropiada, y se determinan los esfuerzos de arco tangenciales horizontales.

a. Análisis de esfuerzo del anillo grueso

Los elementos de arco horizontales discretos se adoptan para formar parte de un anillo completo sujeto a una presión radial externa uniforme, p_w , debido a la carga

del agua. El esfuerzo horizontal de compresión del anillo, σ_h , para un radio R está dado por:

$$\sigma_h = \frac{p_w(R_u^2 + R_u^2 R_d^2 / R^2)}{R_u^2 - R_d^2} \quad (\text{MN m}^{-2}) \quad (3.44)$$

donde R_u y R_d son respectivamente los radios de los paramentos aguas arriba y aguas abajo del elemento de arco considerado.

El esfuerzo de anillo σ_h tiene un máximo en el paramento aguas abajo. El espesor del anillo T_r , igual a $R_u - R_d$, se supone uniforme para cualquier elevación. En consecuencia, la ecuación (3.44) puede describirse en función de $\sigma_{h \text{ máx}}$, con $p_w = \gamma_w z_1$, de modo que:

$$\sigma_{h \text{ máx}} = \frac{2\gamma_w z_1 R_u^2}{T_r(R_u + R_d)} \quad (\text{para } R = R_d) \quad (3.45)$$

b. Análisis de esfuerzo del anillo delgado

Si el radio medio R_m es muy grande en comparación con T_r , se puede suponer que $R_m = R_u = R_d$ y, en consecuencia, el esfuerzo σ_h a través del elemento del anillo es uniforme. La ecuación (3.45) se simplifica entonces a la expresión clásica del anillo delgado:

$$\sigma_h = \gamma_w z_1 R_u / T_r. \quad (3.46)$$

En los tramos superiores de una presa, las ecuaciones (3.44) y (3.46) coinciden bastante, y la diferencia disminuye a menos de 2% cuando $R_u / T_r \geq 25$.

Las dos variantes de la teoría del anillo son inexactas y tienen validez limitada debido a dos razones principales. La primera, el supuesto simplificador de que los anillos horizontales son independientes, discretos y que están libres de cualquier interacción mutua es evidentemente insostenible. La segunda, de igual manera es insostenible el supuesto de deformación radial uniforme implícito en la teoría del anillo elástico debido a las restricciones en los estribos, y también porque la luz del arco apenas se incrementará debido a la deformación elástica del estribo. A su vez, la deflexión del arco reducirá σ_h cerca de la corona y progresivamente incrementará σ_h a medida que se llega a los estribos.

En consecuencia, en teoría, el espesor del arco debe disminuir hacia la corona e incrementarse cerca de los estribos. En la práctica, es usual mantener un espesor uniforme para cualquier elevación en una presa de curvatura simple, y el esfuerzo tangencial máximo será, así, generado en cualquiera de los estribos.

Suponiendo que no hay fluencia de los estribos, el esfuerzo máximo en éstos se puede aproximar aplicando un factor de corrección, K_R . En términos de la teoría del anillo delgado, por consiguiente, en el estribo:

$$\sigma_h = K_R \gamma_w z_1 R_u / T_r. \quad (3.47)$$

El factor K_R es función de 2θ y de la razón R_u/T_r ; las curvas de K_R se presentan en la figura 3.16. Nótese que $K_R \rightarrow 1.0$ para valores altos de 2θ , es decir, la solución tiende a la teoría pura del anillo delgado.

3.4.4 ANÁLISIS AVANZADO DE ARCO

Se han examinado las deficiencias del análisis del anillo elástico. El pronto reconocimiento de la importancia de las interacciones arco-voladizo y arco-estribo, condujeron al desarrollo del ACP (análisis de la carga de prueba). Los principios subyacentes en el ACP en el contexto de una presa de arco o de bóveda deflexión en los nodos, se esbozaron esencialmente en la sección 3.2.8 para la presa de gravedad.

Los elementos finitos, que también se introdujeron en la sección 3.2.8, se aplican extensivamente al diseño de presas de arco. Un esfuerzo considerable se ha hecho para desarrollar programas computarizados apropiados, y la forma tridimensional más refinada de los elementos finitos (AEF) es en la actualidad el enfoque de diseño más poderoso, confiable y probado. Sin embargo, es un método analítico muy especializado que requiere mucha experiencia para su aplicación, siendo también sensible a la calidad de la información de entrada. Sus resultados, a pesar de ser matemáticamente correctos, deben interpretarse con mucho cuidado. Se hace referencia a Clough y Zienkiewicz (1978) o USCOLD (1985) para información adicional.

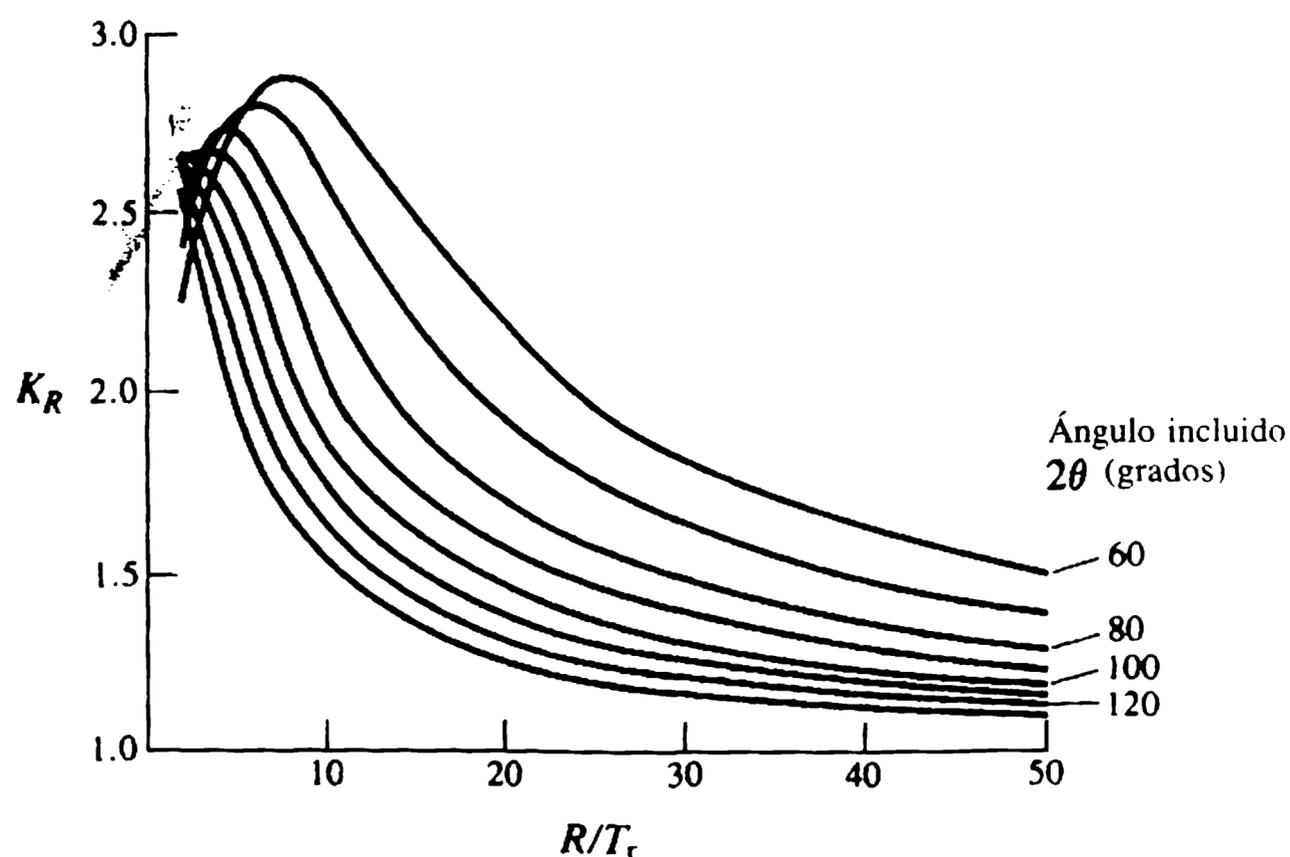


Figura 3.16 Factor de corrección del esfuerzo en el estribo de una presa de arco K_R .

3.5.1 INTRODUCCIÓN

Todos los análisis se fundamentan en un grado mayor o menor de supuestos acerca del régimen de carga, respuesta del material, mecanismos estructurales, etc. La aplicación de los métodos analíticos que se introdujeron en las secciones precedentes, representa únicamente la fase inicial del proceso de diseño. La segunda fase consiste en asegurar, mediante un diseño detallado, que los supuestos hechos en el análisis se cumplan en la mayor medida y que correspondan a una construcción rápida y económica.

Ciertos detalles de diseño importantes reflejan el criterio del ingeniero para resolver problemas de cargas, por ejemplo los sistemas de drenaje para aliviar el empuje. Otros detalles se deben a las características de la masa de concreto, como se analizó en la sección 3.6, o a la presión de racionalizar y simplificar para minimizar costos. El buen diseño detallado no necesariamente es un asunto racional y formalizado. En muchos casos es la aplicación de principios empíricos basados en experiencias previas y satisfactorias. Thomas (1976) trata aspectos de diseño detallado con profundidad considerable con la ayuda de una amplia selección de ejemplos ilustrativos tomados de la práctica internacional.

Los detalles de diseño se dividen en tres categorías principales: aquellos que se relacionan con el control de la infiltración externa o interna; aquellos que acomodan la deformación o desplazamiento relativo; y los que contribuyen a la continuidad estructural, es decir, los mecanismos de transferencia de carga. Una cuarta categoría posible puede formarse con aquellos detalles que simplifican o facilitan la construcción. Los detalles más importantes se introducen en las secciones siguientes.

3.5.2 RASTRILLOS E INYECCIONES EN LA CIMENTACIÓN

En las presas de concreto modernas, los rastrillos se forman invariablemente mediante inyecciones. El diente de una zanja poco profunda construido bajo el talón de algunas presas contribuye muy poco al control de la infiltración. Las inyecciones bajo las presas de concreto se organizan en dos categorías, como se muestra en la figura 3.17.

1. *Inyecciones de cortina.* El propósito de las inyecciones de cortina es formar un rastrillo parcial para limitar la infiltración y, en teoría, modificar el régimen de presiones aguas abajo. La pantalla o cortina de inyección primaria se forma perforando una serie regular de agujeros, a intervalos usuales de 2-3 m, desde una plataforma angosta que se extiende aguas arriba a partir del talón inyectando una lechada, generalmente basada en cemento, bajo presión. A menudo, la profundidad de la cortina es comparable con la altura de la presa y se extiende más allá de los estribos si se requiere. Si es necesario, se pueden hacer inyecciones adicionales mediante perforaciones intermedias o adicionales secundarias.

3.5 Detalles de diseño y construcción

2. *Inyecciones de consolidación.* El propósito principal de las inyecciones de consolidación es darle rigidez y consolidar la roca en la crítica e inmediata zona de contacto bajo la presa. También ayudan a reducir la infiltración en la zona de contacto, donde la roca puede estar más fisurada o meteorizada que a profundidades mayores. Se debe tener cuidado en las presiones de inyección de la lechada utilizadas para evitar la ruptura, fraccionamiento y abertura de grietas horizontales.

Ejemplos prácticos de inyecciones se analizan en Thomas (1976) y Bruce y George (1982).

3.5.3 DRENES DE ALIVIO DE EMPUJE

El alivio del empuje en las cimentaciones se efectúa mediante una línea de agujeros para drenaje localizados aguas abajo de la cortina de inyección (figura 3.17). Los agujeros tienen un diámetro usual entre 75-100 mm y están espaciados 3-5 m entre sus centros; se perforan a partir de la galería de inspección (*ver* más adelante).

El empuje dentro de la presa se alivia por medio de agujeros que se extienden a lo largo de la altura completa de la estructura y están localizados cerca del paramento aguas arriba. Deben tener por lo menos 200 mm de diámetro para inhibir el bloqueo por el lixiviado de depósitos calcáreos; están espaciados cerca de 3 m entre sus

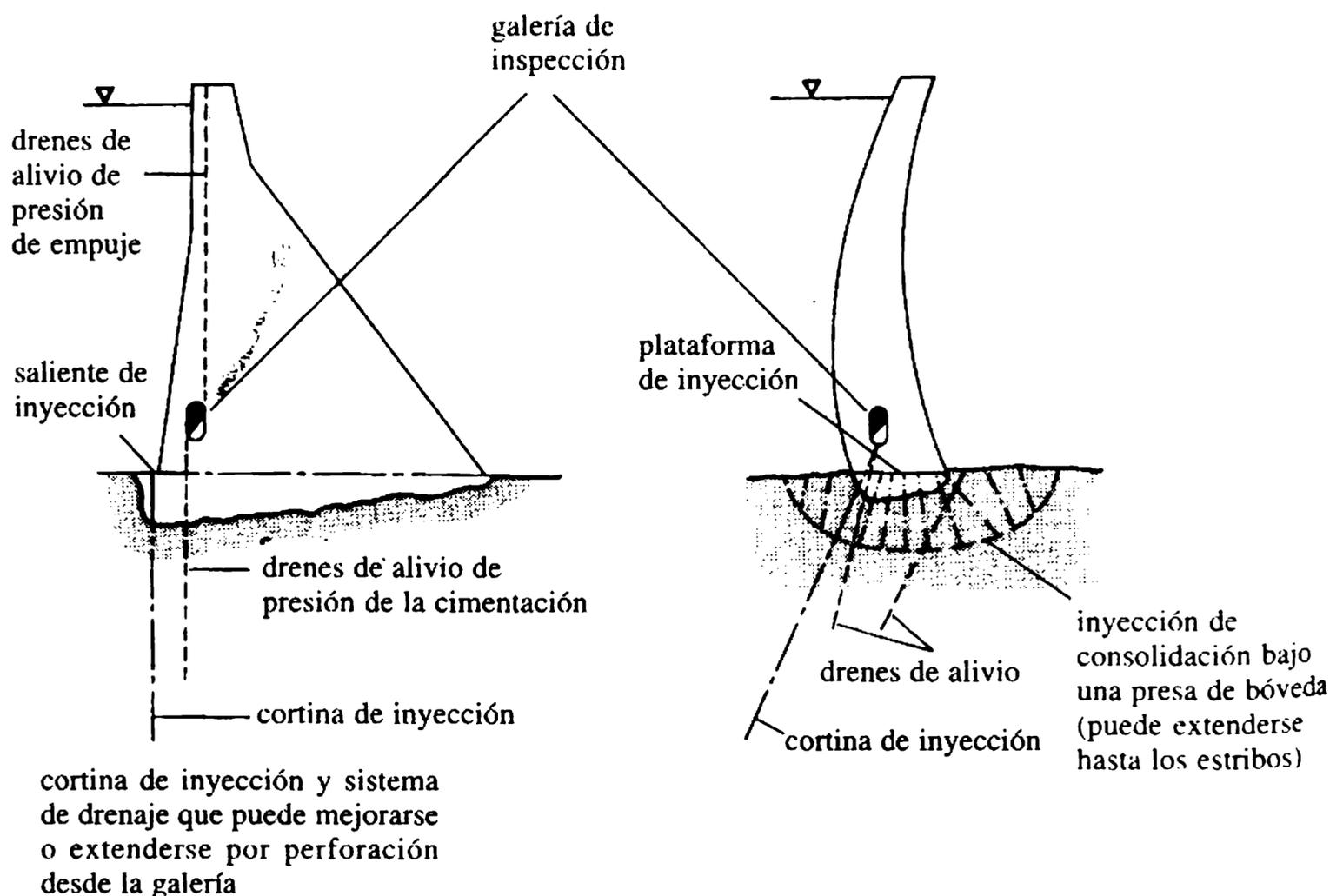


Figura 3.17 Inyecciones y sistemas de drenaje de alivio de presiones.

centros, y conducen a un canal de drenaje en la solera de la galería. Es importante diseñar el sistema de alivio para que los drenes puedan ser escariados o perforarse de nuevo en caso de taponamiento.

La eficiencia del drenaje de alivio es función de su geometría, es decir, diámetro, espaciamiento y distancia al paramento aguas arriba. Una estimación comparativa de la eficiencia para diferentes configuraciones de drenaje se puede obtener de la figura 3.18 (Moffat, 1984).

3.5.4 DETALLES DE DISEÑO INTERNOS

1. *Galerías de inspección.* Una galería de inspección de bajo nivel es necesaria para recolectar el caudal de infiltración de los drenes de alivio de empuje. La galería también sirve para dar acceso a los instrumentos (sección 7.2), a las válvulas de descarga internas y a las tuberías. Las galerías no deben tener secciones menores de $2.0 \text{ m} \times 1.2 \text{ m}$, y deben tener medidas adecuadas para el acceso, ventilación e iluminación. Las presas más grandes deben incluir asimismo una o más galerías a niveles más altos, interconectadas por pozos verticales.
2. *Juntas de contracción transversal (juntas entre bloques).* Las juntas de contracción vertical se construyen a intervalos regulares de 12-15 m a lo largo del eje de la presa. Las juntas son necesarias debido a la contracción y a las características térmicas del concreto macizo (sección 3.6). Permiten deslizamientos diferen-

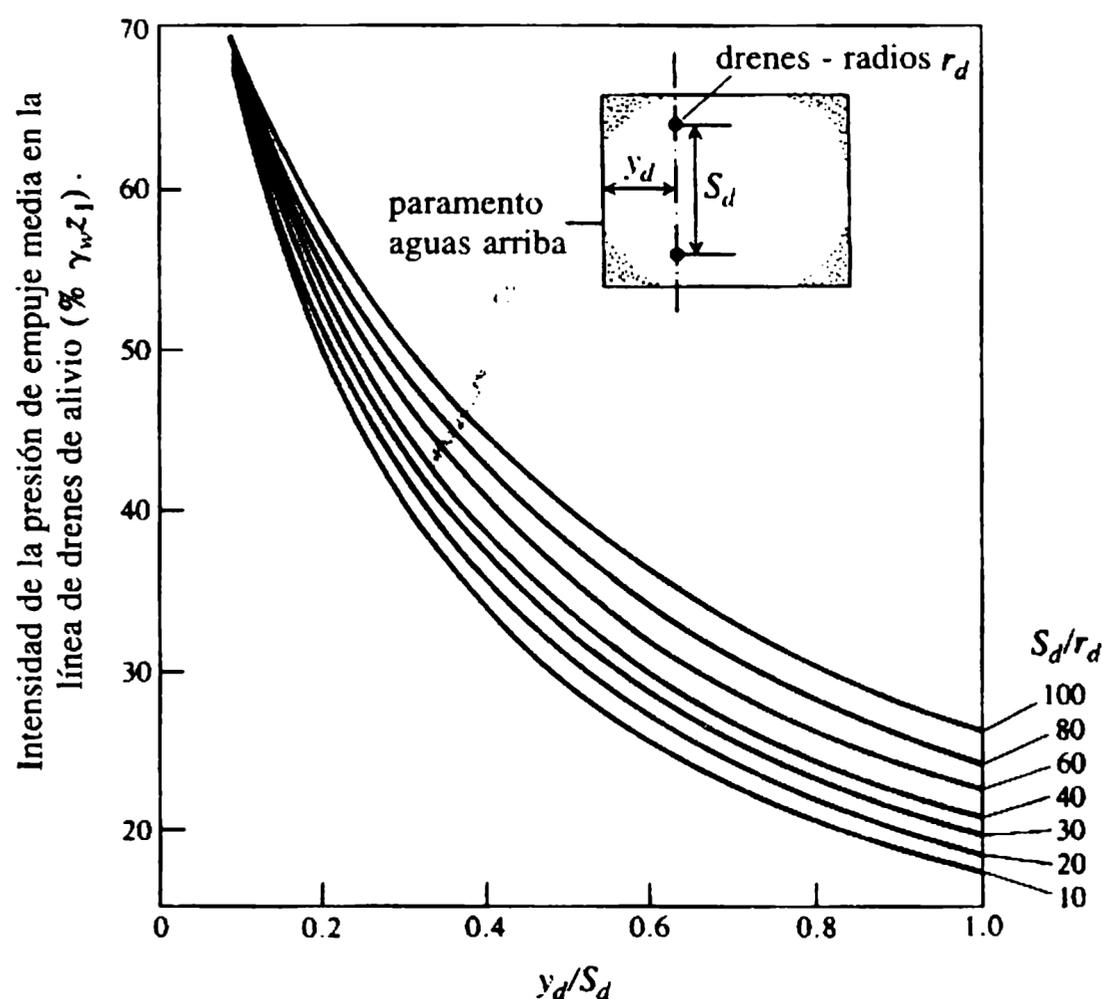


Figura 3.18 Influencia de la configuración de los drenes de alivio sobre la intensidad de la presión del empuje interno medio (Moffat, 1984).

ciales menores entre bloques adyacentes y en su ausencia se desarrollan grandes grietas transversales. Para controlar la infiltración a lo largo del plano de la junta se construye, cerca del paramento aguas arriba, una barrera contra agua similar a la del ejemplo de la figura 3.19.

3. *Juntas de construcción (juntas longitudinales)*. El vaciado individual del concreto dentro de cada monolito debe limitarse en volumen y altura para reducir la contracción y el agrietamiento después de la construcción. El vaciado del concreto, por tanto, debe restringirse mediante la construcción de juntas 'longitudinales' o de construcción casi horizontales. De ordinario, la distancia entre ellas se limita a 1.5-2.0 m. La superficie de la junta se construye, en general, con una caída escalonada o uniforme de 5-10% hacia el paramento aguas arriba para mejorar la resistencia al deslizamiento.
4. *Transferencia de carga y continuidad*. Aunque tradicionalmente las presas de gravedad se diseñan sobre la base de voladizos verticales libres e independientes, lo normal es proporcionar un grado de interacción de transferencia de carga entre bloques adyacentes. Esto se efectúa entrelazando unos dientes de corte verticales en el paramento de la junta de construcción (figura 3.19). En el caso de presas de arco y de bóveda es esencial proveer continuidad horizontal para desarrollar la acción de arco. Así, las juntas de construcción de estas presas, son inyectadas después de que la estructura se ha enfriado a su temperatura media más baja para asegurar una transferencia de carga efectiva y una acción de arco monolítica. También se han hecho inyecciones en las juntas de algunas presas de gravedad.
5. *Pulvino*. Un 'pulvino' de concreto perimetral pesado, o almohadilla, se construye a menudo entre la concha de una presa de bóveda y la roca de soporte (figura 3.15). Ayuda en la distribución de carga a los estribos y la cimentación. La concha puede estar separada del pulvino por una junta perimetral para evitar su fijación

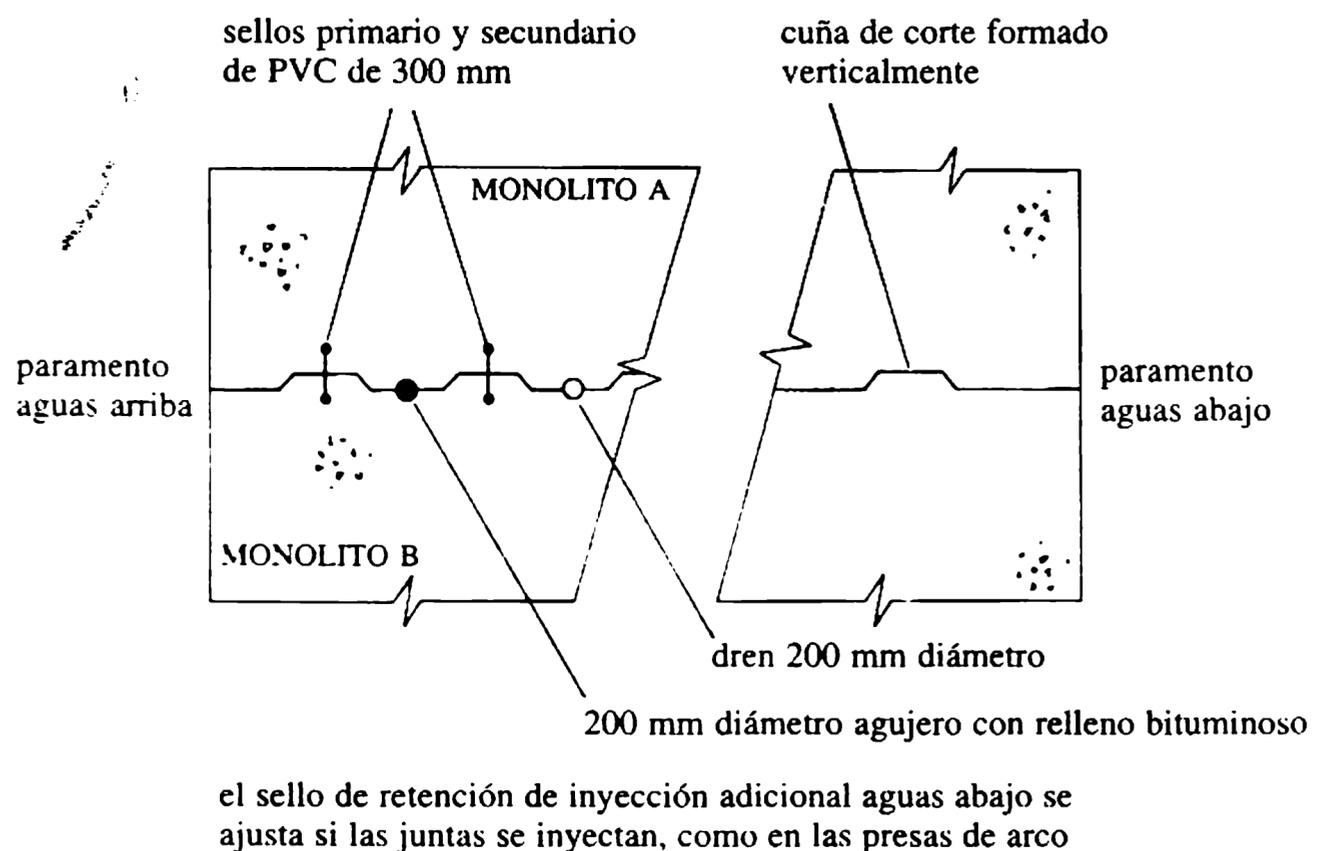


Figura 3.19 Junta de contracción transversal común y detalles de la cuña de corte.

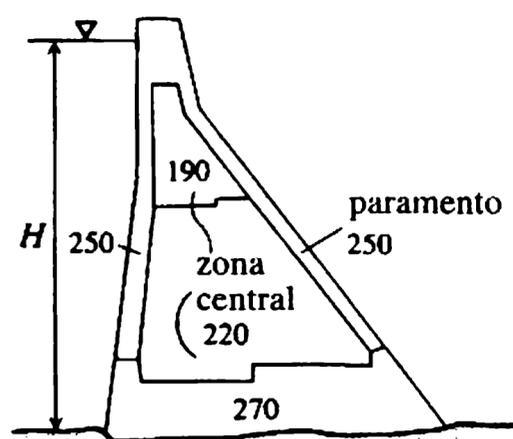
6. *Zonificación del concreto.* Una zona de concreto de revestimiento con alto contenido de cemento de 1-1.5 m de espesor se coloca con frecuencia en ambos paramentos. La mezcla de concreto más rica, que tiene en general aire arrastrado, se coloca para mejorar la durabilidad y, en el paramento del vertedero, la resistencia a los daños de cavitación y erosión. En las presas más grandes de gravedad, el concreto del interior o del corazón puede también zonificarse por razones económicas. El contenido de cemento, y por consiguiente la resistencia del concreto, se reduce gradualmente con el aumento en la elevación (figura 3.20).

3.5.5 PLANEACIÓN Y EJECUCIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN

La construcción eficiente y económica requiere una planeación completa de cada una de las fases principales, es decir, preparación de la cimentación, colocación del concreto, etc. También es necesario planear de antemano las operaciones simultáneas involucradas en cada una de las fases, como la excavación en la roca y las inyecciones en la cimentación, etc. Una planeación previa detallada de todas las actividades de la construcción debe, por tanto, comenzar mucho antes de la preparación del sitio, con objeto de asegurar la disponibilidad y utilización óptimas de todos los recursos, es decir, financieros, materiales, equipo y mano de obra, durante todo el periodo de construcción. Se debe anotar que los requerimientos están sujetos a picos y depresiones no simultáneos a medida que la construcción progresa.

La fase inicial, preparación del sitio, abarca la dotación de infraestructura del sitio. Incluye vías de acceso, oficinas y talleres, y equipos fijos. Alojamiento, almacenes y otras comodidades para la fuerza de trabajo también son necesarios en proyectos grandes o apartados.

Las preparaciones para la desviación de los ríos, la segunda fase, puede involucrar la excavación de un túnel de desviación a través del estribo de la presa. Como una alternativa, el río puede desviarse por una brecha temporal formada dejando un túnel de bajo nivel a través de un bloque o por la omisión de un monolito completo hasta la etapa final de cierre. Normalmente se requieren ataguías temporales para permitir la construcción de obras de desviación y otras sobre el lecho del río.



valores son contenido de cemento (kgm^{-3})

Figura 3.20 Zonificación de concretos en presas altas ($H > 100$ m).

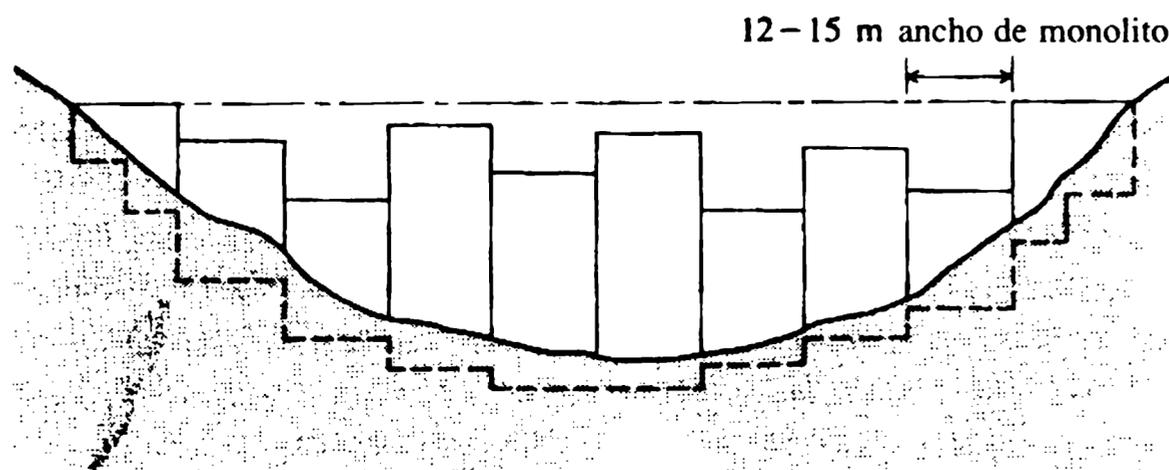
La excavación y preparación de la cimentación es la tercera fase. La excavación en roca debe ser la mínima necesaria para obtener una cimentación segura. El uso de explosivos debe ser controlado cuidadosamente para evitar el agrietamiento de la roca sana. La superficie de la roca terminada debe ser irregular, sana y limpia. Lo normal es proporcionar un desnivel hacia el talón, con pendiente entre 4-15% determinada por las características de la roca.

Las operaciones de construcción de la cuarta fase requieren planificación y control particularmente cuidadosos. Cada monolito se levanta utilizando, sea la forma de 'bloque alternado' o el principio de 'ranura de contracción', como se ilustra en la figura 3.21. En cualquiera de los métodos, el objetivo es maximizar la contracción antes de vaciar los bloques de concreto adyacentes.

La secuencia de eventos dentro de cada uno de los vaciados de concreto es: erección de la formaleta, preparación de la superficie y vaciado del concreto, con compactación por vibración. Luego pasa un periodo de tiempo antes de que la formaleta pueda retirarse y un periodo adicional para que ocurra la contracción inicial, para después repetir el ciclo. Aspectos que compliquen o retrasen el ciclo innecesariamente, son costosos y deben restringirse al mínimo. El curado del vaciado completo es afectado por la humedad de curado y/o por compuestos de la membrana del curado.

La fase final de la ejecución del proyecto involucra el acabado de cualquier estructura complementaria, compuertas, etc. Se concluye con un primer llenado controlado y cuidadosamente vigilado (ver capítulo 7).

(a) **Construcción en bloque alternado: vaciados adyacentes se desfasan para acomodar la contracción - tiempo de retardo aprox. 30-60 días.**



(b) **Construcción con brechas o ranuras de contracción: las brechas se llenan de concreto aprox. 30-60 días después de que se completan los bloques adyacentes.**

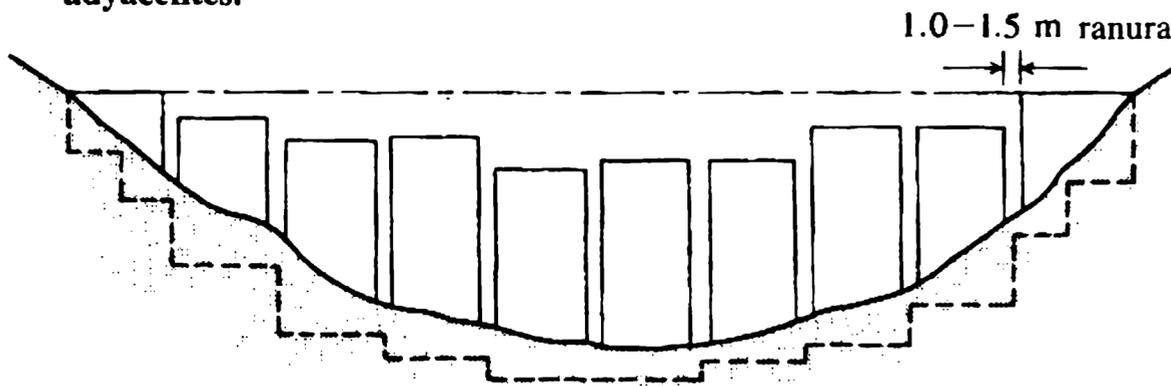


Figura 3.21 Procedimientos alternativos de construcción de monolitos.

3.6.1 GENERALIDADES

El concreto es un material de construcción superficialmente inerte pero de complejidad química y física. Sus ventajas están en la adaptabilidad, el uso de recursos minerales de fácil disponibilidad y, sobre todo, su costo global bajo.

El concreto macizo en presas no está sujeto a esfuerzos de compresión comparables con los que se desarrollan en la mayoría de las otras estructuras. El volumen de concreto dentro de una presa es relativamente grande, por tanto, requiere grandes tasas de vaciado y colocación. Otras propiedades, por consiguiente, equiparan la resistencia como índices de calidad y pertinencia. En consecuencia, las características deseables para utilizar concreto en presas, pueden resumirse de la siguiente manera: (a) densidad y resistencia satisfactorias; (b) durabilidad; (c) bajo cambio térmico del volumen; (d) resistencia al agrietamiento; (e) permeabilidad baja; (f) economía. Las características enumeradas están todas interrelacionadas en mayor o menor grado. Por ejemplo, la resistencia, impermeabilidad y durabilidad están íntimamente ligadas con una mezcla de concreto densa y bien proporcionada. Relaciones no tan evidentes pueden también establecerse para otros casos, como entre la estabilidad del volumen y la resistencia al agrietamiento.

La tecnología del concreto es una disciplina amplia con una literatura extensa. Para una introducción general, pero completa del tema, se recomienda a Neville y Brooks (1987). La cobertura que se le brinda en esta sección es breve y está limitada a esquematizar los elementos de la tecnología del concreto de relevancia directa en la construcción de presas. Puede complementarse con el tratamiento especializado del concreto dado en ACI (1970) y en la revisión de Jansen (1988).

El desarrollo de concretos compactados con rodillo CCR (RCC en inglés) y las perspectivas que ofrecen para la construcción continua y económica se introducen de manera separada en la sección 3.7.

3.6.2 MATERIALES CONSTITUTIVOS

Los constitutivos principales del concreto son cemento, agregado mineral y agua. Los constitutivos secundarios que se emplean en el concreto para presas incluyen puzolanas y otros aditivos selectos.

1. **Cementos.** La hidratación de los cementos Portland ordinarios sin modificación (equivalentes al tipo I de la ASTM) es fuertemente exotérmica. La elevación de la temperatura resultante y la ganancia de calor en grandes vaciados es inaceptable por los problemas consecuentes de contracción, disipación de calor y agrietamiento. Por tanto, es preferible emplear un cemento de bajo calor (tipo IV de la ASTM) o cemento Portland ordinario modificado (tipo II de la ASTM) si está disponible. Los problemas térmicos pueden aliviarse utilizando mezclas de puzolanas y cemento Portland (tipo 1P de la ASTM). En ausencia de cementos especiales, el remplazo parcial con ceniza combustible pulverizada, CCP (PFA en inglés) y/o enfriamiento también son efectivos para detener el incremento de calor. (La ceniza combustible pulverizada para concreto es un subproducto pro-

- cesado y con la calidad asegurada de las estaciones de las plantas carboeléctricas).
2. *Agregados*. La función de los agregados gruesos y finos es actuar como relleno inerte y económico en la mezcla de concreto. El tamaño máximo de un agregado, TMA (MSA en inglés), de 75-100 mm se considera óptimo, y es preferible utilizar gravillas naturales redondeadas o irregulares que agregados de roca triturada. De igual manera, en el intervalo de los agregados finos, es decir, <4.67 mm de tamaño, las arenas naturales son preferibles a los finos triturados. Los agregados también deben estar limpios y libres de meteorización superficial o impurezas. Las características petrográficas, térmicas y de humedad deben ser compatibles con la pasta de cemento hidratada. Una distribución granulométrica bien gradada y suave de los agregados combinados asegurará una densidad de empacamiento máxima para la mezcla compactada de concreto.
 3. *Agua*. El agua para usar en el concreto debe estar libre de contaminación química indeseable, incluyendo contaminantes orgánicos. Como estándar general se plantea que el agua debe ser apropiada para el consumo humano.
 4. *Puzolanas*. Son sustancias de silicio y aluminio que reaccionan químicamente con el hidróxido de calcio del cemento para formar compuestos cementantes adicionales. La CCP, puzolana artificial, de uso casi universal, es empleada como remplazo parcial (25-50%) del cemento, si está disponible. La introducción de CCP reduce el calor total de hidratación y retrasa la tasa de aumento de resistencia del concreto hasta una edad de 90-100 días. En general, la resistencia a largo plazo se aumenta levemente y ciertos aspectos de durabilidad pueden mejorarse, aunque es necesario un control de calidad estricto de dicha puzolana. El uso de CCP también ayuda a reducir en parte los costos globales de concreto.
 5. *Aditivos*. Los aditivos de uso más común son los agentes de entrapamiento de aire (AEA). Se emplean para generar entre 2-6% del volumen en diminutas burbujas de aire que mejoran significativamente la durabilidad del concreto al congelamiento y al deshielo a largo plazo. También reducen los requerimientos de agua de concreto fresco y mejoran las características de manejabilidad. Los aditivos reductores de agua se utilizan algunas veces para disminuir el requerimiento de agua, de ordinario en un 7-9%. También son efectivas para retrasar el tiempo del fraguado en condiciones de temperaturas ambiente altas.

3.6.3 PARÁMETROS DE LA MEZCLA DE CONCRETO

Los parámetros principalmente responsables del control de las propiedades de los concretos manufacturados para agregados y cementos específicos son los siguientes: contenido del cemento, C (kg m^{-3}); contenido de agua W (kg m^{-3}); relación agua:cemento (en peso). Pueden haber influencias adicionales por la adición de CCP y/o el uso de otros aditivos como AEA y aditivos reductores de agua, ARA (WRA en inglés).

Las características principales deseables de densidad, resistencia y durabilidad e impermeabilidad son influenciadas favorablemente por el incremento del contenido de cemento y/o reducción de la relación agua-cemento. Las características térmicas y la estabilidad del volumen, por otra parte, mejoran restringiendo el contenido de cemento de la mezcla. De igual manera, se logra mayor economía minimizando el contenido del cemento. Por tanto, debe buscarse un balance entre los límites superiores e inferiores para cada parámetro, impuestos por requerimientos contradictorios.

Las consideraciones dominantes al seleccionar una mezcla de concreto apropiada son el control de las características térmicas y el costo mínimo compatible con la resistencia y durabilidad adecuadas.

Las propiedades *in situ* del concreto maduro dependen del hecho de alcanzar la densidad máxima mediante una compactación efectiva. La habilidad para lograrlo está controlada en gran parte por las características físicas del concreto fresco, en especial su cohesión y manejabilidad, lo cual se relaciona también con las proporciones de la mezcla, principalmente en términos de los contenidos de agua, cemento y finos.

Las proporciones satisfactorias de la mezcla dependen del balance de requerimientos en conflicto. El intervalo de variación de los principales parámetros está, en la práctica, sujeto a restricciones severas.

En la tabla 3.11 se presentan proporciones y propiedades de las mezclas más comunes. Se debe anotar, que la resistencia a la compresión para edades mayores a 90-180 días son las importantes, y no las resistencias a etapas más tempranas.

Tabla 3.11 Características del concreto para presas

Características	Mezcla de concreto	
	Zona central	Recubrimiento
Cemento (C) + CCP (F) (kg m ⁻³)	150-230	250-320
F/(C + F)(%)	20-35	0-25
Agua: (C+F) razón	0.50-0.70	0.45-0.65
Resistencia a la compresión a los 90 días, σ_c (MN m ⁻²)	18-30	25-40
$\frac{\text{Resistencia a la tensión}}{\text{Resistencia a la compresión}}$ (σ_t/σ_c)	0.10-0.15 0.07-0.10	
Peso específico, γ_c (kN m ⁻³)	23-25	
Módulo de elasticidad, E (GN m ⁻²)	30-45	
Razón de Poisson	0.15-0.22	
Contracción (% a 1 año)	0.02-0.05	
Coefficiente de expansión térmica ($\times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$)	9-12	

3.6.4 PRODUCCIÓN Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO

En grandes proyectos se requieren altas tasas de producción, una edificación centralizada cuidadosamente planeada para el manejo de los materiales y una planta para la producción del concreto. La utilización eficiente de la planta se dificulta por las variaciones inevitables en los requerimientos, causadas por la necesidad de programar los vaciados de concreto de acuerdo con las agendas óptimas de construcción de los monolitos.

El transporte del concreto puede hacerse por cable transportador aéreo y vertido en un sitio compacto. En áreas extensas se prefiere utilizar camiones, y cada vez es mayor el interés en el uso de sistemas de bandas transportadoras en proyectos grandes.

Normalmente, los bloques de concreto se forman en por lo menos dos capas y se compactan con espetonos vibradores. La eficiencia de costos y la efectividad en el proceso de compactación puede mejorarse en presas grandes con el uso de vibradores de inmersión montados sobre pequeños vehículos de orugas que se mueven sobre el concreto vertido.

La planeación de las operaciones en las cuales se utiliza el concreto es una tarea vital pero difícil. Detalles acerca de los métodos de planeación y producción, y las técnicas de colocación y compactación se encuentran en Thomas (1976) y Jansen (1988).

3.7 La presa de gravedad de concreto compactado con rodillo (CCR)

3.7.1 GENERALIDADES

La presa de gravedad de concreto comparte con las presas de relleno los atributos de un concepto simple y de adaptabilidad, pero los principios de construcción de concreto macizo permanecen, en esencia, como en la década de 1950. La inestabilidad de la masa de concreto debido a efectos térmicos impone limitaciones severas sobre el tamaño y tasa de vaciado del concreto, causando retrasos e interrupciones por la necesidad de proveer juntas de contracción y detalles de diseño similares. Las reducciones progresivas en el contenido de cemento y el remplazo parcial del cemento con CCP sólo han servido para disminuir el problema. La construcción de concreto macizo sigue siendo una operación semi-continua e intensiva en mano de obra con una productividad y eficiencia global bajas.

En algunas circunstancias, los méritos técnicos de las presas de gravedad y de relleno pueden balancearse, recayendo la selección sólo en el costo de construcción estimado. Las ventajas económicas favorecerán de forma casi invariable las presas de relleno, en particular si se construyen en enrocado compacto. En algunos casos, sin embargo, factores como la localización de un vertedero de capacidad suficiente, pueden indicar que la presa de gravedad de concreto es una mejor solución de diseño, siempre y cuando el costo diferencial esté dentro de límites aceptables. A pesar de los avances de la ingeniería de presas de relleno, existe un incentivo fuerte para desarrollar presas de gravedad de concreto más baratas.

El problema de optimizar la construcción de una presa de concreto puede abordarse de varias maneras. En ausencia de un progreso hacia un cemento ideal y un concreto de dimensiones estables, las líneas más promisorias pueden clasificarse, así:

1. revaluación de los criterios de diseño, en particular con respecto a aceptar esfuerzos de tensión modestos;
2. desarrollo de concretos mejorados mediante el uso de aditivos para aumentar la resistencia a la tensión y modificar la respuesta esfuerzo-deformación y/o el uso de cementos modificados con actividad térmica reducida;
3. desarrollo de técnicas de construcción continuas y rápidas basadas en el uso de concretos especiales.

El concepto de construcción utilizando CCR, desarrollado primero en 1970, se basa principalmente en el tercer enfoque. Diversas variantes de CCR se han desarrollado ofreciendo la perspectiva de construir grandes presas de gravedad mucho más rápido y más baratas.

3.7.2 ALTERNATIVAS EN CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO

Las investigaciones han dado como resultado tres enfoques principales para desarrollar CCR. En la primera, el CCR se concibe como un material de relleno de bajo costo, que ofrece la máxima economía posible, con la resistencia y durabilidad satisfactorias y conveniencia para técnicas de construcción continuas, es decir, compactación con rodillo. Un ejemplo de este caso es el concreto pobre, seco y compactado con rodillo, CPSCR (RDLC en inglés) (Moffat, 1973; Moffat y Price, 1978). El segundo enfoque, desarrollado en Japón, es más cercano a los concretos pobres convencionales que se usan en la zona central. Confusamente se identifica como presa de concreto compactada con rodillo o PCCR (RCD, en inglés) un concepto de CCR. Un tercer enfoque de CCR es el concepto de un material denso, con gran contenido de pasta, el cual es ejemplificado por un concreto con gran contenido de CCP (Dunstan, 1981). Variantes de CCR están sometidas a un desarrollo continuo, en particular en Estados Unidos, Japón, China y Sudáfrica.

Para el diseño de una presa de CCR se han desarrollado dos enfoques distintos: En el enfoque tradicional o de tecnología de concreto se emplean los tipos CCR, de alto contenido de pasta, y PCCR para construir los aspectos importantes en una presa de gravedad convencional. El enfoque 'geotécnico' más radical está basado en la optimización del perfil de diseño para la construcción de un CCR pobre, como un CPSCR. En este enfoque, el concreto se maneja como un relleno de tierra y se compacta, con o cerca de su contenido óptimo de humedad, en capas delgadas. La extensión lógica de este enfoque es utilizar los principios de diseño de presas de relleno para el desarrollo de un perfil óptimo. La presa que sigue este enfoque es, por tanto, optimizada para la construcción mediante el uso de un perfil de gravedad CCR relativamente permeable y una resistencia más baja junto con una membrana

de concreto aguas arriba de alta calidad y formada en sentido horizontal. Un perfil para una presa CPSCR construida bajo este principio se ilustra en la figura 3.22(a), mientras que en la figura 3.22(b) se muestra un perfil CCR con alto contenido de pasta.

El empleo de CPSCR y de algunos otros CCR permite un proceso de construcción intensivamente mecanizado: el concreto es despachado mediante una banda transportadora y manejado por equipos estándares de compactación y movimiento de tierra. Las juntas de construcción, si se consideran necesarias, pueden aserrarse en cada capa sucesiva después de colocar el concreto. La experiencia en el diseño de presas CCR, incluidos los procedimientos de construcción empleados, se han publicado en Hansen (1985), y una revisión de los desarrollos recientes en Estados Unidos está dado en Dolen (1988).

El enfoque CCR es más apropiado en valles anchos, dando libertad para una colocación continua sin obstáculo, es decir, de 'extremo a extremo'. Los ahorros en construcción para el CCR son máximos en presas con volúmenes altos, alcanzando reducciones de 30% en el tiempo de construcción y en el costo unitario. En su formato geotécnico de costo más bajo (es decir, CPSCR) el CCR es particularmente apropiado en los sitios más apartados donde importar cemento y/o CCP es difícil o costoso.

Las características de las principales variantes de CCR se comparan en la tabla 3.12 con las de concretos convencionales de zona central.

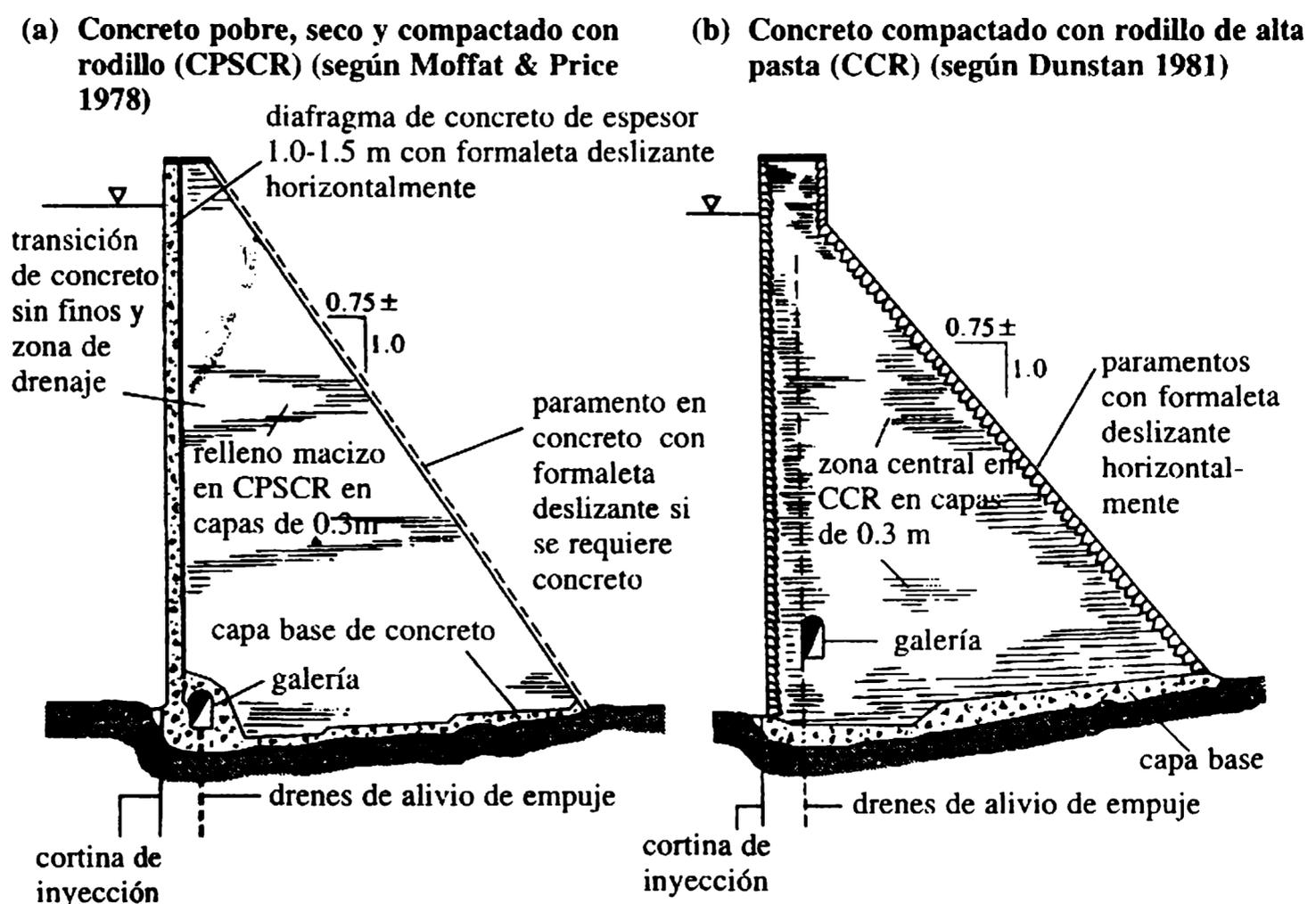


Figura 3.22 Perfiles de presas de gravedad de concreto compactado con rodillo (CCR).

Tabla 3.12 Características de los CCR para presas

<i>Características</i>	<i>TIPO CCR</i>			<i>Zona central convencional</i>
	<i>CCR pobre (CPSCR)</i>	<i>PCCR</i>	<i>CCR de alta pasta</i>	
Cemento (C) + CCP (F) (kg m ⁻³)	100-125	120-130	>150	150-230
F/(C+ F) (%)	0-30	20-35	70-80	20-35
Agua: (C+F) relación	1.0-1.1	0.8-0.9	0.5-0.6	0.5-0.7
Resistencia a la compresión a los 90 días σ_c (MN m ⁻²)	8-12	12-16	20-40	18-40
Peso específico, γ_c (kN m ⁻³)	←	23-25	→	22-25
Espesor de las capas (m)	0.3	(empuje) 0.7-1.0	0.3	(empuje) 1.5-2.5
Juntas de contracción	aserrada	aserrada	aserrada o con formaleta	con formaleta

3.7.3 DESARROLLOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO

Las presas de CCR se han desarrollado rápidamente luego de la construcción de las primeras al comienzo de la década de 1980; hasta 1993 más de 100 presas grandes habían sido acabadas. La mayoría de las presas de CCR han sido estructuras de gravedad, aunque esta técnica se ha extendido en los últimos tiempos a las presas de arco-gravedad y de arcos gruesos. A medida que la confianza en el CCR ha crecido se ha utilizado progresivamente en presas más grandes, siendo propuesto para la mayor parte de la presa de gravedad de Longtau, China, de 7.6×10^6 m⁶ de volumen y 217 m de altura. En varios casos recientes, la opción de presa de gravedad de CCR se ha seleccionado por encima de propuestas para construcción de presas de enrocado.

Las primeras presas de CCR tuvieron problemas asociados con infiltraciones y fugas relativamente altas debido al carácter permeable y a un nivel de agrietamiento controlado (Hollingworth y Geringer, 1992). Una relativa baja resistencia de este tipo de concreto a la adhesión entre capas también incitó alguna preocupación, en particular en el contexto de la fuerza sísmica. En consecuencia, la filosofía del diseño de una presa de CCR ha evolucionado, se ha puesto énfasis en la optimización del diseño y los detalles para la construcción en CCR, en lugar de utilizar dicho concreto para construir una presa de gravedad convencional. Esta tendencia ha llevado a la medida común de crear un elemento 'impermeable' o barrera aguas arriba, es decir mediante un revestimiento formado por deslizamiento [figura 3.22; de igual manera la presa de New Victoria, Australia (Ward y Mann, 1992)].

Una alternativa es el uso de PVC o una membrana sintética similar colocada contra o justamente aguas abajo de un paramento aguas arriba construido en concre-

to de alta calidad. En el caso de la presa de gravedad de 68 m de alto en Concepción, Honduras, una geomembrana de PVC de 3.2 mm respaldada por una capa de drenaje de geotextil de soporte fue puesta en el paramento aguas arriba del CCR (Giovagnoli, Schrader y Ercoli, 1992). La práctica reciente se ha dirigido hacia el control del agrietamiento mediante juntas transversales aserradas o por el corte regular de una serie de ranuras para que actúen como inductores de grietas.

Los ahorros considerables en los costos asociados a la construcción con CCR dependen del equipo y la optimización de la mezcla del CCR y, por tanto, de la continuidad de la operación de colocación del concreto, lo cual a su vez, requiere que detalles del diseño (galerías, tuberías internas, etc.) que interfieran con el vaciado continuo extremo a extremo sin obstrucción del CCR deban mantenerse al mínimo y simplificarse. Experimentos de galerías excavadas posteriormente por zanjeo y por hincamiento de una cabeza en el relleno de CCR instalado en Riou, Francia, tuvieron mucho éxito (Goubet y Guérinet, 1992).

Las tasas verticales de elevación de la presa de 2.0-2.5 m semana⁻¹ se pueden obtener para el CPSCR y el CCR con alto contenido de pasta, y mayores que los 1.0-1.5 m semana⁻¹ de la construcción en PCCR. Por ejemplo, la presa de Concepción, Honduras, mencionada anteriormente fue erigida en siete meses. Una mezcla CCR pobre (contenido de cemento 80-95 kg m⁻³) se empleó para el relleno de 290×10^3 m³ de CCR, y un equipo de mezcla continua se utilizó junto con un sistema de banda transportadora a gran velocidad. Al final se obtuvieron tasas de instalación hasta de 4.000 m³ día⁻¹ (Giovagnoli, Schrader y Ercoli, 1992).

El empleo de relleno de CCR también se ha extendido en las mejoras de presas existentes, como al instalar un espaldón aguas abajo cuando la estabilidad sea deficiente (sección 3.2.9). Asimismo, se ha aplicado el CCR a obras remediales generales y para elevar o reconstruir presas más antiguas. Los beneficios de la construcción de CCR se han aprovechado además en circunstancias especiales, en la construcción de presas más pequeñas, por ejemplo Holbeam Wood y New Mills en el Reino Unido (Iffla, Millmore y Dunstan, 1992).

El Boletín 75 de ICOLD (ICOLD, 1989) proporciona una revisión completa del uso de CCR en la construcción de presas. Desarrollos recientes en Estados Unidos se analizan en Hansen (1994). Las opciones de diseño en la construcción del paramento aguas arriba se revisan con algún detalle en Schrader (1993).

Ejemplo 3.1

Nótese que el peso específico del agua, γ_w , se toma como 10 kN m⁻³ para todos los ejemplos resueltos.

El perfil de una presa de gravedad de concreto se muestra en la figura 3.23. La idoneidad estructural de la presa se debe revisar con respecto a las obras remediales planeadas.

Criterios de diseño. Combinación de carga normal (CCN): carga del agua [hasta el nivel de diseño de inundación (NDI)] + peso propio + empuje + sedimentos. Empuje: no hay medidas previstas en diseño original. Sedimentos: ángulo de fricción, $\phi_s = 30^\circ$; peso específico sumergido: $\gamma'_s = 15$ kN m⁻³.

Características del concreto: muestras del núcleo. Peso específico, $\gamma_c = 24 \text{ kN m}^{-3}$; resistencia al corte unitario, $c = 600 \text{ kN m}^{-2}$; ángulo de resistencia al corte, $\phi_c = 35^\circ$.

1. Analizar la estabilidad del perfil con respecto al plano X–X para la CFN, usando el factor de fricción de corte, F_{SF} , para estabilidad al deslizamiento.
2. Determinar los esfuerzos normales verticales y los esfuerzos principales mayores en ambos paramentos.

Soluciones

Se aplican los empujes totales, ya que los drenes no operan. La carga de sedimento, $K_s = (1 - \text{sen } \phi_s)/(1 + \text{sen } \phi_s) = 0.33$.

El perfil se subdivide en los elementos A y B, identificados en la figura 3.23, por conveniencia.

1. Tabla de carga-momento (todos los momentos se toman con respecto al pie de presa):

Carga	Brazo de momento (m)		Vertical (kN)		Horizontal (kN)	Momentos (kN m)	
	←	↑	–↑	+↓		↺	↻
Agua	–	6.66	–	–	2000	13 300	–
Empuje	8.00	–	1200	–	–	9 600	–
Sedimento	–	2.00	–	–	90	180	–
Peso propio	A	10.50	–	–	–	–	16 632
	B	6.00	–	–	–	–	11 664
		Σ	1200	3528	2090	23 110	28 296

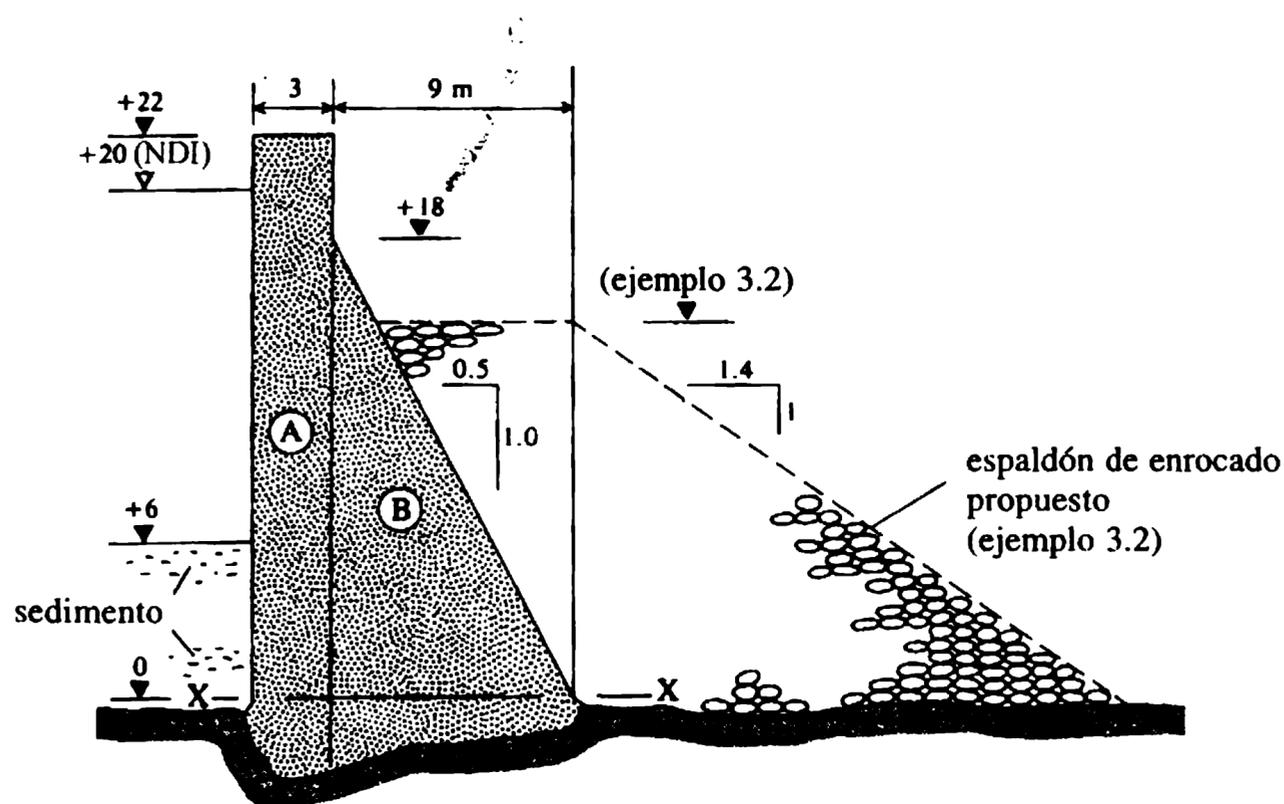


Figura 3.23 Ejemplos 3.1 y 3.2.

Ecuación (3.19):

$$F_0 = \frac{\overset{\curvearrowright}{\Sigma M^+}}{\underset{\curvearrowleft}{\Sigma M^-}} = \frac{28\,296}{23\,110} = 1.22 \text{ (bajo, marginal)}$$

Ecuación (3.25):

$$F_{SF} = \frac{cT + \Sigma V \tan \phi_c}{\Sigma H} = \frac{600 \times 12 + 2328 \times 0.70}{2090} = 4.22 \text{ (aceptable)}$$

2. Tabla 2 carga-momento (momentos* con respecto al centroide de X-X):

Elemento de carga	Brazo de momento (m)		Momentos*	
	←	↑	⊖*	⊕*
Agua	-	6.66	13 300	-
Sedimento	-	2.00	180	-
Peso propio	A	4.50	-	7128
	B	0	-	0
		Σ	13 510	7128

$$e = \frac{\Sigma M^*}{\Sigma V} = \frac{-6382}{3528} = -1.81 \text{ m}$$

es decir, e cae aguas abajo del centroide. De ahí, en la ecuación (3.33),

$$\sigma_z = \frac{3528}{12} \left(1 \pm \frac{6 \times 1.81}{12} \right)$$

que da [(ecuación (3.33b)] $\sigma_{zu} = 0.03 \text{ MN m}^{-2}$ y [ecuación (3.33c)] $\sigma_{zd} = 0.56 \text{ MN m}^{-2}$ (ver sección 3.2.5 con respecto a este valor muy bajo σ_{zu}). Los esfuerzos principales mayores [ecuaciones (3.37a) y (3.37c)] son:

$$\sigma_{1u} = 0.03 \text{ MN m}^{-2}$$

y

$$\sigma_{1d} = 0.56(1 + 0.25) = 0.70 \text{ MN m}^{-2}.$$

Ejemplo 3.2

El factor de estabilidad al vuelco de la presa en el ejemplo resuelto 3.1 se debe revisar para $F_0 = 1.6$ a fin de mejorar la distribución de esfuerzos y evitar agrietamientos. La cimentación es incapaz de tomar cargas de anclaje de preesforzado, y se añadirá el espaldón de soporte aguas abajo de enrocado compacto como se sugiere en la figura 3.23. Determinar la altura requerida del espaldón de enrocado.

Enrocado compactado. El peso específico $\gamma_r = 19 \text{ kN m}^{-3}$; coeficiente, K_0 (estimado) = 0.60.

Solución

$$F_0 = 1.60 = \frac{\overset{\curvearrowright}{\Sigma M^+}}{\underset{\curvearrowleft}{\Sigma M^-}} \quad (\text{ecuación 3.19})$$

De ahí que, $\overset{\curvearrowright}{\Sigma M^+}$ requerida del espaldón = $(1.6 \times 23\,110) - 28\,296 = 8680 \text{ kN m}^{-1}$.
Por tanto,

$$\frac{K_0 \gamma_r h^2}{2} \frac{h}{3} + \frac{\gamma_r h}{2} \frac{(0.5h)^2}{3} = 8680$$

y

$$0.141h^3 = 8680/19$$

lo que arroja $h = 14.8 \text{ m}$, es decir 15 m.

Ejemplo 3.3

El perfil del monolito principal de una presa de contrafuerte se ilustra en la figura 3.24.

La estabilidad de la presa se revisará con respecto a los criterios de diseño actualizados.

Combinación de carga normal (CFN). La carga del agua [a nivel de diseño de inundación (NDI)] + peso propio + empuje (sin drenes de alivio de presiones).

Estabilidad estática. Al vuelco, $F_0 > 1.5$; deslizamiento (factor de fricción de corte), $F_{SF} > 2.4$.

Características del concreto: muestras de núcleo. Peso específico, $\gamma_c = 23 \text{ kN m}^{-3}$; resistencia al corte unitario, $c = 500 \text{ kN m}^{-2}$; ángulo de resistencia al corte (fricción interna), $\phi_c = 35^\circ$.

1. Analizar la estabilidad estática de la unidad de contrafuerte con respecto al plano X-X bajo la CFN y respecto a los criterios definidos para F_0 y F_{SF} .
2. Hay preocupación con respecto a la estabilidad bajo posibles cargas sísmicas. El criterio de estabilidad dinámica se especifica como $F_0 = 2.0$; $F_{SF} = 3.2$, y se conseguirá mediante preesforzado como se muestra. Determinar la carga de preesforzado que se requiere en cada tendón inclinado.

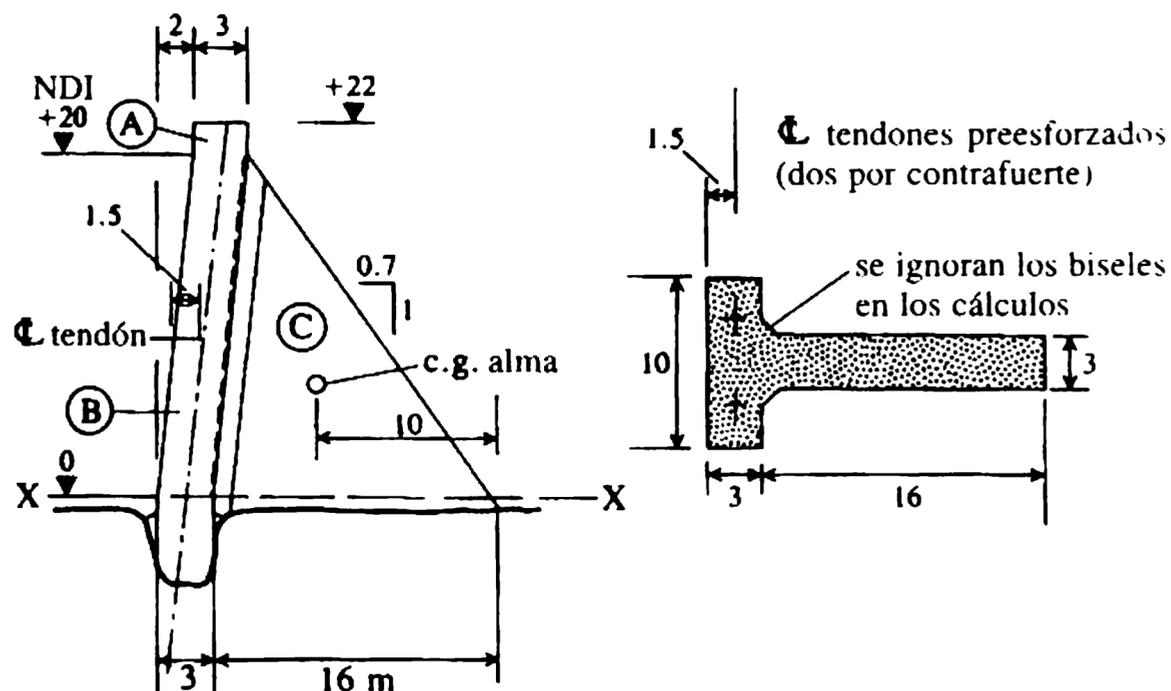


Figura 3.24 Ejemplo 3.3.

Soluciones

1. Todos los cálculos relacionados con la estabilidad se refieren al monolito como una unidad completa. Se considera que el empuje actúa solamente bajo la cabeza del contrafuerte, y el perfil se subdivide en elementos A, B y C, identificados en la figura 3.24, por conveniencia. La tabla de carga-momento (todos los momentos se toman con respecto al pie) es la siguiente:

Elemento de carga	Brazo del momento (m)		Vertical (kN)		Horizontal (kN)	Momentos (kN m)	
	←	↑	-↑	+↓	⇒	⤵	⤴
Agua:							
horizontal		6.66	-	-	20 000	133 330	-
vertical	18.33	-	-	2 000	-	-	36 660
Empuje	18.00	-	3000	-	-	54 000	-
Peso propio	A	15.50	-	-	1 380	-	21 390
	B	16.50	-	-	13 800	-	227 700
	C	10.00	-	-	11 040	-	110 400
		Σ	3000	28 220	20 000	187 330	396 150

Ecuación (3.19):

$$F_0 = \frac{\sum M^+}{\sum M^-} = \frac{396\,150}{187\,330} = 2.11 \text{ (satisfactorio)}$$

Ecuación (3.25):

$$F_{SF} = \frac{cA_h + \Sigma V \tan \phi_c}{\Sigma H} = \frac{500 \times 78 + 25\,220 \times 0.70}{20\,000} = 2.83 \text{ (satisfactorio)}$$

2. Criterios sísmicos, $F_{SF} = 2.83$ no es satisfactorio (< 3.2); preesfuerzos carga/contrafuerte = P_{ps} ; inclinación con la vertical, $\tan \phi_u = 0.10$; $\phi_u = 5.7^\circ$. A partir de la ecuación (3.41):

$$\begin{aligned} F_{SF} = 3.20 &= \frac{cA_h + (\Sigma V + P_{ps} \cos \phi_u) \tan \phi}{\Sigma H - P_{ps} \sin \phi_u} \\ &= \frac{500 \times 78 + (25\,220 + P_{ps} \times 0.99) \times 0.70}{20\,000 - P_{ps} \times 0.10} \end{aligned}$$

se obtiene $P_{ps} = 7230$ kN por contrafuerte = 3615 kN por tendón.

Ejemplo 3.4

Una presa de arco cilíndrico de radio constante con un paramento vertical aguas arriba se construye en un valle simétrico. El perfil del valle idealizado consiste en un trapecio con base de 50 m de ancho y lados a 45° . La base está a 100 m PED, la cresta del vertedero a 140 m PED. El nivel de diseño de inundación (NDI) estará 1.0 m por encima de la cresta del vertedero, que tiene un espesor estructural de 1.5 m. El esfuerzo de arco horizontal máximo permitido, suponiendo que sea uniforme a través del espesor del arco, es 2.5 MN m^{-2} .

1. Seleccionar una planta de geometría apropiada y determinar el esfuerzo del arco a nivel de la cresta en las condiciones de NDI.
2. Determinar un perfil para la presa utilizando la teoría del anillo delgado y, suponiendo que se aplican las fuerzas de NDI, calcular el espesor requerido a intervalos verticales de 10 m.
3. Confirmar los esfuerzos en los paramentos aguas arriba y aguas abajo en la sección media, utilizando la teoría del anillo elástico grueso, y estimar los esfuerzos en los estribos.

Soluciones

1. Seleccionar un ángulo central subtendido, $2\theta = 90^\circ$ (rango 70° - 110°). De ahí que $R_u = 65/[\sin(90^\circ - \theta)] = 92$ m. Según la ecuación (3.46):

$$\sigma_h = \frac{p_w R_u}{T_r} = \frac{10 \times 1 \times 92}{1.5} = 0.61 \text{ MN m}^{-2}.$$

2. Utilizar la ecuación (3.46), y tomar $\sigma_h \cong 2.5 \text{ MN m}^{-2}$,

Nivel (m PED)	T (m)
140	1.50 (dado)
130	4.05
120	7.73
110	11.41
100	15.09

3. Al nivel de 120, a partir de las ecuaciones (3.44) y (3.45), con $R_u=92 \text{ m}$, $R_D=92-7.73=84.27 \text{ m}$ y

$$p_w = \frac{10 \times 21}{10^3} = 0.21 \text{ MN m}^{-2},$$

lo que da [ecuación (3.44)]

$$\begin{aligned} \sigma_{hu} &= \left[0.21(92)^2 + \frac{(92)^2 \times (84.27)^2}{88.13} \right] / [(92)^2 - (84.27)^2] \\ &= 0.21 \frac{(15\ 565)}{1363} = 2.40 \text{ MN m}^{-2} \end{aligned}$$

y [ecuación (3.45)]

$$\sigma_{hd} = \frac{0.42 \times (92)^2}{(7.73)(92+84.27)} = 2.61 \text{ MN m}^{-2}$$

(nótese la variación en los esfuerzos a través del anillo del arco). Para corregir el máximo esfuerzo en los estribos, $R_u/T = 11.4$, y de ahí K_r (figura 3.17) = 1.9, lo que da $\sigma_{hd, \text{máx}}$ en el estribo = $2.61 \times 1.9 = 4.96 \text{ MN m}^{-2}$.

- Referencias**
- ACI (1970) *Mass Concrete for Dams and Other Massive Structures*, American Concrete Institute, New York.
- Boggs, H.L. (1975) *Guide for Preliminary Design of Arch Dams*, Engineering Monograph No. 36, USBR, Denver.
- Boggs, H.L., Jansen R.B. and Tarbox, G.S. (1988) Arch dam design and analysis, in *Advanced Dam Engineering* (ed. R.B. Jansen), Van Nostrand Reinhold, New York.
- Bruce, D.A. and George, C.R.F. (1982) Rock grouting at Wimbleball Dam. *Géotechnique*, **32** (4), 323-48.
- Butler, J.E. (1981) The influence of pore pressure upon concrete. *Magazine of Concrete Research*, **33** (114), 3-17.

- Case, J. and Chilver, A.H. (1971) *Strength of Materials and Structures*, 2nd edn, Edward Arnold, London.
- Charles, J.A., Abbiss, C.P., Gosschalk, E.M. and Hinks, J.L. (1991) *An Engineering Guide to Seismic Risk to Dams in the United Kingdom*, BRE Report C1/SFB 187 (H16), Building Research Establishment, Garston.
- Chopra, A.K. (1988) Earthquake response analysis of concrete dams, in *Advanced Dam Engineering* (ed. R.B. Jansen), Van Nostrand Reinhold, New York.
- Clough, R.W. and Zienkiewicz, O.C. (1978) *Finite Element Methods of Analysis and Design of Dams*, Bulletin 30, ICOLD, Paris.
- Corns, C.F., Schrader, E.K. and Tarbox, G.S. (1988) Gravity dam design and analysis, in *Advanced Dam Engineering* (ed. R.B. Jansen), Van Nostrand Reinhold, New York.
- Dolen, T.P. (1988) Materials and mixture proportioning concepts for roller compacted concrete dams, in *Advanced Dam Engineering* (ed. R.B. Jansen), Van Nostrand Reinhold, New York.
- Dunstan, M.R.H. (1981) *Rolled Concrete for Dams – A Laboratory Study of the Properties of High Flyash Content Concrete*, Technical Note 105, Construction Industry Research and Information Association, London.
- Featherstone, R.E. and Nalluri, C. (1995) *Civil Engineering Hydraulics*, 3rd edn, Blackwell Scientific, Oxford.
- Giovagnoli, M., Schrader, E.K. and Ercoli, F. (1992) Concepcion dam: a practical solution to RCC problems. *Water Power & Dam Construction*, **44** (2), 48-51.
- Goubet, A. and Guérinet, M. (1992) Experience with the construction of the Riou dam. *Water Power & Dam Construction*, **44** (2), 14-18.
- Hansen, K.D. (ed.) (1985) Roller compacted concrete, in Proceedings of ASCE Symposium, Denver, CO, ASCE, New York.
- Hansen, K.D. (1994) Built in the USA-RCC dams of the 1990's. *Water Power & Dam Construction*, **46** (4), 24-32.
- Hinks, J.L., Burton, I.W., Peacock, A.R. and Gosschalk, E.M. (1990) Post-tensioning Mullardoch dam in Scotland. *Water Power & Dam Construction*, **42** (11), 12-15.
- Hollingworth, F. and Geringer, J.J. (1992) Cracking and leakage in RCC dams. *Water Power & Dam Construction*, **44** (2), 34-6.
- ICOLD (1989) *Roller Compacted Concrete for Gravity Dams – State of the Art*, Bulletin 75, International Commission on Large Dams, Paris.
- Iffla, J.A., Millmore, J.P. and Dunstan, M.R.H. (1992) The use of RCC for small flood alleviation dams in the UK. *Water Power & Dam Construction*, **44** (2), 40-4.
- Jansen, R.B. (1988) Conventional concrete for dams, in *Advanced Dam Engineering* (ed. R.B. Jansen), Van Nostrand Reinhold, New York.
- Kennard, M.F., Owens, C.L. and Reader, R.A. (1996) *Engineering Guide to the Safety of Concrete and Masonry Dam Structures in the UK*, Construction Industry Research and Information Association Report 148, London.
- Leliavsky, S. (1958) *Uplift in Gravity Dams*, Constable, London.
- Link, H. (1969) The sliding stability of dams. *Water Power*, **21** (5), 172-9.
- MacDonald, A., Kerr, J.W. and Coats, D.J. (1994) Remedial works to upper Glendevon dam, Scotland, in *Transactions of the 18th International Congress on Large Dams*, Durban, ICOLD, Paris, Q68, R69.
- Moffat, A.I.B. (1973) A study of dry lean concrete applied to the construction of gravity dams, in *Transactions of the 11th International Congress on Large Dams*, Madrid, ICOLD, Paris, Q43, R21.

- Moffat, A.I.B. (1976) *A Review of Pore Pressure and Internal Uplift in Massive Concrete Dams*, Technical Note 63, CIRIA, London.
- Moffat, A.I.B. (1984) *Uplift: The problem and its significance*, Supplementary Paper, BNCOLD Conference, Cardiff, BNCOLD, London.
- Moffat, A.I.B. and Price, A.C. (1978) The rolled dry lean concrete gravity dam. *Water Power & Dam Construction*, **30** (7), 35-42.
- Neville, A.M. and Brooks, J.J. (1987) *Concrete Technology*, Longman, Harlow.
- Nicholson, G.A. (1983) *Design of Gravity Dams on Rock Foundations: Stability Assessment by Limit Equilibrium and Selection of Shear Strength Parameters*, Technical Report GL-83-13, US Army Waterways Experiment Station, Vicksburg.
- O'Neill, A.L. (1988) Seismotectonic investigations, in *Advanced Dam Engineering* (ed. R.B. Jansen), Van Nostrand Reinhold, New York.
- Schrader, E.K. (1993) Design and facing options for RCC on various foundations. *Water Power & Dam Construction*, **45** (2), 33-8.
- Swanson, A.A. and Sharma, R.P. (1979) Effects of the 1971 San Francisco earthquake on Pacoima arch dam, in *Transactions of the 13th International Congress on Large Dams*, New Delhi, ICOLD, Paris, Q51, R3.
- Thomas, H.H. (1976) *The Engineering of Large Dams*, 2 vols, Wiley, Chichester.
- USACE (1981) *Sliding Stability for Concrete Structures*, Technical Letter 1110-2-256, US Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, MISS.
- USBR (1976) *Design of Gravity Dams*, US Government Printing Office, Denver, CO.
- USBR (1977) *Design of Arch Dams*, US Government Printing Office, Denver, CO.
- USBR (1987) *Design of Small Dams*, 3rd edn, US Government Printing Office, Denver, CO.
- USCOLD (1985) *Current United States Practice for Numerical Analysis of Dams*, Report of USCOLD Committee, USCOLD, New York.
- Ward, R.J. and Mann, G.B. (1992) Design and construction aspects of New Victoria dam. *Water Power & Dam Construction*, **44** (2), 24-9.
- Westergaard, H.M. (1993) Water pressure on dams during earthquakes. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, **119**, 126.
- Zienkiewicz, O.C. (1963) Stress analysis of hydraulic structures including pore pressure effects. *Water Power*, **15** (3), 104-8.
- Zienkiewicz, O.C. (1977) *The Finite Element Method*, McGraw-Hill, London.

Obras de desagüe en presas 4

Por lo general, las obras de desagüe de presas consisten en vertederos y desagües de fondo (cabezas altas). Los vertederos son básicamente estructuras de una presa que garantizan el paso seguro de las crecientes desde el embalse al tramo del río aguas abajo. El diseño del vertedero depende principalmente de la crecida de diseño, el tipo y la localización de la presa, y el tamaño y operación del embalse. El diseño de obras de desagüe de fondo dependen, en esencia, del propósito del embalse y de la afluencia y depósito de los sedimentos en el embalse.

Los vertederos pueden clasificarse de varias maneras: de acuerdo con su función como vertedero de servicio (principal), de emergencia y auxiliar; de acuerdo con el modo de control como libre (incontrolado) o de compuerta (controlado); según el criterio hidráulico, es decir, el tipo, de caída libre, de canal lateral, rápida, de pozo, de sifón y túnel. En los párrafos siguientes se utilizará este último tipo de clasificación.

Los principales factores, exceptuando los económicos, que rigen la escogencia de un vertedero para un determinado proyecto son la confiabilidad y precisión en la predicción de las crecientes, la duración y cantidad del vertido, la sismicidad del sitio del proyecto, la topografía y geología, y el tipo de presa.

En el caso de los vertederos de compuertas, éstas pueden operarse de forma manual, por control remoto o automáticamente dependiendo del nivel del agua en el embalse. Se requieren regulaciones de control estricto para la operación no automática a fin de prevenir una crecida artificial mayor aguas abajo y/o no perder agua valiosa del embalse. Cuando se controla el derrame del embalse mediante las compuertas del vertedero antes o durante la crecida, se tienen que desarrollar métodos confiables de pronósticos de crecientes. Las compuertas pierden capacidad para disminuir el nivel del embalse a medida que la altura de la presa aumenta, a menos que sean sumergidas, por ejemplo, en vertederos de túnel. Si las condiciones locales (por ejemplo, actividad sísmica, falta de confianza en las habilidades de mantenimiento y operación, o dificultades de acceso) producen dudas acerca de qué tanto se puede depender de las compuertas, sería mejor optar por un vertedero sin compuertas. Sin importar qué tan confiable pueda ser la operación de las compuertas, a menudo se estipula que el vertedero debe ser adecuado para prevenir el desbordamiento de la presa si una o más de las compuertas fallan al abrir.

Aunque en este capítulo se hace énfasis en la hidráulica de los desagües, también se tratan algunos aspectos más generales, como la selección de la crecida de dise-

4.1 Introducción

ño, el tránsito de esta última, el borde libre y la sedimentación del embalse. A lo largo de éste y los próximos dos capítulos aparecerán los términos cavitación, aireación y disipación de energía; aunque estos dos últimos pueden estudiarse con relación a diseños específicos y tipos de vertederos, la cavitación y su prevención requieren un análisis más general antes de tratar diseños de obras de desagüe particulares.

Los disipadores de energía, las compuertas y las válvulas son la materia de los próximos dos capítulos, mientras que los modelos a escala de obras de desagüe se estudian en el capítulo 15.

4.2 Creciente de diseño

La selección del hidrograma de la creciente de diseño (afluente del embalse), es una de las tareas más importantes en el diseño de presas; depende de la localización y el tipo de presa y el procedimiento para su determinación está supeditado a la disponibilidad de registros pasados. Sólo los principios básicos para su estimación se esbozan aquí. Las recomendaciones del Institution of Civil Engineers (Instituto de Ingenieros Civiles) del Reino Unido para los estándares de inundaciones de embalses por categorías y localización de presas (ICE, 1978) se resumen en la tabla 4.1.

Dichas recomendaciones son la culminación de varias etapas previas de desarrollo de procedimientos de crecientes de diseño, empezando con la creciente máxima observada y siguiendo con métodos empíricos que contienen curvas envolventes de diseño para eventos de creciente máxima observada (ICE 1933, y las ecuaciones de Myer-Jarvis o Binnie y Lapworth que dan un caudal de creciente específico, $q = Q/A$, como función del área de la cuenca A). En la tabla 4.1, CMP (PMF en inglés) se refiere a la creciente máxima probable, derivada de la precipitación máxima probable (PMP) o por un procedimiento de hidrograma unitario (Chow, 1964; Gray, 1970; Linsley, Kohler y Paulhus, 1975; NERC, 1975; Shaw, 1994; Wilson, 1983).

También la CMP puede determinarse de forma aproximada como un múltiplo de la creciente para cierto período de retorno [por ejemplo, 150 años, $Q_{150}(\text{m}^3 \text{s}^{-1})$] que, a su vez, está dada por una ecuación que correlaciona la creciente con el área de la cuenca [$A(\text{km}^2)$], el índice de permeabilidad de la cuenca (P), la frecuencia de las corrientes (número de uniones en un mapa a escala 1:25 000 dividido por el área de la cuenca, F), la lluvia neta de un día con cierto periodo de retorno [por ejemplo, 5 años, $R(\text{mm})$] y una constante regional (a). El The Flood Studies Report (reporte de estudios de crecientes) (NERC, 1975; Sutcliffe, 1978) proporciona la siguiente ecuación:

$$Q_{150} = aA^{0.87} F^{0.31} P^{1.23} R^{1.17} (\text{m}^3 \text{s}^{-1}). \quad (4.1)$$

La CMP es entonces cerca de 5 veces el valor de Q_{150} (tabla 4.1).

La definición de CMP implica que no es un valor fijo, y su determinación (además de su localización) depende de la confiabilidad de la información, el avance del conocimiento técnico, y la precisión del análisis; entonces puede —y debería— revisarse con periodicidad [ver también Reed y Field (1992)]. Su probabilidad no puede determinarse, ya que representa eventos tan raros que no existen datos obser-

Tabla 4.1 Creciente y oleajes estándares para embalses por categoría de presas (ICE, 1978)

Categoría	Condición inicial del embalse	Afluente de diseño de la presa			Velocidad del viento concurrente y sobrebordes mínimos por oleaje
		Estándar general	Estándares mínimos si se toleran desbordamientos inusuales	Estándar alternativo si se garantiza un estudio económico	
(a) Embalses donde una ruptura pondría en peligro vidas en una comunidad.	Vertimiento del afluente diario promedio de largo plazo.	Creciente máxima probable (CMP)	0.5 CMP o creciento de 10 000 años (tomar el mayor).	No es aplicable.	Invierno: viento máximo horario una vez en 10 años. Verano: viento máximo horario anual promedio.
(b) Embalses donde una ruptura:	Lleno (no vertimientos).	0.5 CMP o creciento de 10 000 años (tomar el mayor).	0.3 CMP o creciento de 1000 años (tomar el mayor).	Creciente con probabilidad que minimiza costos de daños y vertedero; las afluencias no serán menores que los estándares mínimos pero pueden exceder los estándares generales.	Sobreborde por oleaje no menor de 0.6 m.
(i) no pondrá en peligro vidas en una comunidad.					
(ii) generará un daño excesivo.					
(c) Embalses donde una ruptura implicará riesgo mínimo a seres vivos y causará daño limitado.	Lleno (no vertimientos).	0.3 CMP o creciento de 1000 años (tomar el mayor).	0.2 CMP o creciento de 150 años (tomar el mayor).		Viento máximo horario anual promedio; sobreborde por oleaje no menor de 0.4 m.
(d) Casos especiales donde no se vaticina pérdida de vidas como resultado de una ruptura y se causará daño muy limitado debido a inundación adicional.	Vertimientos del afluente diario promedio de largo plazo.	0.2 CMP o creciento de 150 años.	No es aplicable.	No es aplicable.	Viento máximo horario anual promedio. Sobreborde por oleaje no menor de 0.3 m.

Cuando el procedimiento de control del embalse lo requiera y las capacidades de caudal lo permitan, se pueden adoptar operaciones a/o por debajo de los niveles especificados definidos para el año, siempre y cuando se especifiquen en los certificados o reportes de la presa. Cuando una proporción de la CMP se especifica, es necesario calcular el hidrograma de la CMP y multiplicar todas las ordenadas por 0.5, 0.3 ó 0.2, como se indica.

vados disponibles para establecerla y, por tanto, sólo puede tratarse en forma determinista. [Para estimar las probabilidades de crecientes extremas, *ver también el National Research Council, 1988 (Consejo Nacional de Investigación)*].

En el caso de presas de categorías b y c (tabla 4.1) se permite un estudio alternativo de optimización económica en donde la creciente escogida minimiza (con bases probabilísticas) la suma de los costos del vertedero y de los daños. Sin embargo, la afluencia de la creciente seleccionada al embalse, no puede ser menor que un mínimo especificado.

En algunos casos, en la categoría de presas d (tabla 4.1) puede utilizarse también un análisis costo-beneficio y una evaluación económica como medida complementaria.

Para pequeñas presas de relleno diseñadas para una vida útil de L (años) (como ataguías de desviación de ríos durante la construcción de presas), el riesgo r de exceder la creciente de diseño para un periodo de retorno T (años) puede calcularse como $r = 1 - (1 - 1/T)^L$.

Al comparar las recomendaciones del Reino Unido con las utilizadas en otros países europeos, Law (1992) concluye que en el Reino Unido pueden ser muy exigentes, pero que para poder flexibilizar esas recomendaciones se requiere tener más certeza en torno a la precisión de la estimación de las crecientes y es poco probable que los intereses de la comunidad y la responsabilidad del panel de ingenieros sean arriesgados en un clima variable. Cassidy (1994), además de la investigación básica de los procesos hidrológicos, que reducirían incertidumbres inherentes, recomienda también efectuar encuestas de las actitudes sociales sobre riesgos aceptables y un análisis económico a fin de tomar en cuenta la capacidad del propietario de la presa para pagar daños que resulten de la falla, así como también la reconstrucción de la presa.

Un estudio completo sobre los métodos corrientes para la selección de la creciente de diseño también puede encontrarse en ICOLD (1992).

4.3 Tránsito de crecientes

Para determinar el caudal de diseño del vertedero se debe convertir el hidrograma del afluente de la creciente de diseño en el efluente mediante un tránsito de crecientes que, a su vez, es una función del tipo, tamaño y operación del vertedero y del área del embalse. Es, por tanto, un procedimiento usual de diseño iterativo en donde el efluente de la presa, que determina el tamaño (y tipo) del vertedero, depende del afluente y del tipo y tamaño del vertedero.

El tránsito de crecientes en un embalse (que es un caso especial del tránsito de crecientes en canales abiertos – sección 8.6) puede efectuarse utilizando cualquiera de los métodos establecidos (iteración, Puls, Goodrich, valor del efluente inicial) dependiendo del tamaño del embalse, el intervalo del tiempo escogido Δt y la precisión requerida.

Todos los métodos se basan en la ecuación de continuidad, en la forma:

$$I - O = dV/dt \quad (4.2)$$

donde I es el afluente, O el efluente y V el almacenamiento en el embalse. Utilizando diferencias finitas, la ecuación (4.2) puede describirse como:

$$I - \bar{O} = \Delta V / \Delta t \quad (4.3a)$$

o

$$\frac{V_2 - V_1}{\Delta t} = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \quad (4.3b)$$

En la ecuación (4.3a), O se refiere al efluente del vertedero. Si están presentes otros efluentes regulados O_R (efluentes de fondo, para irrigación, generación hidroeléctrica, etc.) deben incluirse como \bar{O}_R .

La solución de la ecuación (4.3), que contiene dos incógnitas, V_2 y O_2 (Δt se escoge), es posible sólo si se tiene en cuenta que, en el tránsito del embalse, existe una relación única entre el nivel del agua y el almacenamiento (consecuencia de suponer un nivel de agua horizontal en el embalse) y entre el nivel del agua y el efluente; por consiguiente, existe una relación única entre el efluente O y el volumen de almacenamiento V .

Denominando h la cabeza por encima de la cresta del vertedero y A el área del embalse a un nivel h ,

$$A = f_1(h) \quad (4.4)$$

$$V = f_2(h) \quad (4.5a)$$

o

$$\Delta V = A \Delta h \quad (4.5b)$$

$$O = f_3(h) \quad (4.6)$$

$$O = f_4(V) \quad (4.7)$$

Las ecuaciones simultáneas (4.3a) y (4.7) producen la solución mediante un procedimiento numérico, gráfico o semigráfico. Por ejemplo, al rescribir la ecuación (4.3b) como:

$$\frac{2V_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \frac{2V_1}{\Delta t} - O_1 \quad (4.8)$$

se tienen en el lado derecho de la ecuación sólo cantidades conocidas, lo que permite establecer $O = f(t)$ a partir de la relación $O(2V/\Delta t + O)$, que puede deducirse de la ecuación (4.7) para un Δt seleccionado (ejemplo 4.1).

La ecuación (4.7) es válida para un vertedero con flujo libre sin compuertas (para un nivel de agua en el embalse por encima de la cresta). En el caso, en que el flujo sea controlado por una o más compuertas, sólo se aplicará para una posición de la(s) compuerta(s). Un conjunto de relaciones similares es, en consecuencia, necesario para cada posición sucesiva de la(s) compuerta(s), lo que hace el tránsito de las crecientes en un vertedero con compuertas mucho más complejo que en un vertedero libre (sin compuertas). Por tanto, a menudo se supone que, en una creciente ma-

yor, las compuertas se han elevado y el embalse vaciado hasta el nivel de la cresta antes de la creciente, y el tránsito, entonces, se efectúa de la manera convencional aplicable en un vertedero con flujo libre.

En el diseño se debe estimar primero, el efluente máximo del embalse (para un hidrograma de afluente dado) y luego escoger el tamaño y tipo del vertedero, y verificar el planteamiento supuesto haciendo transitar el afluente por el vertedero seleccionado. En este procedimiento se supone que la cresta y el nivel máximo permisible del agua se fijan por otras consideraciones (uso del embalse, inundaciones aguas arriba, altura más económica de la presa, etc.). En el tránsito de las crecientes se presume que el nivel inicial de embalse es tan alto como se puede esperar al comienzo de una creciente mayor (usualmente al nivel de la cresta del vertedero).

En general, los vertederos angostos con compuertas requieren presas más altas y pueden, por consiguiente, ser muy efectivos en el tránsito de crecientes. Los vertederos anchos y libres o con compuertas economizan la altura de la presa, pero usualmente no son muy efectivos en regular inundaciones. Entonces el tipo de vertedero influye sobre los beneficios que se obtienen en el control de inundaciones. El tamaño requerido del vertedero –y de ahí su costo– disminuye con el incremento de la altura de la presa, lo que a su vez incrementa el costo de la misma; si se combinan los dos costos (presa y vertedero) es posible establecer el nivel de la cresta para un costo total mínimo aunque lo usual es determinarlo a partir de otras consideraciones como la operación del embalse.

4.4 Borde libre

El borde libre es la distancia vertical entre la parte superior de la presa y el nivel máximo del embalse correspondiente al suministro pleno; la parte superior de la presa es el nivel impermeable más alto de la estructura, pudiendo así ser la corona de un parapeto impermeable. El borde libre tiene varios componentes:

1. la elevación en el nivel del embalse debido al tránsito de la creciente (realce por creciente; sección 4.3);
2. los efectos de ondulaciones periódicas;
3. la fijación de la superficie del agua por el viento;
4. la acción del oleaje;
5. el ascenso de las olas sobre la presa.

Los últimos cuatro componentes se consideran a menudo como el borde libre característico o borde libre por oleaje. Algunas veces (en vertederos con compuertas) se introduce un componente adicional para salvaguardar el mal funcionamiento de las compuertas. Se puede requerir otro componente para considerar los efectos de derrumbes sobre el embalse (Müller y Huber, 1992). En presas de relleno, el borde libre total debe contemplar también medidas para la sedimentación de la presa y las cimentaciones (capítulo 2). Por consiguiente, la determinación del borde libre involucra el criterio de ingeniería, análisis estadísticos y la consideración del daño que resultaría del rebosamiento de una presa.

Las **ondulaciones periódicas** del embalse por lo general se ignoran, en particular en embalses de tamaño medio, y su efecto se incluye en un margen de seguridad que se añade a otros componentes del borde libre. Thomas (1976) menciona ondulaciones periódicas hasta de 0.5 m de altura en algunas presas grandes.

La **fijación por el viento**, s (m), resulta del corte inducido por el viento continuo (o ráfagas regulares con una dirección). Su valor dependerá de la profundidad del embalse d_r (m), la línea de agua del viento, F (km) (línea de agua* = distancia libre con la que el viento puede actuar sobre el embalse), el ángulo del viento a la línea de agua, α , y la velocidad del viento U (km h^{-1}) medida a una altura de 10 m. La ecuación de Zuider Zee puede utilizarse como guía:

$$s = U^2 F \cos \alpha / k d_r \quad (4.9)$$

donde k es una constante – alrededor de unos 62 000.

Para producir este valor, el viento debe soplar durante cierto tiempo; para líneas de agua más cortas y velocidades de viento más altas el tiempo es más corto. Valores usuales son de 1 h para línea de agua de 3 km, 3 h para $F=20$ km, 8 h para $F=80$ km y $U=40$ km h^{-1} , ó 4 h para $U=80$ km h^{-1} . También debe tenerse en cuenta que la velocidad del viento 10 m por encima de la superficie en un embalse nuevo será más alta que la registrada en la topografía original. La relación entre la velocidad del viento sobre el agua y la velocidad sobre la tierra es próxima a 1.1-1.3 para líneas de agua efectivas de 1-12 km.

Las disposiciones para la altura y el ascenso de las olas generadas por el viento son los componentes más importantes del borde libre. El **ascenso** de las olas en el paramento aguas arriba de una presa, es decir la altura vertical máxima que se obtiene debido al avance de una onda en el paramento con respecto al nivel constante del agua sin acción del viento, depende principalmente de la altura de la onda, la profundidad al frente de la presa, la geometría y el material del paramento aguas arriba de la presa, y las condiciones de aproximación en el embalse.

Como base para el cálculo de la **altura de la onda**, H (m) (cresta a garganta), la ecuación (Stevenson) (Davis y Sorensen, 1969) puede utilizarse:

$$H = 0.34F^{1/2} + 0.76 - 0.26F^{1/4} \quad (4.10)$$

(para valores grandes de la línea de agua ($F > 20$ km) los dos últimos términos pueden ignorarse).

Una modificación de la ecuación (4.10) para tener en cuenta la velocidad del viento:

$$H = 0.032 (UF)^{1/2} + 0.76 - 0.24(F)^{1/4} \quad (4.11)$$

En caso de un embalse de tamaño medio y en etapas preliminares de diseño en embalses grandes, el borde libre debido a la onda, f_w , se toma en general como $0.75H + c^2/2g$, donde c es la velocidad de propagación del agua (m s^{-1}) que, a su vez, se puede aproximar por $c = 1.5 + 2H$; entonces:

* N. de R.T.: El término *fetch* no tiene traducción directa al español. No obstante, la expresión "línea de agua del viento" lo describe bien.

$$f_w = 0.75H + (1.5 + 2H)^2 / 2g. \quad (4.12)$$

Para un tratamiento más detallado de este tema, ver por ejemplo, Saville, Clendon y Cochran (1962), Falvey (1974) o el US Corps of Engineers (Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos) (1962) (la última columna de la tabla 4.1 también debe tenerse en cuenta). La ecuación (4.12) supone que la altura de la cresta de la onda por encima del nivel del embalse está alrededor de $0.75H$.

A partir del concepto de altura significativa de la onda, H_s (la altura media del tercio más alto de un tren de ondas; una determinación de H_s se da en el capítulo 14), ICE (1978) recomienda el uso de una altura de onda de diseño, H_d , múltiplo de H_s que abarca desde $0.75 H_s$ para presas de concreto hasta $1.3 H_s$ para presas de tierra con cresta empradizada y pendiente aguas abajo. H_s puede determinarse fácilmente de acuerdo con la figura 4.1 en función de la velocidad del viento (m s^{-1}) y la línea de agua (km). El ascenso de la onda para un paramento vertical común en agua profunda es igual a H_d , pero se pueden obtener valores por encima de $2 H_d$ para una pendiente suave de 1 a 2 (ICE, 1978).

La probabilidad de que un viento extremo coincida con el nivel máximo de creciente en un embalse es de ordinario mínima y, por tanto, puede considerarse innecesario sobreponer todas las condiciones extremas, para determinar el borde libre, en particular, en el caso de presas de concreto. De igual forma, es asunto del ingeniero juzgar el daño posible producido por el paso del agua sobre la presa y el costo de un borde libre grande para un ascenso de la onda, el cual determinará, en definitiva, el valor del borde libre que se adopte. Por lo general, se acepta que vegetación bien seleccionada para empradizar un terraplén pueda soportar velocidades hasta de 2 m s^{-1} en períodos prolongados y hasta de 5 m s^{-1} para períodos breves (menos de 2 h); canales revestidos con vegetación se comportan sustancialmente mejor (CI-RIA, 1987).

4.5 Sedimentación en embalses

La valoración de la viabilidad económica, las consideraciones sobre seguridad y las culturales, así como la estimación del impacto ambiental y social deben ser parte integral de cualquier proyecto de grandes presas; dicha estimación tiene muchas facetas; una de las más importantes es el cálculo del depósito de sedimentos en el embalse y su 'vida'. (Otros aspectos se analizan a continuación; efectos de las presas sobre el agotamiento del oxígeno disuelto o supersaturación en el tramo aguas abajo se describen en la sección 9.1). Una guía extensa de sedimentación en lagos y embalses ha sido publicada por la Unesco (Bruk, 1985) y por la ICOLD (1989).

La escorrentía de sedimento en muchos ríos se incrementa de continuo principalmente como resultado de la influencia humana. La concentración de sedimentos en los ríos fluctúa mucho y es función del suministro de sedimentos y el caudal (secciones 8.2.3 y 8.4.5). En algunos ríos puede ser en extremo alta, con hiperconcentraciones sobre 200 g l^{-1} . En la cuenca del Río Amarillo se han registrado flujos de lodo que contienen hasta 1600 g l^{-1} (Bruk, 1985), mientras que concentraciones de 5000 mg l^{-1} (ppm) ciertamente no son inusuales en muchos ríos de Asia, y en algunos otros ríos (las concentraciones expresadas en mg l^{-1} o ppm son efectiva-

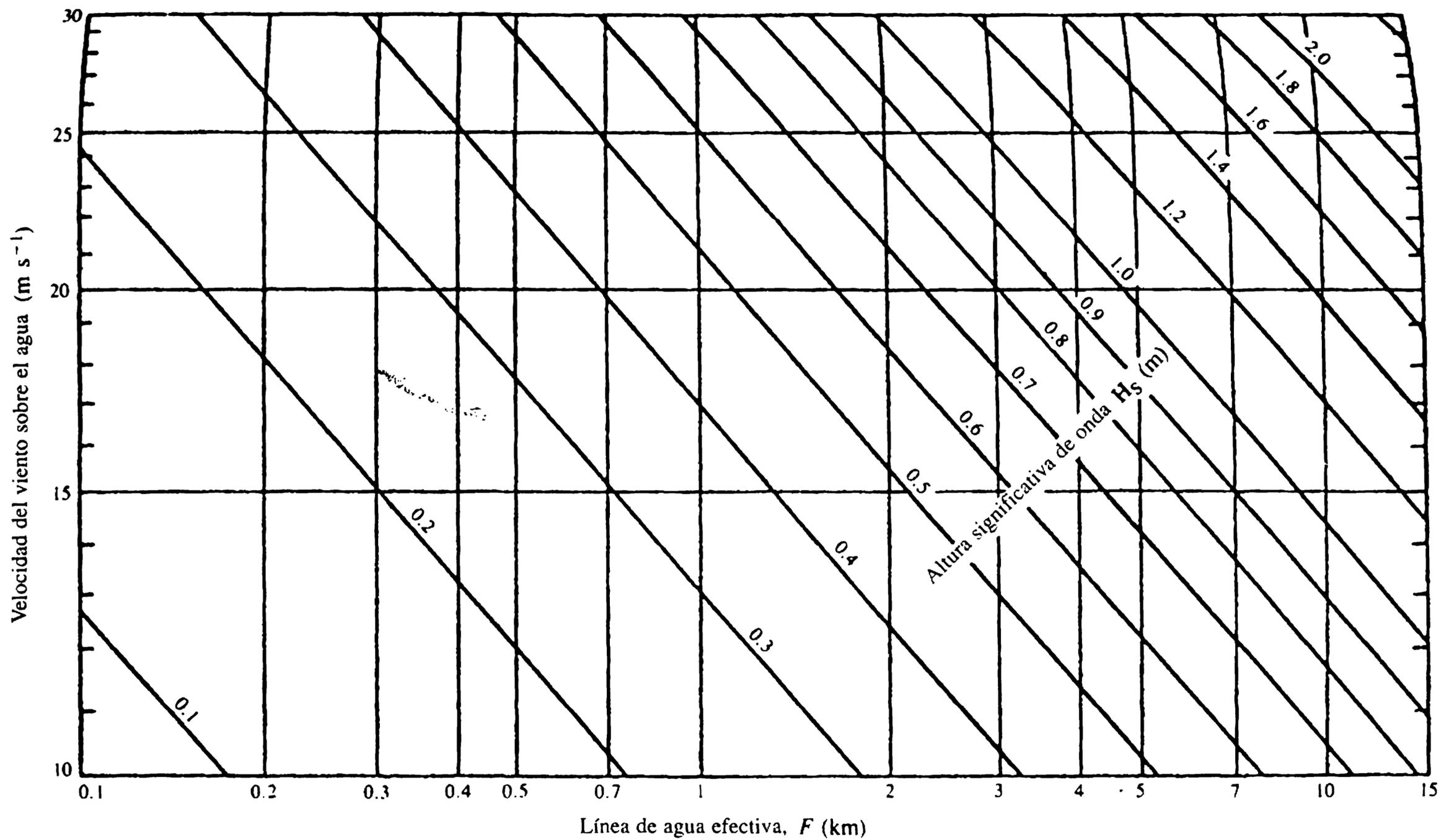


Figura 4.1 Relación entre la línea de agua efectiva, la velocidad del viento y la altura significativa de la onda (ICE, 1978).

mente equivalentes hasta cerca de 7000 mg l^{-1} ; aquí 'concentración' es la relación entre la masa de sedimento seco y la masa total en suspensión). En muchos embalses indios las pérdidas anuales en el almacenamiento debido a la sedimentación están entre 0.5% y 1%. En Tarbela, en el Indús en Pakistán, la pérdida ha estado alrededor de 1.5% por año durante los 14 años desde su culminación.

La pérdida en el almacenamiento es sólo uno de los efectos nocivos de la sedimentación en embalses; otros son el incremento de los niveles de inundación aguas arriba del embalse, el retroceso del lecho del río y de los niveles de agua aguas abajo de la presa, la eliminación de los nutrientes conducidos por los sedimentos finos, el efecto de la sedimentación en la calidad del agua del embalse, etc. En la actualidad, muchos embalses tienen una esperanza de vida de sólo 100 años. Una vida útil de menos de 200 años debe, ciertamente, ser un asunto de preocupación, y se tiene que considerar si los drásticos efectos ambientales pesan menos que las ventajas económicas obtenidas durante una vida efectiva de relativa brevedad.

La densidad relativa del sedimento depositado varía mucho a medida que ocurre la consolidación a través de los años y puede alcanzar valores hasta de 2.0 (por lo general está entre 1.2-1.6).

El cálculo detallado de la magnitud de sedimento que se deposita en un embalse requiere no sólo del conocimiento de la cantidad y la composición del sedimento entrante, sino también de la operación del embalse y secciones transversales a lo largo de él.

La razón entre la carga de sedimento, W , que está en suspensión en el final de un tramo de longitud L , profundidad del flujo y , y velocidad V con respecto a la carga inicial W_0 puede expresarse como:

$$W/W_0 = e^{-KL/yV} \quad (4.13)$$

donde K es una constante que es función de la velocidad de caída de la partícula de sedimento w_s (sección 8.3). El tratamiento más profundo de la ecuación (4.13), que se lleva a cabo de mejor manera mediante modelación matemática, está más allá del alcance de este texto.

Para estudios preliminares, el uso de curvas de eficiencia de trampa es suficiente. La versión utilizada con más frecuencia es la gráfica construida por Brune (1953), que presenta el porcentaje del sedimento atrapado en función de la razón entre la capacidad del embalse (m^3) y el afluente anual (m^3) (figura 4.2). La gráfica debe utilizarse en intervalos de tiempo (1-10 años según la precisión que se requiera), ya que al finalizar cada período el volumen del embalse disminuirá en la cantidad sedimentada, de modo que se reducirá la eficiencia de la trampa en el siguiente período.

Se debe apreciar que la curva en la figura 4.2, cuando se aplica al embalse como un todo, no tiene en cuenta la forma del embalse (relaciones ancho-profundidad y ancho-longitud) ni la granulometría del sedimento transportado; estos parámetros pueden incluirse sólo en modelaciones matemáticas más complejas (Reeve, 1992).

Un concepto útil para comparar diferentes proyectos, en lo que respecta al depósito del sedimento en los embalses, es la llamada vida media de un embalse, es decir el tiempo que se requiere en perder la mitad de su volumen de almacenamiento (ejemplo 4.2).

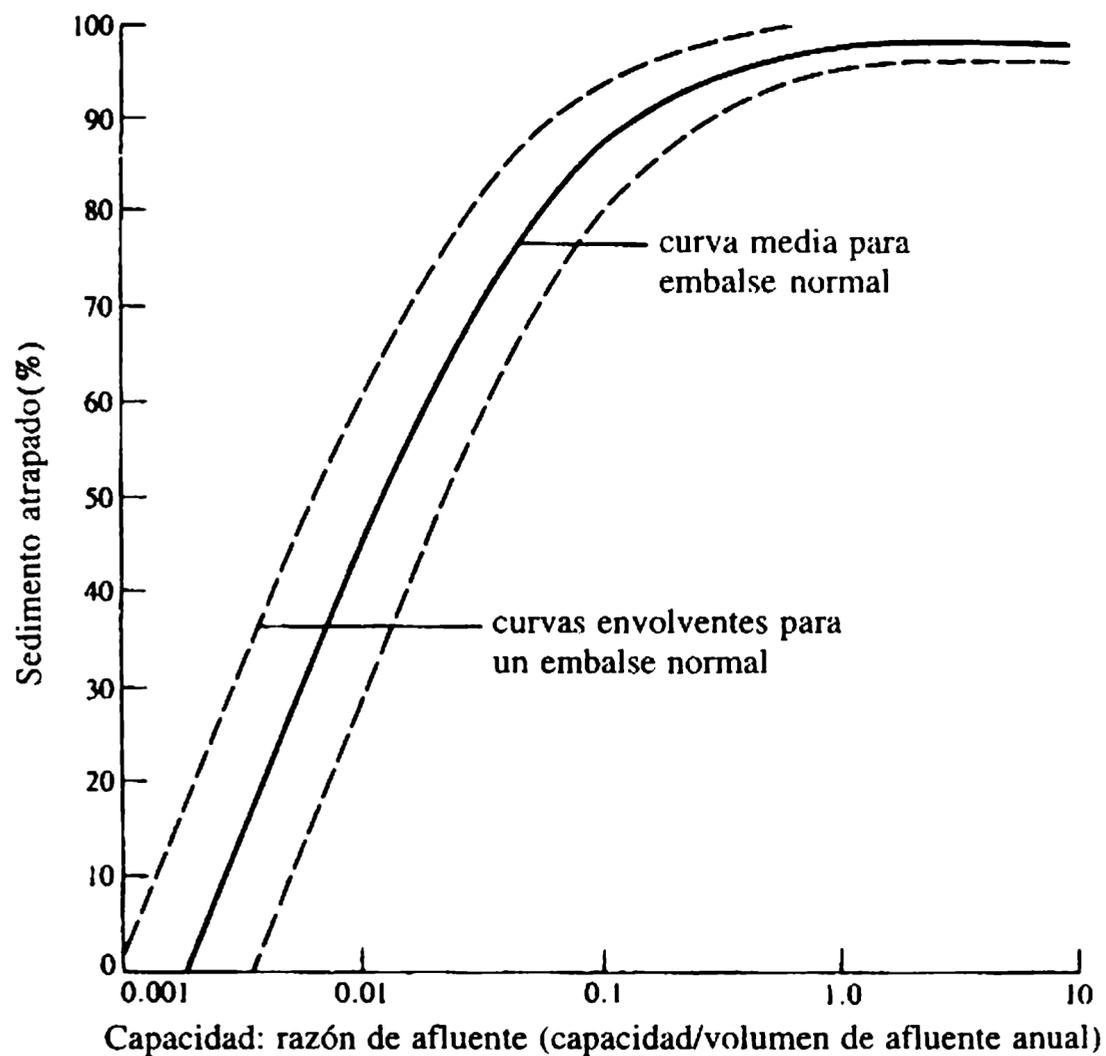


Figura 4.2 Eficiencia de trampa en embalses (Brune, 1953). La capacidad y el volumen del afluente anual deben estar en las mismas unidades de medida. La curva envolvente superior se debe utilizar cuando el sedimento de entrada esté altamente floculado o grueso. La curva envolvente inferior se usará cuando el sedimento de entrada sea coloidal o fino.

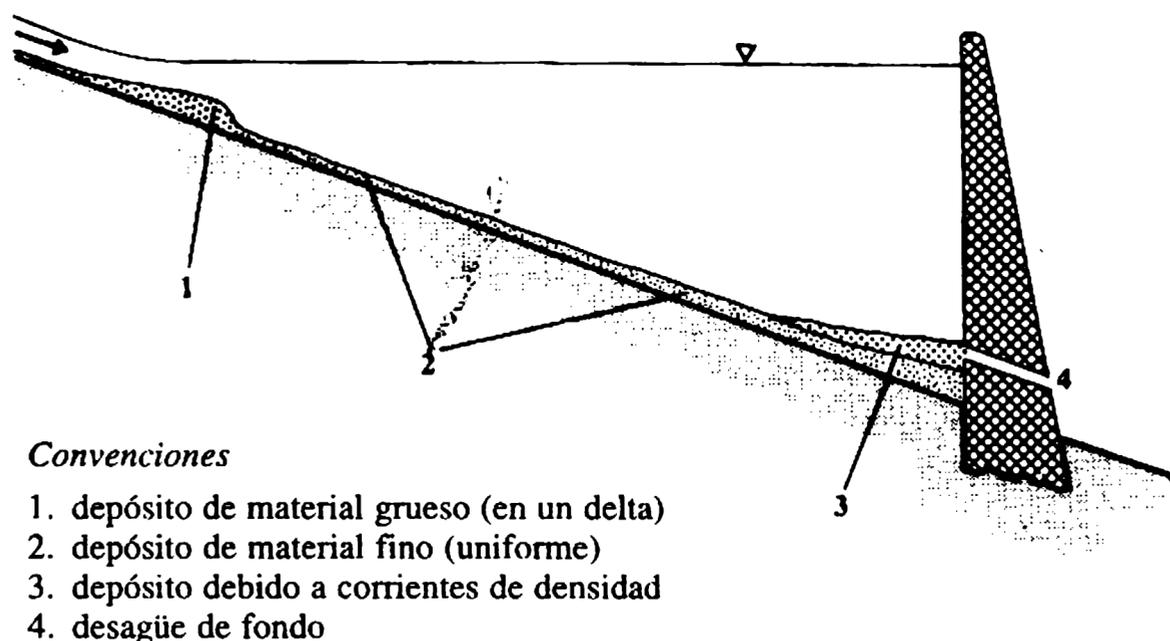


Figura 4.3 Etapas de depósito en un embalse.

Los resultados que se obtienen de la aplicación de la curva de eficiencia de trampa deben tomarse con precaución, ya que difieren bastante de los resultados de modelaciones matemáticas más detalladas que, en general, dan resultados menos favorables.

Las diferentes etapas de depósito en un embalse se muestran en forma esquemática en la figura 4.3.

La capacidad del embalse puede preservarse (a) minimizando la entrada de sedimentos, (b) maximizando el paso del sedimento, o (c) recuperando el almacenamiento.

La minimización de la entrada del sedimento es de lejos la medida más efectiva y puede lograrse, por selección óptima, la localización del embalse, al prevenirse la erosión de la cuenca por métodos de conservación de suelos (reforestación, construcción de terrazas, recubrimiento vegetal, etc.), al atraparse el sedimento con trampas o con pantallas de vegetación en los tributarios aguas arriba del embalse, o al desviarse los flujos cargados fuertemente de sedimentos durante las crecientes, mediante una estructura de desviación, desde aguas arriba hasta aguas abajo de la presa.

La maximización del paso del sedimento requiere regular el flujo durante las crecientes y/o el lavado durante un desembalse. En ciertas condiciones, el afluente cargado de sedimentos no se mezcla con el agua del embalse sino que se mueve a lo largo del lecho antiguo del río como una corriente de densidad hacia la presa, donde puede extraerse mediante desagües localizados y operados de manera adecuada. En principio, el desarrollo de las corrientes de densidad requiere una diferencia significativa entre la densidad del afluente y el agua en el embalse, un embalse con gran profundidad y condiciones morfológicas favorables (un lecho de río antiguo, profundo y recto).

La recuperación del almacenamiento puede lograrse lavando el sedimento depositado, técnica que es efectiva sólo cuando se combina con un desembalse sustancial, mediante sifonamiento o dragado, en este último caso ya sea con métodos convencionales, en particular puede usarse una draga de succión con una rueda de cangilones, o técnicas especiales (bombas neumáticas o de chorro).

4.6 Cavitación

La cavitación ocurre cuando la presión en el flujo del agua cae hasta el valor de la presión del vapor de agua saturada, p_v (a la temperatura prevaleciente); se forman cavidades llenas de vapor y en parte de gases expulsados del agua como resultado de la presión baja. Cuando el flujo transporta estas 'burbujas' a regiones con presiones más altas, el vapor se condensa rápido y las burbujas implotan, de repente las cavidades se llenan del agua que las rodea. Este proceso no sólo es ruidoso, con ruptura del patrón de flujo, sino que además –más importante– si la cavidad implota contra una superficie, el impacto violento de las partículas de agua que actúan en una sucesión rápida a presiones muy altas (del orden de 1000 atm), de mantenerse sobre un período de tiempo, causará un daño sustancial a la superficie (concreto o acero), que puede conducir a la falla completa de la estructura. Entonces, la corrosión por cavitación (formación de cárcavas) y la vibración que a menudo la acompaña es un fenómeno que debe tenerse en cuenta en el diseño de estructuras hidráulicas, además de prevenirse cuando sea posible (Knapp, Daily y Hammit, 1970; Galperin *et al.*, 1977; Arndt, 1981).

Presiones bajas –muy por debajo de la presión atmosférica– ocurrirán en los puntos de separación del agua que fluye a lo largo de fronteras fijas, en particular si la

velocidad de flujo es alta. Por tanto, hay dos factores, la presión p y la velocidad u , que influyen en el inicio de la cavitación. Se combinan con la densidad ρ en el número de cavitación, σ , el cual tiene la forma del número de Euler:

$$\sigma = 2(p - p_v) / \rho u^2. \quad (4.14)$$

La cavitación ocurre si el número de cavitación cae por debajo de un valor crítico σ_c que es una función de la geometría y puede variar ampliamente. Como ejemplo, en la figura 4.4 se muestra el número de cavitación incipiente en escalones con pendientes y protuberancias triangulares, determinados a partir de los datos de Wang y Chou (Cassidy y Elder, 1984).

De acuerdo con Ball y Johnson (Cassidy y Elder, 1984), un escalón de 3 mm perpendicular al flujo causará cavitaciones a velocidades tan bajas del orden de 11 m s^{-1} ; para una caída del flujo igualmente alta, la velocidad crítica es cercana a 32 m s^{-1} . En el diseño de vertederos, en verdad se debe tener cuidado con problemas de cavitación en velocidades que exceden los 35 m s^{-1} , aun si la superficie del vertedero es 'lisa' y bien construida. (Elder reporta valores de rugosidad absoluta de cerca de 1 mm

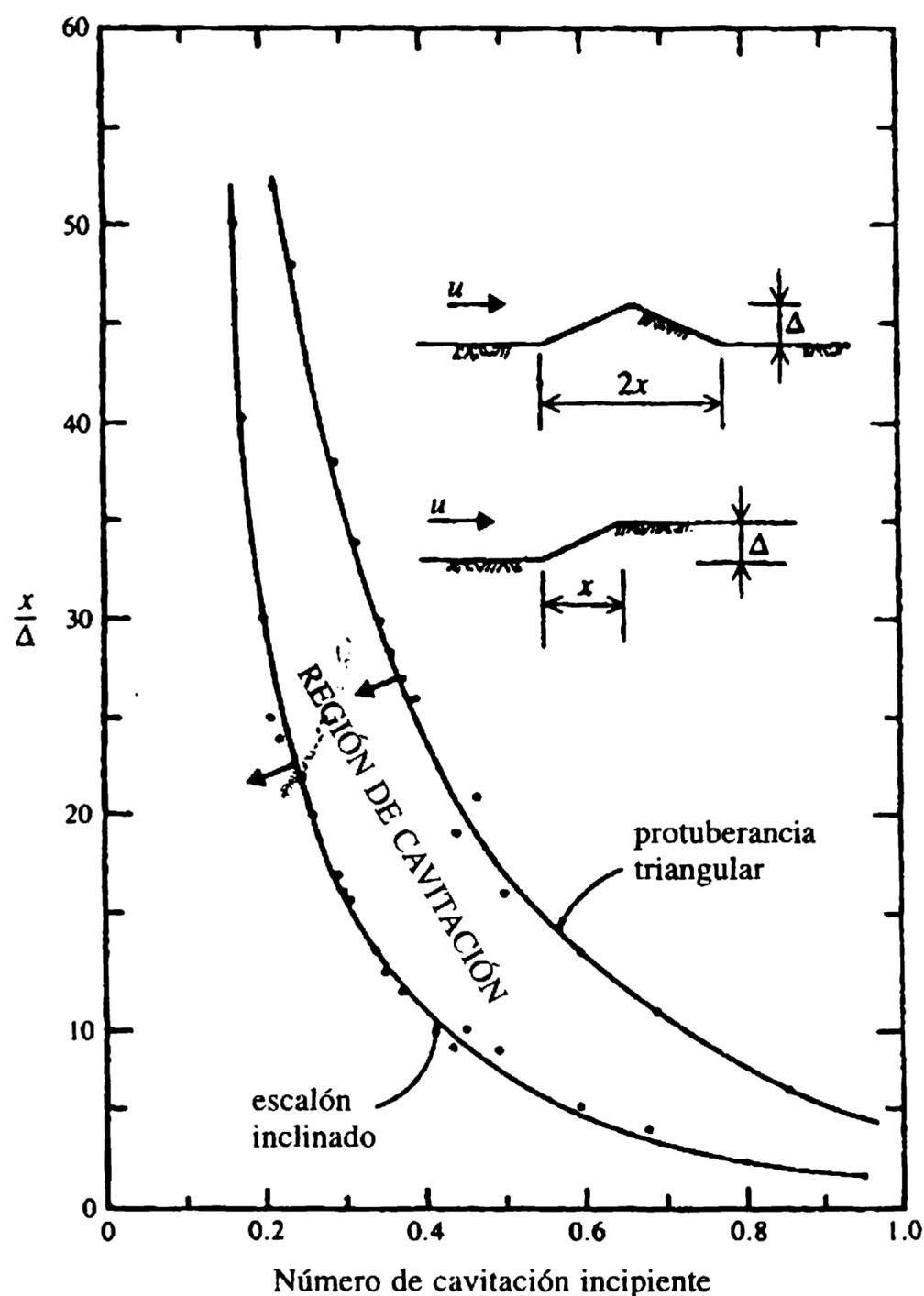


Figura 4.4 Número de cavitación incipiente para protuberancias inclinadas (Cassidy y Elder, 1984).

para el túnel Appalachia de 5.5 m de diámetro, que es con probabilidad la superficie de concreto más lisa que se puede obtener sin palustrear en la superficie acabada).

A veces se considera un valor de σ_c de cerca de 0.25 cuando se estima la velocidad crítica en superficies de concreto 'lisas'. Otra posibilidad es expresar σ_c en función del factor de fricción de Darcy-Weisbach λ de la superficie [por ejemplo, $\sigma_c = 64\lambda$ (Ellis, 1989)].

El valor de p_v en la ecuación (4.14) es una función de la presión atmosférica y la temperatura ($p_{vT} \approx 10 \text{ m H}_2\text{O} = p_0$ para 100°C ; $p_v = 6.5 \text{ m}$ para 90°C y 0.5 m para 30°C). Aunque por lo general se supone que el inicio de la cavitación ocurre cuando $p = p_v$ (≈ 0 para temperaturas normales del agua, es decir 10 m por debajo de $p_0/\rho g$), la presencia de gas disuelto y/o partículas en suspensión puede provocar cavitación a presiones más altas; siendo así aconsejable evitar presiones por debajo de 7 m en vacío (3 m absoluto) en el diseño de ingeniería hidráulica. Debe enfatizarse, sin embargo, que en flujos turbulentos la presión media puede estar muy por encima del límite de peligro pero puede aún ocurrir cavitación debido a la fluctuación de las presiones instantáneas que caen por debajo de este límite. Para estimar el daño de cavitación es necesario analizar la presión turbulenta de las fluctuaciones, por ejemplo bajo el resalto hidráulico en un tanque de amortiguación (capítulo 5).

Para medir el peligro de cavitación en una situación particular, es necesario efectuar mediciones en modelos (capítulo 15) o en el prototipo o hacer que el diseño se ciña a los principios bien establecidos. Si existe un peligro claro de cavitación en una estructura particular entonces debe cambiarse ya sea el diseño o el modo de operación o debe aplicarse alguna otra salvaguarda. La más frecuente de éstas es la de introducir aire en los sitios en peligro, es decir aireación artificial, que previene la ocurrencia de presiones en extremo bajas. El uso de morteros epóxicos especiales puede también retrasar de forma sustancial el inicio de la cavitación y sus daños sobre superficies de concreto y es una medida útil en casos donde la cavitación no es frecuente o prolongada.

4.7 Vertederos

4.7.1 VERTEDEROS DE CAÍDA LIBRE

La forma básica de un vertedero de caída libre (ogee) se deduce de la envolvente inferior de la napa total que fluye sobre un vertedero rectangular de cresta delgada vertical con una velocidad de aproximación $V_0 \approx 0$ y un espacio aireado en su totalidad por debajo de la napa ($p = p_0$), como se muestra en la figura 4.5 (por ejemplo, Creager, Justin y Hinds, 1945; US Bureau of Reclamation, 1987).

Para un vertedero de cresta delgada de ancho b , altura h y coeficiente de descarga C'_d , la ecuación de descarga es:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g}^{1/2} b C'_d \left[\left(h + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{\alpha V_0^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \quad (4.15)$$

que, para $V_0 \approx 0$, se reduce a:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g}^{1/2} b C'_d h^{3/2}. \quad (4.16)$$

C'_d es cercano a 0.62 (sección 8.4).

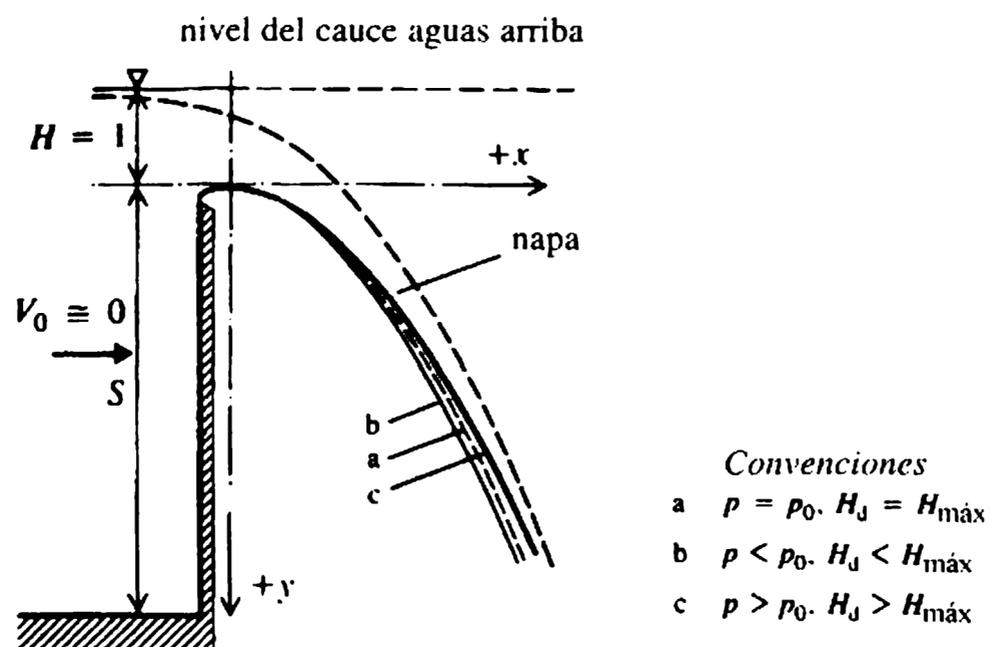


Figura 4.5 Deducción de la forma del vertedero libre.

Scimemi (1937) expresó la forma de la napa en coordenadas x y y , con origen localizado en el punto más alto, para un valor unitario de H (figura 4.6) como:

$$y = Kx^n \quad (4.17)$$

con $K = 0.5$ y $n = 1.85$.

Puesto que las napa para otros valores de H tienen forma similar, la ecuación (4.17) puede describirse como:

$$y/H = K(x/H)^n \quad (4.18a)$$

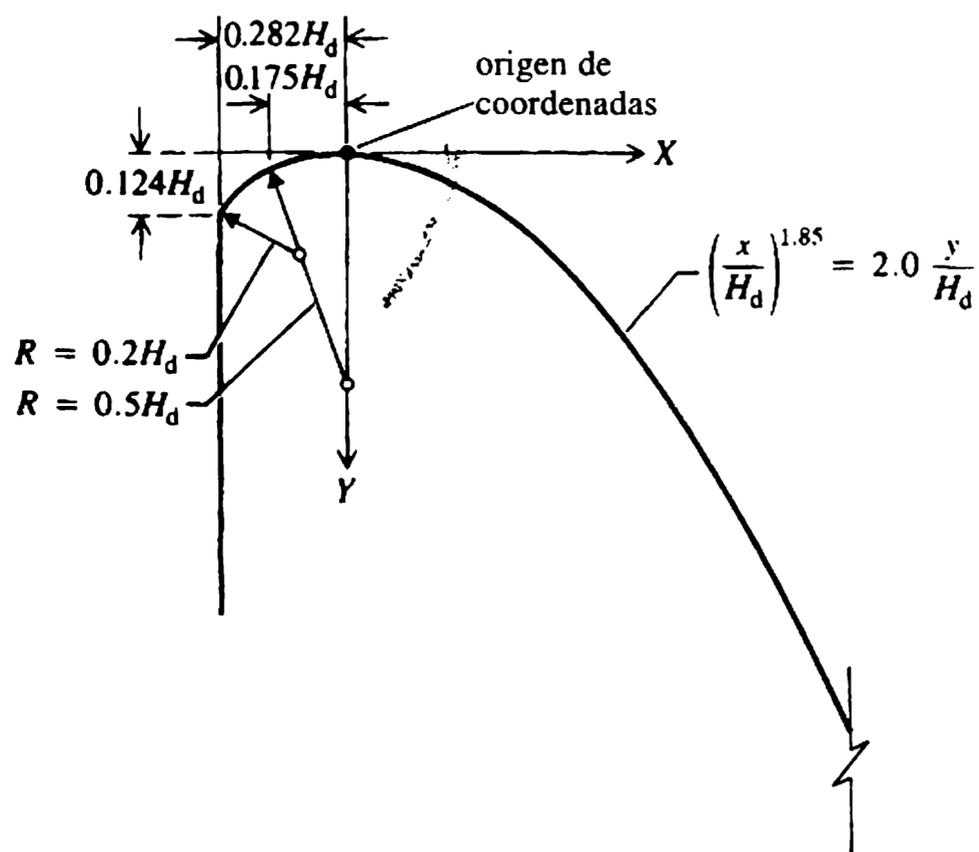


Figura 4.6 Cresta de vertedero estándar (Estación Experimental de Vías Fluviales de la Armada de Estados Unidos, 1959).

o

$$y = Kx^n H^{1-n} = 0.5x^{1.85} H^{-0.85} \quad (4.18b)$$

[curva *a* en la figura 4.5 (Novak y Čábelka, 1981)]. Nótese que la cabeza por encima de la nueva cresta (origen) H es más pequeña que la cabeza h por encima de la cresta del vertedero de cresta delgada de bordes agudos, de donde se deduce la forma del vertedero total (ecuación 4.18a). Como, para $K = 0.5$, las presiones que actúan sobre la superficie definida por la ecuación (4.18) son atmosféricas (p_0), para $K > 0.5$ (curva *b*) las presiones que actúan sobre el vertedero serán negativas ($p < p_0$), y para $K < 0.5$ (curva *c*) positivas ($p > p_0$).

Para un vertedero de caída libre se puede describir la ecuación (4.16) como:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2} g^{1/2} b C_d H^{3/2} \quad (4.19a)$$

o

$$Q = g^{1/2} b C_1 H^{3/2} \quad (4.19b)$$

o

$$Q = C_2 b H^{3/2} \quad (C_2 \text{ tiene dimensiones de } L^{1/2} T^{-1}). \quad (4.19c)$$

(Como $H < h$ en la ecuación (4.19). $C_d > 0.62$ para presiones atmosféricas).

Existen tres posibilidades para escoger la relación entre la cabeza de diseño H_d utilizada en la deducción de la forma del vertedero y la cabeza real máxima $H_{m\acute{a}x}$.

$$H_d \cong H_{m\acute{a}x}. \quad (4.20)$$

Para $H_d = H_{m\acute{a}x}$ la presión es atmosférica y $C_d = 0.745$. Para $H_d > H_{m\acute{a}x}$ la presión en el vertedero es mayor que la atmosférica y el coeficiente de descarga será $0.578 < C_d < 0.745$. El límite inferior $C_d = 1/\sqrt{3}$ se aplica en vertederos de cresta ancha y se obtiene para valores muy pequeños de $H_{m\acute{a}x}/H_d$ (por ejemplo, 0.05). Para $H_d < H_{m\acute{a}x}$ resultan presiones negativas que alcanzan el nivel de cavitación para $H = 2H_d$ con $C_d = 0.825$. Por seguridad se recomienda no exceder el valor de $H_{m\acute{a}x} \approx 1.65H_d$ con $C_d \approx 0.81$, en cuyo caso debe evitarse la intrusión de aire en la superficie del vertedero, de lo contrario el chorro libre puede empezar a vibrar.

Algunos detalles adicionales del vertedero de caída libre estándar con $H_d = H_{m\acute{a}x}$ se muestran en la figura 4.6 (US Bureau of Reclamation, 1987; Estación Experimental de Vías Fluviales de la Armada de Estados Unidos, 1959).

Para vertederos con compuertas, la colocación de umbrales de fondo $0.2H$ aguas abajo de la cresta reduce de manera sustancial la tendencia a presiones negativas para efluentes bajo compuertas parcialmente elevadas. La descarga a través de compuertas semi-elevadas puede calcularse [figura 4.7 (a)] de:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g}^{1/2} b C_{d_1} (H^{3/2} - H_1^{3/2}) \quad (4.21a)$$

con $C_{d_1} = 0.6$ o, mejor, de:

$$Q = C_{d_2} b a (2gH_c)^{1/2} \quad (4.21b)$$

donde a es la distancia del labio de la compuerta desde la superficie del vertedero, y H_c la cabeza efectiva del vertedero con compuertas ($\approx H$).

Para secciones delgadas de presas, por ejemplo en presas de arco, puede ser necesario hacer un desplazado en la cara aguas arriba del vertedero dentro del embalse a fin de ganar ancho suficiente para desarrollar la forma del vertedero [figura 4.7 (b)]; el efecto sobre el coeficiente de descarga es mínimo. Para detalles sobre los coeficientes de descarga para vertederos irregulares de caída libre *ver*, por ejemplo, Bradley (1952).

En las ecuaciones (4.19) y (4.21a), b es la longitud del vertedero. En el caso de que haya pilas sobre la cresta (por ejemplo, en vertederos con compuerta) esta longitud debe reducirse a:

$$b_c = b - knH \quad (4.22)$$

donde n es el número de contracciones y k un coeficiente que es una función de H y la forma de la pila. Para detalles sobre k y C_{d_2} de acuerdo con la ecuación (4.21b) *ver*, por ejemplo, Lencastre (1987) y Hager (1988). (En $0.55 < C_{d_2} < 0.7$; $0 < k < 0.09$ con el límite superior es para pilas semicirculares y $H/H_d = 0.2$).

En el caso de presas de gravedad de concreto, el vertedero que se muestra en la figura 4.6 se continúa con una superficie plana (mediante una tangente que coincida con el paramento aguas abajo de la presa) al pie de la presa y dentro del tanque de amortiguación. Sin embargo, el vertedero puede terminar en una cara vertical con un chorro de caída libre (por ejemplo, en vertederos de presas de arco) o en forma de

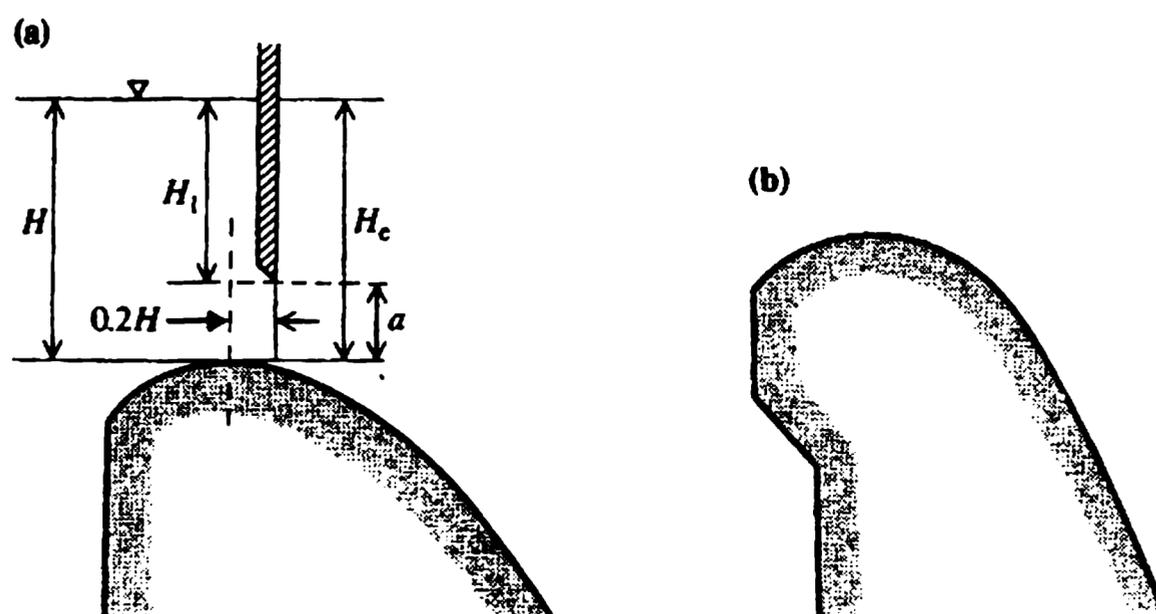


Figura 4.7 Vertedero de caída libre con (a) compuertas y (b) desplazado.

salto de esquí, seguido por un chorro más o menos disperso. Dado que estos dispositivos (excepto cuando son necesarios debido a la forma de la presa, como en presas de arco) se utilizan principalmente para aumentar la disipación de la energía, se analizarán con más detalle en el capítulo 5.

Un aspecto importante en el diseño es el punto en donde comienza la autoaireación de la napa de caída libre (en contacto con el vertedero). La mecánica del fenómeno de autoaireación se tratará en la sección 4.7.3; la distancia L_i (m) del punto de comienzo de la aireación medida a partir de la cresta puede estimarse utilizando la ecuación de Hickox:

$$L_i = 14.7q^{0.53} \approx 15q^{1/2} \quad (4.23)$$

donde q es el caudal específico (caudal por unidad de longitud $\text{m}^2 \text{s}^{-1}$).

En 1980, ICOLD condujo un estudio de vertederos (de todos los tipos) que abarcaba 123 estructuras, 71 de las cuales operaban durante 100 días (Cassidy y Elder, 1984; ICOLD, 1986). La mayoría de aquellas donde se reportó erosión de la superficie estaban operando a velocidades máximas de flujo superiores a los 30 m s^{-1} y caudales específicos mayores a $50 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$. El estudio comprendía casos con $20 \text{ m s}^{-1} < V_{\text{máx}} < 40 \text{ m s}^{-1}$ y $5 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1} < q < 200 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$. No todos los daños se debían necesariamente a la cavitación, aunque la mayoría lo era. Como se muestra en la sección 4.5 aun superficies de concreto 'lisas' requieren una gran precaución para velocidades mayores a $30\text{-}35 \text{ m s}^{-1}$, que corresponden a una cabeza de más de 50 m, si no se tienen en cuenta las pérdidas; en realidad, presas mucho más altas pueden tener velocidades muy por debajo de estos valores si se incluyen las pérdidas de energía (capítulo 5). El papel de valores grandes de q en el inicio de la autoaireación es evidente a partir de la ecuación (4.23) y por consiguiente, aún más, cuando el inicio del contacto del aire con la superficie del vertedero (lo que permite protección a la cavitación), es dilatado en proporción de $q^{1/2}$.

4.7.2 VERTEDEROS DE CANAL LATERAL

Los vertederos de canal lateral se utilizan principalmente cuando no es posible o aconsejable utilizar un vertedero de caída libre directa, como, por ejemplo, en presas de relleno de tierra y enrocado. Se colocan al lado de la presa y constan del propio vertedero, la canaleta (canal) aguas abajo del vertedero, seguida de una rápida o túnel. Algunas veces se utiliza un vertedero curvo en planta, pero con frecuencia es recto y más o menos perpendicular al eje de la presa (figura 4.8); esto último ocurre en realidad en vertederos de compuertas.

En general, el vertedero de canal lateral se diseña como un vertedero de caída libre normal (sección 4.7.1). La profundidad, ancho y pendiente del lecho de la canaleta deben diseñarse de manera que aun el máximo caudal de creciente máxima pase en caída libre sobre toda la cresta del vertedero horizontal, para que no influya el nivel del embalse sobre el flujo en el canal. El ancho de la canaleta puede, por tanto, incrementarse en la dirección del flujo (figura 4.8). Desde el punto de vista de

la disipación de energía, cuanto más profundo sea el canal y más pendientes los lados que dan de cara al vertedero, es mejor; sin embargo, en la mayoría de los casos, esta forma es más costosa de construir que la de un canal ancho y pando con pendientes laterales moderadas. De ordinario, el resultado es un acuerdo, como se muestra en la figura 4.9.

En el vertedero de canal lateral, el flujo es un ejemplo de flujo no uniforme espacialmente variado que se resuelve aplicando el principio de conservación de *momentum*, suponiendo que el afluente lateral en el canal (figura 4.9) no tiene *momentum* con la dirección del flujo, pero que existe una disipación de energía sustancial en el canal. Teniendo en cuenta la pendiente del canal, S_0 , y la resistencia (pendiente de fricción S_f) resulta, para una sección transversal del canal, A , perímetro mojado P , profundidad y^+ del centro de gravedad de la sección A y longitud (con la dirección del flujo) ΔX , en:

$$\frac{dM}{dx} = \frac{d}{dx} \left(\frac{Q^2}{gA} + Ay^+ \right) = A(S_0 - S_f). \quad (4.24)$$

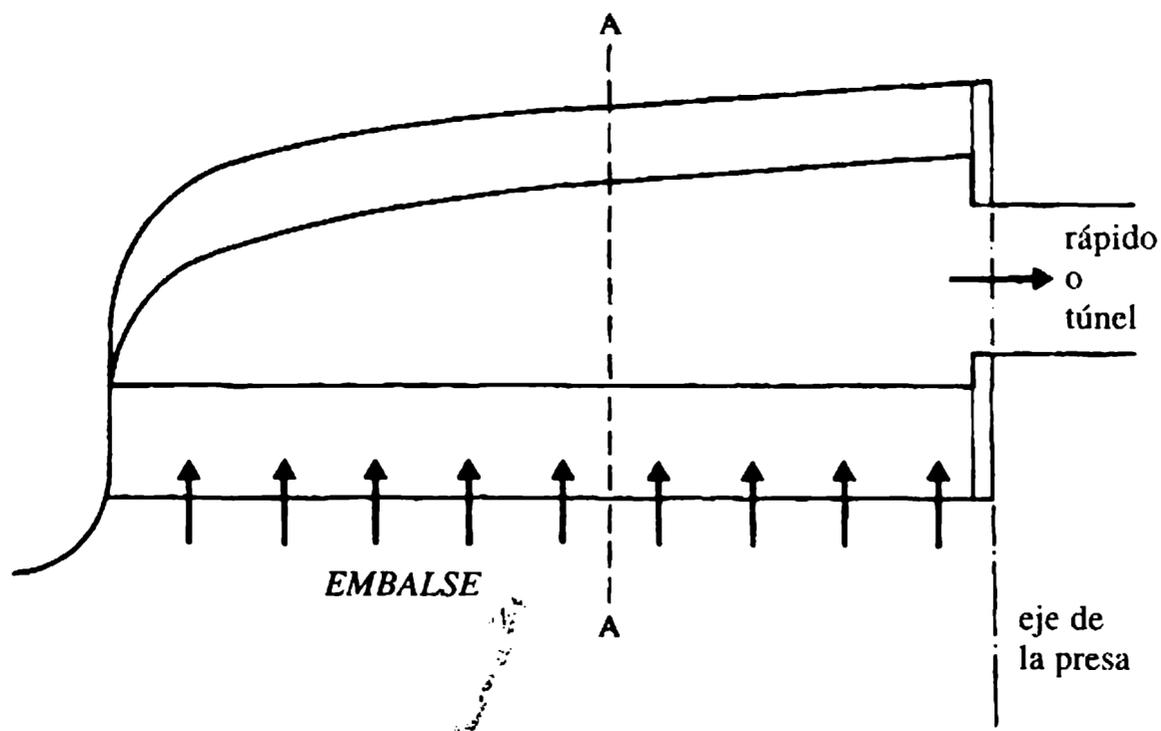


Figura 4.8 Vertedero de canal lateral: planta.

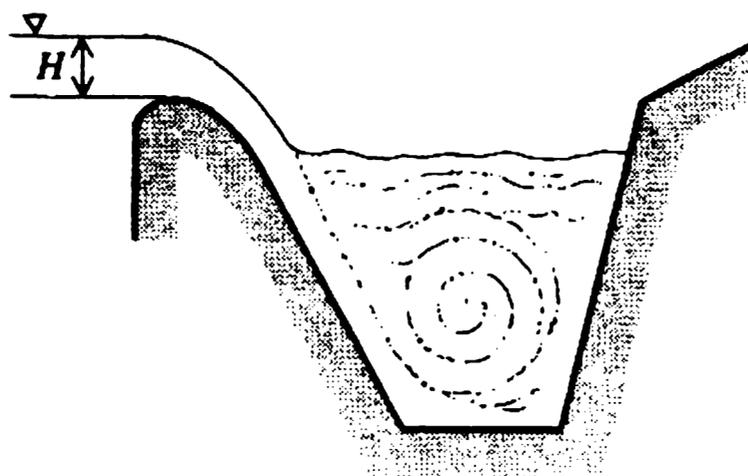


Figura 4.9 Vertedero de canal lateral: sección A-A.

La ecuación (4.24) puede resolverse mediante métodos numéricos, dando también como resultado la ecuación diferencial del flujo:

$$\frac{dy}{dx} = \left(S_0 - S_f - \frac{2Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx} \right) / (1 - Fr^2). \quad (4.25)$$

Con certeza, el flujo en el canal será subcrítico en el tramo aguas arriba, pero en el extremo aguas abajo puede cambiar a supercrítico. El flujo crítico ocurre para $Fr = 1$, pero como dy/dx tiene un valor finito para el flujo crítico:

$$S_0 - S_f - \frac{2Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx} = 0.$$

Para $Q = 2/3 C_d \sqrt{2g^{1/2}} H^{3/2} x = qx$, $dQ/dx = q$ (con $q = 2/3 C_d \sqrt{2g^{1/2}} H^{3/2} = \text{constante}$).

Para $Fr^2 = Q^2 B / gA^3 = 1$ (B es el ancho superficial del agua en el canal), la condición anterior conduce a:

$$S_0 = \frac{gP}{C^2 B} + \frac{2}{B} \left(\frac{q^2 B}{gx} \right)^{1/3} \quad (4.26)$$

donde C es el coeficiente de Chézy.

Para $P = P_c$ y $B = B_c$ (sección crítica) se puede calcular la pendiente crítica S_{0c} a partir de la ecuación (4.26) con control del efluente del canal en $x = L$. Para que ocurra una sección crítica dentro del canal, o la pendiente S_0 debe ser superior al valor dado en la ecuación (4.26) para $x = L$, $P = P_c$ y $B = B_c$ o la longitud L del vertedero (canal) debe ser mayor que:

$$x \approx 8q^2 \left[gB_c^2 \left(S_0 - \frac{gP_c}{C^2 B_c} \right)^3 \right]^{-1}. \quad (4.27)$$

La ecuación (4.25) se puede integrar para un canal con sección rectangular y para $S_0 \approx S_f = 0$, lo cual da como resultado:

$$x/L = \frac{y}{y_L} \left(1 + \frac{1}{2Fr_L^2} \right) - \left(\frac{y}{y_L} \right)^3 \frac{1}{2Fr_L} \quad (4.28)$$

que relaciona x y la profundidad del flujo en el canal y ; el índice L indica la sección de entrega (final) ($x = L$). Para una profundidad crítica y_c en $x = L$, la ecuación (4.28) arroja:

$$x/L = \frac{y}{y_c} \left[1.5 - 0.5 \left(\frac{y}{y_c} \right)^2 \right]. \quad (4.29)$$

De la ecuación (4.24), después de sustituir:

$$dM/dx = A \frac{dy}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{VQ}{g} \right)$$

el esquema de integración numérica puede, entre dos secciones consecutivas, expresarse de la siguiente forma (Chow, 1983):

$$\Delta y = - \frac{\alpha Q_1 (V_1 + V_2)}{g(Q_1 + Q_2)} \left(\Delta V + \frac{V_2 \Delta Q}{Q_1} \right) + (S_0 - S_f) \Delta x. \quad (4.30)$$

La ecuación (4.30) puede resolverse mediante ensayo y error para Δy , conocidos Q_1 , V_1 , S_0 , Δx , Q_2 y la forma del canal y un valor supuesto de y_2 (y por tanto de V_2) que debe concordar con $\Delta y = y_2 - y_1$ dado por la ecuación (4.30). La solución comienza a partir de la sección de control aguas arriba; la sección de control es tanto el efluente del canal como la sección de profundidad crítica dentro del canal, cuya posición se determina a partir de la ecuación (4.27). Si los cálculos muestran que habrá un flujo no modular con una longitud sustancial en el tramo aguas arriba del vertedero con canal lateral (o, de forma alterna, que el canal es innecesariamente largo), se deben alterar los parámetros de diseño.

4.7.3 RÁPIDAS

Una rápida es un canal con pendiente alta que conduce la descarga desde un vertedero de caída libre de canal lateral o de forma especial (como laberinto) por las laderas del valle al río aguas abajo. El diseño de las rápidas requiere manejar tres problemas asociados con el flujo supercrítico: ondas de interferencia, ondas de traslación y (auto) aireación.

Las **ondas de interferencia** (ondas transversales, ondas estacionarias) son ondas de choque que ocurren siempre que entradas (figura 4.10), cambios de sección, dirección o pendiente, pilas de puente, etc., interfieran con el flujo supercrítico. Son ondas estacionarias, cuya posición depende del caudal; su principal importancia radica en que requieren un incremento en el borde libre y paredes laterales más altas de la rápida, ya que el agua tiende a 'apilarse' en puntos en donde las ondas encuentran las paredes laterales (por ejemplo, puntos B y D en la figura 4.10). Las ondas también pueden crear dificultades adicionales en los disipadores de energía si persisten aguas abajo (lo que ocurre rara vez porque ellas desaparecen una vez el flujo se airea). Pueden minimizarse perfilando con cuidado cualquier cambio necesario en la sección transversal y haciendo transiciones con la dirección y en la pendiente de forma gradual, tanto como sea posible. Si la rápida es relativamente larga, una reducción muy paulatina del ancho conmensurable con la aceleración del flujo puede producir ahorros en el costo; cerca de su efluente la rápida puede ensancharse de manera progresiva para reducir el caudal por unidad de ancho y profundidad (y el

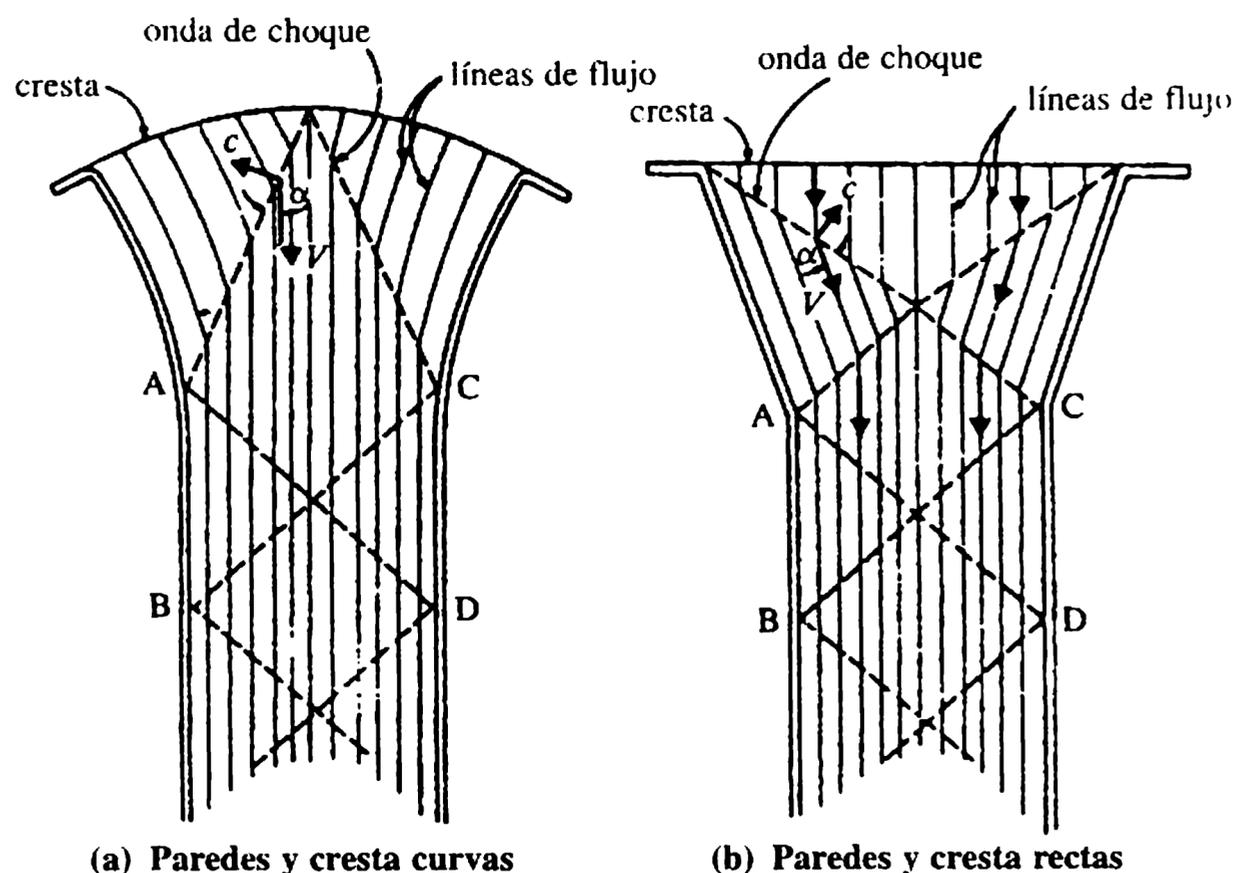


Figura 4.10 Ondas de interferencia en la toma de una rápida (Cassidy y Elder, 1984)

riesgo de cavitación), y aumentar la disipación de energía. Es mejor evitar cualquier otra forma de interferencia con el flujo.

El tratamiento básico de la hidráulica de las ondas de choque puede encontrarse por ejemplo en Henderson (1966) y consideraciones de diseño en Chow (1983) (siguiendo el trabajo clásico de Ippen y Knapp). Brevemente, para una inclinación β de la onda de choque con respecto a la dirección del flujo y la relación entre las profundidades aguas abajo y aguas arriba y_2 y y_1 cercana a 1, $Fr_1 \sin \beta = 1$. Para valores de y_2/y_1 bastante mayores que 1,

$$Fr_1 \sin \beta = \left[\frac{1}{2} \frac{y_2}{y_1} \left(\frac{y_2}{y_1} + 1 \right) \right]^{1/2}. \quad (4.31)$$

Al sustituir $y_2/y_1 = \tan \beta / \tan (\beta - \theta)$ (de las ecuaciones de continuidad y *momentum*) con θ como el ángulo de deflexión en la pared, resulta:

$$\frac{\tan \beta}{\tan (\beta - \theta)} = \frac{1}{2} [(1 + 8Fr_1^2 \sin^2 \beta)^{1/2} - 1]. \quad (4.32)$$

Hager (Hager *et al.*, 1994) simplifica la ecuación anterior a:

$$y_2/y_1 = \sqrt{2}Fr_1 \sin \beta - 1/2, \quad (4.33)$$

$$\beta = \theta + 3/(2\sqrt{2}Fr_1). \quad (4.34)$$

Para valores pequeños de β y $y_2/y_1 > 2$ puede escribirse como:

$$y_2/y_1 = 1 + \sqrt{2}Fr_1 \theta. \quad (4.35)$$

En este caso, la profundidad máxima en la pared y_w (importante para el borde libre) ocurre a una distancia de cerca de $1.75 y_1 Fr_1$ desde el punto de deflexión en la pared y está dado por:

$$y_w/y_1 = 1 + \sqrt{2} Fr_1 \theta (1 + Fr_1 \theta/4). \quad (4.36)$$

La reducción de las ondas de choque puede lograrse por uno (o una combinación) de tres métodos (Vischer y Hager, 1994): por reducción en el número de choque $Fr_1 \theta$ (con certeza el método más efectivo), por interferencia de ondas (por ejemplo, en las contracciones del canal—aplicable sólo a flujo de aproximación) o por elementos reductores en el lecho y/o fondo. La modificación de la geometría de la rápida incluyendo ‘banqueo’ y soleras curvas es, a menudo, exitosa pero no necesariamente económica. Los elementos en el lecho incluyen bloques o escalones oblicuos (Ellis, 1989).

Las pilas de las compuertas sobre la cresta de los vertederos también inducen ondas de choque; se hicieron intentos previos (no muy exitosos) para reducir las ‘colas de gallo’, mediante formas de la pila aguas abajo perfiladas de forma especial, pero en la actualidad se utilizan a menudo pilas rectangulares y se toleran las ondas de choque resultantes (Vischer, 1988).

Ondas de traslación (ondas de rizo) se originan en ciertas condiciones a partir de la estructura del flujo supercrítico y, como su nombre lo implica, se mueven con el flujo en forma directa hacia el tanque de amortiguación. De nuevo requieren un borde libre más alto e imparten impulsos de flujo no permanente al tanque de amortiguación que podrían causar su falla (Arsenishvili, 1965). Ocurren en pendientes con $0.02 < S < 0.35$ (intervalo muy amplio que cubre la mayoría de las rápidas), pero incluso pueden evitarse si la relación entre la profundidad y el perímetro mojado supera 0.1. También pueden evitarse introduciendo rugosidad artificial a la superficie de la rápida lo que es, por supuesto, contrario al control de la cavitación. El mejor método es diseñar el vertedero con una relación profundidad: perímetro superior a 0.1 para la descarga máxima, y tolerar las ondas de rizo en flujos bajos cuando no son peligrosas para el tanque de amortiguación y no requieren un borde libre adicional.

La (auto)aireación es el aspecto más importante del flujo supercrítico. Aunque benéfico para la disipación de energía y la protección de la cavitación, produce un incremento de la profundidad del flujo (hinchazón), siendo necesario aumentar las paredes laterales de la rápida.

La transición del flujo crítico en la cresta, a través de flujo no aireado, no uniforme supercrítico, luego a flujo parcial y totalmente aireado no uniforme hasta el final, flujo aireado uniforme se muestra esquemáticamente en la figura 4.11; la profundidad del flujo, y_a , puede compararse con la de un flujo no aireado uniforme, y_0 , para obtener el incremento, $\Delta y = y_a - y_0$, en el flujo aireado. El principio de la aireación ocurre en el punto donde la capa límite turbulenta penetra el flujo en toda la profundidad. Esta posición puede calcularse combinando las ecuaciones del flujo no uniforme (no aireado) con la ecuación del crecimiento de la capa límite turbulenta o (suficiente para propósitos de diseño preliminar) de la ecuación (4.23). (Este punto puede distinguirse con claridad en experimentos modelos por el inicio de una

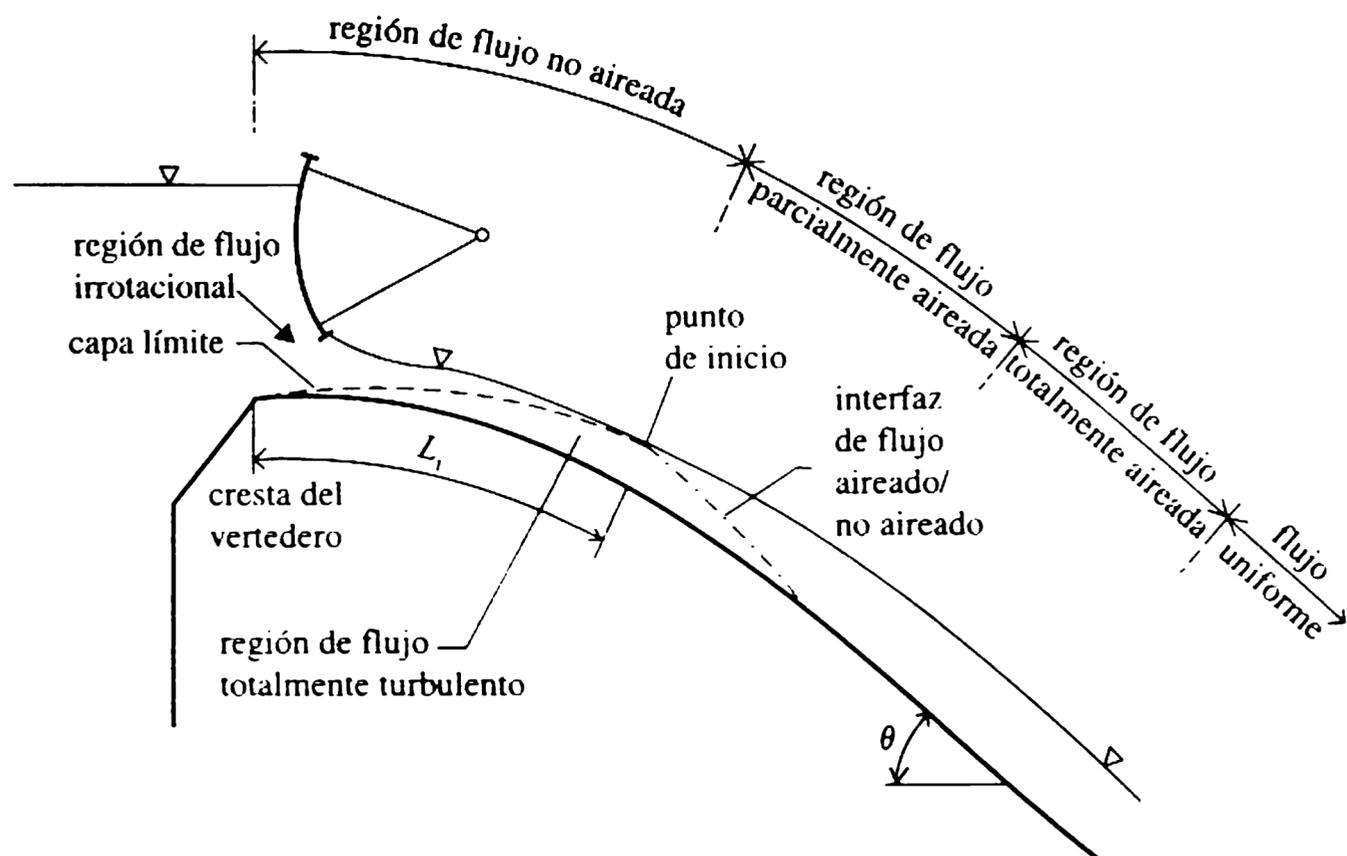


Figura 4.11 Desarrollo del flujo en una rápida (Ackers y Priestley, 1985).

superficie rugosa de agua aunque, debido a la tensión superficial desproporcionadamente alta, en realidad no entra aire al vertedero modelo).

Ackers y Priestley (1985) mencionan una ecuación simple del crecimiento de la capa límite δ con la distancia L :

$$\delta/L = 0.0212(L/H_s)^{0.11}(L/k)^{-0.10} \quad (4.37)$$

donde H_s es la cabeza de velocidad del flujo potencial y k es el valor de rugosidad equivalente. La ecuación (4.37) se dedujo principalmente a partir de datos de campo en vertederos de presas de gravedad de concreto.

Los niveles de agua en el flujo no aireado, no uniforme, pueden determinarse mediante cálculos estándares de flujo no uniforme. El cálculo del flujo no uniforme parcial y totalmente aireado se sale del alcance de este texto pero se encuentra en, por ejemplo, Wood, Ackers y Loveless (1983), Haindl (1984), Ackers y Priestley (1985) y Naudascher (1987). Como estimación aproximativa, es posible tomar la distancia desde el principio de aireación al punto donde el aire alcanza el vertedero (y entonces proporcionar alguna protección contra la cavitación) como la dada también por la ecuación (4.23).

La importante profundidad del flujo uniforme aireado, y_a , se puede estimar de varias maneras. Al escribir concentraciones promedio del aire como $C = Q_a/(Q_a + Q)$, (Q_a es el caudal de aire), la relación entre el caudal del agua y el caudal total de la mezcla de aire y agua como $\rho_1 = Q/(Q_a + Q)$ y la relación entre el aire y el caudal del agua como $\beta = Q_a/Q$, se tiene:

$$C = 1 - \rho_1 = \beta/(\beta + 1). \quad (4.38)$$

Para una rápida rectangular:

$$\rho_1 = Q/(Q_a + Q) = y_0/y_a \quad (4.39)$$

donde y_0 es la profundidad del flujo (uniforme) no aireado.

Wood (1991) define C utilizando la profundidad, y' , donde la concentración del aire es 90%, como:

$$C = 1 - y_0/y'. \quad (4.40)$$

Para una estimación rápida de y_a se pueden utilizar las ecuaciones aproximadas:

$$y_a = c_1 y_c = c_1 (q^2/g)^{1/3} \quad (4.41)$$

con el coeficiente c_1 en el rango $0.32 < c_1 < 0.37$, o:

$$(y_a - y_0)/y_0 = 0.1(0.2 Fr^2 - 1)^{1/2}. \quad (4.42)$$

Experimentos de Straub y Anderson (1958) han demostrado que la relación entre el factor de fricción para un vertedero aireado, λ_a , y el no aireado, λ , disminuye con el incremento de la concentración del aire de forma aproximada de acuerdo con (Ackers y Priestley, 1985):

$$\lambda_a/\lambda = 1 - 1.9C^2 \quad (4.43)$$

para $C < 0.65$. Para $C > 0.65$, λ_a/λ permanece constante en 0.2.

Con base en la información de Anderson (Comité de la ASCE, 1961; Anderson, 1965) para vertederos rugosos y lisos después de ajustar una curva, se obtienen las siguientes ecuaciones para la concentración de aire en el sistema internacional de unidades. Para vertederos rugosos (rugosidad equivalente 1.2 mm),

$$C = 0.7226 + 0.743 \log S/q^{1/5} \quad (4.44)$$

para $0.16 < S/q^{1/5} < 1.4$. Para vertederos lisos,

$$C = 0.5027(S/q^{2/3})^{0.385} \quad (4.45)$$

para $0.23 < S/q^{2/3} < 2.3$ [q en las ecuaciones (4.44) y (4.45) está en $m^2 s^{-1}$]. Cuando se emplea cualquiera de estas ecuaciones es importante no exceder los límites (experimentales) dados; aun así, las ecuaciones tienden a subestimar C en el extremo inferior del intervalo.

De acuerdo con la ecuación (4.38) es evidente que, y_0 en realidad, debe determinarse del componente del caudal de agua en la mezcla agua y aire (suponiendo que ambas partes tienen velocidades iguales). Como se puede ver en las ecuaciones (4.43) y (4.48), el coeficiente de fricción del flujo aireado es menor que el del no aireado, lo cual significa que la profundidad del componente del agua $y'_0 = \int_0^\infty (1 - C) dy$ es menor que y_0 para $C > 0$. De acuerdo con Straub y Anderson para $0 < C < 0.7$, $1 > y'_0/y_0 > 0.75$, y'_0/y_0 desviándose de forma significativa de 1 sólo para $C > 0.4$ (para $C = 0.4$, $y'_0/y_0 = 0.95$).

Falvey (1980) desarrolló una ecuación para $0 < C < 0.6$ y vertederos lisos (pendiente θ) que incluye el efecto de la tensión superficial utilizando el número de Weber $We[V/(\sigma/\rho y_0)^{1/2}]$;

$$C = 0.05 Fr - (\text{sen } \theta)^{1/2} We / 63 Fr. \quad (4.46)$$

Para vertederos relativamente angostos, Hall (1942) sugirió el uso de la ecuación de Manning para flujo aireado:

$$V = \frac{R_a^{2/3}}{n} S^{1/2} \quad (4.47)$$

y

$$V = \frac{R^{2/3}}{n_a} S^{1/2} \quad (4.48)$$

donde $n_a < n$ [ecuación (4.43)] y:

$$\frac{1 - \rho_1}{\rho_1} = c_1 \frac{V^2}{gR} + c_2 \quad (4.49)$$

donde para las superficies lisas de concreto $c_2 \approx 0$ y $c_1 \approx 0.006$.

Al escribir $R = by/(b+2y) = q/(V+K)$, donde $K = 2q/b$, las ecuaciones (4.47)-(4.49) dan como resultado:

$$V = \frac{S^{1/2}}{n} \left(\frac{q}{V+K} \right)^{2/3} \left[1 + c_1 \frac{V^2}{gq} (V+K) \right]^{2/3} / \left[1 + \frac{2c_1 V^2}{gb} \right]^{2/3}. \quad (4.50)$$

Para valores pequeños de K , la ecuación (4.50) arroja:

$$V \approx \frac{S^{1/2} q^{2/3}}{n V^{2/3}} \left(1 + c_1 \frac{V^3}{qq} \right)^{2/3}. \quad (4.51)$$

Implícitas en la velocidad, las ecuaciones (4.50) y (4.51), cuando se resuelven dan ρ_1 (ecuación 4.49) y, en consecuencia, la profundidad del flujo aireado uniforme y (ejemplo 4.4).

Wood (1991) calculó nuevamente la información de Straub y representó en gráficas la concentración promedio (%) como una función de la pendiente de la rápida θ . El resultado puede aproximarse como:

$$\text{para } 0^\circ < \theta < 40^\circ, \quad C = (3/2)\theta;$$

$$\text{para } 40^\circ < \theta < 70^\circ, \quad C = 45 + 0.36\theta. \quad (4.52)$$

Junto con la ecuación (4.43) permiten el cálculo de y_a (ver ejemplo 4.4).

Puede apreciarse que el flujo aireado uniforme se alcanza sólo para distancias considerables a partir de la cresta del vertedero y en muchos rápidos puede que no se

alcance del todo, en particular si el caudal específico q es grande ($q > 50 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$). Desde el punto de vista de la protección contra la cavitación se requiere también una concentración mínima de aire en contacto con el vertedero (cerca de 7%); las ecuaciones (4.41)-(4.52) sólo dan la concentración promedio, que probablemente debe exceder 30% para proporcionar la concentración de aire mínima necesaria en la superficie del vertedero (ver, por ejemplo, Wood, 1991).

A fin de proporcionar protección contra la cavitación en los casos donde no hay aire en contacto con el vertedero, o la concentración del aire es insuficiente y las velocidades son suficientemente altas para hacer que los daños por cavitación sean una posibilidad real, se ha desarrollado la aireación 'artificial' por aireadores (Pinto, 1991; Volkhart y Rutschmann, 1991). Estos aireadores tienen la forma de deflectores (rampas), desniveles (escalones) o ranuras, o una combinación de dos o tres de ellos (figura 4.12). La forma más frecuente usada en vertederos es la combinación de un deflector con una saliente. Se suministra de manera automática aire a la superficie del vertedero mediante ductos de aire a medida que la separación del flujo hace que la presión aguas abajo del aireador caiga por debajo de la atmosférica; el (los) ducto(s) de aire debe(n) diseñarse para controlar esta caída de presión dentro de límites aceptables. Dado que las burbujas de aire no permanecen en contacto con el vertedero sino que se elevan a la superficie del agua, se necesita una serie de aireadores para alcanzar la concentración de aire mínima requerida en la superficie del

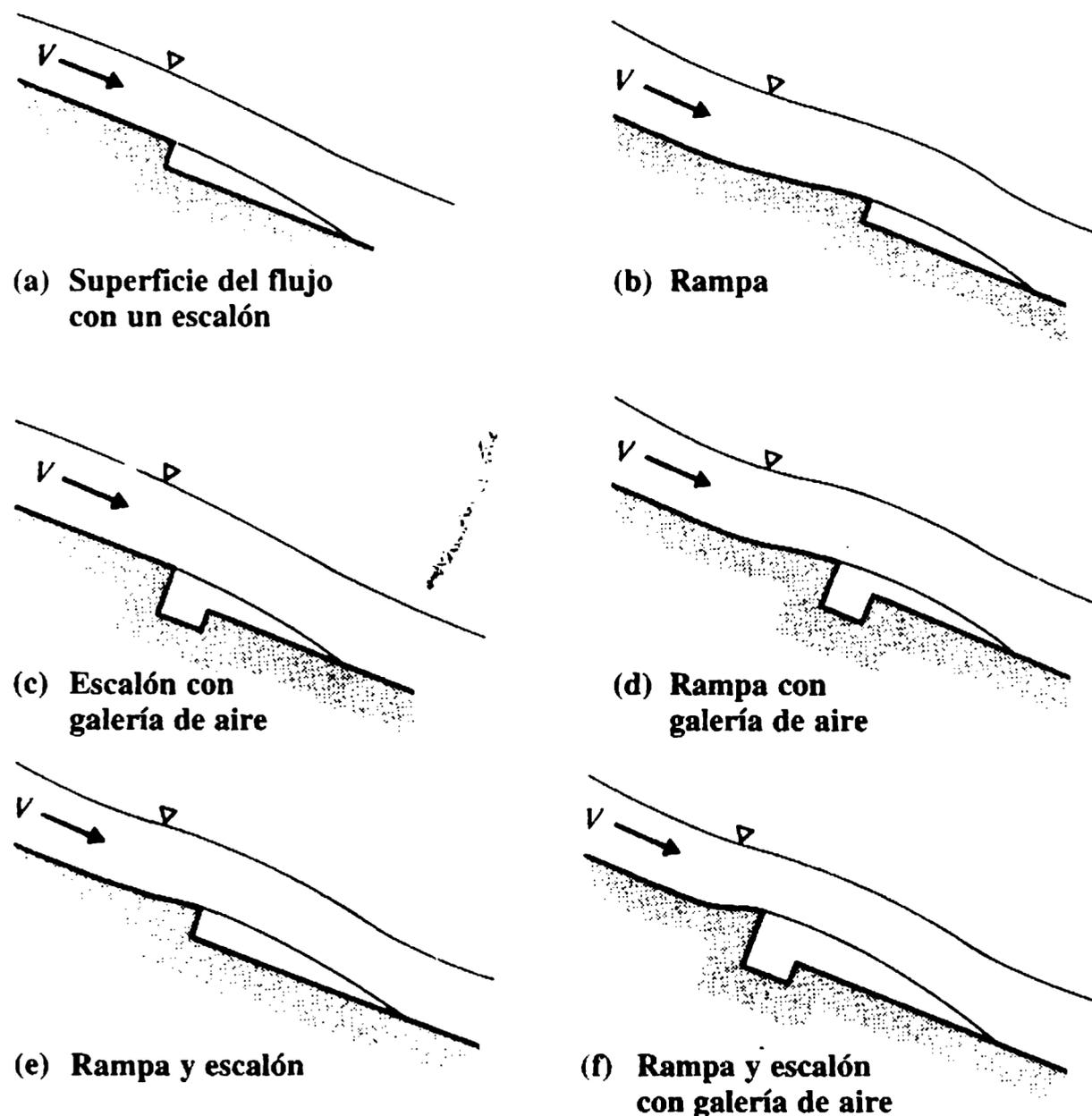


Figura 4.12 Tipos de estructuras de aireación (Cassidy y Elder, 1984).

vertedero. Cuanto más alta sea la velocidad del flujo, más grande puede ser la distancia entre los aireadores; en términos generales, la distancia en metros debe ser de 1 a 2 veces la velocidad media del flujo (en m s^{-1}).

Para el cálculo del caudal de aire a través de un aireador, Pinto (1991) recomienda (a partir de medidas en prototipos),

$$\beta = q_a/q = 0.29(Fr - 1)^{0.62}(D/y)^{0.59} \quad (4.53)$$

donde Fr es el número de Froude justo aguas arriba del aireador, y $D = cA/b$, donde A es el área del orificio de control del aireador, c el coeficiente del caudal y b el ancho de la rápida. El flujo total del aire para una presión negativa promedio bajo la napa en el aireador Δp es entonces:

$$Q_a = q_a b = cA(2 \Delta p / \rho_a)^{1/2}. \quad (4.54)$$

4.7.4 VERTEDEROS DE POZO

Un vertedero de pozo (*morning glory*)* consiste en un vertedero en forma de embudo, por lo general de planta circular, un pozo vertical (algunas veces con pendiente), un codo y un túnel que termina en una salida. Los vertederos de pozo pueden combinarse con una torre de aspiración; el túnel también puede utilizarse como parte de una descarga de fondo o de un canal de fuga de una turbina. Las componentes principales y la curva de caudales de un vertedero se muestran en el esquema de la figura 4.13.

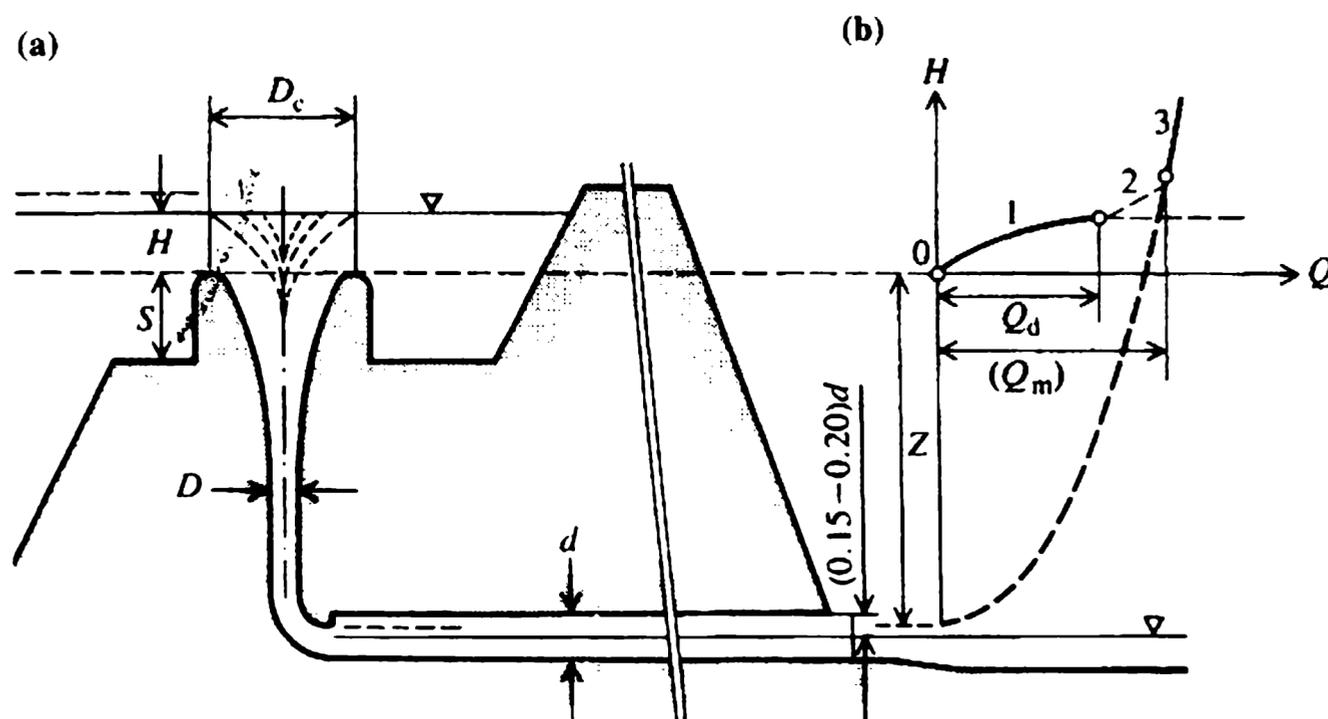


Figura 4.13 Vertedero de pozo.

* *N. de R.T.:* Por su similitud a esta flor (*morning glory*), este tipo de vertedero se denomina, en algunos países, vertedero de tulipán.

La forma del vertedero de pozo se deduce de manera similar a la del vertedero de caída libre a partir de la forma de la napa que fluye sobre un vertedero circular de borde delgado (Wagner, 1956; figura 4.14). Claro en este caso, la forma para que exista presión atmosférica sobre el vertedero es una función de H_s/D_s , donde H_s es la cabeza por encima del vertedero de cresta delgada de diámetro D_s . Para relaciones $H_s/D_s < 0.225$ el vertedero fluye con libertad y para $H_s/D_s > 0.5$ la caída libre está ahogada por completo. Para la caída libre el caudal está dado por:

$$Q = \frac{2}{3} C_d \pi D_c \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (4.55)$$

(curva 1 en la figura 4.13) y para el régimen ahogado (sumergido) (con control de orificio) por:

$$Q = \frac{1}{4} C_d \pi D^2 [2g(H+Z)]^{1/2} \quad (4.56)$$

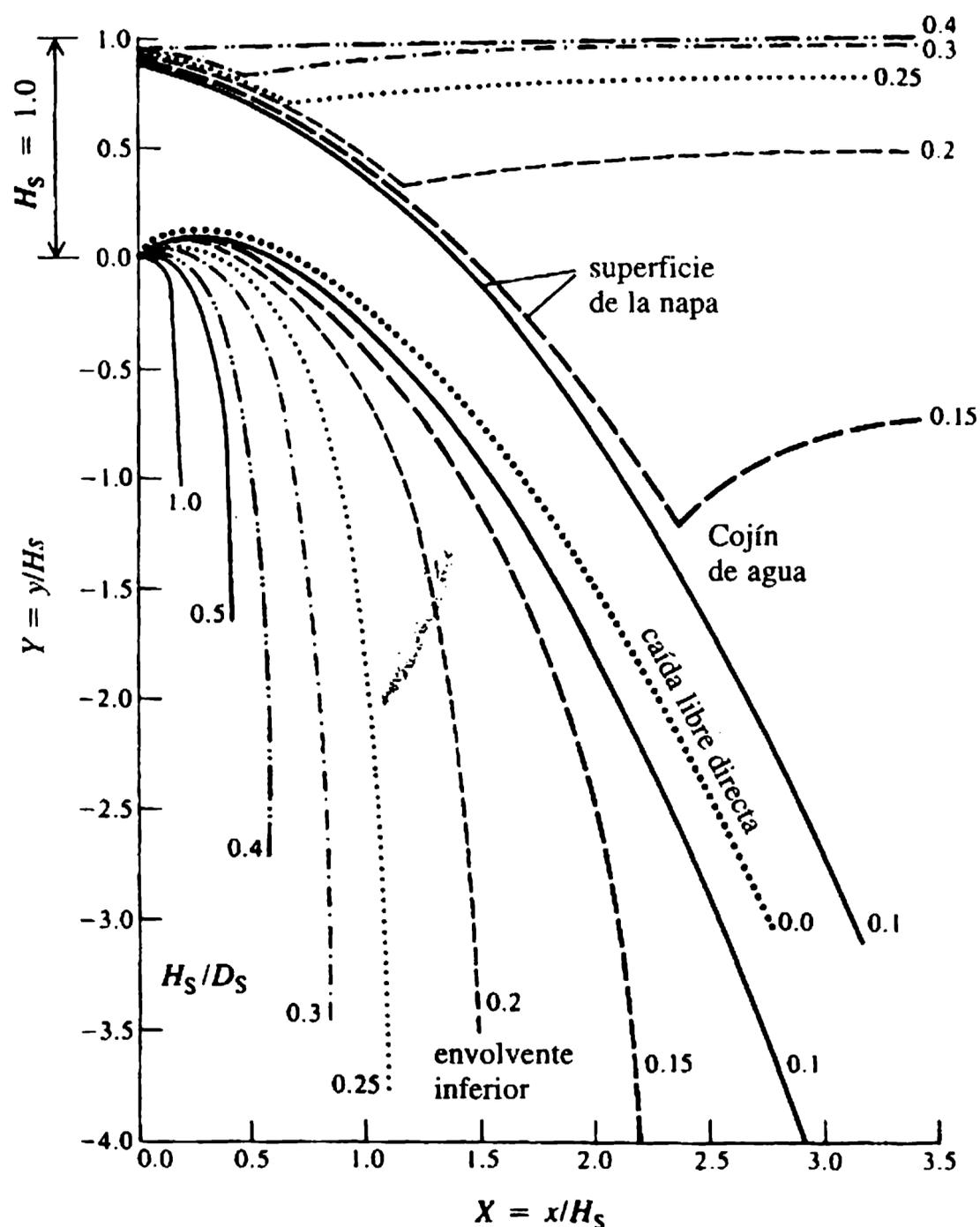


Figura 4.14 Formas de vertederos de pozo (Wagner, 1956).

(curva 3 en la figura 4.13), donde D es el diámetro del pozo, D_c es el diámetro de la cresta ($D_c < D_s$), H es la cabeza del nivel del embalse por encima de la cresta ($H < H_s$), z es la altura de la cresta por encima del efluente a partir del codo del pozo y C_{d1} y C_{d2} son los coeficientes de descarga (figura 4.13).

La figura 4.15 es una gráfica del coeficiente de caudal (en la forma $m = 2/3 C_d$ sin importar el tipo de flujo en la entrada del pozo) para dos valores de s/D_s como una función de $H/D_c \approx H/D_s$ (definido en la figura 4.15).

C_{d1} en la ecuación (4.56) debe tener en cuenta las pérdidas en el pozo y el codo y, posiblemente, también en el túnel para 'control de tubería', es decir, cuando el túnel fluye lleno – figura 4.17 (a).

En el caso de un vertedero ahogado (o de un vertedero en la región de transición) se forma un vórtice, lo cual se previene utilizando algunas veces pilas u otros dispositivos anti-vórtices, como en los vertederos que fluyen libremente cuando se colocan cerca de la orilla del embalse o incluso en un corte en la orilla; en esta situación el dispositivo anti-vórtice en realidad sirve para prevenir la erosión (figura 4.16) En este caso, el coeficiente $m = 2/3 C_d$ se reduce a $m' = m \sigma_1 \sigma_s$, donde $\sigma_1 = f(l/D_c, H/D_c)$ y $\sigma_s = \phi(s/D_c, H/D_c)$ con $0.5 < \sigma_1 < 1$ y $0.8 < \sigma_s < 1.0$. Para un desempeño óptimo $a \approx 1.75 D_c$, $l > 6 D_c$ y $0 < n' < 0.5$ (ver figura 4.16).

Aunque en algunos de los vertederos de pozo más antiguos localizados lejos de las orillas y que operan en condiciones de flujo libre también se utilizaron dispositivos anti-vórtices, es de hecho ventajoso inducir un vórtice a la entrada colocando álabes curvos por debajo de la cresta del vertedero. Estos álabes no reducen mucho

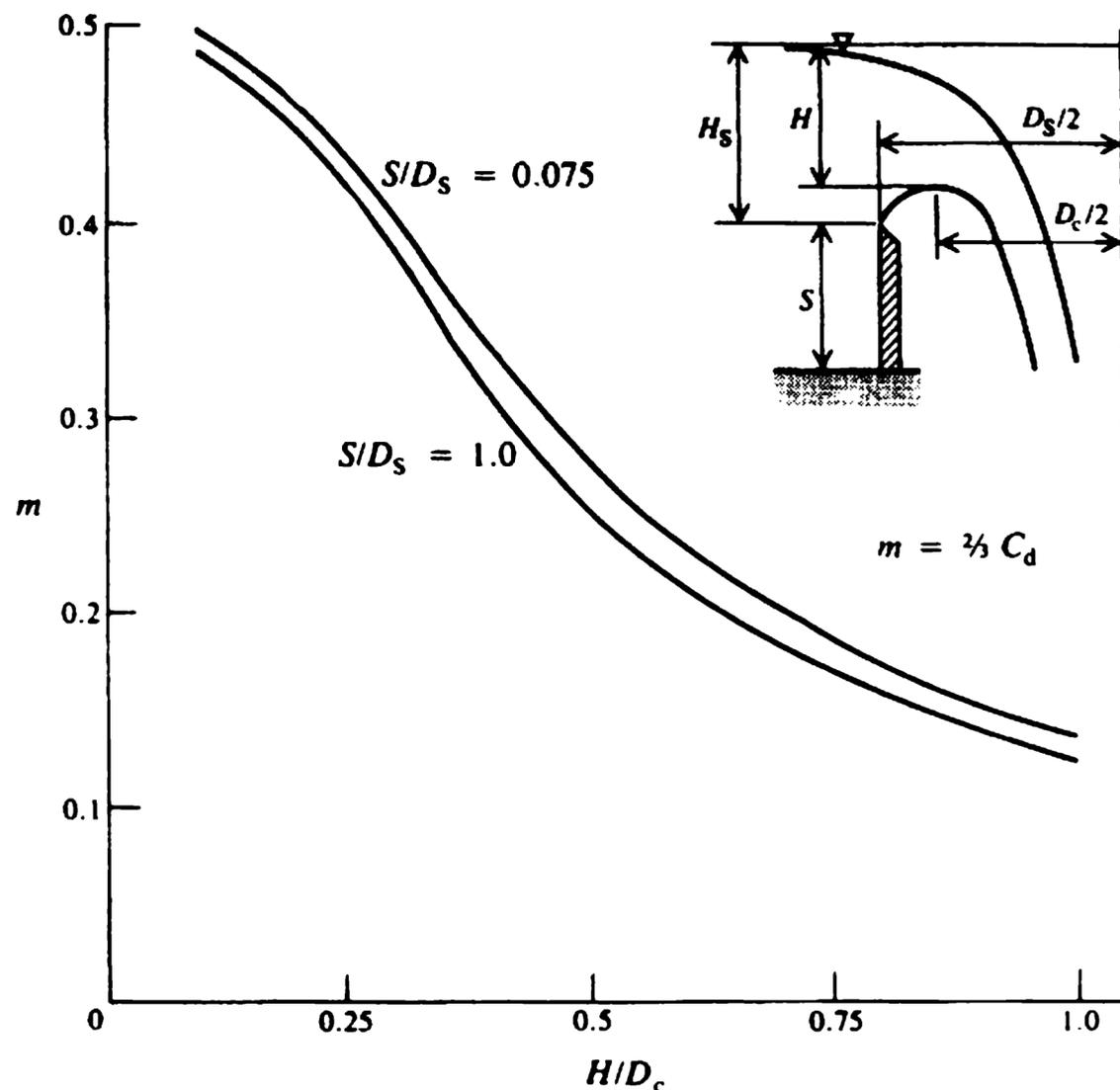


Figura 4.15 Coeficientes de caudal para vertederos de pozo (US Bureau of Reclamation, 1987).

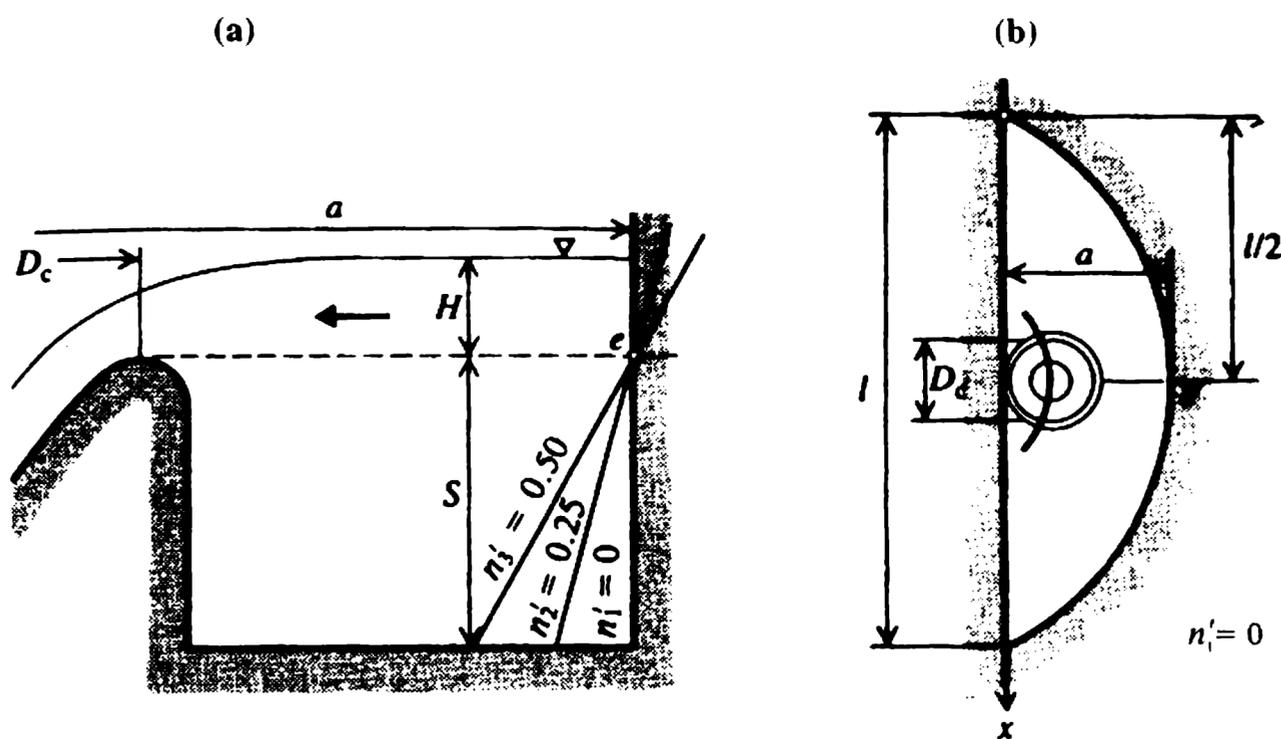


Figura 4.16 Vertedero de pozo colocado en un corte en la orilla (Novak y Čábelka, 1981).

el caudal, pero al inducir flujo en espiral a lo largo de las paredes del pozo se reducen de forma sustancial las vibraciones y fluctuaciones de presión producidas por un chorro de caída libre, en particular a caudales bajos (entonces frecuentes); para un tratamiento amplio del fenómeno de vibración de estructuras hidráulicas se debe consultar, por ejemplo, Kolkman (1984).

Como ocurre en flujo libre, $Q \propto H^{3/2}$, considerando que en flujo sumergido, incluso un pequeño incremento en Q , da como resultado un incremento sustancial en la cabeza H requerida (figura 4.13), debido a factores de seguridad los vertederos en pozo se diseñan por lo común para operar sólo a flujo libre, es decir con $H_s/D_s \approx H/D_c < 0.225$. Para valores de $H/D_c < 0.1$ y cerca de una orilla, es ventajoso un vertedero de cresta ancha.

El túnel por debajo de los vertederos de pozo puede diseñarse para los cuatro regímenes diferentes de flujo que se muestran en la figura 4.17, según la posición relativa del intradós del túnel y del nivel del cauce aguas abajo. La configuración de la figura 4.17(d) es la más favorable desde el punto de vista de la estabilidad del flujo en el túnel y de la prevención de vibraciones. La transición aireada del codo del pozo al túnel es un detalle de diseño importante. Su propósito es establecer una sección de control para el pozo y el codo y, al mismo tiempo, estabilizar el flujo libre o de presión (con un resalto estable) en el túnel. Para aspectos de diseño adicionales y detalles de vertederos de pozo, se debe consultar Novak y Čábelka (1981), US Bureau of Reclamation (1987) y Haindl (1984).

4.7.5 VERTEDEROS DE SIFÓN

Los vertederos de sifón son conductos cerrados en forma de una U invertida con una toma, una rama superior corta, una garganta (sección de control), una rama inferior y un desagüe.