

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE AGRONOMIA



CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE EL DISEÑO
DE SISTEMAS DE ALMACENAMIENTO
(PRESAS DE ALMACENAMIENTO)
CASO PRACTICO (OPCION V)

QUE PARA OBTENER EL TITULO
DE INGENIERO AGRONOMO FITOTECNISTA

PRESENTA:

ROBERTO CABALLERO GONZALEZ

MONTERREY, N. L.

AGOSTO DE 1981

T

TC540

C3

C.1



1080061047

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE AGRONOMIA



CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE EL DISEÑO
DE SISTEMAS DE ALMACENAMIENTO
(PRESAS DE ALMACENAMIENTO)
CASO PRACTICO (OPCION V)

QUE PARA OBTENER EL TITULO
DE INGENIERO AGRONOMO FITOTECNISTA

PRESENTA:

ROBERTO CABALLERO GONZALEZ

MONTERREY, N. L.

AGOSTO DE 1981

T
TC546
C3



040627
FA 7
1981

A MIS PADRES

SR. ROBERTO CABALLERO LOZANO Y

SRA. LEONOR GONZALEZ DE CABALLERO

Quienes me han dado su tiempo, su comprensión, su interés, su cariño, Porque siempre han estado conmigo para hacerme con su afecto mucho más fácil el camino.

Porque me han escuchado y así aligeraron el peso normal de mi existencia. Por todo esto....

MUCHAS GRACIAS

A MIS HERMANOS

Aurelio, Juana Inés, María Concepción,

José Martín y Sanjuana Leonor

Caballero González

A MI ABUELITA

Sra. María Concepción Chapa Vda. de González

A LA MEMORIA DE MI HERMANO

Sergio Caballero González

Quien a pesar de su corta edad siempre demostró tener mucho interés en las actividades del campo.

Por su entusiasmo, empeño y tezón en todo lo que emprendía.

A LA MEMORIA DE MI ABUELITO

Sr. José E. González Guerra

Por haber sido el ser que me guió
en mi carrera y de quien yo tomé
como ejemplo a seguir su experiencia,
sus conocimientos.

Porque él fue la base para la
elección de esta profesión y de
la cual ahora termino una etapa
más.

A MI ASESOR

Ingeniero Carlos H. Sánchez Saucedo

**Por su colaboración en la
realización de este trabajo**

A MIS MAESTROS

En especial al:

Ingeniero Juan de Dios Benavides Castro

**Por el gran apoyo y la amistad
que siempre me ha demostrado**

I N D I C E

	Página
INTRODUCCION	1
OBRAS DE ALMACENAMIENTO.	3
CLASIFICACION SEGUN LOS MATERIALES	4
Presas de Tierra.	4
Principales Tipos de Presas de Tierra	4
Presas de Enrocamiento.	7
Presas de Gravedad de Concreto.	7
Presas de Concreto del Tipo de Arco	8
Presas de Concreto del Tipo Contrafuerte.	8
COMPONENTES DE LAS OBRAS O VERTEDOR DE DEMASIAS.	11
Tipos de Vertedores.	11
OBRA DE TOMA.	13
CORONA DE LA CORTINA	14
BORDO LIBRE	15
PANTALLAS.	16
Tipos de Pantallas.	16
ELECCION DEL TIPO DE PRESA	20
Aspectos Geológicos	20
Topografía	21
Aspectos Sociales	22
Disponibilidad de Materiales.	22
Tamaño y Situación del Vertedor de Demasías	22
Fenómenos Naturales.	22

	Página
REQUISITOS DE UNA BUENA CIMENTACION EN PRESAS DE TIERRA. .	23
FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LAS PRESAS.	24
CRITERIOS DE DISEÑO.	25
Función de la Obra.	26
Tipo, Cantidad y Localización de los Materiales . . .	26
Características de la Boquilla, Cimentación y Vaso. .	27
Clima y Tiempo Disponible para la Ejecución.	30
Características Geológicas y Sismológicas Regionales.	32
Importancia de la Obra.	33
CAUSAS POTENCIALES DE FALLA.	34
DISEÑO CONTRA EL DESBORDAMIENTO.	38
DISEÑO CONTRA FLUJO INCONTROLADO	40
Permeabilidad del Vaso.	40
Tubificación.	41
Agrietamiento de la Cortina	45
Capacidad de Retención y Drenaje de los Filtros . . .	47
Conductos Enterrados	48
Condiciones de Seguridad Contra Flujo Incontrolado. .	49
DISEÑO CONTRA DESLIZAMIENTOS	52
Método de Análisis.	52
Condiciones Críticas en la Estabilidad	
de una Presa	53
Análisis de Estabilidad con Esfuerzos Totales	
y con Esfuerzos Efectivos	56

	Página
Mecanismos de Falla	63
DISEÑO CONTRA EROSION DE TALUDES	63
DISEÑO DE PROTECCION DE ENROCAMIENTO	66
DISEÑO DE OTROS TIPOS DE PROTECCION.	67
BIBLIOGRAFIA.	68

INDICE DE TABLAS

TABLA No.		PAGINA
1	Principales Presas de Almacenamiento. . . .	9
	Anexo	10
2	Características de Pantallas Construídas en México	19
3	Resumen de las Causas más Importantes de Fallas (según Middlebrooks)	34
4	Relación entre el Porcentaje de Fallas y la Edad de las Presas.	35
5	Porcentaje de Fallas en Diferentes Epocas .	36

INTRODUCCION

Los proyectos de abastecimiento de agua, riego o hidroeléc--
tricos que extraen directamente el agua de una corriente, no pueden
ser capaces de satisfacer las demandas de sus consumidores o usua--
rios durante los escurrimientos extremadamente bajos. La corriente
que puede no llevar agua, o bien tener escurrimientos muy pequeños
de ésta durante ciertas partes del año, con frecuencia se vuelve un
impetuoso torrente después de lluvias fuertes y entonces, constitu--
ye un peligro para todas las actividades a lo largo de sus márgenes.

Un vaso de almacenamiento o de conservación, puede retener -
ese exceso de agua en los períodos de lluvia. Además de conservar
el agua para uso posterior, el almacenamiento del agua de avenidas
también puede reducir el daño de inundaciones aguas abajo del vaso.

Cualquiera que sea la capacidad de un vaso o el uso final --
del agua la función principal de un almacenamiento es estabilizar -
el escurrimiento del agua, ya sea regulando un establecimiento va--
riable de una corriente natural o mediante la satisfacción de una -
demanda variable para los consumidores finales.

Es importante para el país la construcción de este tipo de -
obras ya que en éstas aumentan las áreas regables con la finalidad
de aumentar la producción agrícola y pecuaria.

Además estas obras aportan indirectamente grandes beneficios

al país abasteciendo de alimentos y materias primas para la industria, aumentando las exportaciones y por lo tanto un descenso en las importaciones, contribuyendo así a mejorar los ingresos del sector agrícola de la población que es el de menores recursos.

Hoy en día se construyen gran número de obras de este tipo pero con una mayor tecnificación, ya que para su realización se deben de hacer una serie de estudios detallados para así observar los diferentes factores y consideraciones que se deben de tener para lograr un buen diseño de éstas.

El objetivo de este trabajo es el de conocer algunas de las más importantes consideraciones que se deben de tener para lograr un buen diseño de estos sistemas de almacenamiento previniendo con esto problemas futuros que pueden presentar estas obras y así lograr el máximo funcionamiento de las mismas.

OBRAS DE ALMACENAMIENTO

Las obras de almacenamiento constituidas por presas captan y almacenan durante el tiempo necesario las aguas de la corriente o corrientes que forman la disponibilidad hidráulica y permiten ir ex trayendo los volúmenes almacenados a medida que los cultivos lo re- quieren, tienen además la función reguladora de avenidas, causantes de grandes daños sobre las tierras de cultivos y poblaciones ribereñas.

Las obras de almacenamiento están formadas por el vaso de di mensiones más o menos grandes y la cortina de uno o más cuerpos que lo cierra del lado de las aguas abajo, también de dimensiones, for- mas y tipos muy diversos. Sobre el cuerpo de la cortina o en lugares separados, pero cercanos a ellos, se construyen las obras de se guridad o vertedores de excedencias o de demasías.

CLASIFICACION SEGUN LOS MATERIALES

De acuerdo al tipo del material, las obras o presas se pueden clasificar en los siguientes tipos:

- 1.- Presas de tierra
- 2.- Presas de enrocamiento
- 3.- Presas de gravedad de concreto
- 4.- Presas de concreto del tipo de arco
- 5.- Presas de concreto del tipo contrafuerte.

1.- Presas de Tierra

Las presas de tierra son bordos o diques de roca o tierra -- con dispositivos y medidas para controlar la filtración por medio -- de un corazón impermeable o delantal de aguas arriba.

Principales Tipos de Presas de Tierra

a) Presas de Relleno Hidráulico:

Su característica fundamental es que los materiales integran tes de la sección incluyendo los fines del corazón y también los -- granulares relativamente gruesos de los respaldos permeables, son -- atacados a la cantera; conducidos a la cortina y colocados en ella por medios hidráulicos. Un ejemplo de este tipo lo constituye la -- Presa Necaxa, en el río del mismo nombre en el Estado de Puebla.

b) Presas de Materiales Compactados:

En este tipo de obras se construye la principal parte del te

rraplén en capas sucesivas, compactadas mecánicamente, utilizándose el propio material de las excavaciones y de las demás estructuras. Utilizándose para ello motoconformadoras o bulldozers y rodillos.

Las características de la sección de una presa de materiales compactadas dependen de la disponibilidad de suelos y roca, de las propiedades mecánicas, de la topografía del lugar y de las condiciones geológicas. La Presa José A. Torres, localizada en el municipio de Ecuandureo en el Estado de Michoacán sobre el arroyo La Providencia constituye un ejemplo de este tipo.

c) Presas de Material Homogéneo:

Las presas de este tipo de material homogéneo están compuestas de un solo material (excluyendo la protección de los parámetros). El material que constituye la presa debe ser suficientemente permeable para formar una efectiva barrera para el agua y para estabilidad, los taludes deben ser relativamente tendidos. Debe contar con drenes internos. Este tipo de presa son aplicables en las localidades, en donde hay facilidad para obtener suelo con poca variabilidad en su permeabilidad y en donde los suelos de diferentes permeabilidades se pueden obtener suelos en pequeñas cantidades o a un costo mucho mayor. Un ejemplo de este tipo lo es la Presa derivadora La Escondida en el municipio de Hidalgo, Tamaulipas; recibiendo la aportación de tres arroyos denominados La Lajilla, Gatos y El Nana.

d) Presa de Sección Compuesta:

El tipo de sección compuesta más común de presas de tierra compactada es el que consta de un núcleo central impermeable confinado. Las zonas permeables pueden ser de arena, grava, cantos, rocas de estos materiales. La zona impermeable puede ser tierra, concreto o bien de otro material. Este tipo de presa es apropiada -- cuando se dispone de una gran variedad de suelos. Un ejemplo de este tipo lo es la Presa El Barrial en el municipio de San Francisco El Rincón del Estado de Guanajuato sobre el arroyo San Francisco.

e) Presas de Materiales Graduados:

Se ha dado este nombre a las presas en que los materiales se distribuyen en forma gradual, de los suelos finos en el corazón pasando por filtros y transiciones o enrocamientos, en los que también se trata de colocar el material respetando la misma idea. De este tipo existen en nuestro país un gran número de ellas. Ejemplos: La Presa Netzahualcoyotl en el Estado de Chiapas sobre el Río Grijalva; Marte R. Gómez en el Estado de Tamaulipas sobre el Río San Juan; Presa Falcón también en el Estado de Tamaulipas sobre el Río Bravo, etc.

f) Presas de Delantal o Pantalla:

Es frecuente encontrar depósitos de aluvión permeable en el cauce del río. Cuando su espesor es menor de 20 metros se prefiere llevar el corazón impermeable hasta la roca, mediante una trinchera como en el caso de las presas Alvaro Obregón, Sonora y el Infierni-

llo sobre el Río Balsas. Por si tales depósitos son gruesos o muy permeables o sea más de 20 metros de espesor, no sería económico ex cavar trincheras; entonces existen dos tipos de solución:

1.- El delantal de arcillas compactadas, con prolongación ho zontal del corazón impermeable hacia aguas arriba. Un - ejemplo de este tipo lo es la Presa Abelardo L. Rodrí- - guez en Sonora.

2.- Pantalla impermeable a base de inyecciones o bien con pi lotos o muros de concreto simple colados. Un ejemplo de este tipo lo constituye la Presa Los Tórtolos en Durango.

2.- Presas de Enrocamiento

Las presas de enrocamiento son terraplenes formados por frag mentos de rocas de varios tamaños cuya función es dar estabilidad a una membrana, que es la que proporciona impermeabilidad. Se han -- utilizado muchos materiales diferentes para la membrana, incluyendo tierra, concreto, acero asfáltico y madera, aunque las únicas cimen taciones adecuadas la constituyen la roca, arena compactada y la -- grava. Un ejemplo lo constituye la Presa El Infiernillo localizada en los Estados de Michoacán y Guerrero sobre el Río Balsas.

3.- Presas de Gravedad de Concreto

Las presas de gravedad de concreto, se adaptan a lugares en los que se dispone de una cimentación de roca razonablemente sana,

aunque las estructuras bajas se pueden establecer sobre cimentaciones aluviales si se construyen las obras adecuadas. Las presas de gravedad pueden tener planta curva o recta. La planta curva puede proporcionar algunas ventajas en lo que respecta al costo y a la seguridad. Un ejemplo de este tipo, lo es la Presa El Chique en el Estado de Zacatecas sobre el Río Juchipila.

4.- Presas de Concreto del Tipo de Arco

Las presas de concreto del tipo de arco se adaptan a los lugares en los que en la relación de la distancia entre los arranques del arco a la altura no es grande y en donde las cimentaciones en estos mismos arranques es roca sólida, capaz de resistir el empuje del arco. Un ejemplo de este tipo lo constituye la presa El Pabellón sobre el Río del mismo nombre en el Estado de Aguascalientes.

5.- Presas de Concreto del Tipo Contrafuerte

Las presas del tipo de contrafuerte comprenden las de losas y las de arcos. Requieren aproximadamente el 60% menos de concreto, que las presas macizas de gravedad, pero los aumentos debidos a los moldes y al refuerzo de arco necesario, generalmente contrarrestan las economías en concreto. Un ejemplo de este tipo lo es la Presa Francisco I. Madero en Chihuahua sobre el Río Conchos.

Enseguida se anexa una tabla donde se pueden observar las principales presas de almacenamiento, así como sus características respectivas.

TABLA 1. PRINCIPALES PRESAS DE ALMACENAMIENTO

Núm.	Presas	Estado	Rio	Cerrina		Tipo	Volumen	Capacidad	Proposito	Año en que se terminó
				N°	Capacidad					
1	La Angostura	Chiapas	Grijalva	146	4 500 000	18 214	G-CA	1973		
2	El Infernillo	Mich. Gro.	Balsas	145	5 500 000	12 000	G	1963		
3	Netzahuatcoyotl (Malpasos)	Chiapas	Grijalva	138.9	5 100 000	12 800	G-CA	1964		
4	El Novillo	Sonora	Yaqui	135	262 000	3 000	G	1964		
5	Santa Rosa	Jalisco	Santiago	114	93 000	400	G	1963		
6	Lopez Mateos (El Humaya)	Sinaloa	Humaya	105.5	5 496 400	2 500	R-CAG	1965		
7	Colimilla	Jalisco	Santiago	105	60 000	3.5	G	1950		
8	Lazaro Cardenas (El Palmito)	Durango	Nazas	95	5 300 000	3 000	R-CA	1946		
9	La Angostura	Sonora	Bavispe	92	184 000	640	R-G	1942		
10	La Soledad	Puebla	Apulco	91	117 000	60	G	1962		
11	Alvaro Obregon (El Oviáchic)	Sonora	Yaqui	90	9 756 000	3 000	R-CAG	1952		
12	La Amistad	Coahuila	Bravo	87	6 525 700	7 049	R-CAG	1968		
13	Benito Juarez (El Marqués)	Oaxaca	Tehuantepec	85.5	2 877 830	1 100	R-CA	1961		
14	Manuel Avila Camacho (Valsequillo)	Puebla	Atzacac	85	740 000	405	R	1946		
15	Miguel Hidalgo (El Mahonc)	Sinaloa	Fuerric	81	7 700 000	2 300	R-G-CA	1956		
16	Sansón	Sinaloa	Tamazula	81	5 093 000	865	R-CA	1948		
17	Presidencia Alemán (El Temascal)	Oaxaca	Tonió	76	9 334 062	8 000	R-CAG	1955		
18	Cupatitzio	Michoacán	Cupatitzio	76	728 000	5.3	G	1950		
19	La Boquilla	Chihuahua	Conchos	74	670 000	3 000	R-G	1910		
20	Ruiz Cortines (Mocuzari)	Sonora	Mayo	72	5 836 288	1 000	R-CA-G	1955		
21	Rodriguez Victoria (El Tunal)	Baja California	Tijuana	72	186 500	137	R-CA-AA	1937		
22	Tacotan	Jalisco	El Tunal	71.1	1 296 150	62	R-CA	1962		
23	El Bosque	Michoacán	Ayuquila	68.5	1 790 000	150	R-CA-G	1958		
24	Vicente Guerrero (Palos Altos)	Guerrero	Zitácuaro	68	614 800	225	G	1954		
25	Calles	Aguascalientes	Poliulla	67.5	2 730 000	300	R	1948		
26	San Ildefonso	México	Santiago	67	46 000	340	R-CA	1931		
27	Luis L. Leon (El Granero)	Chihuahua	Prieto	62	370 000	52	R-CA	1942		
28	Las Adunias	Tamaulipas	Conchos	62	1 735 000	350	R-CA	1967		
29	José María Morelos (La Villita)	Mich. Gro.	Soto la Marina	62	1 536 305	5 263	R	1967		
30	Erdo	Hidalgo	Balsas	60	3 510 000	718	R-CAG	1951		
31	Chihuahua	Chihuahua	Tula	60	1 820 515	162	R	1964		
32	Francisco I. Madero	Chihuahua	Chuvistar	58	667 350	32.3	CA-AA	1949		
33	Francisco Villa (El Bosque)	Durango	Conchos	57	126 300	425	R	1949		
34	El Finiero	Chihuahua	Poanas	56	1 053 000	76.7	R	1968		
35	Necaxa	Puebla	Santa Maria	56	596 950	150	R-CA	1950		
36	Cuauhtémoc (Santa Teresa)	Sonora	Necaxa	56	1 633 683	42.9	G	1912		
37	Huichapan	Sonora	Altar	54	693 300	45	R-CA	1950		
38	Solis	Hidalgo	Arroyo Hondo	53	210 650	25	R	1939		
39	Falcón	Guanajuato	Lerma	51.7	1 980 941	200	R-CA-G	1949		
40	La Venta	Tamaulipas	Bravo	50	9 240 000	5 038	R-CA-G	1953		
41	Valle de Bravo	Guerrero	Papagayo	50	28 800	37	G	1963		
42	Marte R. Gómez (El Anucar)	México	Valle de Bravo	49	295 000	400	G	1947		
43	Miguel Alemán (Excarné)	Tamaulipas	San Juan	49	5 563 684	1 060	R-CA	1946		
44	Villa Victoria	Zacatecas	Tlaltenango	48	360 000	60.8	R-CAG	1949		
45		México	San José Malacatepec	47	100 000	210	G	1944		

TABLA I. ANEXO

46	El Chique	Zacatecas	Juchipila	47	28 071	64	R-C-A-G	1948
47	Las Lajas	Chihuahua	El Carmen	47	605 000	91	K	1960
48	La Soledad	Guauajuato	Santa Ana	46	280 000	2.4	AA	1955
49	Zacurán	Michoacán	Zicuirán	46	377 636	80	K	1957
50	Coahuila	Michoacán	Grande de Morelia	46	604 726	60.5	R-C-A-G-AA	1959
51	J. Ortiz de Domínguez (El Sabino)	Sinaloa	Alamos	44	4 998 600	607	R	1968
52	La Intermedia	Jalisco	Santiago	44	70 000	1.5	G	1962
53	Jucocqui	Aguascalientes	Santiago	44	23 660	10	R	1979
54	Cuarenta	Jalisco	Lagos	42	601 640	30	R-CA	1949
55	Leobardo Reynoso (Trujillo)	Zacatecas	Los Lagos	40	476 620	75	R	1949
56	Abraham González (Chihuahua)	Chihuahua	Papigachic	39.5	367 300	70	R-CA	1961
57	Francisco Zarco (Las Tortolas)	Durango	Nazas	39.5	969 435	438	CA	1968
58	Tachimay	México	Tepeji	39	112 387	50	R	1934
59	La Codorniz	Aguascalientes	La Labor	36	372 950	5.4	R	1967
60	Abelardo L. Rodríguez (Hermosillo)	Sonora	Sunora	36	3 092 000	250	R-CA	1948
61	Constitución de 1917	Querétaro	Arroyo del Caracol	35	2 314 000	63	R	1970
62	Venustiano Carranza (Don Martín)	Coahuila	Salado	35	997 000	1 385	R-CA	1932
63	Valerio Trujano (Tepecoacuilco)	Guerrero	Tepecoacuilco	33.3	943 800	39	R	1964
64	Pabellón	Aguascalientes	Pabellón	33	2 300	1	R	1931
65	Alvaro Obregón (Las Palomas)	San Luis Potosí	Alaquines	33	405 000	4	R	1939
66	Requena	Hidalgo	Tepeji	32.9	177 350	71	R-CA	1926
67	La Calera	Guerrero	Del Oro	31.8	406 850	65	R	1944
68	Damxho	México	Coscomate	31	336 900	22.6	R	1949
69	Urepetiro	Michoacán	Tlazalca	30	355 700	13	R-CA	1964
70	Peña Blanca	Aguascalientes	Arroyo de Tepezán	29.6	124 377	3.3	R	1958
71	Huitzaco	Guerrero	Huitzaco	27.1	200 400	1.8	R	1962
72	El Cazadero	Zacatecas	Aguanaval	27	309 600	30.9	R	1965
73	La Esperanza	Hidalgo	Chico de Tulancingo	27	65 970	4.2	R	1943
74	Agostitlán	Michoacán	Agostitlán	25	68 180	14.3	R	1954
75	Peña del Águila	Durango	Sauceda	25	313 608	30	R	1954
76	Atlanga	Michoacán	Zahuapan	24.2	199 270	50	R	1962
77	José Antonio Alzate (San Bernabé)	Thaxcala	Lerma	24	167 800	35.3	R	1962
78	La Red	México	Caljerén	24	159 190	14.3	R	1967
79	Cuquío	Jalisco	Achichileco	24	349 950	7.5	R	1968
80	Parral	Chihuahua	Parral	23.7	236 500	10.2	CA-AA	1951
81	Ignacio Ramírez (La Gavia)	México	Arroyo La Gavia	23.5	725 000	20.5	R	1965
82	Agualeguas	Nuevo León	Arroyo Boquinetes	23	399 000	10	R	1966
83	Magua	Hidalgo	Arroyo De la Vega	20.5	92 730	4.3	R	1963
84	El Palote	Guauajuato	Los Gámez	20.5	859 523	10	C-AA	1954
85	El Estribón	Jalisco	Yahualica	19.9	253 969	6.5	K	1947
86	Dique Los Becos	Sinaloa	Arroyo Los Becos	19.6	1 848 600	40.3	R-AA	1969
87	Abelardo L. Rodríguez (Ticuitaco)	Michoacán	Zinaparo	19.5	81 900	7.5	R	1966
88	El Chamal	Tamaulipas	Arroyo Corralcijo	18	321 900	7.5	R	1971
89	La Vega	Jalisco	Ameca	15.5	35 500	44	R-CA	1956
90	El Tule	Jalisco	Zula	15.5	121 983	30	R	1969

* Altura: Diferencia de elevación, en metros, entre el punto más bajo de la cimentación y la corona, excluyendo dentellones.
 Volumen: Volumen total de la cortina, en metros cúbicos.
 Capacidad: Capacidad total del vaso, en millones de metros cúbicos.
 Propósito: R, riego; G, generación de energía; CA, control de avenidas; AA, abastecimiento de agua.

COMPONENTES DE LAS OBRAS O VERTEDOR DE DEMASIAS

El vertedor de demasías es la válvula de seguridad de una presa. Debe tener la capacidad para descargar grandes avenidas, sin dañar la cortina o cualquiera de sus estructuras y al mismo tiempo mantener el nivel del vaso abajo de algún nivel máximo determinado previamente.

La capacidad del vertedor la dictan principalmente las características de escurrimiento y el gasto de la corriente, independientemente de las condiciones del lugar o de tipo de presa. La selección de los tipos específicos de vertedores dependerá de las magnitudes de las avenidas que tengan que verterse.

Tipos de Vertedores:

a) Vertedor de Cresta Libre o Escurrimiento Libre

Un vertedor de cresta libre es una sección de presa que se diseña para permitir que el agua pase sobre su cresta. Generalmente este tipo de vertedores se emplea en presas de gravedad, de arco y de enrocamiento. Algunas presas de tierra tienen una sección de concreto tipo gravedad diseñado para servir como un vertedor. El diseño para presas bajas generalmente no es crítica y se utiliza una variedad de arreglos simples para la cresta. En el caso de presas grandes con frecuencia es importante que la descarga necesaria en una o arriba de la cresta del vertedor tenga un valor mínimo y que el agua pasando por dicha cresta sea guiada suavemente sobre ella con el mínimo de turbulencia.

b) Vertedores con Rápida

El agua escurre sobre la cresta de un vertedor con rápida hacia un canal de descarga a cielo abierto de pendiente fuerte que se llama rápida o cascada. Esta estructura es relativamente ligera y está bien adaptada a las presas de tierra o de enrocamiento cuando las condiciones topográficas lo permitan.

c) Vertedor de Canal Lateral

Un vertedor de canal lateral es uno en el cual el escurrimiento después de pasar por la cresta conduce a un conducto que corre paralelo a dicha cresta. Este tipo de vertedor de excedencias se utiliza en cañones estrechos donde no hay disponible suficiente longitud para una cresta de escurrimiento libre o para los vertedores con canal de descarga.

d) Vertedores de Sifón

Cuando no es necesario una gran capacidad y el espacio está limitado, los vertedores de sifón tienen la ventaja de que pueden automáticamente conservar la elevación de la superficie del agua -- dentro de límites muy estrechos.

e) Vertedores de Pozo

Un vertedor de pozo, el agua cae por una galería vertical o pozo a un conducto horizontal que la conduce aguas abajo de la presa. Un vertedor de pozo frecuentemente puede utilizarse donde no hay espacio adecuado para el otro de vertedores.

OBRA DE TOMA

La función de la obra de toma sirve para regular o dar salida al agua almacenada en una presa. Pueden dejar salir las aportaciones en forma gradual, como en el caso de una presa reguladora; - derivar los volúmenes recibidos a canales o tuberías como en el caso de una derivadora o dar salida al agua con gastos que dependen - de las necesidades de evacuación o de la combinación de necesidades múltiples.

Las estructuras de las obras de toma pueden clasificarse de acuerdo con su distribución física y estructural o con su operación hidráulica. Así las obras de toma que descargan directamente al río se pueden llamar con salida al río; las que descargan a un canal se pueden llamar con salida al canal o bien las que descargan a un conducto cerrado se llaman con salida a una tubería cerrada.

CORONA DE LA CORTINA

La anchura de la corona de una cortina depende de las siguientes consideraciones:

- 1.- De la naturaleza de los materiales para los terraplenes y de la distancia mínima de filtración admisible a través del terraplén con el agua al nivel normal del vaso.
- 2.- De la altura de la importancia de la estructura.
- 3.- De la posible necesidad de utilizarla como tramo de un camino.
- 4.- De la factibilidad de su construcción.

La corona debe llevar una protección contra la lluvia; el viento o el desgaste por tránsito cuando la corona se use como camino.

BORDO LIBRE

Se define como bordo libre, a la diferencia que existe entre las elevaciones de las aguas máximas extraordinarias y la correspondiente a la corona de la cortina.

Con la elevación de la corona se podrá conocer la altura - - máxima de la cortina, la que será necesaria para llevar a cabo el - estudio de estabilidad de taludes.

PANTALLAS

Se emplea el término Pantalla para designar cualquier tipo de estructura cuyo fin principal es la reducción del flujo del agua a través de la cimentación, sea metálica, de concreto, de tierra o formada por inyecciones.

Tipos de Pantallas:

a) Tablaestacados

Pueden formarse mediante inyecciones de productos impermeabilizantes, por pilotes de concreto secante y de una trinchera de lodos.

Las cortinas de inyecciones se utilizan generalmente para impermeabilizar depósitos hasta de profundidades de 100 m., pero también se han aplicado a derrumbes de laderas y a ciertas formaciones volcánicas. El inyectado es generalmente una mezcla estabilizada de arcilla, cemento, bentonita y aditivos (polvo de aluminio, silicato de sodio); en caso de encontrarse huecos grandes, se emplea arena fina.

Las pantallas formadas por pilotes secantes de concreto se construye excavando agujeros de 60 cm. de diámetro; las paredes se estabilizan mediante el uso de lodo bentonítico y los pilotes con colado de concreto; los cuales son colocados en dos etapas, alcanzándose profundidades de 100 m.

Las trincheras de lodo generalmente el espesor de éstas va--

ría de 1 a 3 m. Su limitación en profundidad está condicionada por el tipo de material a excavar y la presencia de grandes bloques. El relleno está formado por una mezcla bien graduada de arena, grava y arcilla o bentonita.

b) Muros Sólidos o Celulares

Excepto por razones y de programación, esta alternativa es - aplicable siempre que resulten manejables las filtraciones hacia la trinchera durante la construcción.

c) Trincheras de Material Compactado

Se requiere una excavación de grandes proporciones, en la que el bombeo de las filtraciones y la estabilidad de los taludes interiores son los factores determinantes del costo. Tiene la ventaja que la construcción se realiza con equipo convencional, la roca basal se inspecciona visualmente y es susceptible de tratamientos con inyecciones, colados parciales de cemento, embarradas de lechada.

d) Delantales Impermeables

En cimentaciones o empotramientos térreos de gran profundidad, pero de permeabilidad relativamente baja, la solución más sencilla y confiable es el delantal de arcilla construído sobre el terreno natural como prolongación del corazón impermeable hacia aguas arriba, previa limpia de material vegetal y nivelación para regularizar la superficie. La longitud del delantal depende de la carga en el embalse y la permeabilidad de la cimentación.

A veces es necesario recurrir a la combinación de estos tipos de pantallas según las condiciones que se tenga del tipo de suelo y roca y de la filtración. A continuación se presenta una tabla de las principales pantallas construídas en México y sus respectivas características.

TABLA 2.- CARACTERISTICAS DE PANTALLAS CONSTRUIDAS EN MEXICO

Presas y estado	Rio	D _{max} m	H m	B m	Tipo de pantalla	B' o E m	Q lt/seg	Observaciones
A. L. Rodriguez, Sonora	Sonora	>50	17	465	Delantal impermeable	300	1 800	Filtros invertidos aguas abajo
El Palote, Guajalajara	Los Gómez	>25	12	50	Delantal impermeable	20	70	Galería filtrante; delantal natural dep. lamoso, 3 m esp.
Alvaro Obregón, Sonora	Yaqui	35	47	125	Trinchera con material compactado	—	No hay medición	Máx. caudal bombeado durante la excavación, 1 m ³ /seg
El Tunal, Durango	Tunal	22	47	60	Trinchera con material compactado	—		Máx. caudal bombeado durante la excavación, 200 lt/seg
El Bosque, Michoacán	Zitácuaro	100	64	110	Cortina de inyecciones	6	4 000	Cimentación formada por lava en bloques empacados en filas
Las Tortolas, Durango	Nazas	140	29	40	Dentellón de lodos	3	450 (estimado)	Profundidad del dentellón, 20 m
José M. Morelos, Mich. Gro.	Balsas	90	50	28	Paneles de concreto	0.6	Despreciable	Area de la pantalla, A _p = 15 160 m ²
El Infernillo, Michoacán	Balsas	22*	20	100		0.6	6	A _p = 1 180 m ²
		14**		A _p = 530 m ²				
El Novillo, Sonora	Yaqui	32*	30	40	Pilotes secantes	0.6	0.6	A _p = 1 760 m ²
		28**		A _p = 1 340 m ²				
Santa Rosa, Jalisco	Santiago	30*	25	40		0.6	40	A _p = 1 120 m ²
		18**		A _p = 750 m ²				

Q = Gasto de filtración en m³/seg.

B' = Longitud del delantal en m.

D = Profundidad de la cimentación en m.

H = Carga de agua en el embalse en m.

B = Ancho de la presa en m.

* = Atagüa de aguas arriba.

** = Atagüa de aguas abajo.

ELECCION DEL TIPO DE PRESA

La selección del mejor tipo de presa para un lugar determinado requiere la consideración cuidadosa de las características de cada una de ellas, en relación con los accidentes físicos del lugar y la adaptación a los fines para los que se supone que va a servir la presa, así como lo que respecta a la economía, seguridad y otras limitantes que pudieran existir. A continuación se mencionan los más importantes factores para la selección de la presa más apropiada para cada caso:

1.- Aspectos Geológicos:

Intervienen en cuanto a la capacidad de sustentación conforme a las propiedades mecánicas y de deformabilidad del suelo, así - como de las condiciones de permeabilidad. Dichas cimentaciones son las siguientes:

a) Cimentaciones de Roca Sólida:

Presentan relativamente alta resistencia a las cargas, a la erosión y filtración, por lo que el tipo de presa elegida se puede construir encima de ellas.

b) Cimentaciones de Grava:

Si está bien compactada, es buena para construir presas - de tierra, de enrocamiento y presas bajas de concreto. La desventaja que se tiene es que la grava es muy permeable por lo que se tiene que usar impermeabilizantes.

c) Cimentaciones de Limo o Arena Fina:

Se pueden utilizar para apoyar presas de gravedad de poca altura si están bien proyectadas, pero no para las presas de enrocamiento. Los principales problemas son los asentamientos, filtraciones y erosiones de talud.

d) Cimentaciones de Arcilla:

Generalmente este tipo de cimentación de arcillas no es bueno para la construcción de presas de concreto del tipo de gravedad por su gran volumen de asentamientos y alta humedad. Se usan para apoyar presas pero requieren de un tratamiento especial.

e) Cimentaciones Irregulares:

Ocasionalmente pueden ocurrir situaciones donde no será posible encontrar cimentaciones uniformes que corresponden a algunas de las clasificaciones y que obligará a construir sobre una cimentación de roca y de materiales blandos.

2.- Topografía:

Definida en primera instancia para la ubicación de uno o varios ejes que hagan económicamente posible el proyecto.

Dentro de ésta es importante la morfología, en la cual pudieron encontrarse aspectos de carácter estrecho para la construcción de una u otra estructura.

3.- Aspectos Sociales:

Interviene cuando se pretende algún beneficio para proporcionar trabajo al elemento humano de la región.

4.- Disponibilidad de Materiales:

Según la potencialidad de los bancos, distancias de acarreo, acceso y afectaciones, así como de las características físicas y mecánicas de los suelos.

5.- Tamaño y Situación del Vertedor de Demasías:

Con frecuencia su tamaño y tipo y las restricciones naturales en su localización serán el factor decisivo de la elección del tipo de presa.

6.- Fenómenos Naturales:

Si una presa queda sujeta en un área donde las sacudidas de temblores son frecuentes, el proyecto deberá tomar en cuenta el aumento de las cargas y de los esfuerzos. En segundo término intervendrán aquellas zonas de intensas heladas, etc.

REQUISITOS DE UNA BUENA CIMENTACION EN PRESAS DE TIERRA

- 1.- Que pueda presentar apoyo estable para la cortina, ya que ésta descansará en formaciones geológicas que eran estables antes - de la construcción, pero que al ponerse en servicio la obra es tan a condiciones directas, debida a cargas adicionales que se le imponen y a los efectos de saturación, factores que pueden originar problemas de estabilidad.
- 2.- Que sea lo suficientemente impermeable para eliminar toda posibilidad de filtración con objeto de que se cumpla con la finalidad de la obra y a la vez evitar posibles acciones erosivas.
- 3.- Que la deformidad cuando se trata de cimentaciones suaves (arcillas o limos) sean de una magnitud tal, que no signifiquen - un peligro potencial para la estructura.

FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LAS PRESAS

Una presa debe ser relativamente impermeable al agua y ser capaz de resistir las fuerzas que actúan sobre ellas. Las más importantes de estas fuerzas son:

- a) Gravedad o Peso de la Presa
- b) Presión Hidroestática
- c) Presión del Hielo
- d) Fuerzas sísmicas.

El peso de una presa es el producto de su volumen y del peso específico del material. La línea de acción de esta fuerza pasa -- por el centro del área de la sección transversal.

Las fuerzas hidroestáticas pueden actuar en ambos parámetros: de aguas arriba de la presa y de aguas abajo de la presa.

El agua a presión inevitablemente encuentra su camino entre la presa y su cimentación y crea subpresiones, las cuales dependen del tipo de cimentación y de los métodos de construcción. Además de -- las fuerzas de inercia que actúan sobre la presa, los sismos tam- -- bién causan incrementos oscilatorios y disminuciones en la presión hidroestática sobre el parámetro de la presa.

CRITERIOS DE DISEÑO

Factores que Afectan el Proyecto:

Los factores que más afectan el diseño de una cortina de tierra y enrocamiento son:

- 1) Función de la Obra
- 2) Tipo, Cantidad y Localización de los Materiales Utilizables
- 3) Características de la Boquilla, Cimentación y Vaso
- 4) Clima y Tiempo Disponibles para la Ejecución
- 5) Características Geológicas y Sismológicas Regionales
- 6) Importancia de la Obra.

Estos constituyen lo que podría llamarse factores objetivos del diseño. Sin embargo, fijos todos ellos, pueden existir varias alternativas igualmente satisfactorias, al menos aparentemente, para muchos de los componentes del proyecto.

Más aún ante la necesidad de asignar probabilidades a diversos tipos de daños.

Es difícil determinar a priori la relativa importancia de los seis factores objetivos enumerados.

De hecho en cualquiera de ellos puede estar contenido el detalle de mayor importancia de un proyecto y, dado el gran número de aspectos que el ingeniero debe atender, siempre existe la posi-

bilidad de que ese detalle no sea estimado adecuadamente y aún de - que pase inadvertido. De aquí la importancia de un análisis cuidadoso de todas las partes del proyecto y de una evaluación apropiada durante la construcción, de las condiciones que puedan sugerir modificaciones benéficas al proyecto original. Es evidente que cuanto más detenidamente se analicen los detalles del proyecto y sus implicaciones, menor sea el número de imprevistos que ameriten modificaciones al diseño durante la ejecución.

1) Función de la Obra:

Es evidente que la función de la obra es un factor determinante de las dimensiones de la cortina y de las obras de excedencias, pero también afecta las condiciones de diseño o tratamiento de la cimentación y de los empotramientos, que son aceptables en su caso, pueden ser excesivos en otro, dependiendo de la finalidad de la presa (almacenamiento o derivación). Además la función de la obra, al determinar el régimen hidráulico de operación, influye en las medidas que han de adoptarse para el diseño del talud de aguas arriba por lo que toca a su estabilidad ante vaciado rápido del embalse.

2) Tipo, Cantidad y Localización de los Materiales Utilizables:

En principio, prácticamente cualquier material o conjunto de materiales térreos no solubles y con propiedades estables pueden servir para la construcción de una presa.

Sus propiedades mecánicas (resistencia, compresibilidad y -- permeabilidad) gobernarán la geometría de la cortina.

Además la cantidad y localización de los materiales disponibles afectarán la distribución de las diferentes zonas del dique.

En general, la selección y distribución de los materiales -- que han de emplearse en la cortina deben hacerse balanceando por -- una parte las distancias de acarreo y por otra las operaciones de -- extracción y proceso de los materiales con objeto de obtener el mismo costo de terraplén.

3) Características de la Boquilla, Cimentación y Vaso:

Las características topográficas y mecánicas de la cimenta-- ción pueden ejercer una gran influencia en diversos aspectos del diseño. En cualquier caso la cortina debe diseñarse de modo que se - adapte en todos sus detalles a dichas características.

La primera condición será elegir la localización y orienta-- ción del eje de la cortina, de modo que el volumen y las operacio-- nes para el tratamiento de la cimentación sean mínimos, en lo que - influyen otros factores además de los topográficos.

Los problemas constructivos serán muy diferentes en una bo-- quilla angosta y en una amplia.

En el primer caso se justifica esfuerzo por lograr el diseño más simple posible, que permite una ejecución libre de problemas de

circulación y de espacio de trabajo.

En cuanto a la estabilidad de la cortina siendo iguales todas las otras condiciones, una boquilla estrecha será siempre más favorable, si bien el efecto confinante de los empotramientos no se puede cuantificar la forma confiable.

Lo mismo puede decirse de las condiciones más propicias de una boquilla angosta con empotramientos convergentes hacia aguas abajo en comparación con el caso en que los empotramientos divergen hacia aguas abajo, principalmente cuando la cimentación o los empotramientos presentan superficies de debilidad en la dirección normal a la cortina. Por otra parte los valles angostos suelen ser desfavorables porque ofrecen empotramientos con taludes irregulares o muy empinados, que favorecen la aparición de grietas por asentamiento diferencial. En la boquilla angosta, las economías que resultan del análisis de estabilidad muy refinados pueden ser insignificantes. En cambio si se trata de una cortina de cualquier altura en un valle muy abierto, la minimización de la sección del dique es de la mayor importancia desde el punto de vista económico.

En cuanto a las características de la cimentación su compresibilidad y resistencia pueden obligar a aumentar las dimensiones de la cortina en la base, más allá de lo que en otras condiciones se requeriría, para evitar asentamientos diferenciales o fallas por cortante.

En una cimentación constituída por suelos granulares suscep-

tibles de compactación o de pérdidas de resistencia bajo efectos di
námicos, una parte crucial del proyecto será el mejoramiento de las
condiciones de tales depósitos bajo la cortina y en sus cercanías,
particularmente en regiones de alta simicidad.

Cuando el problema más importante de la cimentación está li-
gado al flujo de agua a través de ella, su influencia en el proyec-
to puede ser también apreciable. Por ejemplo: la posibilidad de --
que una pantalla impermeable de cualquier tipo pueda no ser eficien
te implica la necesidad de proporcionar un sistema de drenaje de la
cimentación y del terraplén cerca del talud aguas abajo (filtros, -
pozos de alivio, galerías de drenaje, etc.) Por otra parte, de una
manera indirecta, las características topográficas y geológicas del
sitio pueden también afectar al diseño, ya que influyen en el mane-
jo del caudal del río durante el período de construcción. En efec-
to si el río es desviado por medio de túneles con objeto de traba--
jar simultáneamente en toda la longitud de la cortina, o se utiliza
una sección de cierre, ciertos aspectos del diseño pueden ser dife-
rentes.

Si se hace una sección de cierre, deben tomarse medidas espe
ciales para evitar grietas por asentamientos diferenciales del te--
rraplén. Por ejemplo: se requerirán materiales más plásticos en --
las zonas impermeables, y mayor espesor de filtros y zonas de tran-
sición, especialmente aguas arriba, para prevenir una falla catas--
trófica en caso de agrietamiento.

Si se usan ataguías de dimensiones considerables, se acostumbra que formen parte de la cortina, por lo que habrán de diseñarse como obras permanentes en cuanto a características de los materiales y condiciones de colocación.

Las características topográficas del vaso, afectan al diseño, sobre todo en lo que se refiere a protección contra el oleaje en el talud de aguas arriba y dimensiones de bordo libre. Las características geológicas del vaso también deben tomarse en cuenta, pues las condiciones de inestabilidad o estabilidad casi crítica de taludes naturales pueden ser acentuados por la saturación e inundación de algunas formaciones durante llenado de embalse.

Si bien los efectos de un deslizamiento de grandes proporciones en el vaso y aún la posibilidad de tal deslizamiento, difícilmente pueden anticiparse al proyecto, pequeñas zonas en condiciones de estabilidad desfavorables deben investigarse con detenimiento, principalmente en la vecindad de la cortina, de la obra de toma y de las excedencias en estudio, pues su localización puede gobernar la de estos componentes del proyecto.

4) Clima y Tiempo Disponible para la Ejecución:

Generalmente los factores clima y tiempo disponible para la construcción están ligados entre sí. En México las mayores limitaciones por estos conceptos son impuestos por la lluvia, pero en otras regiones los inviernos muy severos o las sequías muy extremas pueden resultar de la mayor importancia.

Si el clima es lluvioso y el tiempo para la construcción es muy reducido, la posibilidad de una cortina de altura media o grande, de sección homogénea, quedaría prácticamente descartada por las dificultades para el control del contenido de agua de compactación y por la magnitud de las presiones de poro que se desarrollarían en el terraplén durante la construcción. En estas condiciones una sección mixta con corazón arcilloso delgado o una de enrocamiento con pantalla impermeable de contacto serían alternativas mejores.

Cuando el tiempo disponible impone una ejecución muy rápida en una cimentación arcillosa, un factor clave es el desarrollo de presiones de poro en la cimentación y sus consecuencias en la cimentación de la obra. Esta es una de las situaciones más crítica que pueden presentarse en la construcción de presas de tierra pues para asegurar la estabilidad de la cortina en condiciones de construcción con la rapidez prevista, se requiere incrementar el volumen de terraplén mucho más allá de lo que sería necesario con un calendario de ejecución más amplio. Esto a su vez implica incurrir en costos elevados que pueden reducir, anular o sobrepasar las economías logradas a través de un período de ejecución breve. Por lo tanto, el tiempo de ejecución y el volumen de la cortina deben balancearse, en casos como éste, para lograr un buen diseño. Dicha condición de compromiso generalmente requiere la aceptación de factores de seguridad muy próximos a uno en cuanto se refiere a la estabilidad durante la construcción.

Este riesgo sólo puede correrse si dicho factor de seguridad

está basado en datos confiables, obtenidos por medio de la interpretación inmediata de cuidadosas observaciones del comportamiento: presiones de poro, asentamientos y desplazamientos horizontales en el terraplén y la cimentación.

5) Características Geológicas y Sismológicas Regionales:

Así como las características geológicas del sitio de la región influye en la elección del tipo de presa más adecuado, también afecta en la localización detallada y los criterios de diseño de los diversos componentes de la presa una vez escogido el tipo de ésta.

En primer lugar, las condiciones geológicas (además de las topográficas) determinan la localización del vertedor, túneles de desviación, obra de toma y casa de máquinas.

En la elección del sitio para el vertedor en el diseño de éste, por ejemplo, deben considerarse la susceptibilidad a la erosión de la roca en la descarga, y la sensibilidad de los materiales de la cimentación a las vibraciones que se producirán en la estructura disipadora al pie del vertedor.

La naturaleza de las formaciones superficiales y su resistencia a la erosión en toda la cuenca tributaria, así como los tipos y la intensidad de los agentes erosivos, influyen en el diseño y en su vida útil porque determinan el volumen de azolves que llegará la presa.

Por otra parte, son frecuentes los casos en que el lecho del río está labrado a lo largo de una falla, y la presencia de ésta debe considerarse en la localización y en los detalles de diseño de la presa. Por ejemplo, si hay indicios de actividad reciente y no existe otra alternativa que construir la presa a través de la falla, deben tomarse medidas especiales de protección contra el agrietamiento y estimarse las consecuencias de éste en las peores condiciones posibles, antes de aceptar el riesgo implícito en tal proyecto.

En general se deberá tener en cuenta, a adoptar dichas medidas especiales, el tamaño y función de la presa, ubicación del vaso, capacidad del embalse de una rapidez con que puede vaciarse en caso de emergencia.

6) Importancia de la Obra:

Finalmente, ya que lo importante no es evitar las fallas y los defectos en sí, sino sus consecuencias negativas, todos los aspectos del diseño de una presa serán afectados, en lo que se refiere a los coeficientes de seguridad, por los factores como la capacidad del vaso y su localización con respecto a centros de población y zonas de gran valor económico, y por la importancia intrínseca de la obra. La magnitud estructural de la presa será también un elemento de consideración, pues una cortina de dimensiones sin precedentes involucrará mayores incertidumbres que en otras características pueden compararse con casos de compartimiento conocido.

CAUSAS POTENCIALES DE FALLA

Dado que el diseño y construcción de presas están basados a una gran medida de conocimientos empíricos, resulta especialmente útil revisar la experiencia acumulada en relación con los casos de compartimiento inadecuado, antes de discutir con detalles las condiciones de un buen diseño.

Tabla 3.- Resumen de las causas más importantes de fallas (según -- Middlebrooks, 1953).

Causas de la falla total o parcial	% del total
Desbordamiento	30
Flujo de agua	25
Deslizamientos	15
Fugas en conductos enterrados	13
Erosión de taludes	5
Otras causas	7
Causas desconocidas	5

La información insatisfactoria ha sido resumida por Middlebrooks en 1953 quien ha hecho una revisión de la experiencia de más de un siglo en la construcción de presas. De esta publicación se han tomado las Tablas 3, 4 y 5.

La Tabla 3 indica que el evento que ha causado el mayor número de fallas en presas de tierra es el desbordamiento. Esto puede

explicarse por la combinación de dos factores independientes:

- a) La vulnerabilidad de las estructuras térreas o la erosión por corrientes de agua.
- b) El auge que la construcción de este tipo de presas experimentó a finales del siglo pasado y principios del presente y que dio lugar al diseño de muchas de ellas con severas limitaciones de información hidrológica (obsérverse en la Tabla 5 los altos porcentajes de falla entre 1890 y 1930).

Tabla 4.- Relación entre el % de fallas y la edad de las presas (según Middlebrooks, 1953).

Causa de la falla parcial o total				
Edad de la presa en - años	Desbordamientos	Fugas de conductos	Flujo de agua	Deslizamientos
0-1	9	23	16	29
1-5	17	50	34	24
5-10	9	9	13	12
10-20	30	9	13	12
20-30	13	5	12	12
30-40	10	4	6	11
40-50	9	0	6	0
50-100	3	0	0	0

Tabla 5.- Porcentaje de fallas en diferentes épocas (según Middlebrooks)

Causas de la falla total o parcial					
Años	Desborda- mientos	Flujo de Agua	Fugas de conductos	Desliza- mientos	Total
1850-60	0	0	0	0	0
1860-70	0	0	7	0	1
1870-80	0	6	7	0	3
1880-90	6	4	11	3	5
1900-10	23	19	18	16	17
1910-20	22	15	18	23	21
1920-30	14	13	18	26	16
1930-40	11	8	0	23	10
1940-50	9	6	0	3	8
1950	3	8	0	3	4

La segunda causa importante de fallas en presas de tierra es la acción perjudicial del flujo del agua a través de la cortina o cimentación.

Según la Tabla 3 a ella debe de atribuirse el 25% de las fallas de este tipo de presas. Por lo que se refiere a los deslizamientos, responsables también de un alto % de fallas conocidas, pueden ocurrir tanto en los taludes de la cortina como en la cimentación o el vaso.

Los deslizamientos que más frecuentemente causan fallas en las presas de tierra son los que afectan en la cimentación y, entre éstos, en orden de importancia, los que ocurren en suelos arcillosos normalmente consolidados o ligeramente preconsolidados, en materiales arcillosos fisurados o fuertemente preconsolidados y en arenas o materiales finos no plásticos con relación de vacíos alta.

Finalmente, otra causa de daño es la erosión de taludes cuando éstos no están adecuadamente protegidos contra la acción mecánica del agua. En el talud de aguas abajo, la más importante de dichas acciones es la de la lluvia y en el talud de aguas arriba, la del oleaje, que suele ser más intensa que la primera.

DISEÑO CONTRA EL DESBORDAMIENTO

Una presa de tierra y enrocamiento es esencialmente incapaz de trabajar como estructura vertedora sin un alto riesgo de colapso por erosión.

Dadas las implicaciones catastróficas de una falla de este tipo, la probabilidad de su ocurrencia debe mantenerse muy baja. Para ello, la avenida de diseño de una presa térrea debe ser mayor que en una presa de concreto o mampostería. Fija la avenida de diseño, la solución más económica se obtendría balanceando la capacidad al vertedor y la de regulación del vaso variando la altura de la cortina.

La defensa de la presa contra el desbordamiento temporal producido por oleaje de viento o sismo se hace mediante un bordo libre.

En la estimación del bordo libre mínimo necesario debe considerarse también la magnitud probable de los asentamientos de la corona por deformación del terraplén y de la cimentación.

Las alturas máximas de las olas generadas por movimientos sísmicos, estimada a partir de los conocimientos actuales, generalmente resulta menor que la del oleaje producido por vientos fuertes, excepto en casos de resonancias, cuya probabilidad es siempre incierta. Por dichos motivos es usual estimar el bordo libre suponiendo que la altura máxima del oleaje es la correspondiente a viento.

La corona o cresta de una presa de tierra debe estar protegida contra erosión y agrietamiento, y tener drenaje superficial hacia el envalse. Su ancho no influye en su comportamiento de la presa y usualmente está condicionado por otras consideraciones (por ejemplo, el paso de una carretera o un ferrocarril, etc.). No debe ser menor de tres metros a fin de permitir el tránsito de equipo de mantenimiento, en cuanto a la corona en elevación, es conveniente - que su sección por un plano vertical a lo largo del eje de la cortina sea una curva continua convexa hacia arriba, con máxima contraflecha en la sección en que los asentamientos sean mayores.

Esto tiene el doble propósito de compensar los asentamientos sin pérdida de bordo libre y de hacer más notable a simple vista la posible irregularidad de tales hundimientos.

DISEÑO CONTRA FLUJO INCONTROLADO

Los efectos nocivos del flujo de agua pueden ser la causa directa de colapso cuando producen tubificación, reblandecimiento o -subpresión excesiva en alguna parte de su estructura o de su cimen-tación, y pueden provocar la falla indirectamente cuando el agua actúa como agente erosivo, previa aparición de grietas en las porcio-nes impermeables de la cortina, o ruptura de conductos enterrados.

1) Permeabilidad del Vaso:

El caso más obvio de una falla de una obra de almacenamiento sería el consistente en la fuga del agua a través de conexiones permeables del vaso con el exterior.

Estas conexiones generalmente están constituidas por fractu-ras, contactos permeables o conductos de disolución.

Otra causa potencial de fugas es la disolución de rocas como el yeso, que son rápidamente atacadas por el agua, particularmente si ésta tiene altos contenidos de bióxido de carbono.

Contra tales eventualidades no es posible dar procedimientos de análisis o diseño generales y precisos, salvo la recomendación - de estudiar concienzudamente todos los detalles geológicos regiona-les y locales relativos a:

- a) Fracturas abiertas o rellenas de material permeable o ero-sionable

- b) Contactos permeables en transformaciones geológicas diversas
- c) Formaciones cavernosas o permeables
- d) Topografía de nivel freático.

2) Tubificación:

El agua que fluye a través de un cuerpo poroso ejerce sobre las partículas de éste una fuerza por unidad de volumen, en la dirección del gradiente hidráulico, igual al producto de dicho gradiente por el peso volumétrico del agua. El suelo resiste esta acción, por una parte mediante las fuerzas de cohesión entre partículas y, por otra, gracias al soporte que a cada partícula le brindan las que se encuentran aguas abajo de ella. El componente del peso del suelo en dirección del flujo puede actuar en favor o en contra del arrastre de partículas, según la dirección de aquel con respecto a la vertical.

Es obvio que en un dominio de flujo homogéneo las partículas localizadas sobre la superficie de salida del flujo se encuentran más expuestas al arrastre por las fuerzas de filtración.

Más aún, ciertas irregularidades, como una pequeña cavidad en la cara de salida crea concentraciones de flujo que aumenta la tendencia a dicho arrastre. Un proceso de erosión iniciado en el lado de aguas abajo de una presa (sobre el talud o en la cimentación) puede progresar de esta manera hacia el embalse en la forma de un ducto o tubo, al avanzar el proceso, se genera en concentra--

ciones de flujo ingredientes hidráulicos cada vez mayores en el extremo de aguas arriba del ducto hasta que, al llegar a las proximidades del embalse, se crea una vía continua para el agua y la falla de la presa es inminente; a este fenómeno se le denomina tubificación.

Por otra parte, conocidas las propiedades hidráulicas del terraplén y de la cimentación, es posible resolver en forma gráfica la ecuación diferencial que gobierna el flujo de agua en ellos; calcular a partir de dicha solución el gradiente en las superficies de salida y mediante este valor estimar el factor de seguridad contra tubificación, y adoptar medidas adecuadas para la protección contra el arrastre de partículas en zonas críticas.

Sin embargo, en formaciones naturales hay detalles geológicos cuya detección resulta imposible mediante los métodos usuales de exploración del subsuelo.

La influencia de estos pequeños detalles (variaciones de permeabilidad, principalmente) en problemas de esa naturaleza es tal que puede alterar locamente en forma radical la red del flujo, volviendo inaplicable la solución idealizada que se obtiene mediante el procedimiento señalado.

La susceptibilidad de un suelo compactado a la tubificación depende de la cohesión del mismo, y por tanto es función del tipo de material, de la energía de compactación y del contenido de agua de colocación, principalmente.

El control de contenido de agua de compactación es importante en la prevención de daños por tubificación, principalmente a causa de su influencia en la permeabilidad de suelos compactados. Un terraplén construido sin control adecuado del contenido de agua resultará heterogéneo y ofrecerá condiciones favorables para el desarrollo de concentraciones de flujo. Además, si se compactan uniformemente pero con muy bajo contenido de agua, resultará con permeabilidad inicial relativamente alta y las partículas tendrán tendencia a la dispersión, lo que aumenta el riesgo de erosión interna. Por otra parte, la mejor compactación corresponde, en igualdad de circunstancias, mayor resistencia a la tubificación.

Aparte de la selección del material y de los métodos de construcción más apropiados, la medida usual para prevenir el desarrollo de tubificación consiste en la colocación de filtro aguas abajo de la zona que se pretende proteger.

Sin embargo, Daviden Koff (1955) ha concluido que el factor de seguridad contra tubificación de un suelo cohesivo es directamente proporcional a la resistencia del suelo a la tensión simple, y - que este factor puede ser tan importante que, por ejemplo, un corazón de 1.5 m. de espesor uniforme, inclinado con un talud 1:5:1 y - constituido por un suelo con resistencia a la tensión simple de 50 gramos por cm^2 , acomodados sobre enrocamiento con partículas de diámetro medio próximo a 20 cm., puede soportar una diferencia de carga hidráulica de 45 m. antes de tubificarse. No obstante debe decirse en relación con este enfoque, que el peligro de acarreo de --

porciones finas a través de los vacíos de las gruesas que la sopor-
tan aguas abajo no se debe únicamente a la posibilidad de tubifica-
ción, sino también a erosión por agrietamiento previo de la sección
impermeable. Dado que este último fenómeno representa quizá un pe-
ligro potencial mayor que la tubificación en presas zonificadas con
secciones impermeables de arcilla, el diseño de estas porciones no
puede considerarse satisfactorio si no se le provee de filtros de -
retención de aguas abajo, capaces de evitar el arrastre del mate- -
rial fino, y, para tal fin el criterio usual basado en consideraciones
granulométricas parece ser el apropiado.

Cuando el dominio de flujo es estratificado, como ocurre con
frecuencia en las cimentaciones de presas hay concentraciones de --
flujo a lo largo de los estratos más permeables. Si éstos están --
constituídos por suelos finos poco plásticos, el peligro de erosión
interna es inminente. En estos casos, más que en los de dominios -
homogéneos, existe el agravante de que el problema puede permanecer
oculto hasta que sus consecuencias sean irreparables, a menos que:

- a) Se localicen, aforen y observen continuamente las salidas del --
flujo aguas abajo de la presa, de modo que puedan identificarse los
incrementos de gasto o turbidez que puedan ser indicios de erosión
interna, y se instalen piezómetros que permitan conocer en todo mo-
mento las condiciones de estabilidad de los estratos superficiales
de la cimentación aguas abajo de la presa, o bien
- b) Se instalen -
pozos de alivio que corten el estrato o estratos permeables en todo
su espesor. Esta última es la medida más efectiva para el control

de flujo de agua a una cimentación estratificada aguas abajo de una presa.

3) Agrietamiento de la Cortina:

En ocasiones la erosión interna de los materiales de una cortina no es iniciada por las fuerzas de filtración, sino por la - - apertura de vías directas para el agua a través de la porción im--permeable de la cortina, producidas por agrietamiento.

El agrietamiento, a su vez, puede deberse a cualquier fenómeno que induzca tensión en las zonas permeables, como asentamientos diferenciales de la cortina, flexión de la sección impermeable cuando es muy delgada, secado o deficiente colaboración de materiales - con propiedades esfuerzo-deformación diferentes.

En cortinas con corazón delgado, las deflexiones por movi- - mientos sísmicos de gran intensidad pueden producir grietas en la - porción alta del corazón, particularmente cerca de los empotramien- tos, tanto por deflexión como por desplazamiento de las oscilacio-- nes de la cresta y de la boquilla. Los daños producidos por esta - causa nunca han sido muy graves pero debe advertirse que hasta hoy ninguna presa con corazón delgado de gran altura ha estado sujeta a sismos intensos.

Los asentamientos desiguales de diversas zonas de la cortina son quizá la causa más frecuente de agrietamiento.

Las grietas transversales son obviamente las más peligrosas.

Ocurre cuando los estratos compresibles de la cimentación o las zonas impermeables del dique presenta, a lo largo del eje de la cortina, cambios bruscos de compresibilidad de dimensiones. También puede sobrevenir como consecuencia del desfase de deformaciones cuando se construye una sección de cierre.

En otros casos el mismo tipo de agrietamiento se presenta, - aunque no haya cambios bruscos de pendiente en la boquilla, en las fronteras entre materiales de diferente compresibilidad cuando, por ejemplo, se utilizan bancos de préstamo distintos a uno y otro lado del eje del cauce, o bien en los contactos entre porciones construidas en períodos diferentes, como secciones de cierre, o finalmente, cuando los asentamientos diferenciales a lo largo de la cortina se deben a deformaciones de la cimentación.

Es concebible que, debido a efectos de arqueo, las grietas - producidas por asentamientos diferenciales de la cimentación o del terraplén no sean verticales, sino que corten a la cortina casi horizontalmente. El agrietamiento longitudinal es generalmente menos peligroso que el transversal, excepto en presas con corazón inclinado, en las cuales ambos tipos son igualmente graves. Como contra-partida, las grietas longitudinales son más frecuentes, al menos en presas de sección compuesta por una zona central impermeable y respaldos de enrocamiento colocado a volteo. En estos casos, la com-presión de los respaldos por reacondo o rotura de partículas da lugar a grandes esfuerzos cortantes en los contactos con el corazón - de arcilla, que pueden ser suficientes para crear tensión cerca de la corona.

Muchas presas de construcción relativamente reciente han mostrado grietas de esta naturaleza, algunas veces asociadas a una pre cipitación pluvial muy intensa que promueve la compresión de los en rocamientos. Las deformaciones diferenciales de la cimentación son la causa más frecuente de grietas longitudinales en una cortina. Cuando la zona de tensión ocurre en la parte inferior de la cortina, la existencia sólo puede sospecharse por las condiciones de deforma ción o por otros indicios, como la pérdida del agua de perforación si se hacen exploraciones profundas en la zona impermeable.

Aguas arriba del corazón impermeable de una presa, las capas de material granular tienen la función de sellar cualquier grieta - de la zona impermeable, penetrando en ella bajo la acción del flujo del agua. Para ello, dicho material granular debe estar libre de - finos que pueden darle cohesión e impedir su migración a la grieta; debe también, constituir una capa de espesor suficiente para rellenar la grieta y autosellarse. Los filtros de aguas abajo del corazón impermeable, por su parte, tienen funciones de retención y de - drenaje, esto es, deben impedir el arrastre de las partículas del - material de aguas arriba, así como desalojar rápidamente el agua -- filtrada a través del corazón impermeable. Para cumplir tales funciones, dichos filtros deben tener cierta granulometría, ser de un espesor generoso y estar libres de finos; estas dos últimas caracte rísticas garantizarán su capacidad autosellante.

4) Capacidad de Retención y Drenaje de los Filtros:

Para ser eficiente, la permeabilidad de cualquier filtro de-

be ser mucho mayor que la del suelo que protege. Es más aceptable un filtro con permeabilidad mínima 50 veces mayor que la del suelo, pero usualmente se pretende que la permeabilidad del filtro sea 100 o más veces mayor. Además, los poros del filtro deben ser suficientemente finos para impedir el paso de partículas del material protegido.

Las dimensiones de los filtros y las zonas de transición deben fijarse en atención a diversas consideraciones.

Por facilidad de construcción y para evitar las consecuencias de la contaminación, no es recomendable colocar filtros de espesor inferior a un metro, a menos que se empleen procedimientos de colocación especiales. La capacidad hidráulica es otro aspecto que debe analizarse al dimensionar los filtros de una presa.

Finalmente, en los filtros o transiciones cuya función principal es proteger a la presa contra una falla catastrófica por agrietamiento, el espesor necesario no se puede cuantificar sino empíricamente, y debe ser bastante amplio para eliminar riesgos excesivos.

5) Conductos Enterrados:

La colocación de un conducto de agua (generalmente perteneciente a la obra de toma) a través de un terraplén o de una cimentación deforme lleva implícitos riesgos de tres clases: a) fugas a través de juntas y fisuras, con sus consecuencias en las propiedades de los suelos que las reciben; b) fallas estructurales del ducto por incompatibilidad a deformación con el medio en que yace, o -

por excesiva presión de contacto con el mismo, y c) vías para el agua entre el ducto y el terreno, favorecidas por la compactación deficiente y por la incompatibilidad a deformación.

Cualquiera de estos posibles problemas tiene el agravante de ser de difícil solución o francamente catastrófico.

El diseño de la sección del ducto bajo carga estática puede hacerse suponiendo a la presión exterior del agua las siguientes presiones debidas al suelo:

- a) Una presión vertical \bar{P}_v igual al peso efectivo de toda la columna de suelo superyacente
- b) Una presión horizontal efectiva \bar{P}_h proporcional al alargamiento del diámetro horizontal del tubo, que resulta, para un ducto de sección circular. En cuanto a flexión longitudinal, debe verificarse que los conductos enterrados sean capaces de soportar sin agrietamiento los asentamientos diferenciales previsibles a lo largo de su eje, calculados como si el conducto no existiera.

6) Condiciones de Seguridad contra Flujo Incontrolado: Resumen

En el diseño de estas obras deben tomarse medidas especiales contra tubificación, agrietamiento, reblandecimiento y subpresión. Dichas medidas pueden resumirse en las siguientes condiciones de seguridad contra flujo incontrolado:

- a) Debe evitarse que las condiciones geológicas de la cimentación o del vaso permitan concentraciones de flujo intolerables ha

cia afuera del embalse.

b) El contenido de agua y la energía de compactación de los suelos del corazón impermeables deben ser tales que los asentamientos posteriores a la construcción resulten mínimos.

c) Los diversos materiales de la cortina deben distribuirse adecuadamente, proyectando zonas de transición de espesor y granulometría adecuados a ambos lados del corazón impermeable, especialmente en cortinas en que son posibles asentamientos diferenciales de importancia.

d) Debe procurarse que las propiedades mecánicas (compresibilidad, resistencia y permeabilidad) del material colocado en las zonas impermeables sean uniformes, a fin de minimizar las posibilidades de deformación diferencial, arqueo, concentración del flujo del agua o agrietamiento. Para esto se requiere el control tanto de las propiedades índices de los suelos (en especial su granulometría y sus límites de consistencia) como de las condiciones de colocación y compactación (particularmente el contenido del agua y la energía de compactación).

e) El gradiente de salidas de agua abajo de la presa debe ser mucho menor que la unidad y si la cimentación es de material tétreo, el agua debe descargar a un filtro invertido de espesor y granulometría adecuados.

f) Las filtraciones a través de la cortina o de la cimenta--

ción deben observarse continuamente aguas abajo de la presa y cuando las condiciones geológicas favorecen la creación de subpresiones altas, deben instalarse pozos de alivio.

g) La compactación de los suelos finos en los contactos con la boquilla o con estructuras rígidas debe ser especialmente cuidadosa, a fin de impedir que tales contactos constituyan vías de fácil acceso para el agua.

h) Deben evitarse los conductos a través de terraplenes o cimentaciones compresibles y cuando sean ineludibles, diseñarlos con servadoramente.

DISEÑO CONTRA DESLIZAMIENTOS

1.- Método de Análisis

Cuando en una o más superficies continuas de un terraplén y/o de su cimentación el valor medio de los esfuerzos cortantes iguala la resistencia media disponible, ocurre lo que se llama deslizamiento masivo de la cortina o de una porción importante de ella.

El diseño contra deslizamientos tiene por objeto verificar - que la inclinación de los taludes no sea tan grande que resulte en valores esperados muy altos de los daños por deslizamiento, ni tan pequeña que dé lugar a un costo inicial excesivo de la cortina.

El análisis de estabilidad de una presa y su cimentación es posible, en principio por dos métodos:

a) El cálculo de esfuerzos y deformaciones en todo el terraplén y su cimentación mediante solución numérica de las ecuaciones de la mecánica de medios continuos;

b) La determinación por análisis límite, de la relación entre esfuerzo cortante y resistencia a lo largo de superficies que definan un mecanismo potencial de falla; en este caso es necesario un proceso de tanteos para hallar el mecanismo con mínimo factor de seguridad.

Generalmente se considera que el diseño contra deslizamiento de una presa es satisfactorio si su factor de seguridad contra este

tipo de falla en cada condición de trabajo, determinado por análisis límite, es superior a cierto valor sancionado por la experiencia como adecuado.

Teniendo en cuenta que el objetivo del diseño es minimizar el costo total esperado, el factor de seguridad tampoco debería ser muy superior a dicho mínimo.

2.- Condiciones Críticas en la Estabilidad de una Presa

Generalmente la estabilidad de una presa pasa por cuatro estados críticos en los cuales debe verificarse que el diseño contra deslizamientos es adecuado:

a) Al final de la construcción. Durante el proceso de construcción de una presa, las porciones poco permeables de la cimentación y del terraplén sufre, por una parte, aumentos sostenidos de esfuerzo cortante y, por otra, incrementos de resistencia se deben a - que, por no estar en el suelo totalmente saturado, parte de los incrementos de esfuerzo se transforman instantáneamente en esfuerzos efectivos y a que las presiones de poro se disipan progresivamente. Las variaciones de esfuerzo actuante y resistencia son tales que, generalmente, el factor de seguridad de la cortina contra deslizamiento disminuye al progresar la construcción. Al final de ésta, el factor de seguridad es tanto menor cuanto mayor haya sido el grado de saturación del suelo compactado y cuanto menor haya sido la rapidez de disipación de la presión de poro en las zonas críticas. Es usual analizar la estabilidad en esta condición de términos de esfuerzos -

totales suponiendo disipación nula de presión de poro (esto es, tomando la resistencia no consolidada-no drenada de especímenes con esfuerzos confiantes y con características semejantes a las del suelo compactado, o bien en términos de esfuerzos efectivos con las -- presiones de poro resultantes de mediciones en la propia cortina.

b) A largo plazo y con presa llena.- Al llenarse el embalse, los esfuerzos actuantes en la cortina aumentan y el desarrollo del flujo de agua hace incrementar paulatinamente las presiones de poro en zonas próximas a la base de la cortina hasta hacerlas máximas -- cuando se alcanza la condición de flujo establecido. Por lo tanto, el factor de seguridad llega a un mínimo en la condición de trabajo a largo plazo con presa llena. Lo más conveniente en este caso es hacer el análisis de estabilidad en términos de esfuerzos efectivos a partir de la resistencia consolidada-drenada de especímenes representativos.

c) Durante vaciado rápido.- Después de cierto tiempo de ope ración de la presa, la cortina ha sido infiltrada y ha alcanzado -- condiciones de flujo establecido hacia aguas abajo. Si en esas condiciones ocurre un descenso rápido del nivel del embalse, el talud de aguas arriba será sometido a un aumento de las fuerzas que tien den a producir inestabilidad (principalmente por la desaparición del empuje del agua en una porción del parlamento mojado). Y, en ciertos casos, a incrementos de presión de poro en las zonas impermea-- bles de la cortina. Así, el factor de seguridad del talud de aguas arriba presenta un mínimo durante vaciado rápido.

El aumento de fuerzas actuantes se presenta mediante uno de los tres siguientes mecanismos: a) si la cubierta incompresible es poco permeable ($k \cdot 10^{-3}$ cm/seg.) el agua que la satura permanecerá en los poros después del vaciado rápido en la forma de agua capilar y, por tanto, el peso de la cubierta aumentará de sumergido a saturado;

d) Si la cubierta incompresible es relativamente permeable (k entre 10^{-1} y 10^{-3} cm/seg.), al bajar rápidamente el embalse se establece en ella un flujo descendente cuyas fuerzas de filtración se suman a las fuerzas gravitacionales actuantes; además, estas últimas también aumentan al pasar el peso volumétrico de la cubierta de sumergido a saturado;

e) Si la cubierta es muy permeable, el agua sale de sus poros, prácticamente con la misma rapidez que la de vaciado del embalse y las fuerzas actuantes aumentan al cambiar el peso volumétrico de la cubierta de sumergido a seco;

f) Bajo excitación sísmica: Durante un sismo, a las fuerzas actuantes permanentes se suman fuerzas de inercia alternantes debidas a la respuesta dinámica de la cortina. Esta variación de esfuerzos a su vez induce cambios de presión de poro y de resistencia en los suelos. Los resultados netos son variaciones transitorias del factor de seguridad en uno y otro sentido. Debido a que el período durante el cual disminuye el factor de seguridad es muy pequeño (mucho menor que el necesario para dar lugar a un deslizamiento como los que ocurren bajo carga sostenida) dicho factor de seguri--

dad puede alcanzar transitoriamente valores aún menores que la unidad sin que necesariamente resulte una falla por cortante.

3.- Análisis de Estabilidad con Esfuerzos Totales y con Esfuerzos Efectivos

Cuando se desea verificar la estabilidad de un terraplén en una condición en que hay presiones de poro transitorias inducidas - por las cargas actuantes (es decir, presiones de poro que no corresponden a un estado de flujo establecido), hay la opción de realizar el análisis en términos de esfuerzos efectivos o de esfuerzos totales.

La resistencia de un suelo depende tanto de las características que definen el estado inicial del material (relación de vacíos, grado de saturación y estructura) como de modo de aplicación de los esfuerzos exteriores (Trayectoria de esfuerzos, velocidad de carga y condiciones de drenaje). Por lo tanto la correcta aplicación de la mecánica de suelos el análisis de estabilidad de una presa, exige la determinación de la resistencia de los materiales en muestras para las cuales las variables enunciadas sean tan semejantes a las del campo como resulte posible. Se ha visto que en muchos casos -- los efectos de todas esas variables en la resistencia de un suelo - puedan expresarse, aproximadamente, en términos de sólo tres factores: el esfuerzo efectivo en el plano de falla durante ésta, la trayectoria de esfuerzos efectivos y la velocidad de deformación, siendo el primero de ellos, con mucho, el factor dominante. Este enunciado es una expresión del principio de los esfuerzos efectivos.

La diferencia entre el método de esfuerzos efectivos y el de esfuerzos totales radica, exclusivamente, en el hecho de que en el primero el componente transitorio (o inducido) de la presión de poro se toma en cuenta explícitamente, en tanto que en el segundo no se hace estimación alguna de dicho componente porque se encuentra implícito en el valor de la resistencia no drenada que se usa.

Un análisis con esfuerzos efectivos exige, sin embargo, la predicción de la presión de poro inducida por las cargas en el prototipo, y para ello tienen que usarse los resultados de mediciones de presión de poro en pruebas de laboratorio del mismo tipo que las usadas en el método de esfuerzos totales. Así pues, la medición de la presión de poro en el laboratorio fuese absolutamente precisa, los resultados de ambos métodos de análisis serían idénticos, pues tanto la predicción de las presiones de poro del prototipo (para el método de esfuerzos efectivos) como la estimación de la resistencia no drenada (para el método de esfuerzos totales) dependerían de una misma condición básica; la reproducción de las presiones del poro del prototipo en pruebas de laboratorio no drenadas.

En consecuencia, puede concluirse que:

a) El método de esfuerzos totales tiene la ventaja de ser -- más directo por cuanto no requiere medir la presión de poro inducida, y, por tanto, elimina los errores instrumentales asociados a dicha medición.

b) El método de esfuerzos efectivos es más útil para fines --

de control pues permite verificar la estabilidad en cualquier etapa de la construcción de la presa mediante mediciones de presión de poro en el prototipo.

c) Ambos métodos pueden considerarse igualmente válidos y la elección entre uno y otro sólo puede basarse en la sencillez de -- aplicación a cada caso.

4.- Mecanismos de Falla

A pesar de que la geometría exterior de todas las presas de tierra y enrocamiento no es muy variable, los mecanismos de falla -- por cortante de menor factor de seguridad pueden diferir mucho de -- un caso a otro dependiendo del perfil estratégico de la cimentación y de la zonificación de materiales en una cortina. Es muy importante tener presente este hecho al hacer análisis de estabilidad, pues de otro modo el riesgo de omitir el mecanismo de falla más desfavorable es muy alto. En cimentaciones arcillosas de gran espesor, -- normalmente consolidadas o poco preconsolidadas, el mecanismo de falla más crítico generalmente es una superficie de deslizamiento cilíndrica, relativamente, profunda que da lugar a movimiento rotatorio hacia abajo de una gran porción de la cortina. Esta clase de -- fallas generalmente ocurren a corto plazo pues la resistencia de la cimentación aumenta por consolidación después de la construcción de la cortina.

Aparentemente, los deslizamientos en estos casos pueden atribi

buirse a una reducción de la resistencia no drenada. Pero también pueden deberse a concentraciones de esfuerzos causadas por arqueo del terraplén consecuente al asentamiento diferencial de la cimentación.

En cimentaciones arcillosas fuertemente preconsolidadas, los mecanismos de falla críticos generalmente contienen superficies de deslizamiento planas, asociadas a zonas de debilidad. La exploración cuidadosa de estos detalles geológicos es el aspecto clave en tales casos. Por otra parte, las pequeñas deformaciones de falla de estos suelos y la pérdida de resistencia al alcanzar la deformación de falla generalmente provocan una colaboración ineficiente -- con materiales blandos y falla progresiva.

En cimentaciones de suelos estratificados, los mecanismos de falla más desfavorables suelen incluir superficies de deslizamiento horizontales contenidas en los estratos más débiles próximos a la superficie del terreno. Cuando la cimentación tiene estratos delgados de arenas o limos sueltos confinados por materiales poco permeables, pequeñas deformaciones en aquellos pueden ocasionar transferencia de carga al agua de poro, y por tanto, pérdida de resistencia o licuación.

En tanto que los deslizamientos en suelos arcillosos poco -- sensitivos o en suelos granulares compactados son movimientos lentos y producen desplazamientos pequeños en comparación con las dimensiones de la presa, los deslizamientos por licuación pueden hacer que grandes masas de material fluyan centenas de metros en po--

cos minutos. La falla en suelos interestratificados también puede deberse a presiones de poro intrusivas difundidas del vaso hacia -- aguas abajo a lo largo de estratos permeables. Una regla valiosa - en el diseño de presas térreas es que todo obstáculo (corazón o pan talla impermeables) al flujo de agua para disminuir el gasto de fil tración a través de la cortina o de la cimentación debe colocarse - en la porción de aguas arriba de la cortina, tan cerca del talud mo jado como sea posible, en tanto que dichos obstáculos no sólo deben evitarse en la zona de aguas abajo, sino que en ésta debe favorecer se la evacuación rápida y libre de las filtraciones. Tal regla es- tá encaminada a la eliminación de los problemas que representa la - subpresión excesiva en la cimentación. Por lo que se refiere a des lizamientos que afectan principalmente al terraplén, sus causas pue den ser las presiones de poro excesivas durante la construcción, la disminución de la resistencia del suelo con el tiempo, las fuerzas de fil tración, el incremento de fuerzas actuantes por empuje hidros- tático o por sí mismo, o detalles de construcción deficientes.

Las fallas por exceso de presión de poro durante la construc- ción generalmente afectan las presas de sección homogénea cuando el contenido de agua de compactación y la rapidez de construcción del terraplén son relativamente altos. Estos deslizamientos pueden ocu rrir indistintamente en ambos taludes de la cortina y en general no alcanzan proporciones catastróficas, tanto por involucrar volúmenes reducidos como por presentarse cuando la cantidad de agua almacenada es pequeña o nula.

La disminución de resistencia con el tiempo puede producir - en el terraplén deslizamientos en dos casos. Por una parte, cuando el material ha sido compactado con contenido bajo de agua y con peso volumétrico tal que presenta tendencias a consolidarse y a perder resistencia cuando se satura por primera vez, pueden producirse deslizamientos tanto en el talud de aguas abajo como en el de aguas arriba. Por otra parte, al llenarse el embalse, los esfuerzos efectivos en el material que construye el talud de aguas arriba disminuyen, con la consecuente tendencia a la expansión y pérdida de resistencia de los suelos de dicho talud. La disminución de resistencia por expansión puede no ser suficiente para producir la falla por sí misma; pero suele serlo si se conjuga, por ejemplo, con las fuerzas de filtración producidas por un vaciado rápido, tratándose del talud de aguas arriba, o con las producidas por filtración de agua -- pluvial durante una precipitación intensa, en el caso del talud de aguas abajo. La causa del incremento de fuerzas actuantes necesario para producir la falla, por sí mismo o combinado con la disminución de resistencia del material, puede ser también el empuje hidrostático en grietas longitudinales en la corona al llenarse éstas con agua superficial, o las fuerzas de masa debidas a la aceleración horizontal de un movimiento sísmico o ambas.

Cuando el procedimiento de construcción no permite la compactación de la capa frontera de las zonas impermeables, dicha capa debe moverse antes de colocar las zonas permeables.

Los deslizamientos a través de masas granulares como las que

constituyen los respaldos permeables de cortinas zonificadas no son frecuentes; pero pueden presentarse cuando varios factores concurren para crear condiciones especialmente críticas.

No puede cerrarse la discusión de diseño contra deslizamientos, sin señalar la importancia de una revisión cuidadosa de la posibilidad de deslizamientos en el vaso.

En el factor determinante de tales deslizamientos en taludes naturales suele ser la alteración de las condiciones de equilibrio por la inmersión de dichas formaciones al llenarse el embalse. En esos casos, la modificación del equilibrio generalmente obra a través de una pérdida de resistencia de los materiales, sea por simple disminución de los esfuerzos efectivos o por cambios estructurales en ciertos suelos o rocas, particularmente aquellos con cimentación muy ligera que no han estado sometidos previamente a saturación.

DISEÑO CONTRA EROSION DE TALUDES

Naturaleza del Problema:

En presas con respaldo de enrocamiento, los posibles daños por lluvia y oleaje en los taludes son intrascendentes, excepto si el tamaño medio de las partículas superficiales del enrocamiento es muy pequeño, pero aún en tales casos los daños son de fácil reparación y no llegan a poner en serio peligro a la cortina.

Por lo que se refiere a una presa con taludes exteriores de material fino, de arena o de grava, deben protegerse éstos de alguna manera contra la erosión. Los procedimientos más conocidos para la protección del talud de aguas arriba son:

- a) Chapa de enrocamiento sobre un filtro de dimensiones y características adecuadas
- b) Pavimento de concreto sobre un filtro de arena bien graduada
- c) Mezclas asfálticas o suelo-cemento.

Para la protección del talud de aguas abajo, los medios más comunes son la chapa de enrocamiento y el césped, combinados con un sistema de drenaje superficial (cunetas) que impida la concentración de grandes caudales de agua pluvial.

Por falla del sistema protector de un talud debe entenderse la pérdida parcial o completa de la protección en cierta zona, o cualquier daño mayor atribuible a dicha pérdida. La falla puede --

producirse por la remoción total de la protección o por la erosión de los filtros bajo la chapa de enrocamiento o la losa de concreto.

Las fallas por lavado de los filtros son potencialmente más graves que las de chapa de protección, pues pueden permanecer ocultas por mucho tiempo, durante el cual la zona vulnerable queda sin defensa alguna, sometida a la erosión constante del oleaje. Además, este tipo de fallas implica operaciones de reparación más costosas que las requeridas para remediar el desplazamiento completo del sistema protector, pues supone una labor adicional de remoción de los remanentes de dicho sistema, que puede resultar extremadamente difícil cuando éste incluye rocas de gran tamaño.

La única manera de evitar este tipo de daño es, en el caso de protección con enrocamiento, diseñar el sistema con el criterio de filtros graduados. De hecho entre los sistemas de protección -- más usuales, el de losas articuladas parece ser el que menos satisfactoriamente se ha comportado. La protección por medio de losas -- continuas de concreto reforzado, si bien no es muy usual, ha mostrado comportamiento satisfactorio aún bajo condiciones de clima y de oleaje muy severas.

La práctica común es desplantar la losa directamente sobre el talud para proteger, sin provisión de filtros o drenes por debajo, sin embargo este procedimiento no es aconsejable, teniendo en cuenta principalmente el peligro de agrietamiento del talud y, en zonas con estaciones muy frías, la posibilidad de formación, entre el talud de material cohesivo y la losa, de lentes de hielo que po-

drían flexionar y agretar la protección.

La única solución satisfactoria en taludes con protección de concreto sometidos a oleaje intenso consiste en promover un parapeto curvo en la corona, que produzca la deflección hacia el vaso de las olas ascendentes, de otro modo sería necesario aumentar el bordo libre o aceptar que el talud de aguas abajo permanezca mojado por períodos que pueden ser largos.

Otra desventaja de las losas de concreto en comparación con la protección de enrocamiento proviene de su susceptibilidad al - - agrietamiento producido por asentamientos del terraplén, a los cuales una chapa de enrocamiento es prácticamente insensible cualquiera que sea la magnitud de los hundimientos diferenciales.

DISEÑO DE PROTECCION DE ENROCAMIENTO

La protección del talud de aguas arriba contra el oleaje, -- por medio de una capa de enrocamiento colocada a mano o a volteo, -- continúa siendo el sistema de mayor uso. Sus ventajas son:

- a) Gran flexibilidad, que lo hace insensible a las más severas condiciones de deformación del terraplén
- b) Permeabilidad, que elimina problemas de subpresión
- c) Rugosidad, que reduce considerablemente la altura de rodamiento de las olas sobre el talud, disminuyendo en la misma medida los requisitos de bordo libre
- d) Resistencia al oleaje
- e) Facilidad de reparación.

En la actualidad se sabe también que una protección de enrocamiento a volteo es más satisfactoria desde todo punto de vista -- (excepto, quizá el estético) que una roca acomodada. La principal razón para esto es la menor influencia que en la estabilidad del -- conjunto tiene la de una roca individual. Así, si el oleaje desplaza de su sitio una roca de una protección a volteo, el resto de la capa apenas resentirá alguna consecuencia, en tanto que la remoción de una pieza en una carpeta de roca cuidadosamente acomodada puede ser el principio de una falla progresiva de toda la chapa de protección o el punto débil por el que se inicie la erosión de los materiales más finos.

DISEÑO DE OTROS TIPOS DE PROTECCION

Los elementos que deben considerarse en el proyecto de una losa de concreto para protección contra el oleaje son: deformación probable del talud, presión del oleaje, acción erosiva del agua, -- efectos de cuerpos flotantes (troncos de árboles, témpanos, etc.) -- erosibilidad de los materiales subyacentes, subpresión debida a lentes de hielo entre la losa y el terraplén, y cambios volumétricos -- por temperatura.

El criterio del diseño, sin embargo, dista mucho de estar -- bien establecido. Se han comportado satisfactoriamente losas monolíticas con espesores de 20 a 25 cm. reforzadas mediante malla continua con área relativa de acero entre 0.3 y 0.5% en cada dirección. Otros tipos de elementos de concreto para protección, precolados o colados insitu, son posibles pero su aplicación se ha hecho principalmente en obras de protección marítimas.

En cuanto a los pavimentos asfálticos y de suelo-cemento como substitutos de los medios tradicionales de protección de taludes. La más reciente evaluación parece indicar que su uso es adecuado si, además de ser una solución más económica que la chapa de enrocamiento to las deformaciones del terraplén después de colocada la protección son pequeñas.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Zurita Ruiz, José; 1971. Obras Hidráulicas. Ed. C.E.A.C.
Barcelona, España.
- 2.- Lepe, José Luis; 1978. Diseño de Presas Pequeñas. Ed. C.E.C.S.A.
México 22, D. F.
- 3.- Linsley, R.; Ingeniería de los Recursos Hidráulicos.
Ed. C.E.C.S.A. Barcelona, España. 1974.
- 4.- Marsal, R. J.; Reséndiz, R. N.; 1975. Presas de Tierra y
Enrocamiento. Ed. LIMOSA, México.
- 5.- México, 1976. Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.
Pequeños Almacenamientos.
- 6.- México, 1977. Colegio de Postgraduados. Manual para Proyec--
tos de Pequeñas Obras Hidráulicas para Riego y Abrevadero.
Instructivo de Campo.

