

201.167



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**RECOMENDACIONES GENERALES EN EL DISEÑO
DE TANQUES AMORTIGUADORES.**

T E S I S

**Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL**

p r e s e n t a n

**PEDRO ALEJANDRO RIVERA LOPEZ
MOISES DAVID SERRANO FERNANDEZ**



México, D. F.

1986



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



Señores MOISES DAVID SERRANO FERNANDEZ
PEDRO ALEJANDRO RIVERA LOPEZ
P r e s e n t e s .

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Víctor Franco, para que lo desarrolle como TESIS para su Examen Profesional de la carrera de INGENIERO CIVIL.

"RECOMENDACIONES GENERALES EN EL DISEÑO
DE TANQUES AMORTIGUADORES"

- I. INTRODUCCION
- II. HIDROLOGIA
- III. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE UN TANQUE AMORTIGUA
DOR.
- IV. FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO
- V. CONCLUSIONES

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento con lo especificado por la ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable pa
ra sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Coordinación de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 24 de marzo de 1986.
EL DIRECTOR

DR. OCTAVIO A. RASCON CHAVEZ

CONTENIDO

1. INTRODUCCION
2. HIDROLOGIA
 - 2.1 Características Fisiográficas
 - 2.1.1 Estaciones Climatológicas e Hidrométricas
 - 2.2 Avenida de Diseño
 - 2.2.1 Métodos Empíricos
 - 2.2.2 Métodos de Hidrograma Unitario Sintético
 - 2.3 Tránsito de la Avenida
3. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE CANALES Y SELECCION DEL TIPO DE TANQUE AMORTIGUADOR
 - 3.1 Revestimiento de concreto en canales
 - 3.2 Concreto colado en el lugar
 - 3.2.1 Dosificación del concreto
 - 3.2.2 Refuerzo de acero
 - 3.2.3 Juntas
 - 3.2.4 Espesor del revestimiento
 - 3.3 Aplicación del concreto mediante presión neumática
 - 3.3.1 Generalidades
 - 3.3.2 La mezcla
 - 3.3.3 Refuerzo de acero
 - 3.3.4 Juntas

- 3.3.5 Espesor del revestimiento
- 3.3.6 Construcción
- 3.4 Revestimiento con losas de concreto precoladas
 - 3.4.1 Generalidades
 - 3.4.2 Tamaño de las losas precoladas
 - 3.4.3 Juntas
 - 3.4.4 Preparación del subsuelo
- 3.5 Consideraciones sobre el diseño de losas en tanques amortiguadores
 - 3.5.1 Introducción
 - 3.5.2 Losas
- 3.6 Selección del tanque amortiguador
 - 3.6.1 Tipo de tanque amortiguador

4. FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

- 4.1 Funcionamiento hidráulico de la obra de excedencia existente
- 4.2 Diseño y funcionamiento hidráulico de la obra de excedencia modificada

CONCLUSIONES

REFERENCIAS

BIBLIOGRAFIA

1 INTRODUCCION

A principios de la década de los setentas se construyó al norte del estado de Veracruz, la Presa denominada "Chicayán".

En dicha presa el fondo del tanque amortiguador de la obra de excedencias, se ha comportado sin fallas lo que hace ver que su cálculo y su construcción se hicieron correctamente, por ello en este trabajo se tomarán sus características geométricas para presentar un procedimiento nuevo que ayude a dimensionar el tamaño de las losas que forman el piso del tanque.

En el capítulo 2 se presenta el cálculo de la avenida de diseño y posteriormente se hace el tránsito de ella; el gasto de salida obtenido con el tránsito se usa para revisar la geometría y funcionamiento hidráulico del proyecto original.

Se propone una nueva geometría para la obra de excedencias, usando el gasto mencionado y se presenta en forma detallada el cálculo de la losa del fondo del tanque amortiguador, con el mismo procedimiento se revisó la del proyecto original, además se dan normas de tipo general que se deben seguir en el diseño de las juntas y el drenaje en dichas obras, asimismo en forma breve se indica la manera de seleccionar el tipo de tanque amortiguador más adecuado en función de la características hidráulica.

2 HIDROLOGIA

En este capítulo se describe el cálculo de la avenida de diseño usando métodos empíricos y de hidrograma unitario sintético. Para los primeros sólo necesitan de datos fisiográficos, y se usan cuando no se dispone de datos de escurrimientos ni de lluvia; en los segundos se necesitan características fisiográficas y de datos de lluvia, independientemente de que estos se hayan medido fuera o dentro de la cuenca en estudio; las características fisiográficas de una cuenca se obtienen con ayuda de las cartas publicadas por la Secretaría de Programación y Presupuesto. Por último se describe el tránsito de la avenida para definir la capacidad de la obra de excedencia (vertedor).

La cuenca en estudio corresponde a la del Río Chicayán en el sitio Paso de Piedra, ella se ubica en la región hidrológica No. 26, la clasificación por regiones fue establecida por la Dirección General de Hidrología que depende de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, ver fig 2.1.

La misma oficina se encarga de la instalación, operación y mantenimiento de las estaciones climatológicas e hidrométricas ubicadas dentro de cada una de ellas, asimismo del análisis y presentación de la información recopilada, con ello se elaboran los boletines hidrológicos que periódicamente publica dicha Secretaría.

2.1 Características Fisiográficas

Las características fisiográficas de una cuenca sirven para rela -

cionar y/o determinar el comportamiento del escurrimiento.

Entre las principales características se pueden mencionar el área y pendiente de la cuenca y la longitud y pendiente del cauce principal, la elevación media de la cuenca y la red de drenaje.

Para el caso que se analiza la cuenca del río Chicayán hasta el sitio Paso de Piedra, tiene un área de 1835 km², con una longitud del cauce principal de 114 km, y pendiente media del cauce de $S = 0.0006$, este valor fue obtenido con el criterio de Taylor y Schwartz.

La cuenca presenta las siguientes características:

- . Uso del suelo: se encuentran bosques con cubierta vegetal densa y áreas aptas para cultivos.
- . Geología: está formada por rocas sedimentarias, la mayor parte de ellas son lutitas-areniscas, dentro de éstas se tienen las siguientes formaciones:
 - a) Formación Palma Real. Consiste de lutitas arenosas y calcáreas generalmente en estratos delgados y de litarenitas de grano fino a medio cementado por carbonitas, la unidad incluye algunas margas limosas y en su cima estratos conglomeráticos y desarrollo de calizas coralinas.
 - b) Formación Mosón cubre a la formación palma real y consta de lutitas arenosas, areniscas de grano fino, margas y algunos horizontes de limolitas arcillosas, el espesor del estrato varía de delgado a mediano. Se distingue por su color gris

con tonos azules y si está intemperizada tiene tonalidad amarilla.

- c) Formación Chapopote Tantoyuca. Esta formación está compuesta por una intercalación de margas arenosas con areniscas que varían de grano fino a grueso y con algunas lutitas calcáreas, la unidad se encuentra en estratos delgados y es de color gris claro con tonos verdes, si está intemperizada presenta el tono en color ocre.
- d) Debido a la cercanía de la cuenca con la planicie costera se tienen suelos aluviales constituidos por arena y arcillas.

2.1.1 Estaciones Climatológicas e Hidrométricas

En la cuenca se dispone de tres estaciones climatológicas y dos hidrométricas fig 2.1.1, las dos últimas se conocen con el nombre de Cañada Rica y Paso de Piedra. De ambas se consideró que la más útil es la de Cañada Rica, ello se hizo con base a su localización fig 2.1.1a. La estación se localiza a 5.5 km aguas arriba del sitio Paso de Piedra, aproximadamente a la entrada del vaso de almacenamiento de la presa del mismo nombre, los aforos hechos en la estación fueron realizados con el método de sección velocidad, midiéndose esta última con molinete. No se cuenta con un limnógrafo para llevar el registro continuo de los niveles del agua con respecto al tiempo. Sin embargo, la estación Cañada Rica cuenta con pocos datos de aforo (de julio de 1969 a diciembre de 1975) tabla 2.1a y 2.1b y la medición en la estación fue suspendida en el año

de 1976, se ignoran las causas que dieron origen a la suspensión.

Con respecto a las estaciones climatológicas fig 2.1.1 de las que se encuentran dentro de la cuenca no cuentan con información de pre cipitación, por lo cual fue necesario recurrir a la información de precipitación de algunas de las estaciones fuera de la cuenca. En el siguiente subcapítulo se describe la manera de como se consideró esta situación.

2.2 Avenida de Diseño

Como se observa, los datos proporcionados por la estación Cañada Rica son escasos para poder llevar a cabo la determinación de la avenida de diseño, usando un método estadístico o de relación llu - via-escurrimiento.

Por este motivo, que aunado al inconveniente de disponer de datos de lluvia medidos fuera de la cuenca, se tuvo que recurrir a méto - dos empíricos y de hidrograma unitario sintético.

En la tabla 2.2.1 se indican todas las estaciones climatológicas localizadas dentro de la región hidrológica No. 26, asimismo se señala cuáles de ellas están dentro o fuera de la cuenca en estudio.

Sin embargo, sólo dos de ellas cuentan con información de precipita ción, estas dos estaciones son Tempoal de Sánchez y Gutiérrez Zamora, la primera cuenta con el mayor número de años de registro de lluvia y por eso se seleccionó para determinar la lluvia de diseño.

2.2.1 Métodos Empíricos

Estos métodos permiten estimar el gasto máximo de la avenida de diseño en función de las características fisiográficas de la cuenca, una ecuación de tipo general que representa lo mencionado, se escribe como:

$$Q_d = f(\Delta, P, L \dots)$$

donde Δ , P , L son características fisiográficas de la cuenca y Q_d el gasto de diseño.

El método más usado es el llamado de envolventes; las cuales se obtienen dibujando los gastos máximos observados contra su respectiva área de cuenca y posteriormente se dibuja una envolvente a todos los puntos, esto se hace tanto a nivel mundial como regional.

Para el caso particular de las envolventes de gastos máximos en la República Mexicana se ha propuesto utilizar, de entre la gran cantidad de ecuaciones que existen, a dos de ellas que son las de Lowry y Creager, fig 2.2.1.

Para Lowry se tiene que

$$q = \frac{C}{(A + 259)^{0.8}}$$

donde

q gasto unitario, en $m^3/s/km^2$

A área de la cuenca en km^2

C valor de la envolvente

Creager

$$q = C \cdot 0.503 \left[\frac{0.894}{0.386 A + 0.048} \right]^{-1}$$

Para cada región hidrológica se ha determinado su valor de C, aun que también se tiene calibrado su valor mundial y general para México.

En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos para el área de la cuenca en estudio

Envolvente		C	Q m ³ /s
Regional	Creager	67	3853.5
	Lowry		4587.5
General de México			4404.0
Mundial		100	9434.0

tabla 2.2.2 Gastos de diseño por los Métodos Empíricos

2.2.2 Métodos de Hidrograma Unitario Sintético

Para la aplicación de estos métodos se requiere disponer de una lluvia de diseño, que se obtiene, generalmente a partir de las curvas de altura de precipitación-duración-periodo de retorno, las cuales deben ajustarse, si es el caso, para transponerlas a un sitio diferente para el que fueron deducidas. La ecuación general que representa a estas curvas está dada por

$$p = \frac{k t_r^m}{d^k}$$

donde

p precipitación, en mm

tr periodo de retorno, en años

d duración, en horas

k, λ , m parámetros de ajuste, el método empleado para calcular a partir de los datos medidos es el método de correlación lineal múltiple (Ref 1)

Una vez obtenida la lluvia de diseño para diferentes periodos de retorno y duraciones se calculan los gastos de diseño por los métodos; uno es el de Chow y el otro el de I Pai-wu.

Hay que señalar que estos métodos son aplicables a cuencas pequeñas pero debido a la carencia de datos de lluvia y de escurrimientos en la zona en estudio se tuvo que recurrir a ellos.

Para la aplicación de los métodos mencionados se requiere de los siguientes datos:

a) Datos fisiográficos

Area de la cuenca

Longitud del cauce principal

Pendiente media del cauce principal

Tipos de suelo en la cuenca

Uso del suelo en la cuenca

b) Datos climatológicos

Curvas, altura de precipitación-duración-periodo de retorno pa-

ra la estación base de la zona en estudio.

Liga entre la estación base y la cuenca en estudio.

- Método de Chow

Este criterio (Ref 2) fue deducido basándose en el concepto de hidrograma unitario y el procedimiento de cálculo, para obtener el gasto máximo, habiéndose seleccionado previamente el periodo de retorno, es el siguiente

Se calcula el valor del parámetro (N) llamado número de escurrimiento, en función del tipo y uso del suelo (tabla 2.2.3) y se determina con la tabla 2.2.4.

Se escoge una cierta duración (d) que generalmente se hace igual al tiempo de concentración (tc), éste depende de la longitud y pendiente del cauce principal.

De las curvas altura de precipitación-duración-periodo de retorno se calcula el valor de la lluvia, para la duración (d) y el periodo de retorno (Tr).

Esta precipitación se designa como Pb, precipitación en la estación base.

Con el valor de (N) calculado y el valor de (Pb) se calcula la lluvia en exceso en la estación base (peb) empleando la siguiente ecuación:

$$P_{eb} = \frac{(P - \frac{508}{N} + 5.08)^2}{P + \frac{20.32}{N} - 20.32}$$

En esta ecuación, P debe entrar en cm y Peb también está en cm.

Con los valores de (peb) calculado y el valor de (d) escogido se calcula el factor de escurrimiento (X), el cual está dado por:

$$X = \frac{Peb}{d}$$

Se calcula el factor climatológico (Y) con la siguiente ecuación:

$$Y = 2.78 \frac{P}{Pb}$$

En este factor se considera el hecho de que la estación base esté dentro o fuera de la cuenca, si está dentro de ella P/Pb es igual a 1, en caso contrario, se tiene que:

$$\frac{P}{Pb} = \frac{\text{Precipitación máxima en 24 horas y } Tr = 50 \text{ años en la zona en estudio}}{\text{Precipitación máxima en 24 horas y } Tr = 50 \text{ años en la estación base}}$$

Con la longitud (L) y la pendiente (s) del cauce principal se calcula el tiempo de retraso (tp)

$$tp = 0.005 \left[\frac{L}{s} \right]^{0.66}$$

lo cual permite calcular la relación d/tp, y empleando la fig. 2.2.2, se obtiene el factor de reducción del pico (Z)

Se calcula el gasto de pico con la siguiente expresión

$$Q = AXYZ$$

Método de I-Pai-Wu.

Este método (Ref 2), se basa en el método propuesto por Nash para

obtener hidrogramas unitarios instantáneos.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- Para el cálculo del número de escurrimiento (N), la precipitación total (Pb) y la lluvia en exceso (Peb) se procede de la misma forma que en el método de Chow.

Si la estación climatológica está dentro de la cuenca se hace $P_e = P_{eb}$ y si está fuera se utiliza la siguiente relación

$$P_e = P_{eb} \frac{P}{P_b}$$

- Con la longitud (L) y pendiente del cauce (s) se calcula el coeficiente de almacenaje de la cuenca (k_1), en horas y el tiempo de pico (t_m), en horas, estas dos variables están definidas por

$$k_1 = 0.73 A_c^{0.937} L^{-1.474} S^{-1.473}$$

$$t_m = 0.93 A_c^{1.085} L^{-1.233} S^{-0.668}$$

donde

A_c área de la cuenca, en km^2

L longitud del cauce principal, en km

S pendiente media del cauce, en %

Conocidos k_1 y t_m , se calcula una variable n, llamada número de recipientes lineales, la cual está dada por

$$n = \frac{4 t_m}{k_1}$$

conocido n se calcula $f(n, t_m)$ que es igual a

$$f(n, t_m) = \frac{(n - 1)^n e^{1-n}}{\Gamma(n)}$$

donde $\Gamma(n)$ es la función gamma con argumento n y en la tabla 2.2.5 se presentan los valores que adquiere $f(n, t_m)$ para diferentes n .

Se obtiene el gasto máximo con la ecuación siguiente:

$$Q_m = \frac{2.78 A P_e}{Z_m} f(n, t_m)$$

Este método presenta la ventaja de que con él se puede definir la forma del hidrograma en función de n , en la fig. 2.2.3 se presenta este hidrograma llamado instantáneo adimensional.

Hay que señalar que ambos métodos no proporcionan un hidrograma unitario, ya que la lluvia efectiva utilizada en su cálculo no es de un mm.

Del análisis de los valores obtenidos con los métodos de envolventes, de I-Pai-Wu y Chow se observa que si se utilizan las envolventes se obtiene un gasto de pico que varía entre $3800 \text{ m}^3/\text{s}$ y $4600 \text{ m}^3/\text{s}$ que se asemejan a los valores obtenidos con el método de Chow para periodos de retorno entre 2,000 y 5000 años. Sin embargo, para estar del lado de la seguridad se seleccionó como gasto máximo de diseño al que corresponde a un periodo de retorno de 10,000 años, ya que aguas abajo del aprovechamiento se tienen áreas de cultivo y además se desean regular las avenidas, para evitar los efectos dañinos de las inundaciones; además de que su

valor está por debajo de lo que se obtiene con la envolvente mundial. No se usaron los resultados del método de I-Pai-Wu porque están por debajo de los valores que se obtienen por el método de envolventes regionales.

Como el método de Chow sólo proporciona el gasto máximo de pico, la forma del hidrograma se puede asimilar a la de un triángular (Ref 3).

2.3 Tránsito de la Avenida

El tránsito de la avenida se realizó para la avenida de diseño con un periodo de retorno de 10,000 años. Los datos utilizados son:

- Hidrograma de entrada al vaso (fig 2.3.1), ver inciso 2.2
- Elevación inicial del nivel del agua en el vaso.
- Elevación inicial del nivel del agua en el vaso correspondiente al de la cresta del vertedor, cuyo valor es la elevación 20.60 m
- Gasto de salida por la obra de toma se considera despreciable.
- Curva elevaciones-gasto a la salida del vaso por la obra de excedencia fig 2.3.2. Se consideró un ancho de 77 m que corresponde al que tiene la obra ya construida.
- Curva elevaciones-volúmenes de almacenamiento del vaso fig. 2.3.3.
- Se consideró un intervalo de tiempo $AT =$

El hidrograma de salida resultado del tránsito se muestra en la fig 2.3.1 y el gasto máximo de diseño para la obra de excedencia es de $1480 \text{ m}^3/\text{s}$ con una carga (Hd) de 4.60 m

Hay que indicar que se usaron las mismas dimensiones geométricas de la obra de excedencias ya construida.

ESTACION	T I P O		Orga- nis- mo	A F O R O S			Cuenta con Plu- viógrafo	Sus- pendi- da	U B I C A C I O N
	Clima- toló- gica-	Hidro- métri- ca		Escala Mo- linete	Limnógrafo	Sedimentos			
CAÑADA RICA	X	X	SRH	X		X		X	Dentro de la Cuenca
TANTOYUCA	X		SMN						Dentro de la Cuenca
IXTACATEPEC	X		SRH						Dentro de la Cuenca
PASO DE PIEDRA		X	SRH	X					En la Presa Paso de Piedra
GUTIERREZ ZAMORA	X		SMN				X	X	Fuera de la Cuenca
TANTINA	X		SMN					X	Fuera de la Cuenca
EL MIRADOR	X		SRH						Fuera de la Cuenca
OZULUAMA	X		SMN						Fuera de la Cuenca
TERRERILLOS	X	X	SRH	X		X			Fuera de la Cuenca
PLATON SANCHEZ	X		SRH						Fuera de la Cuenca
EL CARDON	X	X	SRH	X		X			Fuera de la Cuenca
TEMPOAL DE SANCHEZ	X	X	SRH	X	X	X	X		Fuera de la Cuenca
LOS HULES	X	X	SRH	X		X			Fuera de la Cuenca
EL HIGO	X	X	SRH	X		X			Fuera de la Cuenca

SRH = SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

SMN = SERVICIO METEOROLOGICO NACIONAL

Tabla 2.2.1 ESTACIONES CLIMATOLOGICAS E HIDROMETRICAS PARA LA REGION HIDROLOGICA

No. 26, INFORMACION TOMADA DEL BOLETIN HIDROLOGICO No. 34.

mes \ año	año						
	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975
Enero	--	0.95	0.32	1.02	0.68	1.20	1.88
Febrero	--	2.34	0.17	1.23	0.44	0.59	0.00
Marzo	--	0.92	0.02	1.91	0.56	0.36	0.00
Abril	--	0.50	0.00	0.41	0.08	0.09	0.00
Mayo	--	0.26	0.05	0.58	--	0.04	0.00
Junio	--	20.98	2.05	5.10	--	20.39	0.00
Julio	4.48	30.03	4.62	27.52	60.12	78.35	7.27
Agosto	16.55	14.38	5.19	11.25	42.81	2.00	3.42
Septiembre	--	25.24	20.62	2.97	19.94	48.97	73.24
Octubre	7.05	17.65	0.00	8.99	36.47	25.17	3.62
Noviembre	4.52	1.13	3.11	4.21	2.82	5.05	0.73
Diciembre	6.51	0.58	0.87	1.27	8.15	0.85	0.00
Medio Anual		10.11	3.12	5.59		15.34	7.31

Tabla 2.1a Gastos medios mensuales registrados en la estación Cañada Rica, en m³/s

mes \ año	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975
Enero	--	1.39	0.43	9.57	0.96	1.63	--
Febrero	--	23.98	0.24	3.47	0.98	0.93	--
Marzo	--	2.09	0.09	16.28	2.66	0.62	--
Abril	--	0.66	6.90	0.59	0.36	0.32	--
Mayo	--	0.36	0.00	3.21	--	0.16	--
Junio	--	148.91	0.77	46.80	--	121.17	--
Julio	--	146.48	10.26	135.80	176.00	198.90	--
Agosto	66.22	126.10	29.28	226.00	165.90	11.80	--
Septiembre	--	168.00	26.44	11.15	170.51	197.60	--
Octubre	52.27	169.50	121.00	67.00	202.40	125.18	--
Noviembre	27.96	1.78	17.97	32.10	3.00	19.22	--
Diciembre	49.12	0.78	1.39	2.98	76.11	3.28	--

Tabla 2.1b Gastos máximos mensuales registrados en la estación
Cañada Rica en m³/s

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	Tipo de Suelo			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espeso o alta transpiración	25	55	70	77
Camino	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo o baja transpiración	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	36	60	70	76
	Espeso, alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso, alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos de surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas (sembradas con maquinaria o al volteo) o potrero de rotación	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curvas de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
Curvas de nivel, bueno	6	35	70	79	
Potrero (permanente)	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

Tabla 2.2.3 Selección del número de escurrimiento N

Tipo	Suelo
A	Gravas y arenas de tamaño medio, limpias, y mezcla de ambas. (escurrimientos mínimos)
B	Arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena y limo.
C	Arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezcla de arena, limo y arcilla.
D	Arcillas de alta plasticidad, suelos poco profundos con sub-horizontes casi impermeables cerca de la superficie. (escurrimiento máximo).

Tabla 2.2.4 Clasificación de suelos, según afecten las características del material en el escurrimiento.

n'	$f(n, tm)$
1.4	0.210
1.6	0.272
1.8	0.323
2.0	0.368
2.2	0.400
2.5	0.463
3.0	0.540
4.0	0.672
5.0	0.782
6.0	0.873
7.0	0.972
8.0	1.041
9.0	1.150

Tabla 2.2.5 Cálculo de la función $f(n, tm)$



FIG. 2.1

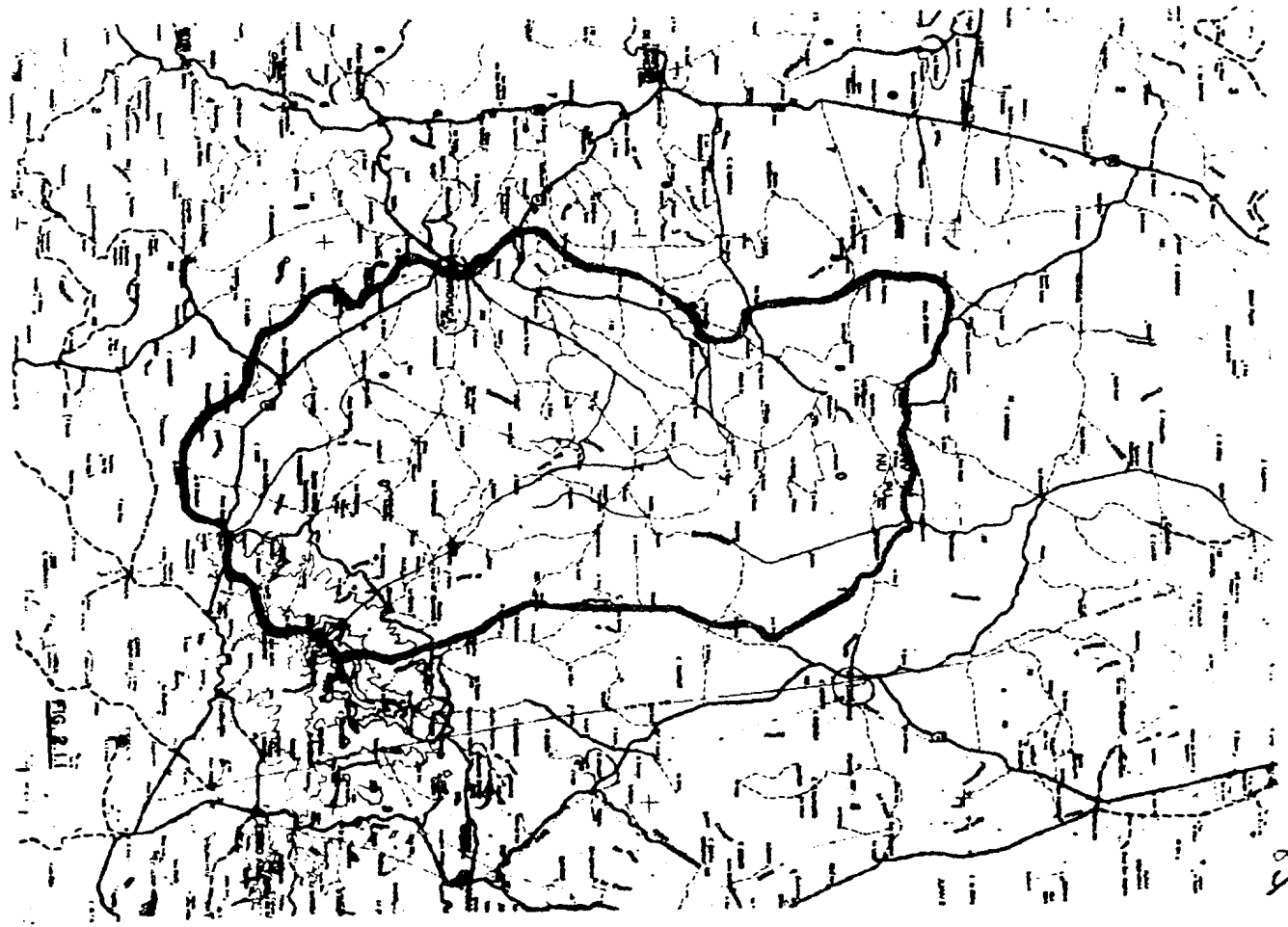
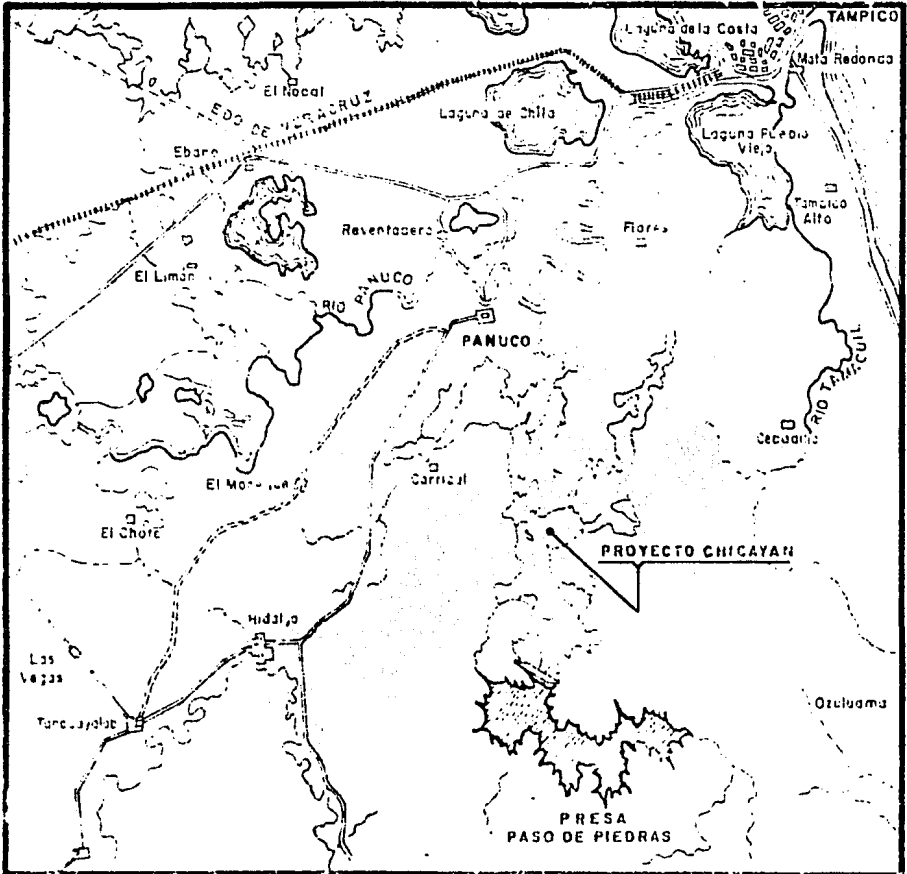
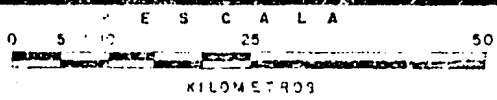


FIG. 211



LOCALIZACION



GASTO EN $m^3/s/km^2$

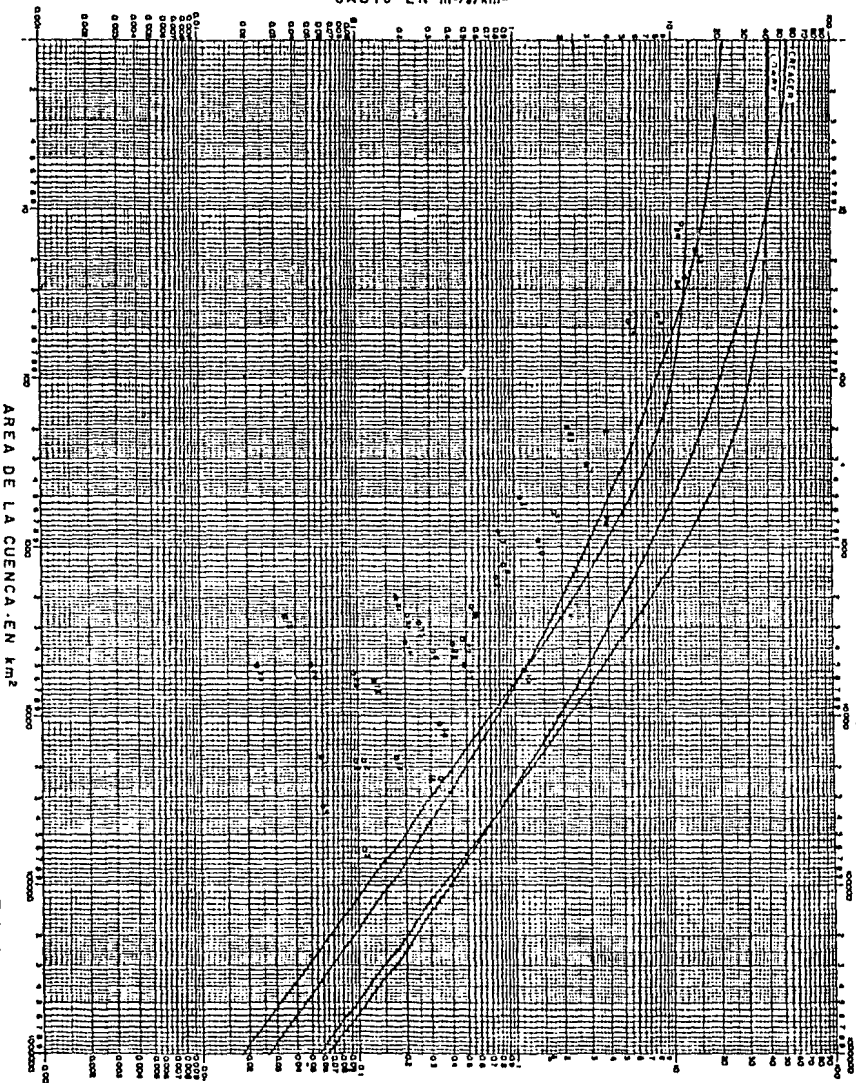


FIG. 2.2.1

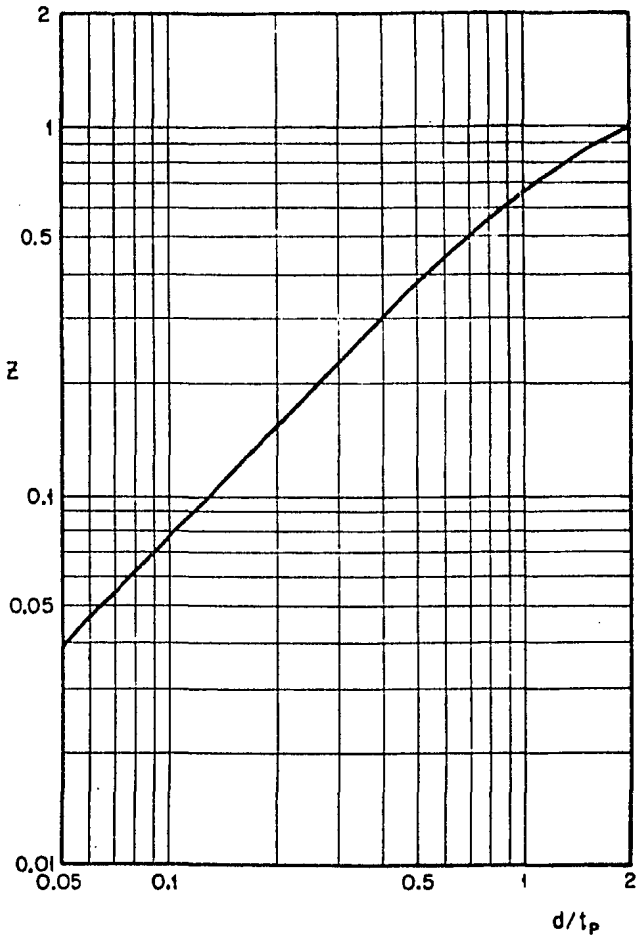


Fig 2.2.2 Relación entre Z y d/t_p

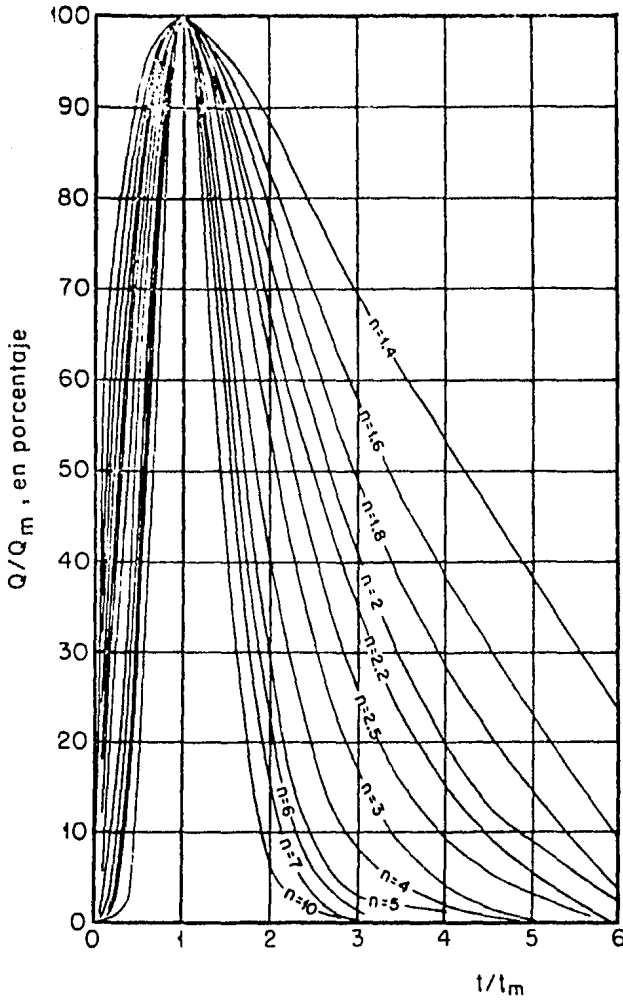


Fig 2.23 Hidrograma instantáneo adimensional

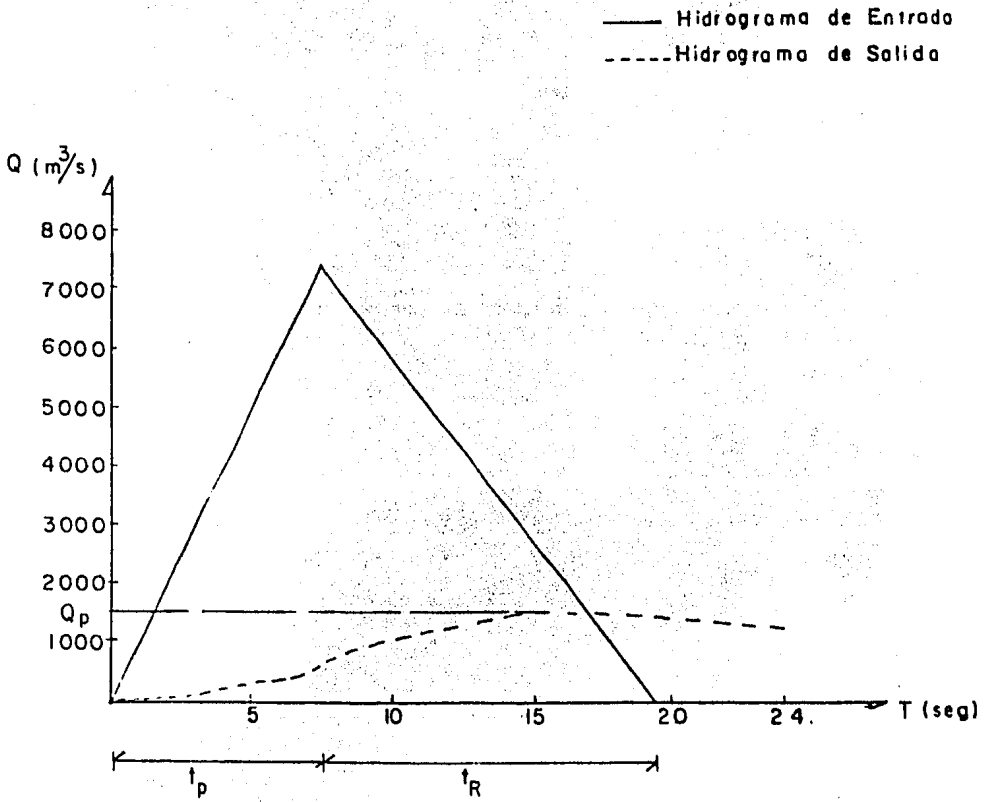


FIG. 2.3.1

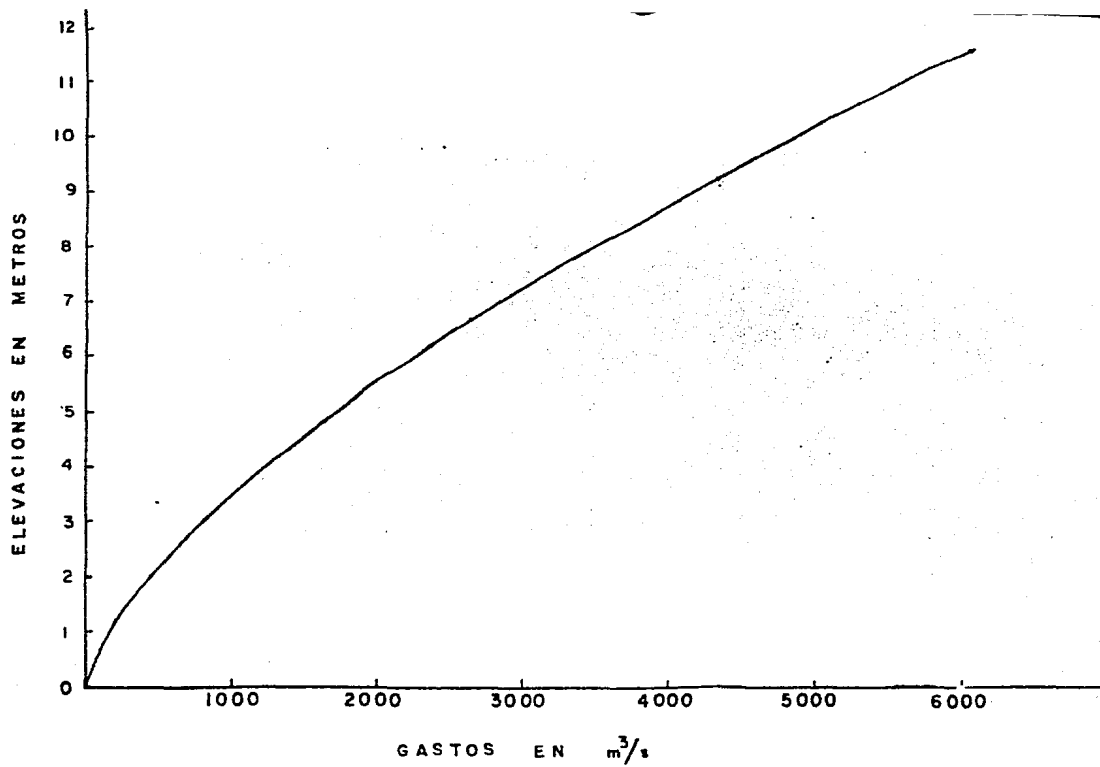


FIG. 2.3.2 CURVA ELEVACIONES ~ GASTOS A LA SALIDA

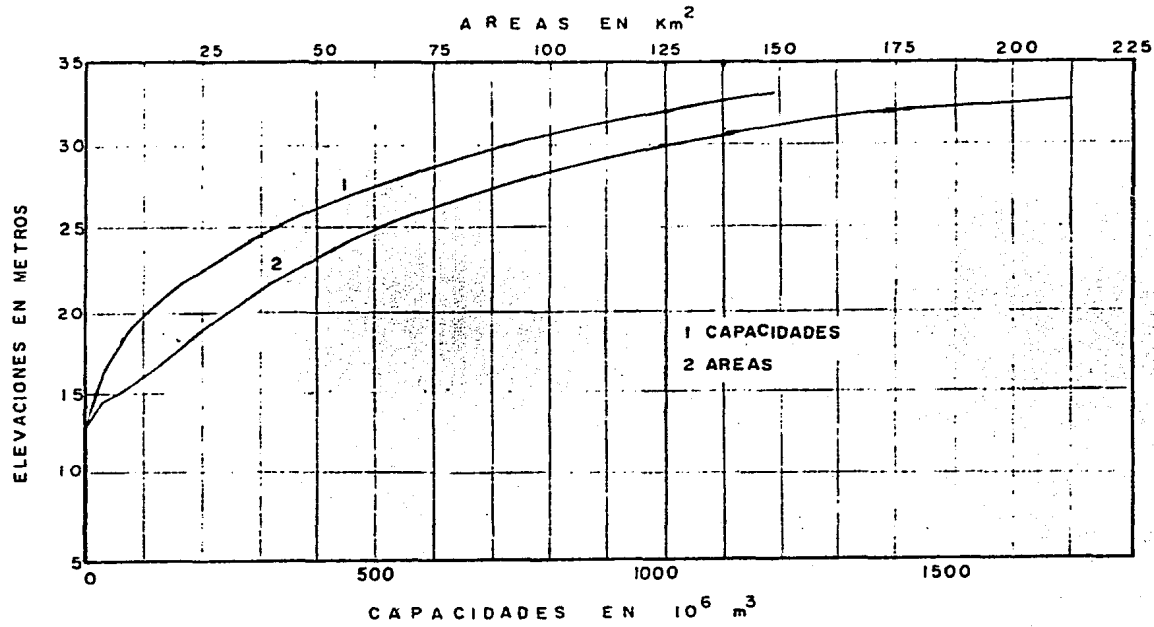


FIG.2.3.3 CURVA DE AREAS Y CAPACIDADES

3. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE CANALES Y SELECCION DEL TIPO DE TANQUE AMORTIGUADOR.

En este capítulo se presentarán primeramente recomendaciones de tipo general que deben seguirse al construir un tanque amortiguador; sin embargo, hay que señalar que cada obra tiene sus características particulares y por tanto, también tendrá sus propias soluciones prácticas que sólo servirán para esas condiciones ya que su extrapolación a otros diseños pueden ser en ocasiones peligrosas, si los proyectos no son semejantes, al final del capítulo se incluyen en forma resumida los diferentes tipos de tanque que existen y la manera de seleccionarlos.

3.1 Revestimiento de Concreto en Canales

Para hacer una protección efectiva de los canales que conducen agua, el uso del concreto hidráulico es el más apropiado ya que con ellos se puede alcanzar una vida útil de trabajo, hasta de 40 años.

Los revestimientos con este tipo de concreto tienen las siguientes características:

- Resistencia al desgaste, producida por el intemperismo o por el escurrimiento de agua.
- Resistencia a la penetración de raíces, con esto se evitan agrietamientos que de presentarse ponen en peligro a la estructura.
- El revestimiento del canal debe tener una terminación lo suficientemente lisa para evitar el depósito de sedimentos.

temente lisa para evitar aplicar recubrimientos auxiliares.

- El concreto utilizado debe ser de una flexibilidad tal que pueda absorber los movimientos del terreno.
- Es importante buscar economía en el costo del recubrimiento del canal.

3.2 Concreto colado en el lugar

3.2.1 *Dosificación del concreto*

Condiciones generales: La mezcla debe ser manejable y de alta densidad (bajo revenimiento) con el fin de que no escurra al ser colocada sobre los taludes del canal. Cuando el espesor del recubrimiento sea mayor de 5 cm, puede esperarse un asentamiento entre los 5 y 6 cm. y cuando es menor de 5 cm. se tienen asentamientos entre 6 y 7.5 cm.

Es sabido que la máxima resistencia del concreto está en función de la relación agua-cemento.

En la tabla 3.2.1 se presentan recomendaciones de campo para relación agua-cemento que deben darse en concretos colados en el lugar. De cualquier manera deben hacerse pruebas sencillas de laboratorio en el campo, ya que de acuerdo a los agregados y calidad del agua disponible las características de la mezcla pueden variar.

Posición del canal en relación del agua en su contacto	Tipo del agua en el canal	Porcentaje de relación agua cemento en peso	Litros de agua por bulto de cemento de 50 kg
ALTERNADAMENTE HUMEDECIDO Y RESECO	agua dulce	53	de 26 a 27
	agua de mar	48	de 24 a 25
ALTERNADAMENTE SUMERGIDO	agua dulce	58	de 29 a 30
	agua de mar	53	de 26 a 27
PERMANENTEMENTE SUMERGIDO	agua dulce	62	de 30 a 32
	agua de mar	58	de 29 a 30

Tabla 3.2.1 Relación agua-cemento para concretos colados en el sitio

- CALIDAD DEL AGUA

Se debe tener cuidado de mantener la relación agua-cemento dentro de los límites prescritos.

En la tabla 3.2.1 dicha relación debe ser determinada mediante pruebas de laboratorio. Si los resultados de estas pruebas de laboratorio dan un valor diferente al dado en la tabla 3.2.1 deberá usarse el valor más pequeño.

- CANTIDAD DEL CONCRETO

Si el revestimiento no tiene ninguna función estructural, por ejemplo no debe ser un muro de retención o el paramento de la cortina, etc., el contenido de cemento se determina solamente por requerimientos de aplicabilidad, densidad y plasticidad. El contenido óptimo del cemento, puede ser determinado mediante pruebas de laboratorio pero en proyectos de tamaño pequeño este gasto no se justifica.

A través de la experiencia, un contenido de cemento de 250 a 300 kg/m³ de concreto preparado se considera satisfactorio.

Estas proporciones corresponden a la relación cementos-agregados de 1:7 y 1:6, respectivamente expresados ambos en volumen.

- GRAVA

El tamaño máximo de la grava tiene que ser menor que la mitad del espesor del revestimiento y usualmente no mayor de 1½ pulgadas.

El 80% de las piedras de grava deben ser más pequeñas de ¾ de pulgada y la proporción de la fracción de 5 a 10 mm la grava debe ser reducida en un 5 a 10% comparada con la comúnmente usada en otros trabajos de concreto.

- ARENA

No hay requerimientos especiales para la arena, excepto que debe ser bien graduada debiendo tener una granulometría variable.

- RELACION ARENA GRAVA

En la tabla 3.2.2 se señalan relaciones de arena-grava en función del tamaño de la grava.

Tamaño máximo de la grava en pulgadas	Porcentaje de arena respecto a la grava	Relación arena-grava
1.5	38-42	1.8/3.0-2.2/3.0
0.75	43-49	2.3/3.0-2.9/3.0

Tabla 3.2.2 Muestra la relación arena grava

3.2.2 Refuerzo de acero

Se debe hacer una distinción entre los dos siguientes casos:

- El revestimiento de concreto está sujeto a fuerzas externas como son, por ejemplo, el empuje de tierras (cuando el talud de la pared del canal es más fuerte que el ángulo natural de reposo del suelo) la presión hidrostática que se ejerce, la fuerza de subpresión, etc., para cualquiera de estas condiciones el concreto y el acero deben ser diseñados de acuerdo a los procedimientos que usualmente se recomiendan para concreto reforzado.
- Ninguna presión de tierra actúa sobre el recubrimiento (la inclinación de los lados es menor que el ángulo de reposo) y las fuerzas de agua son neutralizadas por medio de filtros y un empotramiento apropiado.
- Una capa de filtro cubriendo un suelo no cohesivo. El agua que se infiltra por los lados y el fondo (fig 3.2.2.1) de un canal revestido con material permeable (por ejemplo el revestimiento de mampostería sin mortero) situado sobre suelo cohesivo (arena fina particularmente) puede lavar partículas subyacentes de suelo a través de la porosidad del revestimiento dentro del canal.

Esto provoca que, el revestimiento se dañe y destruya, con el propósito de prevenir este fenómeno es necesario colocar entre el revestimiento de mampostería y la capa subyacente del suelo, una capa de material granular graduado, el cual, actuando como un filtro, permitirá el paso del agua pero manteniendo las partículas

de suelo en su lugar, (fig 3.2.2.2)

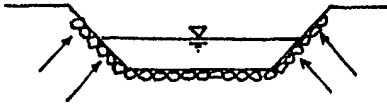


Fig. 3.2.2.1 Flujo de tierra agua dentro de un canal revestido de mampostería

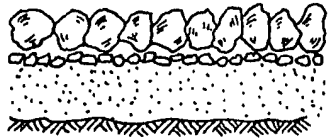


Fig. 3.2.2.2 Revestimiento de mampostería (sin mortero)

Terzaghi y el U. S. Bureau of Reclamation han dado varios criterios para la composición de la capa de filtro, en base a sus estudios se recomienda la siguiente composición:

(1) $D_{15_F} / D_{15_b} = a$; $5 < a < 40$

(2) $D_{15_F} / D_{85_b} = b$; $b \leq 5$

(3) $D_{85_F} / M = c$; $c \geq 2$

(4) La curva granulométrica del material de filtro deberá ser aproximadamente paralela a la del suelo subyacente.

En estas fórmulas D_{15_F} es el diámetro del grano en el material de filtro en relación al cual 15% de todos los granos son más pequeños, D_{15_b} representa el diámetro del grano en el suelo en relación al cual 15% de todos los granos son más pequeños, D_{85_F} es el diámetro del grano en el material de filtro en relación al cual 85% de todos los granos son más pequeños, D_{85_b} es el diámetro del grano en el suelo en relación al cual 85% de todos los granos son más pequeños y M es la dimensión más grande de las aberturas, a través el paso de partículas es prevenido por el filtro.

- Cama no graduada

Cuando no hay filtración de agua proveniente del suelo en el canal, no hay peligro de que partículas del mismo, sean lavadas a través de las aberturas del revestimiento, Por otro lado, la base del suelo puede expandirse con la humedad y encogerse sin humedad, que es un proceso que puede llegar a destruir el revestimiento. Este fenómeno se presenta en suelos arcillosos.

El diseño de filtros para suelos cohesivos

Los criterios para el diseño de filtros se basan en el tamaño de las partículas del suelo. Si estos criterios se emplearan en el diseño de filtros para suelos cohesivos como son, por ejemplo, las arcillas, los filtros tendrían tantas partículas pequeñas, que prácticamente serían impermeables.

El propósito principal de un filtro, es la rápida remoción del agua de la base del suelo y con el criterio de tomar únicamente en cuenta al tamaño de las partículas del suelo, esto no será factible de hacerse. Además, dicho criterio, no toma en cuenta la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla. Esta fuerza contribuye en la resistencia contra el lavado de las partículas de arcilla dentro del filtro.

En el caso de un medio saturado el filtro debe diseñarse con base en el tamaño del hueco del filtro lo cual evitará el flujo de las partículas de arcilla. Hay que recordar, que debido a la alta cohesión de la arcilla, aún después de la expansión del terreno, ésta no es lavada a través del filtro, en forma de partículas coloidales

individuales pero sí como una masa de agregados.

El factor de seguridad F contra el lavado de la arcilla, hacia afuera, se expresa como

$$F = \frac{b\sigma_t}{\gamma_w j d} \quad (3.2.2.1)$$

donde b es un factor cuyo valor es cercano a la unidad, σ_t es el esfuerzo cohesivo de la arcilla, γ_w es el peso específico del agua, j es el gradiente hidráulico presente, d es el tamaño del agregado de arcilla lavada fuera del flujo.

Para propósitos de diseño es extremadamente difícil hacer uso de la ecuación (3.2.2.1), puesto que las variables que intervienen en ella, y en particular el gradiente hidráulico, no pueden ser medidos ni estimados en una forma sencilla.

Por consiguiente ha sido necesario tomar más en cuenta a los experimentos, y desarrollar criterios de diseño empíricos para los filtros en suelos cohesivos. Como resultado de las investigaciones, llevadas a cabo con este propósito el ISRAEL INSTITUTE OF TECHNOLOGY encontró que es posible hacer uso de una gran variedad de materiales finos tales como la arena de playa, materiales finos de cantera, etc., para filtros en suelos arcillosos.

Cuando la distancia de acarreo de arena de mar, es grande, es mejor y más económico, hacer uso de materiales de cantera y viceversa.

En base a las pruebas, se encontró que el material de filtro de cantera más adecuado es el que tiene una granulometría entre la malla

4 y la malla 10 aunque no se observó ningún bloqueo del filtro cuando se usó material grueso de cantera, como por ejemplo, de 3/4" a 1".

Antes de usar el material de cantera es recomendable dejarlo libre de polvo, puesto que éste tiende a ser arrastrado por el agua y llega a formar una costra dura e impermeable entre el filtro y la arcilla.

De manera similar, el uso de arena de cantera no se recomienda, ya que tiende a formar una masa impermeable cuando entra en contacto con el agua. Para sistemas de drenajes en arcillas pesadas, se pueden usar tuberías perforadas o bien, con juntas de separación de 1 cm máximo, y como filtros pueden ser usados los siguientes materiales:

1 Grava grande y uniforme 3/8" a la malla 4 cubriendo los drenes con una capa de piedra de la malla 4 a la malla 10 en contacto con la arcilla.

2 Piedra de 3/8" - 3/4" cubriendo los drenes con una capa de piedra de la malla 4 a la 10 en contacto con la arcilla.

El primer diseño es muy barato, pero en el caso en el que se involucren grandes flujos de agua o con grandes drenes abiertos, es mejor hacer uso del segundo diseño.

De la experiencia práctica en los últimos 5 ó 6 años, en los cuales se ha usado piedra de la malla 4 a la malla 10 como material de filtro en contacto con arcilla pesada, no se ha mostrado evidencia de

lavado de la arcilla. Por otro lado, el empedrado con guijarros utilizados como material de filtro, condujo al bloqueo del sistema de drenaje.

En el caso de capas de arcilla usada en cortinas de arcilla se pueden usar algunos de los siguientes diseños:

DISEÑO No. 1

MATERIAL	ESPESOR DE LA CAPA (cm)
1. Base del suelo en condición natural o compactada	
2. malla 4 a la malla 10 de grava	20
3. 3/8" a 3/4" de grava	40
4. malla 4 a la malla 10 de grava	20
5. Base del suelo compactado	

DISEÑO No. 2

MATERIAL	ESPESOR DE LA CAPA (cm)
1. Base de suelo en condición natural o compactada	
2. malla 4 a la malla 10 de grava	20
3. 3/8" - 1/2" de grava	25
4. 3/4" - 1" de grava	40
5. 3/8" - 1/2" de grava	25
6. malla 4 a la malla 10 de grava	20
7. suelo de base compactada	

El diseño No. 1 es más económico, pero cuando hay que drenar gran -
des cantidades de agua, es mejor utilizar el otro diseño.

Se debe tomar en cuenta, que el número de capas de un filtro pueden ser disminuidas utilizando un material mixto de cantera (naturalmente encontrándose arena cementada con Ca Co_3) con la condición de se guir otro criterio para los filtros.

Cuando el problema, es sólo de expansión y resequedad alternadas, se recomienda que el material granulado como son, por ejemplo, la arena gruesa, grava fina o grava pequeña, sea colocada debajo del revestimiento. En estos casos no hay necesidad de graduar el material de acuerdo al criterio de filtros, la cama puede ser hecha de material uniforme o casi uniforme su función es sólo el abatimiento de la expansión o encogimiento del suelo y protegerlo de una excesi va resequedad.

Una capa de grava o piedras pequeñas de 10 a 12 cm con granos de 1 a 5 cm usualmente satisface los requerimientos.

Bajo estas condiciones la función del refuerzo es solamente para prevenir el agrietamiento causado por la contracción y expansión del concreto y resistir tanto las fuerzas imprevisibles como el hundi - miento diferencial causado por las tuberías, etc.

Este caso usualmente no justifica el uso de refuerzo ya que los cos tos son altos y las ventajas que se obtendrán son dudosas. Son conocidos muchos casos en los cuales en lugar de un daño pequeño (grie tas o fracturas) causado por la falta de refuerzo, el daño resultan te, falla de grandes áreas de revestimiento unidas por el refuerzo, fue considerable.

Si por cualquier razón, se decide reforzar al concreto, se deben observar las siguientes reglas:

- 1) El refuerzo deberá ser colocado en la mitad del espesor del revestimiento.
- 2) Con el objeto de prevenir que el refuerzo sea empujado hacia el fondo del revestimiento, se deberá sostener a intervalos de 70 a 80 cm durante el colado.
- 3) El refuerzo longitudinal se deberá extender más allá de las juntas de expansión únicamente entre 10 y 15 cm. La parte de la varilla saliente, más allá de la junta, deberá ser cubierta con papel o asfalto a fin de prevenir se adhiera con la sección de concreto adyacente (en la cual se proyecta). La expansión y contracción deberá ser libre fig 3.2.2.3

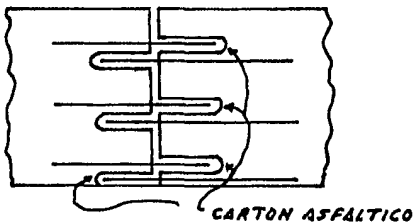


Fig. 3.2.2.3 Refuerzo con juntas de expansión

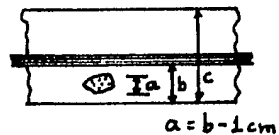


Fig. 3.2.2.4 Tamaño de la grava contra el peso del recubrimiento

- 4) No hay reglas para el diámetro de las varillas de refuerzo de acero o el espaciamiento entre ellas. Las dimensiones aceptables en muchos proyectos son para refuerzo longitudinal, diámetro de la varilla entre 8 y 10 mm con espaciamiento a cada 30 cm; para refuerzo transversal diámetro entre 8 y 10 mm y espaciamiento a cada 60 cm. En muchos casos un refuerzo de 0.25 a 0.30% de la sección transversal es suficiente.
- 5) En un revestimiento reforzado como se especifica en (4), el máximo tamaño de grava no debe exceder la dimensión "a" señalada en la fig. 3.2.2.4

Si por ejemplo, el espesor del revestimiento es de 8 cm y el diámetro de la varilla de acero es de 8 mm el tamaño máximo de la grava deberá ser aproximadamente de 2.5 cm.

- 6) Cuando el concreto es colado con cimbra movable, no deberá ser usado ningún refuerzo.

3.2.3 Juntas

Se distinguen cuatro tipos de juntas: Juntas de expansión, de contracción, de trabajo y acanaladas.

Las juntas de expansión son requeridas cuando una estructura hidráulica (alcantarilla, puente) cruza el recubrimiento o entra en contacto con él. La estructura y el revestimiento, no deben ser colados juntos. La junta debe extenderse a lo largo del espesor del revestimiento.

La junta debe ser ancha (3 a 5 cm) y se rellena con un material elástico después de que el concreto haya sido curado.

Las juntas de trabajo se forman en cualquier sitio en donde el colado es temporalmente detenido y después reanudado.

Es en estas juntas que el concreto fresco tiene que formar una unión con el concreto viejo después de que el colado es reanudado. Con el objeto de dar resistencia a la unión, salientes del refuerzo son dejadas en el concreto viejo antes de que el colado sea temporalmente detenido, para ser anclado más tarde, después de la reanudación del colado, en el concreto nuevo.

Antes de que el colado sea reanudado, la superficie de la junta debe estar completamente limpia de polvo u otra suciedad, ello se logra mediante un chorro fuerte de agua y luego debe ser rociada con agua cemento. Si sólo se desea usar la junta de trabajo como una junta de expansión o contracción, lo cual es usual, se deberían seguir las reglas indicadas para la de expansión y contracción.

Las juntas de contracción son necesarias en todos los revestimientos para prevenir el agrietamiento del concreto durante su curado. En estos casos un material de adhesión-prevención es aplicado, sobre la cara del concreto, a la junta, donde continuará el concreto fresco de la sección adyacente. Si el colado es hecho manualmente, utilizando tabiques de cimbra, dividiendo el revestimiento en cuadros los espacios dejados después de que los tabiques son removidos, se rellenan con material elástico, el cual no forma unión con el concreto.

Una junta como ésta funciona como una junta de trabajo, una junta de expansión y de contracción.

Relleno de juntas en revestimiento de concreto con material bituminoso.

Durante la discusión de los distintos revestimientos de concreto, ya sea colados in situ o hechos de losas prefabricadas, se mencionó la necesidad de rellenar las juntas con material bituminoso.

En el mercado se encuentran disponibles muchos productos para este propósito pero usualmente su composición química es un secreto comercial. En este capítulo, se describirán solamente mezclas que pueden ser preparadas en el sitio.

También en esto existen muchos métodos. Lo que todos ellos tienen en común es que puede ser usada una arena local fina, sin ningún requerimiento especial de graduación. Con el objeto de prevenir que la mezcla fluya hacia abajo de los lados del canal, se deberá agregar algún material fibroso (fibra de asbesto, fibra de vidrio, desechos de algodón, etc.). El asfalto se calienta, se le agregan las fibras sin calentar y ambos se mezclan en una mezcladora. La arena se calienta por separado y luego se agrega a la mezcla de asfalto donde se continua mezclando hasta que la masa combinada se vuelva homogénea. Un ejemplo de una buena mezcla es el asfalto corrido 40/50 40%, arena fina 55% y 5% de fibras.

Si se ha permitido que el revestimiento de concreto permanezca por un tiempo largo, unas cuantas semanas después de que ha endurecido,

antes del relleno de las juntas, es recomendable darle un tratamiento preliminar con un rociado ligero con aceite diesel o emulsión.

Cuando el colado es hecho sin interrupción y sin tabiques, a lo largo de todo lo ancho del revestimiento y sobre una considerable longitud, es necesario, mientras el concreto es todavía plástico, cortar ranuras en él, las cuales no atravesarán el espesor completo del revestimiento.

Estas ranuras son extendidas, tanto en el sentido longitudinal como en el transversal y se hacen de acuerdo con las dimensiones indicadas en la fig. 3.2.2.5 y la tabla 3.2.3

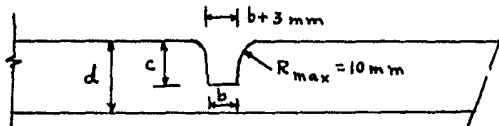


Fig. 3.2.2.5 Sección de revestimiento acanalado

Estas ranuras no previenen el agrietamiento pero obligan a que las grietas se formen en lugares predeterminados. Además estas ranuras tienen que rellenarse con material elástico con el objeto de prevenir que se vayan a llenar con polvo, arena o cualquier otro material no elástico.

d, en mm	b, en mm	c, en mm	Espacio de Ranuras, en m
50	6-10	15-20	3.00
60	6-10	20-22	3.00
75	10-12	25-28	3.50-4.50
90	10-12	28-30	3.50-4.50
100	10-12	30-35	3.50-4.50

Tabla 3.2.3 Dimensiones de las Ranuras

Si el perímetro del revestimiento no excede de 10-15 m, las juntas de construcción longitudinales deben ser formadas a lo largo de las intersecciones de las inclinaciones del canal con el fondo o tan cerca de ellas como sea posible. Dos son usualmente suficientes. Cuando el perímetro es mayor, una junta adicional, a un tercio de la altura de cada uno de los lados, es recomendable. Juntas longitudinales adicionales de 3.00 a 3.50 m son requeridas en ambos lados y en el fondo. En un revestimiento no reforzado, juntas de contracción transversales para un espesor del revestimiento de 75-100 mm se recomienda a intervalos de 3.50 a 4.50 m y para un espesor de 50-75 mm a intervalos de 1.80-2.50 m.

El material utilizado para rellenar las distintas juntas, debe ser impermeable al agua, expanderse y contraerse fácilmente, no debe agrietarse y ser resistente al desgaste, no muy líquido cuando se aplique y ser incapaz de formar una liga química con el concreto. Muchos materiales como éstos, están disponibles, pero frecuentemente están protegidos por derechos de patente y sus composiciones son mantenidas en secreto.

En muchos países, diversas mezclas de arena-asfalto calientes son usadas.

Para asfalto y sus diversas mezclas, ver inciso 3.2.3.

El material es aplicado a las juntas inmediatamente después de la remoción de los tabiques o del corte de las ranuras, es empackado con una varilla apropiada para asegurar se llene completamente la junta.

En juntas que actúan como de construcción solamente unas cuantas capas de cartón asfáltico, con un espesor de 5-10 mm, puede ser usado. Este método es aplicable sólo cuando el revestimiento de concreto es colado en cuadros entre tabiques. Una vez que el concreto en un cuadro ha endurecido, el tabique es removido, el papel es puesto en su lugar y el concreto del siguiente cuadro es colado a continuación de él.

3.2.4 Espesor del Revestimiento

Se hace una distinción entre tres casos característicos:

- a) El fondo del canal está siempre por encima de la superficie del nivel freático.
- b) El canal o parte de él, puede algunas veces estar por debajo del nivel freático.
- c) El canal está parcialmente por debajo del nivel freático y es esencial que la plantilla y los taludes sean impermeables al agua.

Para el primer caso los taludes del canal y la plantilla no están sujetos ni a la elevación ni a la presión horizontal de la tierra y el agua.

Consideraciones de tipo estáticas no tienen sentido tomarlas en cuenta.

El Bureau of Reclamation de los Estados Unidos, ha desarrollado después de muchos experimentos, recomendaciones para elegir el espesor del revestimiento, con o sin refuerzo, en función del gasto máximo de diseño.

Para el siguiente caso el fondo está sujeto a fuerzas de subpresión

mientras que la parte más baja de los lados está sujeta a fuerzas de subpresión e hidrostáticas. Un incremento considerable a el espesor del concreto y del refuerzo ayuda a resistir estas fuerzas pero el costo del revestimiento se incrementa considerablemente. Si no se le atribuye ninguna importancia a que el canal sea impermeable al agua, el problema es fácilmente solucionado por medio de aberturas apropiadas dejadas en el concreto a través de las cuales el agua es libremente admitida en el canal sin levantar o romper el revestimiento. Si el suelo donde se desplante el revestimiento está formado por arena o grava y cantos rodados (piedras) de modo que el agua pueda moverse libremente por debajo del recubrimiento es suficiente con dejar lloraderos en el concreto, de 4 a 5 cm de diámetro y separación de 100 a 120 cm en ambas direcciones. Con el objeto de prevenir el lavado de granos finos del suelo que entran dentro del canal a través de estas aberturas, deben ser construidos filtros por debajo de ellas (ver sección 3.2.2). Un corte vertical de lo mencionado se muestra en la fig. 3.2.2.6

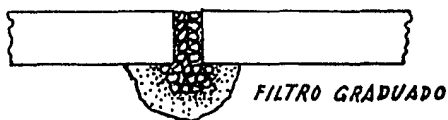


Fig. 3.2.2.6 Lloradero en el Revestimiento de Concreto con Filtro por debajo.

Puesto que estas aberturas están sujetas a ser llenadas desde arriba por sedimentos finos, acarrerados por el agua, su funcionamiento puede ser defectuoso. Por lo tanto es esencial, mantener cuidadosamente el canal, inspeccionando las aberturas dos o tres veces durante la temporada de escurrimientos y reemplazando, cuando sea neces

rio, los granos superiores de grava con grava limpia.

Cuando la base del suelo es de textura fina (sedimento o arcilla) el movimiento del agua debajo de los revestimientos (hacia las aberturas) es muy limitado, lo cual provoca que la subpresión y la presión hidrostática horizontal puedan llegar a causar daño. Se pueden tener dos posibles soluciones para este caso:

- 1) El revestimiento completo es colocado sobre una estructura permeable, la cual permite un libre movimiento del agua hacia los lloraderos (ver sección 3.2.2). Este método también protege al concreto de la expansión de la base del suelo.
- 2) Un ducto de drenaje es colocado bajo una de las orillas de la base del canal o dos tuberías bajo ambas orillas. El ducto es rodeado por un filtro. De este ducto el agua es conducida a través de las tuberías laterales de desagüe, dentro del cauce del arroyo o río o dentro de un pozo de absorción.

Para el caso (señalado en el inciso c) ninguna abertura es dejada en el revestimiento, una restricción de este tipo es necesaria cuando se desea construir un revestimiento pesado, el cual es suficientemente fuerte para resistir las fuerzas externas. Este caso es más severo cuando el canal está vacío y el suelo circundante es saturado hacia la superficie. Tuberías de desagüe como las descritas son útiles pero no dan una solución completa del problema.

El cálculo de la fuerza de subpresión se puede consultar, por ejemplo, en un libro que trate sobre estructuras hidráulicas.

3.2.5 Construcción

El revestimiento de concreto debe ser colado ya sea manualmente o por medio de máquinas especiales. La descripción de las diversas máquinas para colado está fuera del alcance de este trabajo por ello no se incluye.

Cuando el revestimiento tiene que ser colado a mano, la superficie del suelo tiene que ser preparada muy cuidadosamente puesto que to da impresión puede dar por resultado que el revestimiento se vuelva más delgado de lo requerido en algunos lugares. La desvia - ción máxima permitida del espesor especificado es del 10% siempre y cuando se mantenga el espesor medio. Antes del colado, la super - ficie de la base del suelo, deberá ser humedecida hasta una profun - didad de 15 cm teniendo cuidado en evitar que se sature.

La preparación de la base del suelo señalado anteriormente se usa cuando una estructura o filtro va a ser colocado bajo el revestimien - to. La superficie del suelo se secciona en rectángulos en los cua - les el concreto es colado. En canales pequeños, es suficiente divi - dir la superficie en secciones de 2.50 a 4.00 m de largo, de esta manera quedarán rectángulos con un ancho igual al perímetro - comple - to del canal (base más lados). Las dimensiones definen a los mol - des dentro de los cuales el concreto va a ser colado.

Es recomendable, aunque no esencial, que sea utilizado un vibrador. Después del colado, la superficie del concreto fresco es nivelada moviendo tablas largas hacia atrás y afuera, perpendicularmente a los ejes del canal y a lo largo de los bordes de los moldes.

Este nivelado del concreto fresco es repetido la segunda vez con un aplanador de metal fijado a un mango largo a fin de evitar pisar sobre el concreto fresco.

Cuando el canal es grande deberá ser dividido a lo largo y a lo an-cho. El colado del concreto dentro de rectángulos puede ser hecho, tanto en secuencia sucesiva como en secunecia alternada. En coladas sucesivos es recomendable usar tabiques disminuidos inclinadadamente, por ejemplo 2 cm de ancho en la punta y 1.5 cm de ancho en la base. Esta forma hace fácil remover los tabiques antes de que el concreto haya endurecido completamente.

El método es utilizado en canales de mediano tamaño. El colado alternativo es acostumbrado en canales muy grandes.

El concreto es colado en rectángulos alternados y dejado endurecer completamente. Solamente después de que ha endurecido por completo, los tabiques son removidos y éstos son reemplazados por cartón asfáltico grueso (ver inciso 3.2.3) y el concreto es entonces colocado dentro de los espacios rectangulares vacíos restantes.

Cuando la base y los lados son colados separadamente (por ejemplo, en canales grandes) la base es colada primero sobre una extensión grande y dejando endurecer antes de que el colado de los lados sea comenzado.

De 8 a 10 horas después del colado, el concreto es cubierto con árena, paja, aserrín o cualquier otro material que conserve la humedad y después regado en forma continua durante 5 ó 6 días.

Con el objeto de prevenir que algunos de estos materiales se adhieran al concreto, pueden ser separados de éste mediante sacos humedecidos.

El método de revestimiento descrito arriba, produce una superficie con un coeficiente de rugosidad de Manning, "n", aproximadamente de 0.014. Donde es seguro que el revestimiento sea cubierto con arena fina, sedimento o algas dentro de un corto tiempo, el segundo aplastado es innecesario.

3.3 Aplicación del Concreto Mediante Presión Neumática

3.3.1 Generalidades

En este método el revestimiento está formado solamente de cemento-mortero (mezcla de arena y cemento) sin ningún agregado de material grueso. El mortero es vaciado sobre la superficie del suelo, bajo presión de aire, solidificado en el lugar y usualmente forma un revestimiento de alta resistencia. Los revestimientos de este tipo, generalmente, duran cerca de 30 a 40 años.

Este método es conocido bajo muchos nombres diferentes como, por ejemplo, Gunito, Torcrete y Shotcrete.

Estos nombres, con excepción de Shotcrete, son por lo general nombres de marcas asociadas con el equipo especial desarrollado para su aplicación.

3.3.2 La mezcla

Tiene que ser suficientemente líquida para salir fácilmente de la

boquilla de la manguera, y al mismo tiempo, suficientemente plástica para permanecer sobre los lados inclinados donde se aplica. Por esta razón la composición de la mezcla es de cierta manera restringida por el equipo de aplicación. Una relación cemento-arena de 1:4 a 1:4.5 es usualmente considerada como adecuada. La relación agua-cemento recomendada es de aproximadamente el 75%.

La arena de la mezcla tiene que ser dura. La arena suave puede formar agregados que no dan una aplicación uniforme. Como con el concreto colado, ésta tiene que ser bien graduada, pero con un contenido más alto de granos finos (mallas 50 y 100) y un contenido más bajo de granos gruesos (mallas 8 y 16). Es recomendable que la arena tenga alguna humedad a fin de asegurar una aplicación uniforme y efectiva. Un contenido de humedad deseable y suficiente es de 3 a 5%.

3.3.3 Refuerzo de Acero

El revestimiento de concreto rociado, nunca es usado con propósitos estructurales y no debe ser expuesto a fuerzas externas. Por esta razón no puede ser considerado como concreto reforzado.

La utilidad de cualquier refuerzo en este tipo de revestimiento es cuestionable. Si a pesar de esta consideración, se decide reforzar el revestimiento, con el objeto de reducir el peligro de agrietamiento, una malla de acero de 4 mm x 15 cm x 15 cm es suficiente. Es deseable usar una malla en la cual los alambres estén soldados o unidos estrechamente unos a otros y debe ser sostenida a intervalos muy

próximo durante el rociado, de otro modo se puede mover de su posición con el impacto.

3.3.4 Juntas

Es posible omitir las juntas completamente. Canales de varios tamaños han sido revestidos con concreto aplicado neumáticamente, sin juntas, por cientos de kilómetros y fue considerado más económico llenar las grietas con algún material elástico después de su formación, que preparar las juntas de antemano.

Si se decide utilizar juntas, uno de los métodos descritos en la sección 3.2.3 deberá ser seguido. La localización de las grietas es así predeterminada. El Bureau of Reclamation de los Estados Unidos especifica juntas de 1.80 a 2.00 m de separación en ambas direcciones.

3.3.5 Espesor del Revestimiento

Puesto que este revestimiento no tiene ninguna función estructural, su espesor es determinado sólo por la necesidad de prevenir las grietas de contracción y expansión y además el hundimiento diferencial.

Un revestimiento menor de 35 mm rara vez es justificable. Sobre suelo arenoso el de 35 mm es suficiente, mientras que en suelo arcilloso y en grandes canales se recomienda un espesor de 50 a 55 mm.

Cuando el espesor es de más de 50 mm es una práctica común aplicar el concreto en dos capas, la segunda capa será aplicada después de que la primera haya comenzado a endurecer.

3.3.6 Construcción

Una descripción del equipo de rociado está fuera de los límites de este trabajo. Solamente hay que señalar que la mezcla seca de arena-cemento y el agua penetran a la boquilla rociadora a través de dos pipas diferentes y el agua mete la mezcla en la boquilla por sí misma.

Debido al poco espesor en este tipo de revestimiento, la superficie del suelo deberá ser preparada muy cuidadosamente, tabiques en el suelo, que sirven como plantilla del fondo pueden causar que el revestimiento sea más delgado de lo requerido en algunos lugares.

Cuando el suelo es arcilloso debe primero ser cubierto por una cama de arena gruesa o grava fina para prevenir la mezcla de terrones de arcilla con el concreto y para proteger el revestimiento contra la expansión del terreno.

La velocidad del chorro cuando deja la boquilla debe ser de 120 a 180 m/s.

La boquilla debe tener un medidor de velocidad en ella. La presión del aire empujando la mezcla seca de arena-cemento no debe ser menor de 2.5 atm. pero no mayor de 5 atm. y la presión del agua deseable debe variar entre 3.5 y 9 atm. Durante el rociado la boquilla será sostenida a una distancia de cerca de un metro perpendicularmente a la superficie rociada. La mezcla seca es revuelta por 1.5 min por lo menos, antes del llamado de la boquilla. Una mezcla seca que ha sido dejada por más de una hora, no deberá ser utilizada. En la mayoría de los casos hay necesidad de dar un ligero aplanado después del rociado.

3.4 Revestimiento con Losas de Concreto Precoladas

3.4.1 Generalidades

Este tipo de revestimiento, por lo general, es económico en pequeños proyectos, en los cuales resulta costoso llevar el equipo necesario para la preparación del concreto en el lugar de la obra.

No se dispone de estadísticas acerca de la duración de los revestimientos con losas de concreto precolado. Es sabido, sin embargo, que este tipo de revestimiento es menos resistente a la presión hidrostática lateral y a la expansión del suelo, que otros tipos de revestimientos.

Por otro lado, el mantenimiento y su reparación son más baratos y simples. Por ejemplo, cuando se daña una losa o unas cuantas de ellas, éstas son sacadas del lugar, se prepara nuevamente el subsuelo y son colocadas nuevas losas.

Para la construcción o mantenimiento de este revestimiento no son necesarias ningunas herramientas o equipo especial, y por esta razón se recomienda donde el quipo y mano de obra especializada sean escasos.

3.4.2 Tamaño de las Losas Precoladas

No existen reglas para una determinación rápida de las dimensiones de estas losas. Sin embargo, para su diseño deberán tomarse en consideración las siguientes recomendaciones:

a) Las dimensiones de las losas de recubrimiento, deberán ser ta -

les, que el ancho, tanto del fondo como de los lados del canal, sean múltiplos del ancho de las losas y la junta adyacente.

- b) Una losa no deberá pesar más de 30-40 kg de tal manera que puedan ser fácilmente levantadas y puestas en su lugar por un sólo trabajador.
- c) Si las losas son más largas y pueden ser levantadas por dos trabajadores, o una grúa, su espesor debe ser calculado contra rompimiento durante su levantamiento. Comúnmente su espesor de 4 a 5 cm es suficiente para revestir los lados, y en canales pequeños este mismo espesor es también suficiente para el fondo. En canales más anchos, es mejor utilizar un espesor de losas de 6 a 7 cm. Por experiencia se ha encontrado, que cuando las losas se van a colocar a mano, éstas no deben exceder de 60 cm de longitud. La longitud acostumbrada varía entre 20 y 60 cm.

3.4.3 Juntas

Han sido usadas tanto las juntas continuas como las alternadas o escalonadas (ver figs 3.4.1 y 3.4.2)

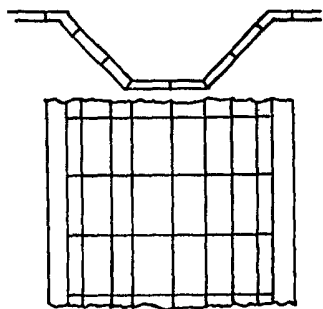


Fig. 3.4.1 Juntas continuas

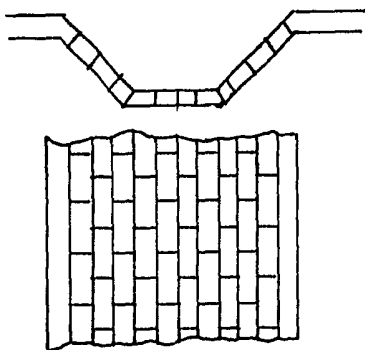


Fig. 3.4.2 Juntas alternadas o escalonadas.

La experiencia y los experimentos muestran que no hay razón para pensar que un método sea mejor que el otro.

Es deseable un refuerzo especial de las esquinas cuando se espera que la superficie del agua dentro del canal y la superficie de tierra-agua fuera de él, varíen dentro de rangos amplios. Este refuerzo se lleva a cabo por medio de una hilera de bloques de concreto precolado o por medio de vigas de concreto coladas en el lugar (ver fig. 3.4.3)

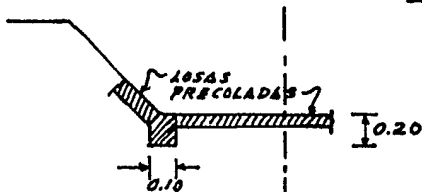


Fig. 3.4.3 Refuerzo esquinado

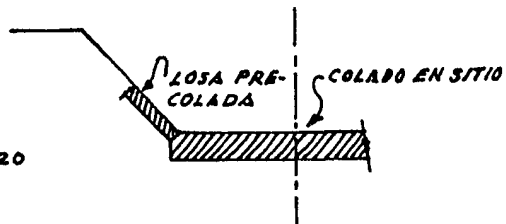


Fig. 3.4.4 Revestimiento del fondo colado en el lugar

Cuando se espera una fuerza de subpresión grande, se recomienda que el revestimiento del fondo del canal, sea colado primero y luego los lados alineados con las precoladas. En este caso debe ser incrementado el espesor del revestimiento del fondo.

Este tipo de revestimiento, mostrado en la fig. 3.4.4, es recomendado para canales diseñados para conducir agua en suelos duros. Las juntas entre las losas pueden ser rectas y rectangulares o diagonales o en zig-zag con lengüetas y ranuras (ver figs 3.4.2, 3.4.6 y 3.4.7) otro tipo de junta puede ser el mostrado en las figs. 3.4.8a y 3.4.8b

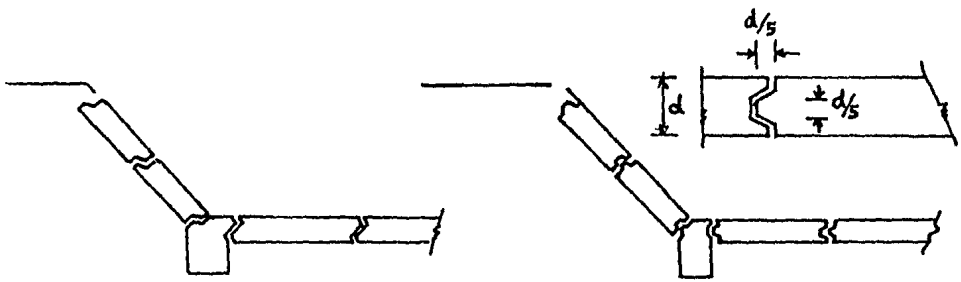


Fig. 3.4.6 Juntas en zig-zag

Fig. 3.4.7 Detalle juntas de lengüeta y ranura

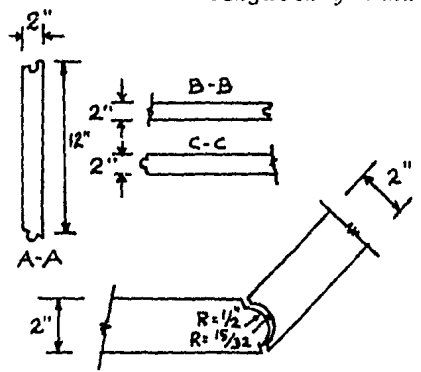
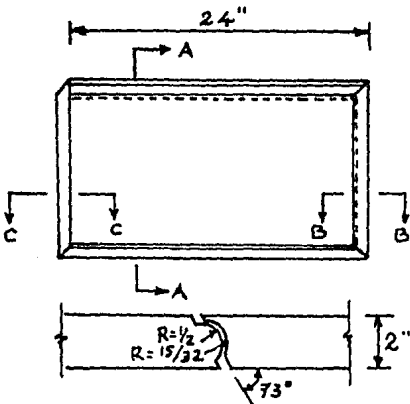


Fig. 3.4.8a

Junta tipo (a) del Departamento de Restauración de los E.E.U.U.

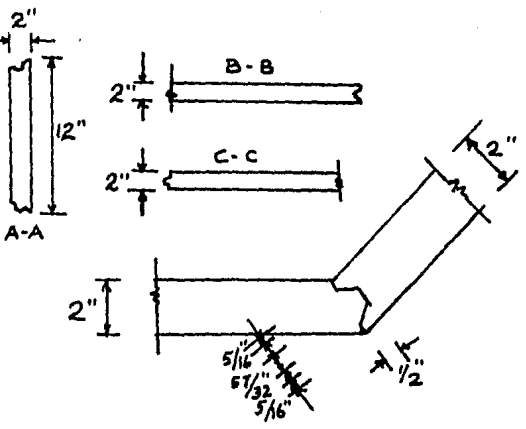
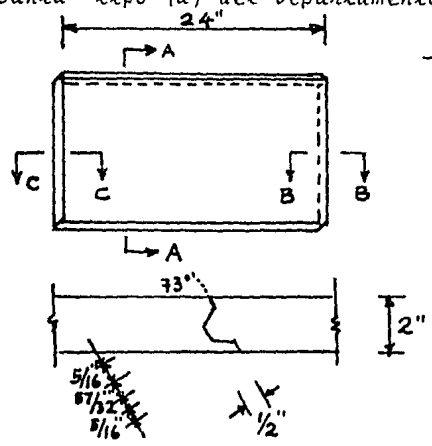


Fig. 3.4.8b

Junta tipo (b) del mismo departamento

Los primeros tres modelos (fig 3.4.6a y 3.4.7) de bloques o vigas en las esquinas (fig. 3.4.3) con el objeto de asegurar un buen ajuste.

Los dos tipos recomendados por el Bureau of Reclamation de los E.E. U.U. no lo requieren (fig. 3.4.8a y 3.4.8b) como ya se indicó anteriormente, todas las juntas deberán rellenarse con material asfáltico.

3.4.4 *Preparación del Subsuelo*

Puesto que la estabilidad del recubrimiento depende de que las losas sean coladas en toda el área en contacto con el subsuelo, éste debe tener un alto grado de exactitud en su preparación es decir debe ser más cuidadoso que, para otros tipos de revestimiento.

Esta exactitud es particularmente difícil de lograr en suelos arcillosos pesados. En estos suelos se acostumbra preparar la superficie para el revestimiento, agregando una capa de 5-6 cm de arena gruesa, la cual es primero humedecida y luego nivelada a la máxima exactitud posible por medio de una plantilla movible.

Cuando el suelo tiende a expandirse y particularmente la superficie de tierra y agua pueda alzarse arriba del nivel del fondo, debe ser colocada una plantilla hecha de grava fina o arena gruesa, para apoyar las losas del revestimiento.

Puesto que es muy difícil aún con la plantilla y el nivelado, obtener la exactitud requerida, la plantilla debe ser preparada un instante antes de que las losas sean colocadas.

Con el objeto de lograr una exactitud máxima, se usan los siguientes métodos:

La superficie es muy bien preparada (excavado, nivelado, etc.) unos 3 cm más arriba de lo requerido, y la losa es colocada aproximadamente en su lugar, su posición será entonces medida colocando como escantillón, un alambre tenso, un nivel y una plantilla.

La cama (plantilla) es entonces raspada con una paleta hasta que la losa alcance su posición correcta.

En canales pequeños en los cuales el revestimiento de los lados requiere solamente una hilera de losas que no excedan de 80 a 90 cm de ancho, es usado un armazón especial que sostiene las losas en su posición exacta. Mientras que las losas son sostenidas de esta manera, la tierra o arena de relleno, es compactada dentro del espacio detrás de ellas, como se muestra en la fig. 3.4.9

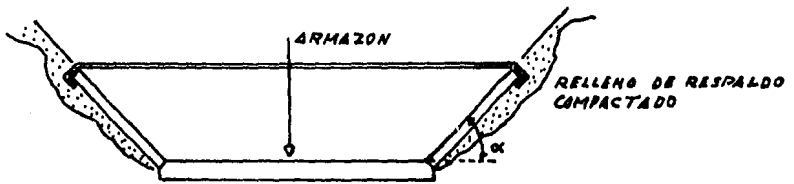


Fig. 3.4.9 Ubicación de las losas precoladas en canales pequeños.

Cuando los lados son alineados con losas delgadas de concreto precolado, el ángulo " α " (ver fig. 3.4.9) tiene que ser menor que el ángulo natural de reposo del material de relleno.

3.5 Consideraciones sobre el Diseño de Losas en Tanques Amortiguadores

3.5.1 *Introducción*

Hace aproximadamente 16 años las losas del piso del tanque amortiguador, de la presa Malpaso, fueron desplazadas supuestamente por la acción de la turbulencia, aunque ellas tenían un peso aproximado de 700 toneladas cada una, fueron arrastradas aguas abajo.

Antes de diseñar nuevas losas, se formularon varias hipótesis para estudiar el fenómeno que dio origen al desplazamiento de las losas de la citada presa, haciéndose varios ensayos en el laboratorio hidráulico.

Se hicieron varias pruebas y mediciones con equipo electrónico, de mostrándose que una losa puede girar si se produce un levantamiento de ella teniéndose como consecuencia un esfuerzo cortante, las condiciones hidráulicas que se ensayaron fueron para número de Froude mayores o menores de determinados en pruebas de laboratorio.

Otra prueba consistió en medir las presiones tanto en la cara superior e inferior de la losa, ambas son función del tirante de agua dentro del tanque amortiguador. Asimismo, se observó que la distribución de presión en la cara superior tenía variaciones muy marcadas en diferentes puntos de ella, mientras que en la cara inferior se tenía prácticamente la misma presión en todos los puntos.

De todas las pruebas realizadas, se comprobó que es factible esta-

blecer alguna hipótesis simplificada con la que se puede proponer un nuevo criterio de diseño.

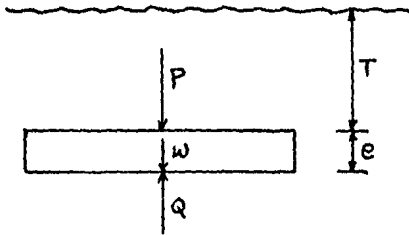
A continuación se describe en forma resumida la teoría desarrollada en la (ref. 4), así como la secuela de cálculo que proponen los autores de la investigación.

PRUEBAS DE LABORATORIO

Para las pruebas se construyó en el laboratorio hidráulico un modelo a escala de un tanque amortiguador. El gasto de entrada se controló con una válvula aguas arriba y el tirante de agua en el tanque amortiguador, con una compuerta colocada aguas abajo las losas de prueba se localizaron en el fondo del tanque amortiguador y tenían conectadas a ellas una celda de presión y los datos medidos, con ellos se grabaron en una cinta y se procesaron en una computadora.

Las pruebas fueron llevadas a cabo para diferentes combinaciones de gastos y tirante de agua en el tanque amortiguador con lo cual se obtuvieron diferentes valores del número de Froude.

Las teorías que se tienen se desarrollaron con los datos obtenidos en las observaciones del experimento de laboratorio, ya que eran los únicos disponibles. En el experimento se encontró difícil medir las fuerzas verticales actuantes por lo que, únicamente se midieron las presiones que se ejercían sobre las losas de prueba. Las fuerzas que actúan verticalmente sobre una losa se muestran en la siguiente figura



donde T es la profundidad media del agua en el tanque amortiguador y e representa el espesor de la losa.

La presión total actuante hacia arriba es Q y la que actúa hacia abajo es P , W es el peso de la losa por tanto el levantamiento ocurrirá cuando:

$$Q > P + W$$

Como lo que se desea saber es cuándo ocurrirá el levantamiento, se supone que ello se logrará con:

$$Q = P + W$$

Sabemos que P y Q fluctúan como resultado de la turbulencia, si Q y P son los valores medios, entonces $P = \bar{P} + \Delta P$ y $Q = \bar{Q} + \Delta Q$ tomando en cuenta que el peso de la losa es $W = \gamma_c e A$, sustituyendo queda $P = \gamma T A$ y $Q = \gamma(T + e)A$ quedando

$$\Delta Q - \Delta P = (\gamma_c - \gamma)e A \quad (3.5.1)$$

o bien $\Delta R = (\gamma_c - \gamma)e A \quad (3.5.2)$

Si f_p es el coeficiente de distribución de la presión sobre una losa y p^{kc} es la presión instantánea en el centro de gravedad (G.C) de la cara superior $\Delta P^k = f_p p^{kc} A$ y similarmente $\Delta Q^k = f_q q^{kc}$ por

tanto se tiene

$$\Delta R' = (f_q q^{kc} - f_p p^{kc})A \quad (3.5.3)$$

Así, si son conocidos los coeficientes de distribución, la fuerza instantánea de levantamiento ΔR^k puede ser evaluada en cualquier momento por referencia a los valores medidos de q^{kc} y p^{kc} .

La desviación estándar y el ancho de banda pueden entonces ser calculados. Por último se determina cual es la posible distribución estadística de ΔR^k . Suponiendo que esta distribución sea del tipo Rayleigh, el valor medio ($\overline{\Delta R}$) de ΔR^R con valores más grandes o iguales a un cierto valor ocurriendo con una probabilidad menor que P, será:

$$\Delta R = S_r \sqrt{2 \log_e (1/P)} \quad (3.5.4)$$

con la combinación de la ec. (3.5.2) y la (3.5.4) se obtiene

$$e = \frac{S_e}{A(\gamma_c - \gamma)} \sqrt{2 \log_e (1/P)} \quad (3.5.5)$$

DISEÑO DE LOSAS

El diseño de las losas del fondo de un tanque amortiguador requiere de los siguientes pasos:

1. Se determina T dentro del tanque amortiguador, conocidos Q y B
2. Se calcula el número de Froude como

$$\frac{Q}{\sqrt{g} B T^{2/3}}$$

B = ancho medio del tanque amortiguador
g = gravedad

3. Se calcula Sh y fm: de las figs A1 y A2

4. Se calcula f_p : de las figs A3a hasta A3i tomando en consideración las posibles dimensiones de la losa a y b, mostrados en los planos de construcción.
5. Se selecciona r tomando en consideración el número de días de trabajo por año del vertedor y la estimación de la vida útil de la estructura.
6. Se aplica la ec (3.5.5) para determinar el espesor de la losa

Si la losa debe ser anclada a la roca, la profundidad puede ser considerada como la suma de e_c , la profundidad del concreto y $e'c$ la profundidad adicional debida al anclaje, la cual se calcula como:

$$e'c = \frac{K f'_s a_s}{(\gamma_c - \gamma)A}$$

donde f'_s es la fuerza admitida de las varillas de anclaje, K es un factor que toma en consideración la fatiga de las varillas y " A " es el producto ab . Para ilustrar la aplicación del procedimiento descrito se desarrolla un ejemplo numérico.

EJEMPLO

Determinar la profundidad de una losa para el revestimiento del tanque amortiguador para evitar cualquier levantamiento de las losas, por cinco minutos. El gasto es $0.04 \text{ m}^3/\text{s}$, la profundidad en el tanque amortiguador es 0.29 m , y las losas son cuadradas, con lados de 0.13 m .

1. Datos: $Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$, $\bar{B} = 0.08 \text{ m}$, $T = 0.29 \text{ m}$

2. Número de Froude

$$F_2 = \frac{Q}{\sqrt{g} \bar{B} T^{2/3}} = \frac{0.040}{\sqrt{9.81} (0.80) (0.29)^{2/3}} = 0.1022$$

3. De la fig A.1

$$\frac{Sh}{T} = 0.082$$

$$\text{De donde } Sh = 0.082(0.29) = 0.024 \text{ m}$$

De la fig A.2

$$\frac{fm \bar{B} T^2}{Q} = 4.5$$

$$\text{Así } fm = 4.5 \frac{Q}{\bar{B} T^2} = 4.5 \frac{0.040}{0.8(0.29)^2} = 2.7 \text{ cps}$$

4. Si $a = b = 0.13 \text{ m}$ $\frac{a}{T} = \frac{0.13}{0.29} = 0.45$ y
similarmente, $\frac{b}{T} = 0.45$

De la fig A.3 f entrando con $F_2 = 0.1022$ $fp = 0.60$

5. $r = 5 \text{ min} = 300 \text{ s}$

6. Aplicando la ecuación (3.5.5) $e = \text{espesor}$

$$e = \frac{\gamma}{\gamma_c - \gamma} \quad fp \quad Sh \quad \sqrt{2 \log_e 2} \quad r \quad fm$$

$$e = \frac{1}{2.4 - 1} (0.60)(0.024) \sqrt{2 \log_e 2} [300 \times 2.7]$$

$$e = 0.0376 \text{ m}$$

y con la prueba de laboratorio, una losa de $0.13 \times 0.13 \times 0.04 \text{ m}$ fue desplazada después de aproximadamente 300 seg.

Revisión del espesor de la losa de un proyecto.

Para hacer la revisión del proyecto original y el diseño propuesto utilizando los pasos descritos en la sección 3.1 sólo se necesitan de los siguientes datos: gasto de diseño, ancho de plantilla y tirante. A continuación se presenta la secuencia de cálculo, primero para la revisión y posteriormente para el diseño propuesto.

1. Datos

$$Q = 3000 \text{ m}^3/\text{s}, \bar{B} = 80.0 \text{ m}, T = 11.3 \text{ m}$$

2. Número de Froude

$$F_2 = \frac{Q}{\sqrt{g} \bar{B} T^{2/3}} = \frac{3000}{\sqrt{9.81} (80) (11.3)^{2/3}} = 0.3151$$

3. De la fig A.1

$$\frac{Sh}{T} = 0.1425$$

De donde

$$Sh = 0.1425 (11.3) = 1.61 \text{ m}$$

De la fig A.2

$$\frac{f_m \bar{B} T}{Q} = 5.3$$

$$\text{Así } f_m = 5.3 \frac{Q}{\bar{B} T^2} = 5.3 \frac{3000}{80 (11.3)^2} = 1.557 \text{ CPS}$$

Para usar esta figura se siguió la curva que pasa por todos los puntos para obtener el valor de la relación.

4. Si $a = b = 10 \text{ m}$ $\frac{a}{T} = \frac{10}{11.3} = 0.8849$ y simultáneamente

$$\frac{b}{T} = 0.8849$$

Para determinar τ se requiere de conocer la vida útil que tendrá la presa que es de 50 años, tomando 3 días de trabajo por año, por lo tanto

$$\tau = \frac{3 \text{ días}}{\text{AÑO}} 50 \text{ años} = 150 \text{ días}$$

$$e = \frac{Y}{Y_c - Y} \text{ fp } 1.61\sqrt{2} \log_e (12960000)(1.557)$$

$$e = 6.628 \text{ fp}$$

Como dentro de las figs A.3 el número mayor de Froude que se tiene es de 0.1832 se observa que las curvas que aparecen en ella tienen tendencia a aumentar la frecuencia hacia la derecha, tomando en cuenta que el número de Froude del problema en cuestión es mayor que el valor mencionado para determinar la fp se hizo por tanteo.

$$\text{fp} = 0.4526$$

$$e = 3.0 \text{ m}$$

Si las losas fueran de 20.00 m por lado quedaría el espesor de 1.50 m como el proyecto original.

Determinación del espesor de la losa en el proyecto propuesto.

1. Datos

$$Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s}, B = 90.5 \text{ m}, T = 6.72 \text{ m}$$

2. Número de Froude

$$F = \frac{Q}{\sqrt{g} B T^{2/3}} = \frac{1500}{\sqrt{g} (90.5) (6.72)^{2/3}} = 0.3037$$

3. De la fig A.1

$$\frac{Sh}{T} = 0.1425$$

De donde

$$Sh = 0.1425 (6.72) = 0.9576 \text{ m}$$

De la fig A.2

$$\frac{fm \bar{B} t^2}{Q} = 5.3$$

$$\text{Así } fm = 5.3 \frac{Q}{\bar{B} t^2} = 5.3 \frac{1500}{90.5 (6.72)^2} = 1.94 \text{ CPS}$$

4. De las figuras A.3 y considerando losas de 10 m por lado

$$a = b = 10 \text{ m } \frac{a}{T} = 1.488$$

$$\frac{b}{T} = 1.488$$

Haciendo las mismas consideraciones que en el ejemplo anterior

$$\tau = 150 \text{ días}$$

$$e = \frac{Y}{Y_c - Y} fp (0.9576) \sqrt{2 \log_e (12960000)(1.945)}$$

$$e = 3.993 \text{ fp}$$

$$fp = 0.4257, e = 1.70 \text{ m}$$

El espesor de la losa es de 1.70 m

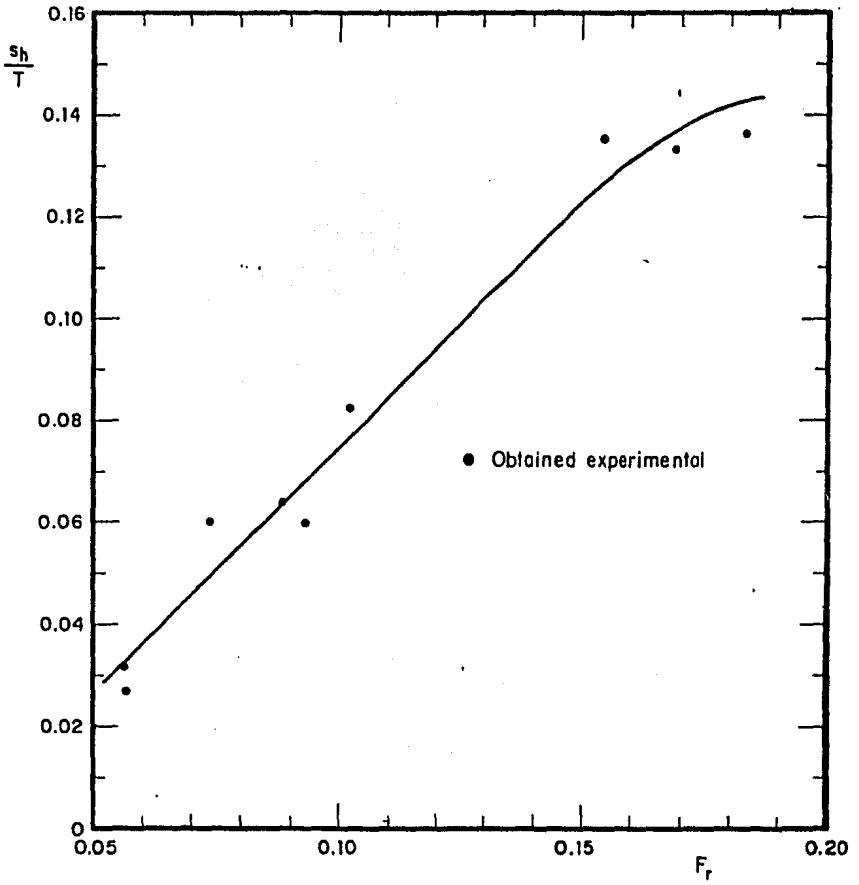


Fig A.1.

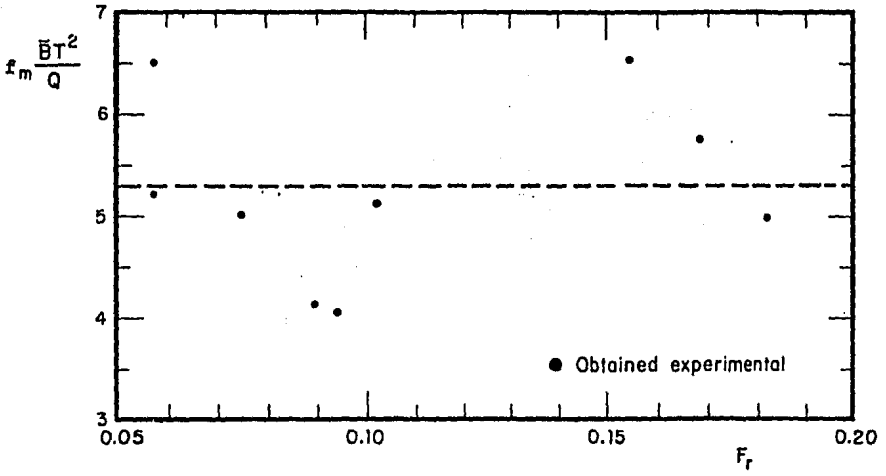


Fig A.2.

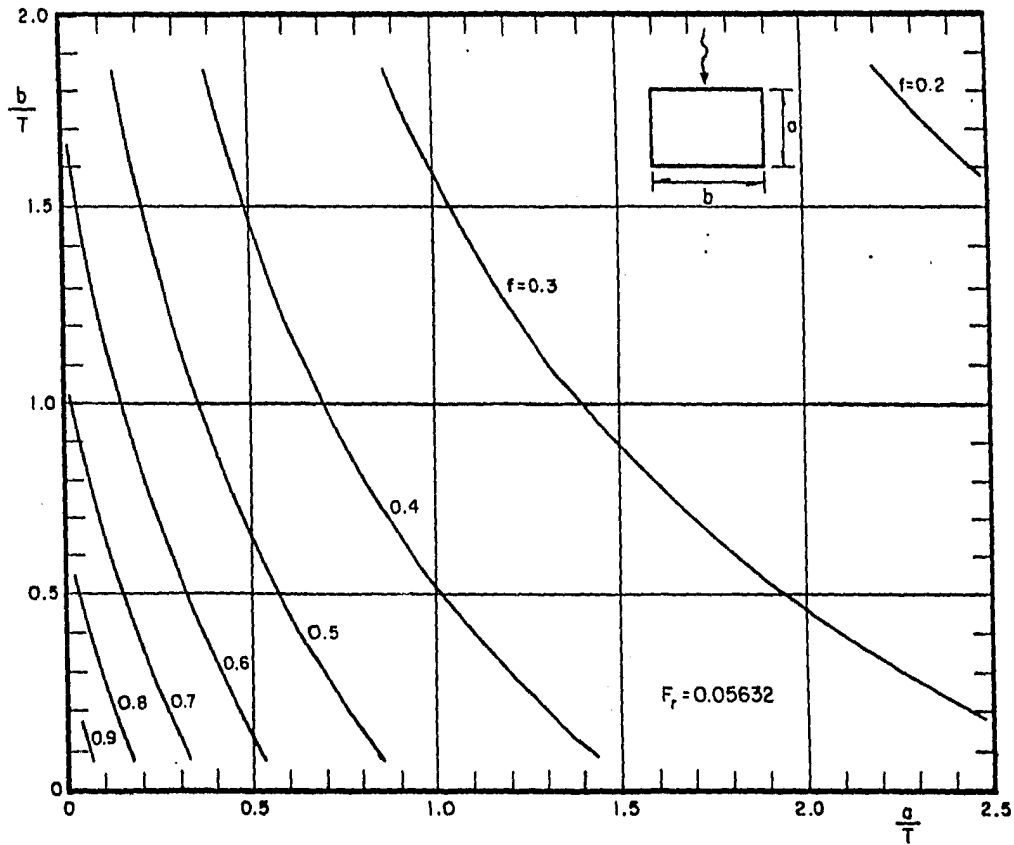


Fig A.3.a.

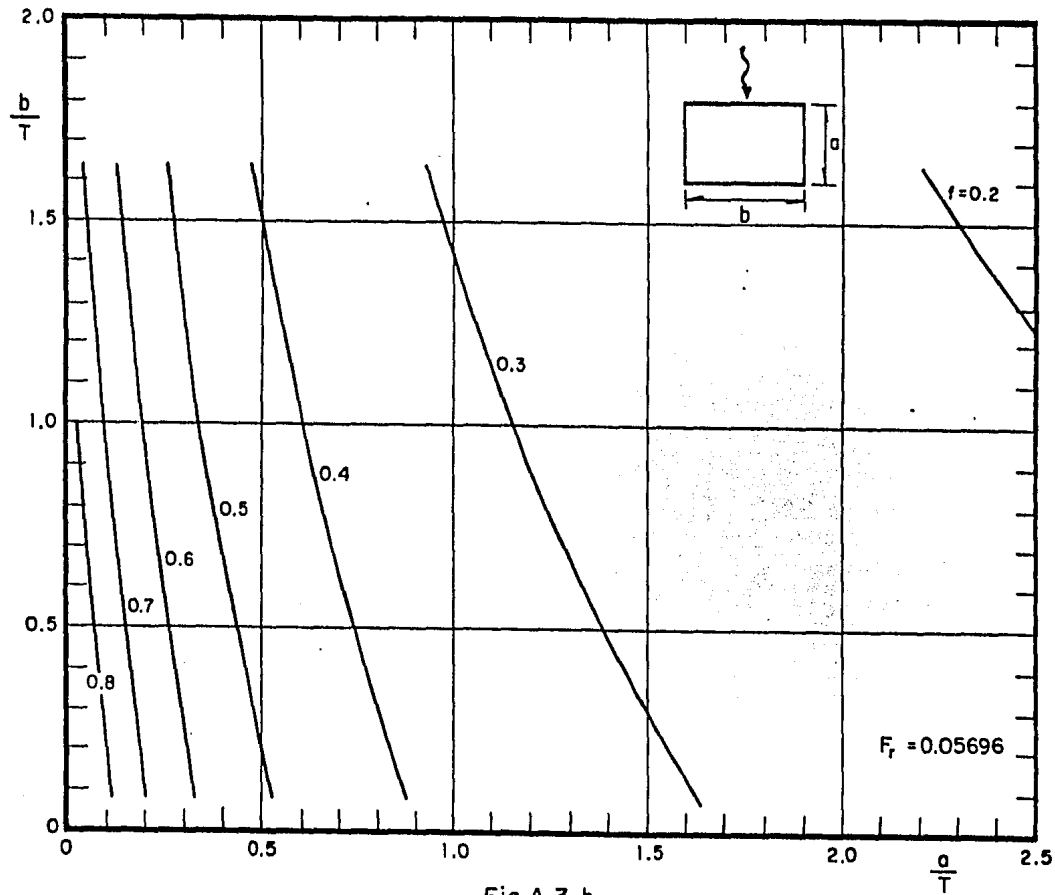


Fig A.3. b.

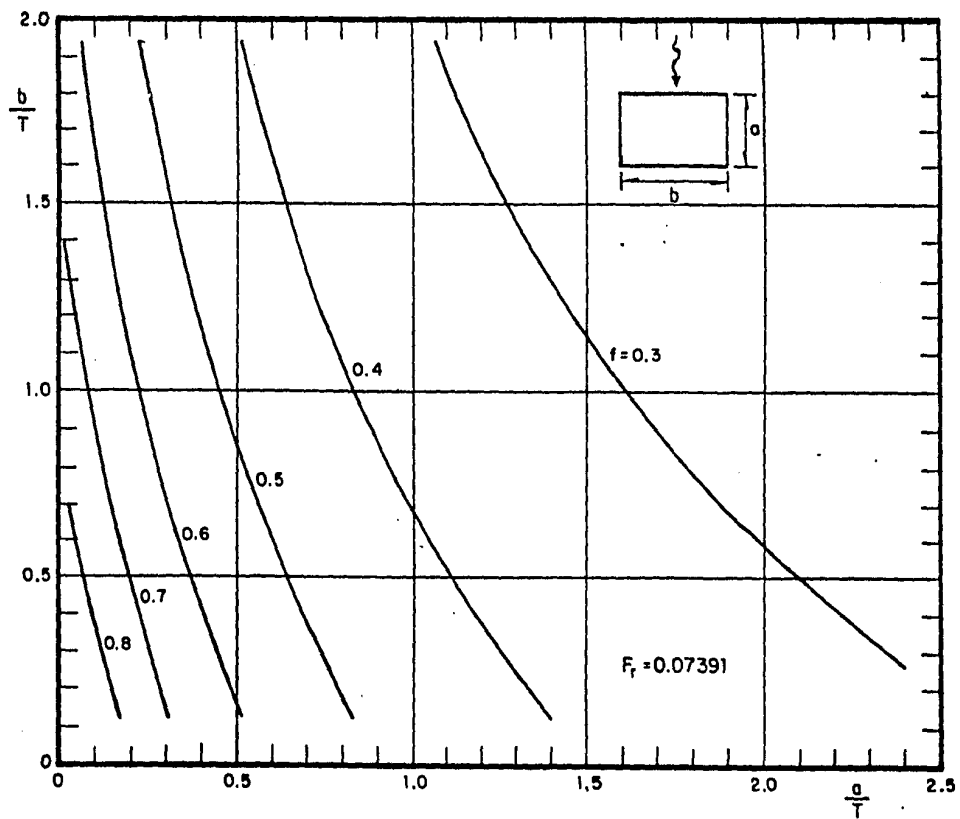


Fig A.3.c.

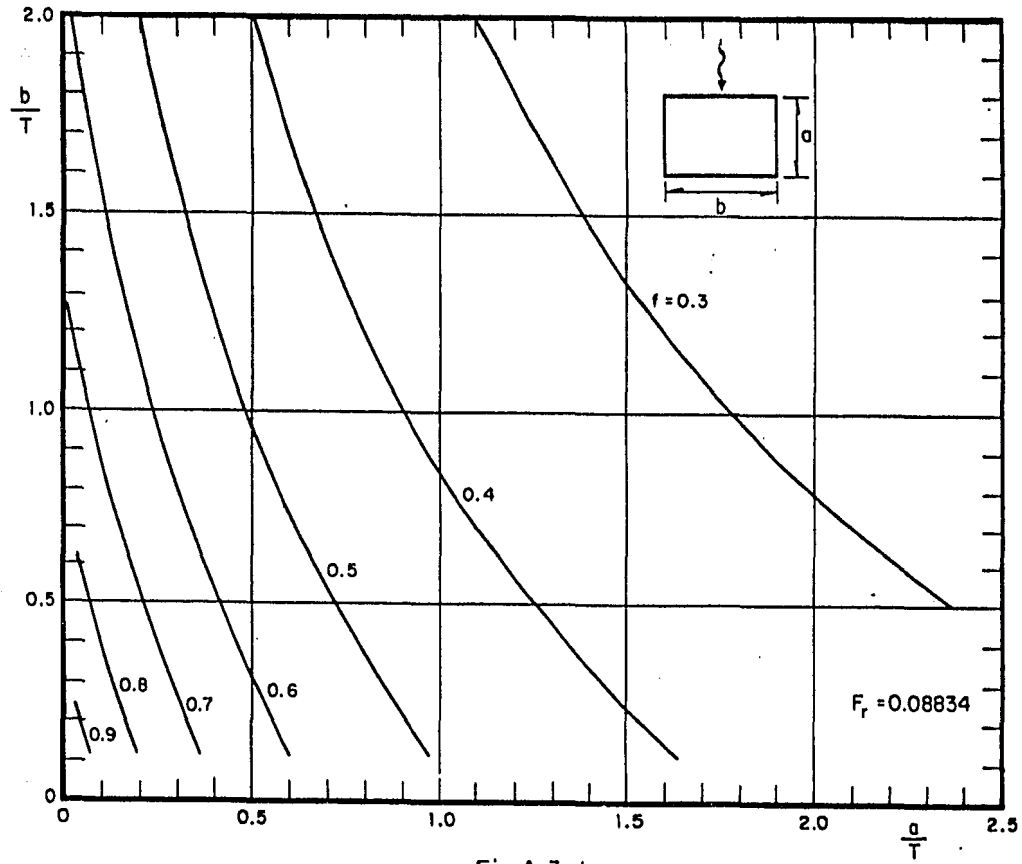


Fig A.3. d.

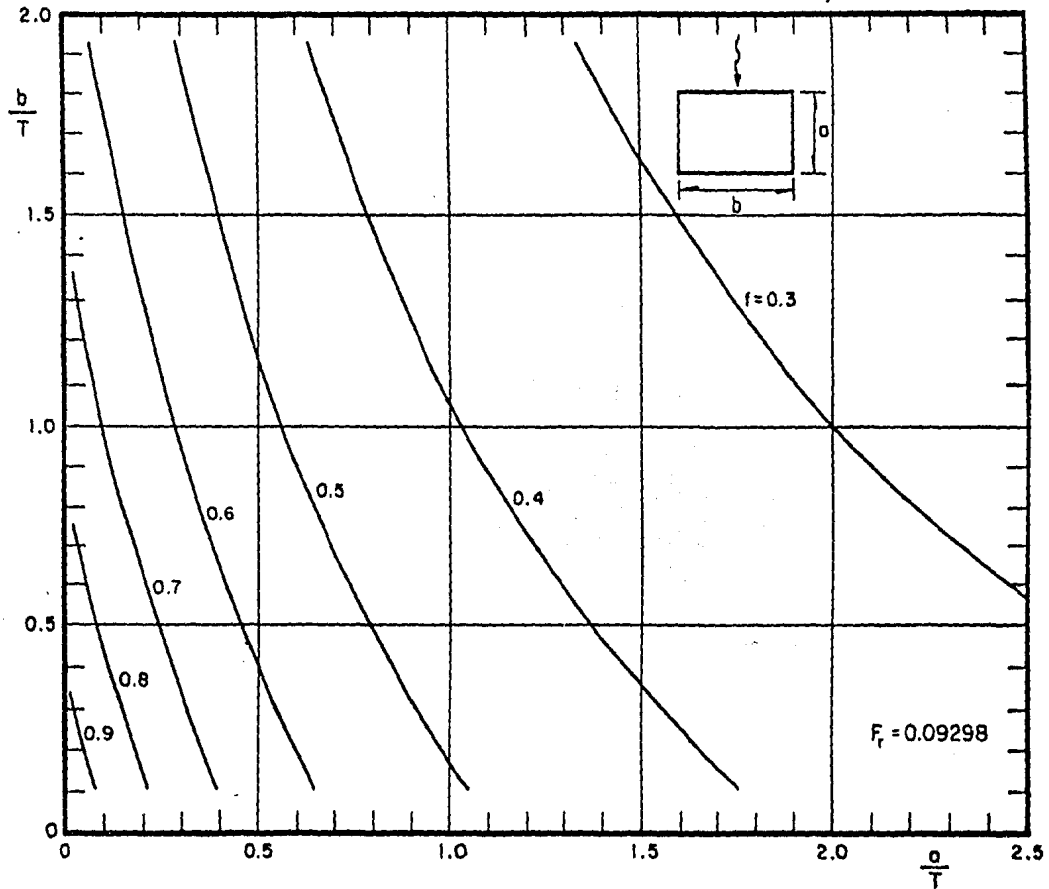


Fig A.3.e.

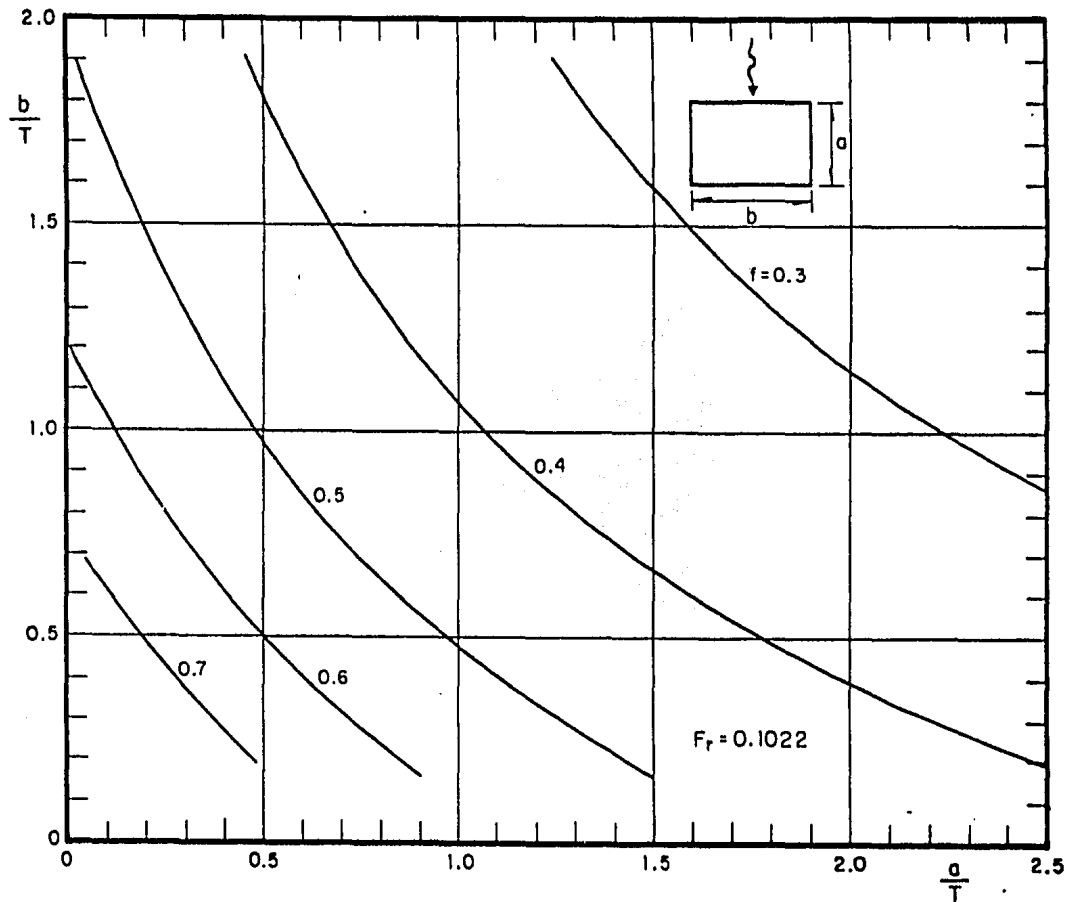


Fig A.3. f.

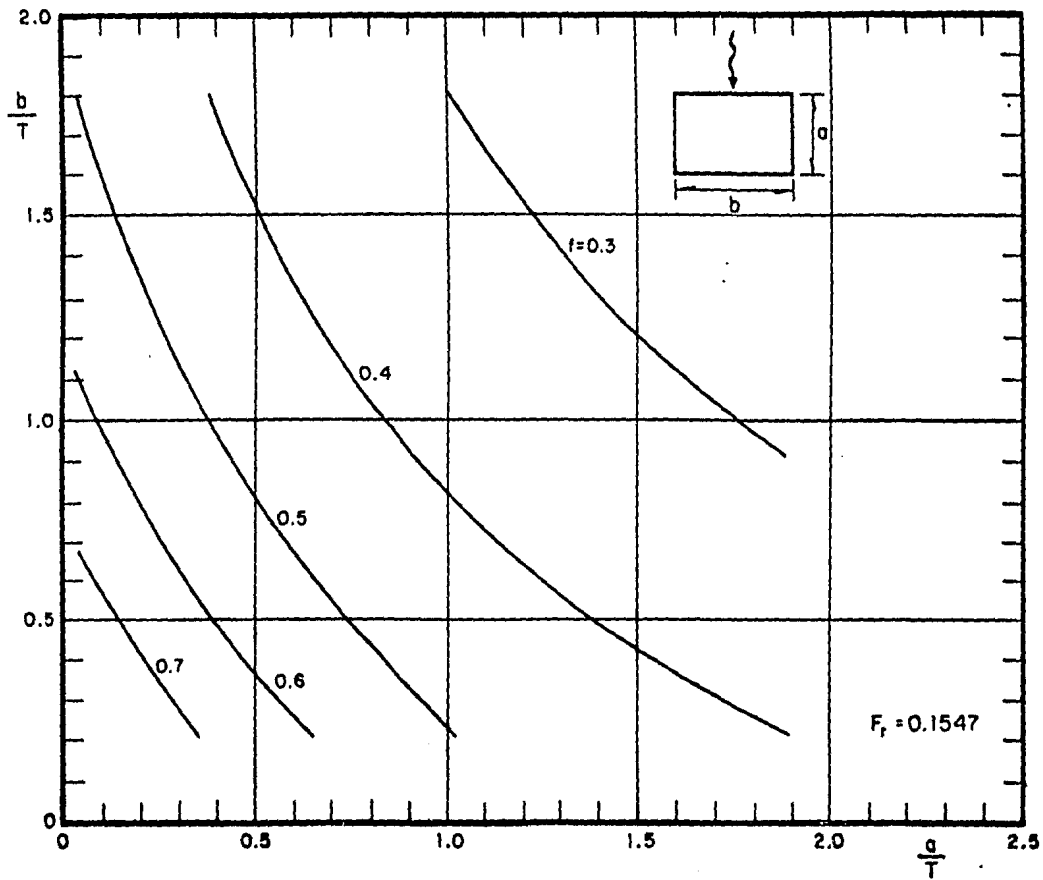


Fig A.3. g.

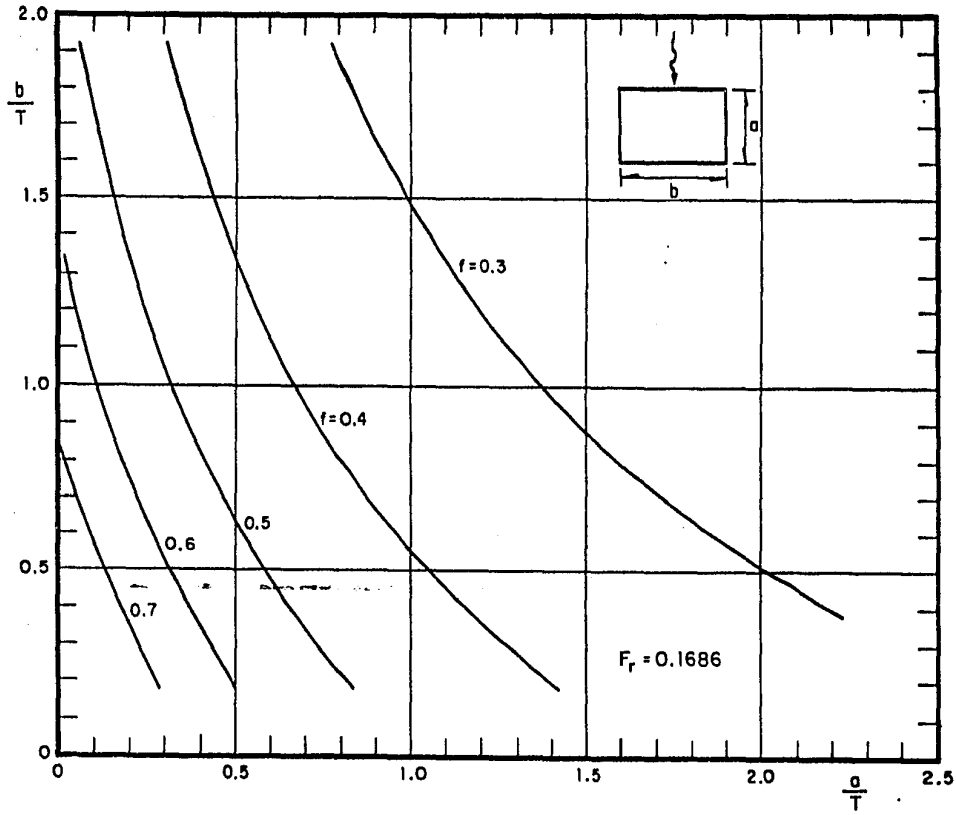


Fig A.3.h.

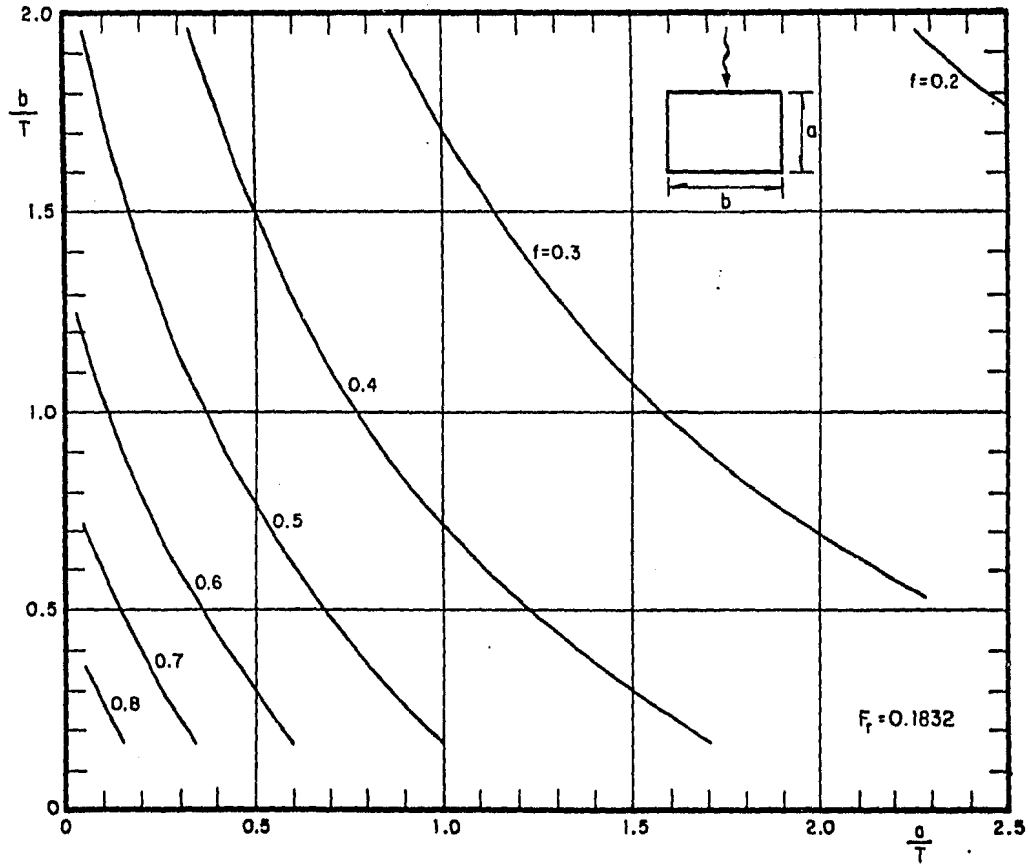


Fig A.3.i.

3.6 Selección del Tanque Amortiguador

En este subcapítulo se indican las normas a seguir para la selección del tipo de estructura terminal que debe colocarse en la obra de excedencia.

La estructura terminal tiene como objetivo el de regresar el agua en exceso que está en el vaso de almacenamiento al cauce del río de manera tranquila; para ello existen dos criterios, uno consiste en disipar la energía cinética (fenómeno de salto hidráulico) y el otro en lanzar lo más lejos posible el agua (se disipa la energía cinética por impacto). Para el primer caso se tiene un tanque amortiguador, y en el segundo una cubeta deflectora o salto de SKI.

La selección del tipo de estructura más adecuado se hace comparando la curva elevaciones-gasto del río con la curva de conjugados mayores-gasto del río, en esta última se considera que la plantilla coincide con la elevación del fondo del río en la zona de la descarga. Aquí solo se hablará de tanques amortiguadores.

Desde el punto de vista práctico el salto hidráulico es la mejor opción para disipar energía ya que con ello se puede reducir la erosión de la descarga.

TANQUE AMORTIGUADOR

Su diseño está basado en el fenómeno del salto hidráulico (longitud, conjugados, pérdidas, etc.).

A continuación se describen las principales características de éste

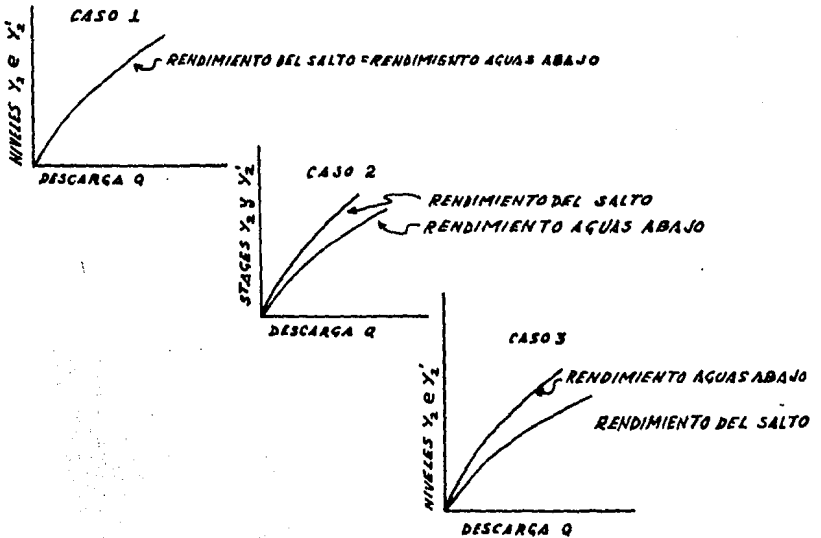
a) Posición del Salto

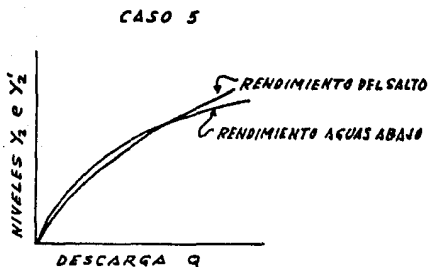
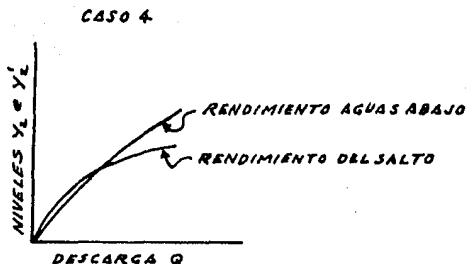
- Libre: Se pone una estructura de control para evitar que se barra para diferentes gastos al de diseño.
- Barrido: Conviene elevar el nivel de la descarga.
- Ahogado: Se disipa poca energía.

b) Condiciones aguas abajo:

En este caso el nivel aguas abajo está variando por tanto se recomienda construir la curva gasto tirante conjugado mayor, si se tiene canal de descarga se aplica la ecuación de la energía partiendo desde el conjugado mayor hasta la descarga.

Leleviansky ha sugerido el siguiente procedimiento para escoger la estructura terminal.





Caso A: Condición ideal pocas veces se presenta

Caso B: Se presenta en ríos caudalosos, el salto es ahogado y se disipa poca energía para corregirlo se tiene que disminuir el nivel del río y se recomienda usar una cubeta, si esto no es posible se pone un tanque amortiguador con plantilla inclinada siempre y cuando la topografía lo permita.

Caso C: Se presenta en ríos con pendiente fuerte y el salto es barrido, en este caso se debe hacer una excavación colocando un escalón al final de la estructura y se recomienda un tanque amortiguador. Además si se tiene canal de descarga éste debe revestirse.

Caso D: Niveles bajos para gastos pequeños y tirantes altos para

gastos grandes y se aplica lo indicado en el caso (c) y se debe aumentar el nivel del río para asegurar el salto.

CASO E: Tirantes bajos para gastos grandes se utiliza un tanque con pendientes en la plantilla con esto se garantiza la formación del salto para gastos grandes.

TIPOS DE SALTOS

El U.S.B.R. proporciona la siguiente clasificación tomando en cuenta el número de Froude (ver fig. 3.5.1)



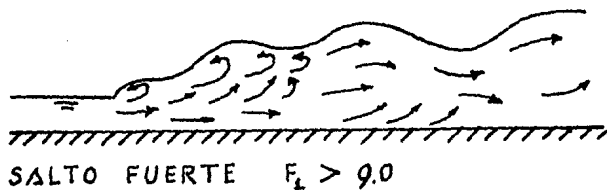
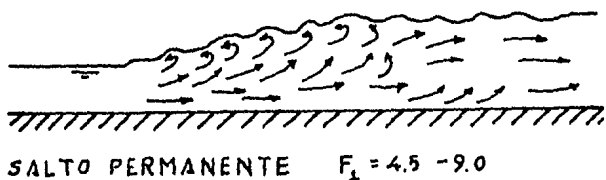
SALTO ONDULAR $F_1 = 1 - 1.7$



SALTO DEBIL $F_1 = 1.7 - 2.5$



SALTO OSCILANTE $F_1 = 2.5 - 4.5$



3.6.1 Tipo de tanque amortiguador

La sección transversal se recomienda que sea rectangular aunque algunas veces ello no es posible y se tiene que usar trapecial cuyo talud no debe exceder de 0.5:1.

Los tanques se diseñan de acuerdo con normas ya establecidas que fueron probadas experimentalmente. A continuación se indican los tipos más comunes de tanques.

- TANQUE TIPO SAF

Se recomienda cuando el número de Froude varía entre 1.7 y 17, se utiliza en obras de excedencias pequeñas.

El número de Froude corresponde a la entrada del tanque y su diseño se muestra en la fig 3.6.1.

- TANQUE USBR TIPO I

Para número de Froude entre 2.5 y 4.5, su diseño se muestra en la fig 3.6.2.

- TANQUE USBR TIPO II

Para número de Froude menor de 4.5 y velocidad menor de 15 m/s su diseño se muestra en la fig 3.6.3.

- TANQUE USBR TIPO III

Para número de Froude mayor de 4.5 y velocidad mayor de 15 m/s, su diseño se muestra en la fig 3.5.

Para el número de Froude menor de 1.7 y d_2 casi igual a $2d_1$ y V_2 casi igual a 0.5 de V se necesita tanque si la longitud del salto es menor de $4 d_2$, d_1 y d_2 conjugado mayor y menor del tirante crítico.

Para el número de Froude entre 1.7 y 2.5 no se recomienda tanque y sólo hay que calcular muy bien la longitud del salto. Si el piso es horizontal $L = 7 (d_2 - d_1)$ se reduce al poner dientes, bloques o sobreelevando la salida. Los primeros se ponen a la entrada y dispersan el flujo, los segundos se colocan sobre el piso, y estabilizan el salto y con el tercero también se estabiliza el salto, con estas modificaciones $L = 5 (d_2 - d_1)$ se debe colocar un dentellón para proteger la salida del tanque (ayuda contra la erosión).

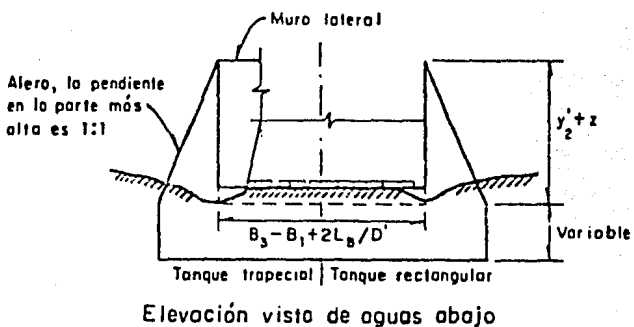
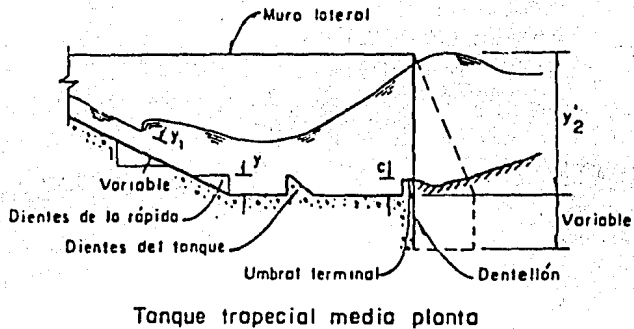
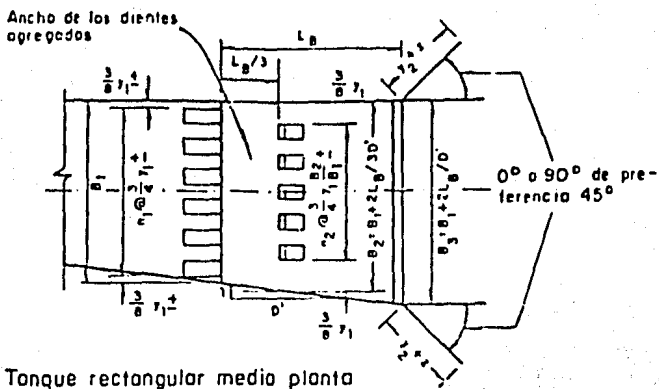


FIG. 3.6.1 Tanque amortiguador rectangular tipo S.A.F.

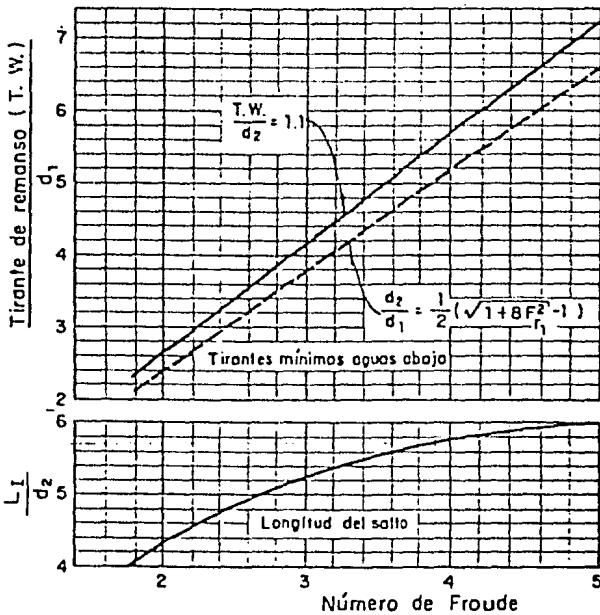
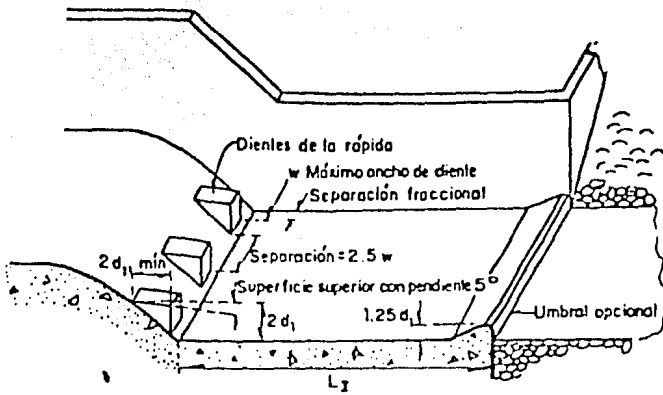
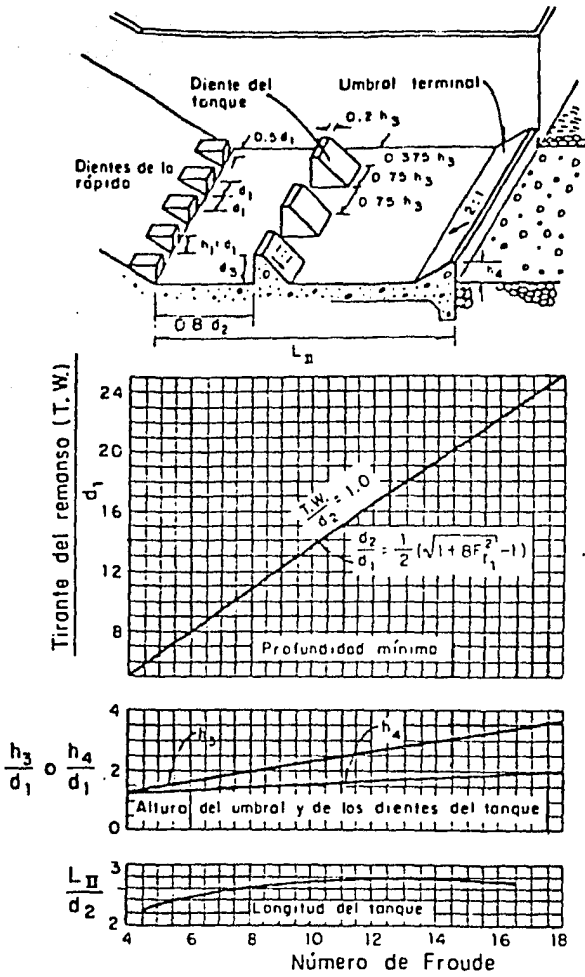
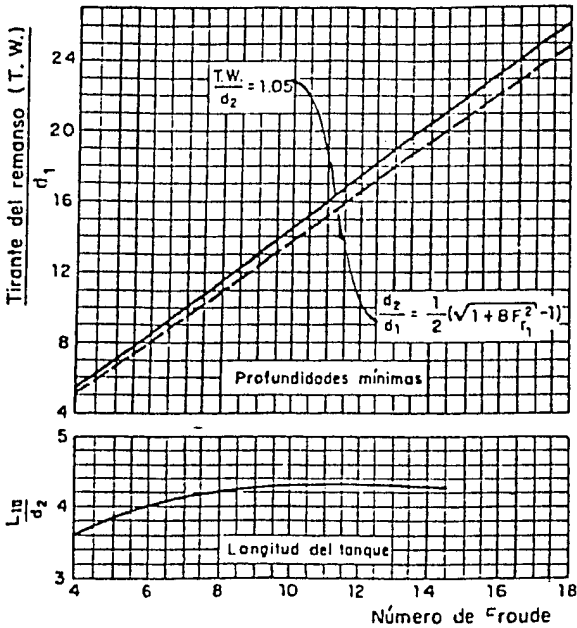
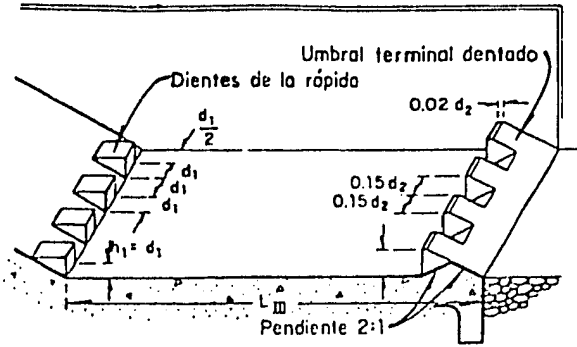


FIG. 3.62 Tanque amortiguador tipo U.S.B.R. (I)



Para números de Froude mayores de 4.5 y velocidades de llegada menores de 15 m/s

FIG. 36.3 Tanque amortiguador tipo U.S.B.P. (II)



Para n6meros de Froude mayores de 4.5

FIG. 3.64 Tanque amortiguador tipo U.S.B.R. (III)

4. FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

La obra de excedencias es un elemento de la presa y su función es la de desalojar en forma controlada el agua en exceso, es decir, el agua que se tiene por arriba de la capacidad útil del vaso de almacenamiento. La ubicación de ella puede hacerse dentro del cuerpo de la cortina, si ésta es de tipo rígido o en una de las laderas, si es de tipo flexible.

La superficie de la obra de excedencias es revestida de concreto con superficie perfectamente pulida, ya que se tienen velocidades altas y cualquier alteración en ella provoca problemas de cavita-ción.

Los elementos que forman la obra de excedencias son: el canal de llamada, el cimacio (llamado también vertedor), la rápida, la es-estructura terminal (tanque amortiguador o cubeta deflectora) y un canal de descarga o salida en la fig 4.1 se muestran todas las estructuras en planta.

El canal de llamada tiene como función guiar el agua del vaso ha-cia la estructura de control, teniendo una transición de sección trapecial a sección rectangular a la entrada de la estructura de control; no siempre se usa el canal de llamada y sólo se reviste en la transición.

El cimacio puede ser de descarga libre o controlada, para este último caso se puede regular la avenida y desalojar el agua con anticipación por medio de compuertas, con la desventaja de que pueden tenerse fallas en su operación en caso de hacer una mala ope-

ración o de no dar mantenimiento al equipo de izaje de las compuertas. Los elementos que componen el cimacio son: el cimacio, pilas y compuertas, si es controlado, la sección transversal en el cimacio es rectangular.

La rápida, conduce el agua que pasa por la estructura de control en forma regulada, sus demensiones están en función de las condiciones hidráulicas, topográficas y de geología. El régimen del flujo del agua dentro de ella es supercrítico.

La estructura terminal, deposita el agua en forma tranquila directamente al cauce del río o al canal de salida.

La estructura terminal puede ser de dos tipos: un tanque amortiguador o una cubeta de lanzamiento; en el primer caso se disipa la energía cinética del escurrimiento formando un salto hidráulico y en el otro se lanza lo más lejos posible el chorro de agua. El problema fundamental para el primer tipo de estructura puede ser el levantamiento de las losas que forman el piso del tanque y para el segundo caso la socavación que se produce en el fondo del cauce por la caída del chorro de agua.

El canal de salida, conduce el agua hacia el cauce del río después de que sale de la estructura terminal no siempre se usa este canal, al inicio se reviste y luego ya no, aunque hay que revisar que las velocidades dentro de la zona excavada del terreno natural sean menores a la velocidad permisible que reviste el material del canal.

En este capítulo se presenta la revisión del funcionamiento hidráulico de la obra de excedencias del proyecto original para el gasto

de diseño de $3000 \text{ m}^3/\text{s}$; también se incluye el diseño y el funcionamiento hidráulico de la obra de excedencias para un gasto de $1500 \text{ m}^3/\text{s}$, que fue determinado con el tránsito de la avenida mencionado en el cap 2.

4.1 Revisión del Funcionamiento Hidráulico de la Obra de Excedencia del Proyecto Original.

Los cálculos realizados para la revisión del perfil del agua se hicieron aplicando la ecuación de la energía entre dos secciones, tomando en cuenta las pérdidas de energía y las menores (entre éstas se tienen, por ejemplo, las de entrada y cambio de sección). Además, dentro de la ecuación se tomó en cuenta la corrección que debe hacerse de la carga de presión por curvatura. El gasto de diseño (Q) es de $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ y una carga de diseño (H_d) sobre la cresta de 7.68 m .

El cálculo del perfil del agua se realizó en las secciones que se indican en la fig 4.1.1; a continuación se mencionan de manera breve las características hidráulicas particulares que existen entre ellas, los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4.1.1.

TRAMO 1-2

Se consideraron pérdidas por entrada debido a las pilas ya que existe una reducción en el ancho de la plantilla del canal.

El coeficiente K que considera las pérdidas por entrada para las condiciones señaladas se tomó igual a 0.14 ref 5. Aplicando la ecuación de la energía entre 1 y 2 se tiene que:

$$y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + K \frac{v_2^2}{2g} + \Delta z$$

y como las condiciones en 1 son conocidas $y_1 = 8.68$ m y $v_1 = 3.81$ m/s resolviendo la ecuación se encuentra que $y_2 = 5.5$ m.

TRAMO 2-3

Se consideró que en este tramo las pérdidas por fricción eran despreciables y sólo se tomó en cuenta la corrección a la carga de presión por efecto de la curvatura (flujo convexo) esto es debido a que en lugar del perfil del cimacio, que generalmente se usa en estos casos, se emplea un arco de círculo convexo, en la fig. 4.1.2 se muestra el perfil y la geometría del cimacio.

$$z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = z_3 + y_3 \cos \theta - \frac{v_3 y_3}{Rg} + \frac{Q^2}{A^2(g)}$$

Resolviendo la ecuación $y_3 = 3.65$ m.

TRAMO 3-4

En este tramo la plantilla es cóncava por eso se aplicaron las mismas condiciones que en el tramo anterior por tanto

$$z_3 + y_3 + \frac{v_3^2}{2g} = z_4 + y_4 \cos \theta + \frac{v_4 y_4}{Rg} + \frac{v_4^2}{2g}$$

El tirante que resuelve la ecuación es $y_4 = 3.52$ m.

TRAMO 5-6

Se consideró la pérdida por fricción, la transición que se presenta en este tramo por cambio en el ancho de la sección es suave por lo que la pérdida producida por ella es pequeña y se consideró des

preciable.

$$z_5 - y_5 \frac{v_5^2}{2g} = z_6 + y_6 + \frac{v_6^2}{2g} + \left(\frac{vn}{Rh^{2/3}} \right)^2 \Delta L$$

de lo cual se obtiene que $y_6 = 3.25$ m.

De acuerdo con el plano constructivo en este tramo el perfil del agua supera la elevación del muro del canal lo cual indica que no existe bordo libre para el gasto de diseño de $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ lo que implica que el agua se desborda por los muros, por tanto si se presenta éste se erosionan las paredes del terreno que está por arriba del revestimiento del canal.

TRAMO 6-7

El efecto de la curvatura sobre la carga de presión no se consideró debido a que la curvatura convexa que presenta la caída se aproxima a la definida por la ecuación

$$-y = x \tan \theta + \frac{x^2}{k[4(d + hv) \cos^2 \theta]}$$

Si se usa esta ecuación con ello se evita la tendencia del agua a separarse de la plantilla del canal en la fig 4.1.3 se muestra la geometría de la caída.

Aplicando la ecuación entre las dos secciones

$$y_6 + \frac{v_6^2}{2g} = z_7 + y_7 + \frac{v_7^2}{2g} + \left(\frac{vn}{Rh^{2/3}} \right)^2 \Delta L$$

y resolviendo la ecuación se llega a que $y_7 = 1.825$ m.

TRAMO 7-8

En este tramo se presenta el salto hidráulico ya que se tiene un

cambio de pendiente, en la plantilla del canal se ha usado un tan - que amortiguador como estructura terminal. Como se conoce el conjugado menor se calcula su conjugado mayor usando las ecuaciones de salto hidráulico. Aplicando lo anterior se obtuvo que el conjugado mayor $y_0 = 11.3$ m.

TRAMO 8-9

Aplicando en esta sección la ecuación de la energía debido al esca lón se tiene:

$$y_8 + \frac{v_8^2}{2g} = y_9 + \frac{v_9^2}{2g} + \Delta z$$

conocidas las condiciones en la sección 8 se determina que $y_9 = 5.58$ m.

Con el escalón se evita que el salto hidráulico se barra hacia aguas abajo, en la fig 4.1.1 se presenta un croquis del perfil del agua y un detalle del cimacio y en la tabla 4.1.1 las características hidráulicas.

Dentro de la revisión del proyecto original se revisaron las dimen siones de la obra de excedencia, así como el funcionamiento hidráu lico de la misma, también se hizo la revisión de las losas de la estructura terminal.

ESTACION	SECCION	TIRANTE	AREA	VELOCIDAD	NUMERO	REGIMEN	ANCHO CANAL
0 + 100.00	0-1	8.68	785.64	3.81	0.41	Sub-critic	90.5
0 + 104.30	1-2	5.50	423.50	7.08	0.96	Sub	77.0
0 + 113.60	2-3	3.65	281.05	10.67	1.78	Super	77.0
0 + 113.80	3-4	3.52	271.04	11.06	1.88	Super	77.0
0 + 138.60	4-5	3.28	296.84	10.10	1.78	Super	77.0
0 + 166.60	5-6	3.25	299.40	10.01	1.77	Super	90.5
0 + 206.85	6-7	1.825	166.82	17.98	4.24	Super	90.5
0 + 211.60	7-8	12.05	1163.12	2.57	0.23	Sub	90.5
0 + 241.60	8-9	5.58	520.55	5.76	0.77	Sub	90.5

Tabla No. 4.1.1 Características hidráulicas del perfil del agua en sus diferentes secciones.

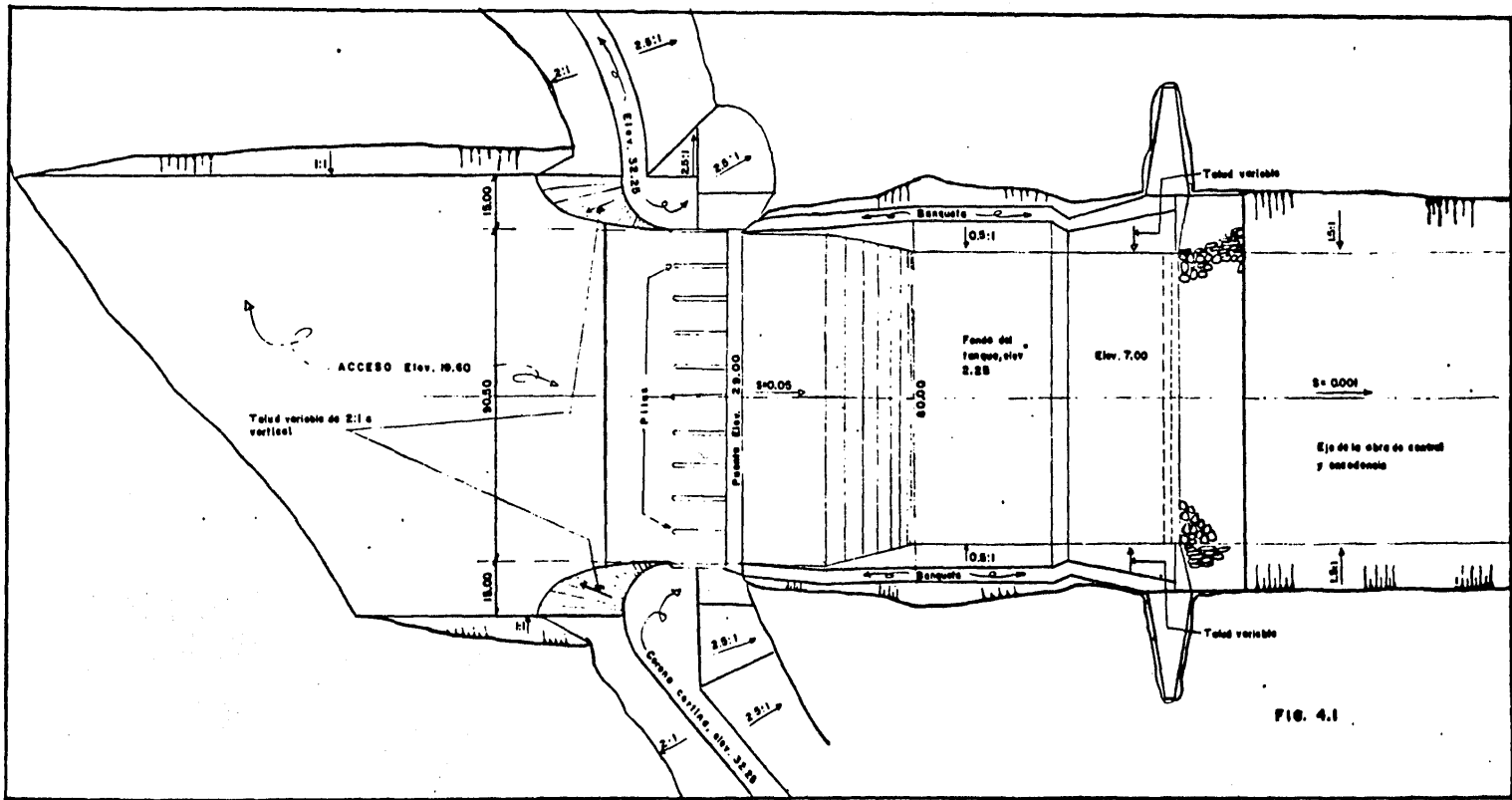
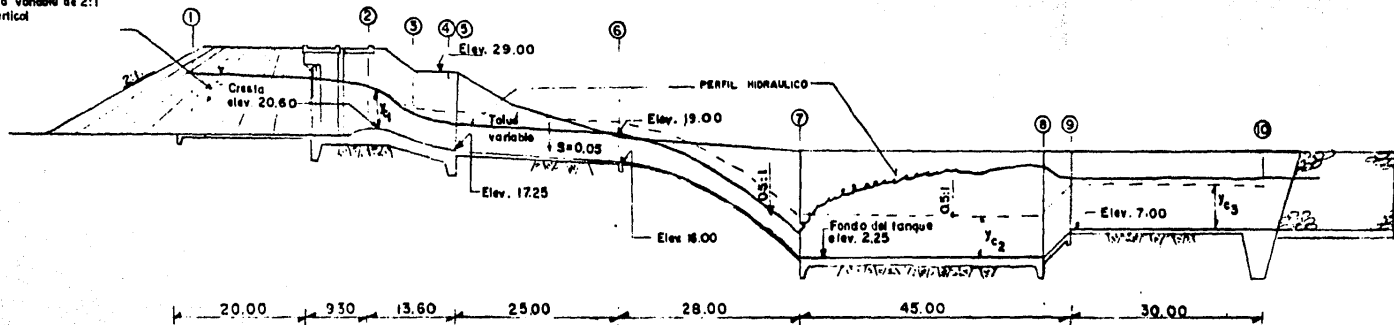


FIG. 4.1

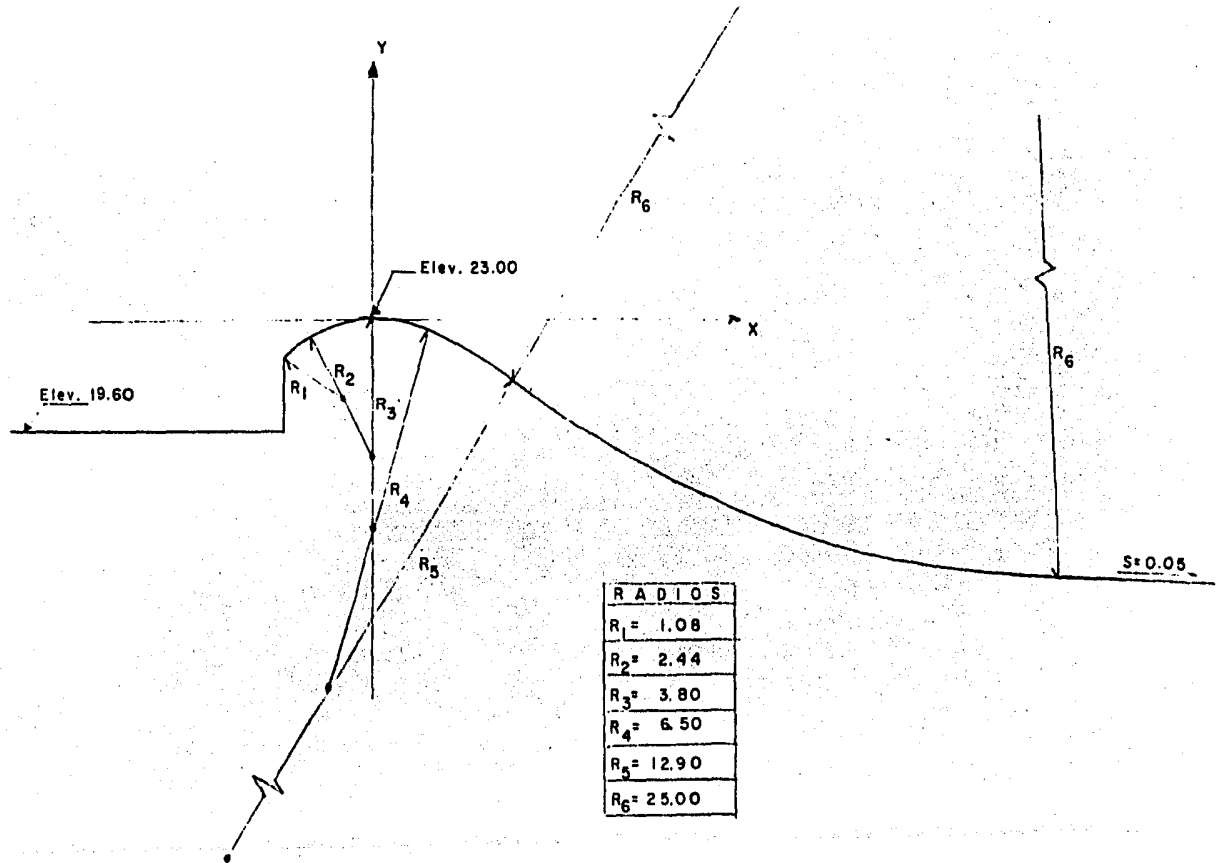
Talud variable de 2:1
a vertical

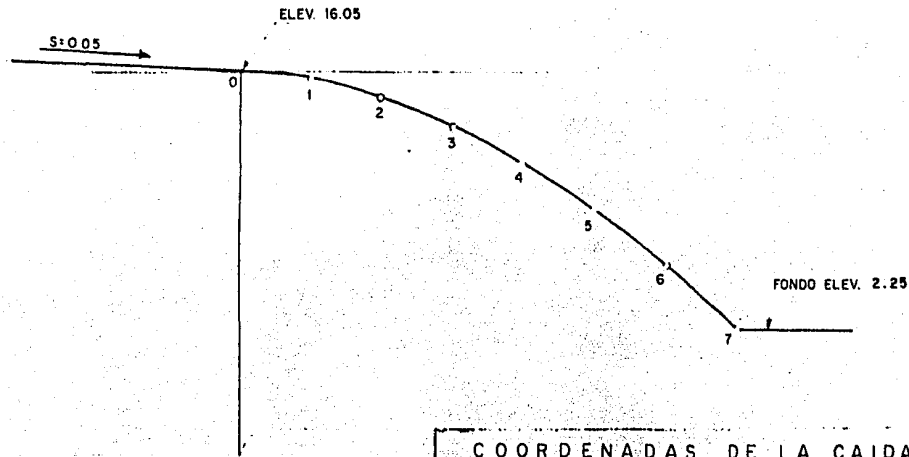


--- Tirante critico

FIG. 4.11

FIG. 4.2.1 GEOMETRIA DEL CIMACIO





COORDENADAS DE LA CAIDA				
Punto	X(m)	Y(m)	Estacion	Elev.
0	0	0	0+135.000	16.000
1	4	0.452	0+139.000	15.548
2	8	1.408	0+143.000	14.592
3	12	2.868	0+147.000	13.132
4	16	4.833	0+151.000	11.167
5	20	7.301	0+155.000	8.699
6	24	10.274	0+159.000	5.726
7	25.480	11.500	0+160.480	2.250

FIG.4.1.3 GEOMETRIA DE LA CAIDA

4.2 Diseño Hidráulico de la Obra de Excedencia

La obra de excedencia propuesta se ha diseñado con base a los datos obtenidos en el tránsito de la avenida, el cual dio un gasto de diseño de $1500 \text{ m}^3/\text{s}$, el ancho del canal utilizado fue de 90.5 m .

Con un paramento aguas arriba de 3.40 m , tomando en cuenta la topografía del lugar, que es uniforme con pendientes suaves, se propone un cimacio con perfil en forma de S.

El perfil del cimacio en la parte superior se determinó de los perfiles que recomienda el Corps of Engineers, en función de la velocidad de llegada y del talud aguas arriba del cimacio, en este caso la velocidad de llegada es despreciable y el talud aguas arriba es vertical. La sección para estas características se define por medio de una curva circular compuesta por radios de círculos expresados en función de la carga de proyecto H_d , con este tipo de perfil se evitan presiones negativas en la cresta y no se altera en forma importante la eficiencia hidráulica de éste. El perfil que sigue la curva superior del cimacio está indicado en la siguiente tabla y el cimacio en la fig. 4.2.1.

Radio	centro		inicio de curva	
	x	y	x'	y'
$R_1 = 1.08$	-0.38	-1.14	-1.30	-0.60
$R_2 = 2.44$	0.00	-2.44	-0.68	-0.10
$R_3 = 3.80$	0.00	-3.80	0.00	0.00
$R_4 = 6.50$	-0.71	-6.40	1.00	-0.13
$R_5 = 12.90$	-4.00	-11.85	2.68	-0.86

El perfil de la curva superior del cimacio termina en el punto de tangencia en una curva vertical cóncava, determinada por la ecuación. Ref. 5

$$R = \frac{2qv}{P} \text{ o } \frac{2dv^2}{P}$$

donde:

R radio de curvatura mínimo, en pies

q gasto, en pies³/seg/pie

v velocidad, en pies/seg

d tirante, en pies

P Presión dinámica normal ejercida sobre el piso. Lb/pie²

La rápida tiene pendiente supercrítica ($S_0 = 0.05$) y sección transversal rectangular con un ancho de 90.5 cm por último como estructura terminal se tiene un tanque amortiguador que se une a la rápida por medio de una curva vertical ya que con ello se logra que tanto el tanque amortiguador como el canal de salida queden excavados dentro del terreno natural.

La curva vertical convexa está determinada por la siguiente ecuación:

$$y = x \tan \theta + \frac{x^2}{k[4(d + hv) \cos \theta]}$$

donde:

θ ángulo de la pendiente del piso aguas arriba de la curva

d tirante

hv carga de velocidad

El perfil de la curva superior del cimacio termina en el punto de tangencia en una curva vertical cóncava, determinada por la ecuación. Ref. 5

$$R = \frac{2qv}{P} \text{ o } \frac{2dv^2}{P}$$

donde:

R radio de curvatura mínimo, en pies

q gasto, en pies³/seg/pie

v velocidad, en pies/seg

d tirante, en pies

P Presión dinámica normal ejercida sobre el piso. Lb/pie²

La rápida tiene pendiente supercrítica ($S_0 = 0.05$) y sección transversal rectangular con un ancho de 90.5 cm por último como estructura terminal se tiene un tanque amortiguador que se une a la rápida por medio de una curva vertical ya que con ello se logra que tanto el tanque amortiguador como el canal de salida queden excavados dentro del terreno natural.

La curva vertical convexa está determinada por la siguiente ecuación:

$$y = x \tan \theta + \frac{x^2}{k[4(d + hv) \cos \theta]}$$

donde:

θ ángulo de la pendiente del piso aguas arriba de la curva

d tirante

hv carga de velocidad

k factor igual a 1.5
x,y coordenadas del sistema

El uso de esta ecuación evita la tendencia del agua a separarse de la plantilla, reduciendo por lo tanto la presión de contacto en la superficie, la curva queda definida por la siguiente tabla:

x	y	cota terreno	cadernamiento
0	0	17.20	0 + 138.7
4	0.54	16.66	0 + 142.7
8	1.78	15.42	0 + 146.7
12	3.21	13.49	0 + 150.7
16	6.30	10.90	0 + 154.7

La estructura terminal comienza en la estación 0 + 154.7, con una elevación de 10.90 m.

El tanque amortiguador es del tipo U.S.B.R. tipo III, todas las características y la forma en que se seleccionó este tipo de tanque se describen en el inciso 3.6.

Para determinar el bordo libre del tanque se utilizó la siguiente expresión:

$$B.L = 0.1(v_1 + d_2)$$

donde:

B.L. bordo libre, en ft
 v_1 velocidad, en ft/seg
 d_2 conjugado mayor, en ft

de donde el bordo libre es de 2.30 m.

Con respecto al canal de salida comienza con sección transversal rectangular en la estación 0 + 184.7 y termina el revestimiento en la estación 0 + 204.7 con sección trapecial para unirse a un canal de tierra que guiará el agua al cauce del río, el régimen del flujo a lo largo de todo el canal de salida es subcrítico.

Cálculo del perfil hidráulico para el gasto de 1500 m³/s.

El cálculo del perfil del agua se realizó en las secciones que se indican en la fig 4.2.2, a continuación se mencionan de manera breve las características hidráulicas particulares que existen entre ellas, los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4.2.1.

TRAMO 0-1

Se consideraron pérdidas por entrada debido a las pilas ya que existe una reducción en el ancho de la plantilla del canal. El coeficiente K que considera las pérdidas por entrada para las condiciones señaladas se tomó igual a 0.14 ref: "Diseño de presas pequeñas". Aplicando la ecuación de la energía entre 0 y 1 se tiene que:

$$y_0 + \frac{v_0^2}{2g} = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} + K \frac{v_1^2}{2g} + \Delta z$$

como las condiciones en 0 son conocidas $y_0 = 3.70$ m, y $v_0 = 5.26$ m/s resolviendo la ecuación anterior se encuentra que $y_1 = 2.47$ m.

TRAMO 1-2

Se consideró que en este tramo las pérdidas por fricción son despre-

ciables y sólo se tomó en cuenta la corrección a la carga de presión por efecto de la curvatura (flujo convexo) esto es debido a que en lugar del perfil del cimacio, que generalmente es lo que se usa en estos casos, se emplea un arco de círculo convexo.

$$z_1 + y_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 \cos\theta - \frac{v_2 d_2}{Rg} + \frac{Q^2}{(by)^2 (19.62)}$$

como son conocidas las condiciones en 1 y resolviendo la ecuación se determina que el valor de $y_2 = 2.04$ m.

TRAMO 2-3

En este tramo la plantilla es cóncava por ello se aplican las mismas condiciones que en el tramo anterior, sólo cambia el signo de la corrección por curvatura

$$z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = z_3 + y_3 \cos\theta + \frac{v_3 y_3}{Rg} + \frac{v_3^2}{2g}$$

El tirante que resuelve la ecuación es $y_3 = 1.68$ m.

TRAMO 4-5

Se consideró a las pérdidas por fricción, la transición que se presenta en este tramo por cambio en el ancho de la sección es suave, por lo que la pérdida producida por ella es pequeña y por tanto se consideró despreciable

$$z_4 + y_4 \frac{v_4}{2g} = z_5 + y_5 + \frac{v_5}{2g} + \left(\frac{v_4}{Rh^{2/3}} \right)^2 \Delta L$$

de lo cual se obtiene que $y_5 = 1.52$ m.

TRAMO 5-6

El efecto de la curvatura sobre la carga de presión no se consideró

debido a que la curvatura convexa que presenta la caída se aproxima a la definida por la ecuación Ref: 5

$$-y = x \tan \theta + \frac{x^2}{k[4(d + hv) \cos^2 \theta]}$$

si se usa esta ecuación con ella se evita la tendencia del agua a separarse de la plantilla del canal.

Aplicando la ecuación entre las dos secciones

$$y_5 + \frac{v_5^2}{2g} = z_6 + y_6 + \frac{v_6^2}{2g} \left(\frac{v_n}{Rh \frac{4}{3}} \right)^2 L$$

resolviendo la ecuación se llega a que $y_6 = 1.07$ m.

TRAMO 6-7

En este tramo es donde se presenta el salto hidráulico ya que se tiene un cambio de las pendientes en la plantilla del canal, y se ha usado un tanque amortiguador como estructura terminal. La ecuación utilizada en este tramo es la denominada función momentum.

$$M = \frac{Q}{gA} + ZgA$$

Resolviendo la ecuación se determina el conjugado mayor $y_7 = 6.72$ m

TRAMO 7-8

Aplicando en este tramo la ecuación de la energía debido al escalón se tiene que

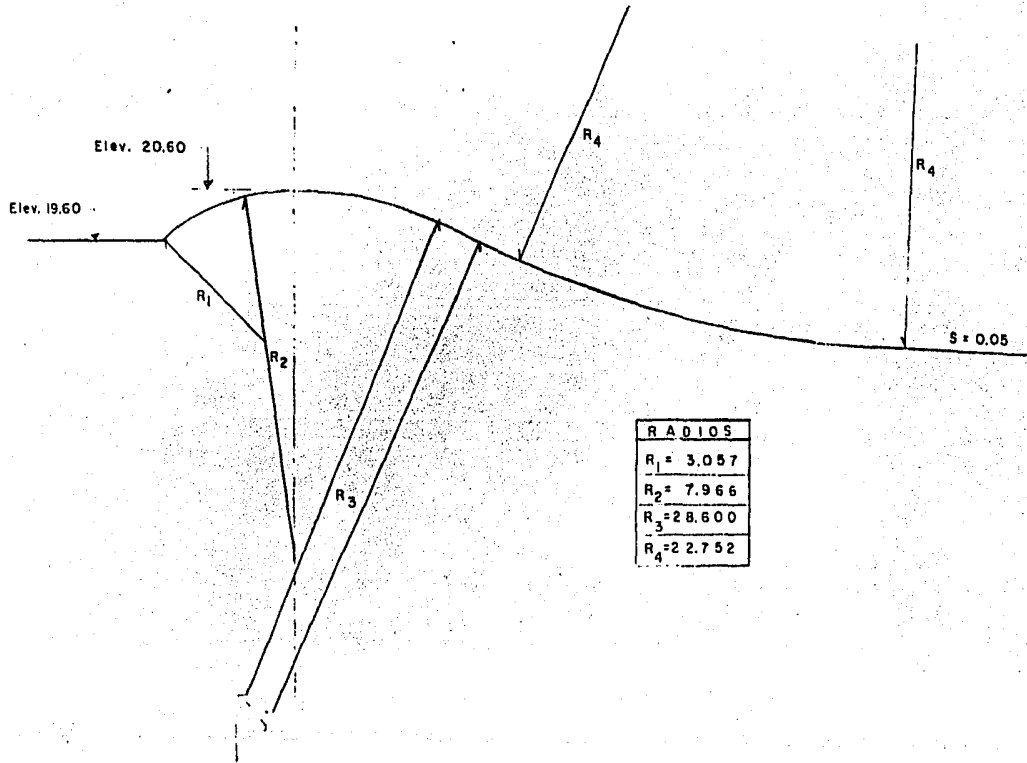
$$y_7 + \frac{v_7^2}{2g} = y_8 + \frac{v_8^2}{2g} + \Delta z$$

Resolviendo la ecuación ya conocidas las condiciones en la sección 7 el valor es $y_8 = 5.00$ m

SECCION	TIRANTE	AREA	VELOCIDAD	FROUDE	GASTO
0-1	3.70	289.9	5.26	0.87	1500
1-2	2.47	190.2	7.88	1.60	1500
2-3	2.04	157.1	9.54	2.13	1500
3-4	1.68	152.0	9.86	2.43	1500
4-5	1.52	137.6	10.90	2.82	1500
5-6	1.07	96.8	15.50	4.78	1500
6-7	6.72	608.2	2.50	0.30	1500
7-8	5.00	452.5	3.31	0.47	1500
8-9	4.84	410.6	3.65	0.53	1500

Tabla de Datos Hidráulicos 4.2.1

FIG. 4.1.2 GEOMETRIA DEL CIMACIO



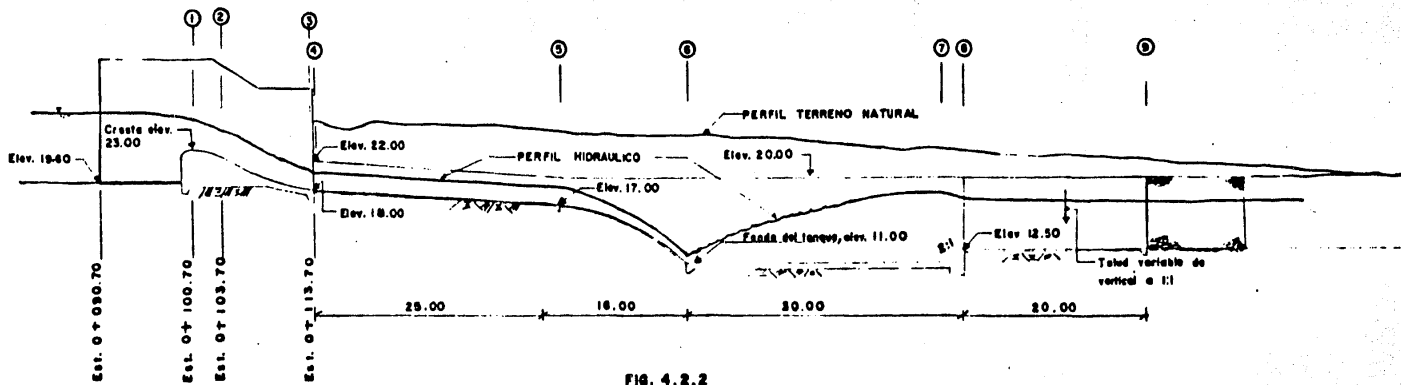


FIG. 4.2.2

CONCLUSIONES

Con lo mencionado en este trabajo se puede concluir que la presa Paso de Piedra en lo que respecta al cálculo de la obra de excedencia, y en particular a la estructura terminal o tanque amortiguador, esta bien diseñado.

Si se hubiera utilizado el método descrito en el capítulo 3 para el cálculo de dicha presa, se hubieran llegado a determinar las mismas dimensiones en la obra de excedencias por lo que se concluye, que el método expuesto es confiable.

Cabe aclarar que para la aplicación del método mencionado, se propuso el diseño de una nueva obra de excedencias, para observar los resultados que ésta arrojara, mismos que también fueron confiables.

REFERENCIAS

- Ref. No. 1 Manual de Diseño de Obras Civiles
Análisis Estadístico
Comisión Federal de Electricidad
Instituto de Investigaciones Eléctricas
- Ref. No. 2 Rolando Springall G.
Drenaje en Cuencas Pequeñas
Instituto de Ingeniería, UNAM, 1969
- Ref. No. 3 Manual de Diseño de Obras Civiles
Relación entre Precipitación y Escurrimiento
Comisión Federal de Electricidad
Instituto de Investigaciones Eléctricas
- Ref. No. 4 José L. Sánchez Bribiesca and Oscar A. Fuentes Mariles
"Experimental Analysis of Macroturbulence Effects on the
Lining of Stilling Basins"
- Ref. No. 5 Design of Small Dams
United States Department of the Interior Bureau of
Reclamation
CECSA, 1983

BIBLIOGRAFIA

1. Manual de Diseño de Obras Civiles. Precipitación
Comisión Federal de Electricidad
Instituto de Investigaciones Eléctricas
2. Manual de Diseño de Obras Civiles. Relación entre Precipitación y Escurrimiento
Comisión Federal de Electricidad
Instituto de Investigaciones Eléctricas
3. Manual de Diseño de Obras Civiles. Análisis Estadístico
Comisión Federal de Electricidad
Instituto de Investigaciones Eléctricas
4. Manual de Diseño de Obras Civiles. Tránsito de Avenidas en Vasos
Comisión Federal de Electricidad
Instituto de Investigaciones Eléctricas
5. Manual de Diseño de Obras Civiles. Avenida de Diseño
Comisión Federal de Electricidad
Instituto de Investigaciones Eléctricas
6. Rolando Springall G. Hidrología
Instituto de Ingeniería, UNAM, 1970
7. Rolando Springall G. Drenaje en Cuencas Pequeñas
Instituto de Ingeniería, UNAM, 1969
8. M. en I. Gilberto Sotelo A. Apuntes de Hidráulica II
Facultad de Ingeniería, UNAM, 1983
9. Víctor Franco. Apuntes de Obras Hidráulicas
Facultad de Ingeniería, UNAM, 1984
10. Ven Te Chow. "Open-Channel Hydraulics"
McGraw Hill Book Company, 1983
11. B.Z. Kinori. "Manual of Surface Drainage Engineering"
Elsevier Publishing Company, 1970
12. José L. Sánchez Bribiesca and Oscar A. Fuentes Mariles
"Experimental Analysis of Macroturbulence Effects on the Lining of Stilling Basins".
13. Design of Small Dams
United States Department of the Interior Bureau of Reclamation
CECSA, 1983