



G-601370

OBRAS HIDRAULICAS

-NOCIONES-

APUNTE
108

BIBLIOTECA ANTONIO DOVALI J.

G.- 601370



FACULTAD DE INGENIERIA

Ing. Raúl Salas Rico

• índice

I N D I C E

Hoja No.

Problemas de Ingeniería Hidráulica.....	1
Ciclo Hidrológico.....	2
Precipitaciones.....	3
Aparatos de medición de lluvia.....	5
Método de las Isoyetas.....	6
Evaporación.....	7
Métodos de aforo.....	8
Características de una cuenca.....	22
Diagrama Diferencial de masas o Diagrama de masas por - Diferencias.....	34
Funcionamiento de un vaso.....	39
Capacidad física de un vaso de almacenamiento.....	43
Balance General del Aprovechamiento y Funcionamiento Ana- lítico de un Vaso.....	48
Factores que intervienen en la Formación de Avenidas....	52
Determinación de la Avenida Máxima Probable.....	56
Análisis del Tránsito de una Avenida a través de un Vaso Regulador.....	63
Método de Puls Modificado.....	68
Tránsito de una Avenida a través del cauce natural de un río.....	70
Quién tiene derecho a hacer uso del agua.....	74
Estructuras Hidráulicas. Finalidad.....	76
Obras de que consta una obra para Aprovechamiento Hidráu- lico.....	78
Tipos de Presas.....	81
Estabilidad de Vasos.....	86
Características del Vaso.....	89
Pruebas de Permeabilidad.....	97
Métodos para conocer las Características Mecánicas y - - Elásticas de los Materiales in situ.....	110
Tratamiento de Cimentaciones.....	117
Clasificación de Cortinas.....	127
Análisis de las Cargas que actúan en una Estructura - - Triangular.....	128
Condiciones de Estabilidad de una Estructura Triangular.	141

I N D I C E

(Continuación)

Hoja No.

Sección Práctica de una Cortina de Gravedad.....	152
Hidráulica Superficial.....	155
Vertedores de Demasías.....	157
Clasificación de flujos.....	164
Representación Gráfica de la función de la energía espe- cífica.....	168
Curvas de Enlace:	
Flujo subcrítico.....	172
Flujo variado.....	173
Flujo supercrítico.....	175
Paso de flujo subcrítico a supercrítico.....	176
Paso de flujo supercrítico a subcrítico.....	176

- texto

OBRAS HIDRAULICAS es la parte de la Ingeniería Civil que se orienta a planear, proyectar, construir y operar estructuras para el control y aprovechamiento del agua en estado natural.

PROBLEMAS DE INGENIERIA HIDRAULICA.

1.- Cantidad de agua necesaria.

2.- Cantidad de agua disponible	[Agua subterránea	[Gasto mínimo
		Agua superficial		Gasto máximo
				Gasto medio
				Volumen escurrido

3.- Quién tiene derecho a usar agua?

4.- Calidad del agua	[Química
		Física
		Bacteriológicamente

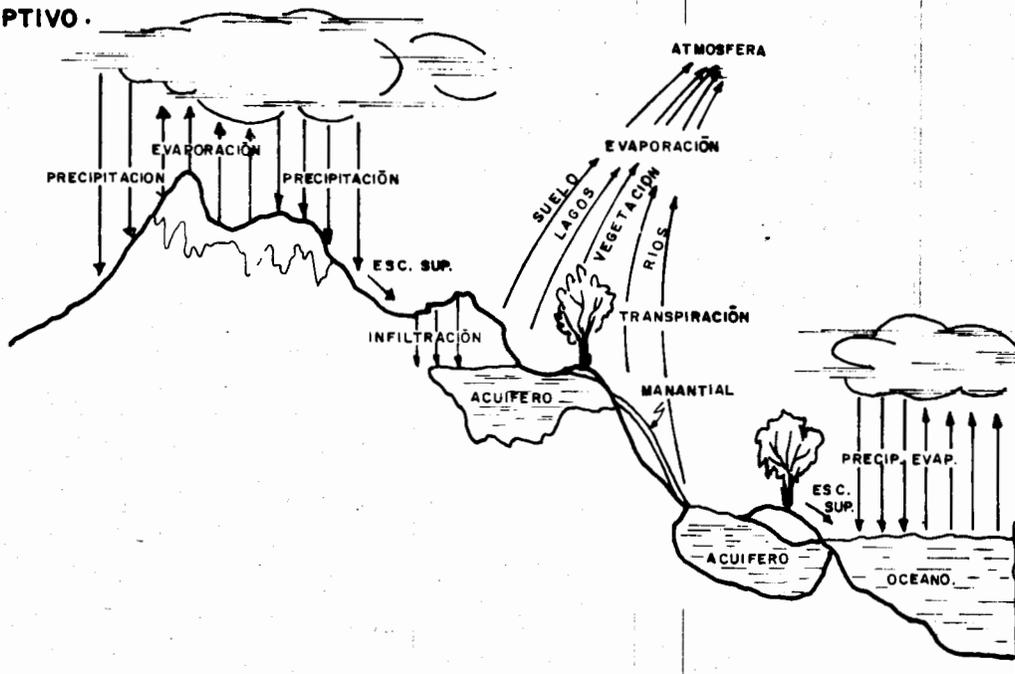
5.- Problemas estructurales	[a) Geológicos	[Cortinas
		b) Presas		Obras de toma
				Obras de excedencias
		c) Conducciones		Obras de desvío
				d) Esclusas
		Túneles		
Puentes-canal				
e) Máquinas hidráulicas	[Sifones		
		f) Purificación		

6.- Modificación de las condiciones naturales.

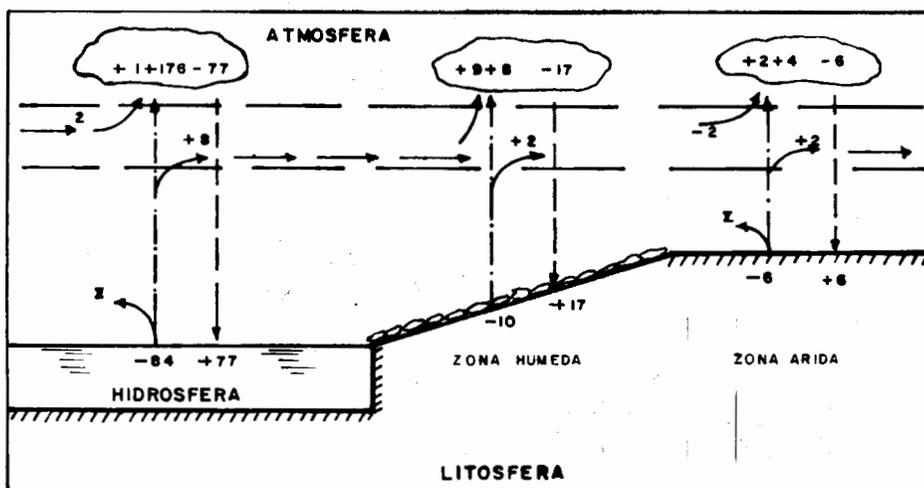
7.- Ingeniería económica.

CICLO HIDROLOGICO

DESCRIPTIVO.



CUANTITATIVO.



Σ = Valores menores de 0.5 de Unidad Relativa.

- Evaporación
- Precipitación
- Escurrimiento
- Deducción o adición a corrientes de vapor de agua.

100 Unidades = 85.7 gr/cm²/año ó 857 mm de precipitación media global anual.

PRECIPITACION

La precipitación puede presentarse en cuatro formas, de acuerdo con las condiciones de como se efectúa la condensación de la humedad ambiente.

LLUVIA $>0^{\circ} C$

GRANIZO $<0^{\circ} C$

NIEVE $>0^{\circ} C$

ROCIO Condensación sobre las superficies frías

TIPOS DE PRECIPITACION

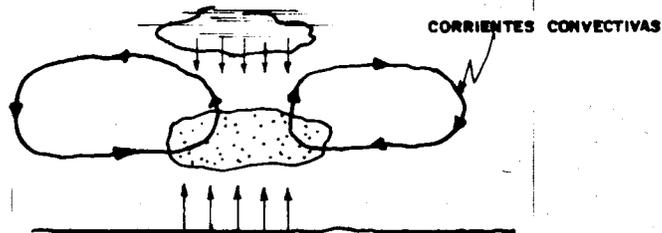
OROGRAFICA

CONVECTIVA

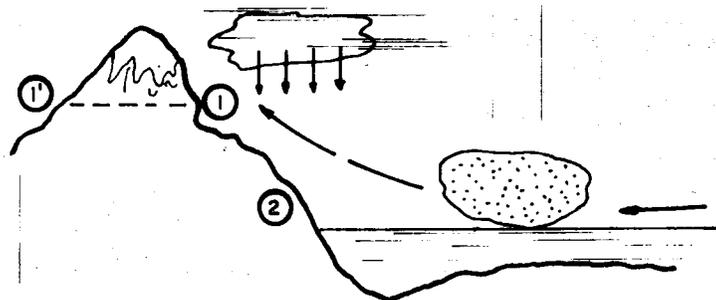
CICLONICA

FRENTES POLARES

1.- PRECIPITACION CONVECTIVA



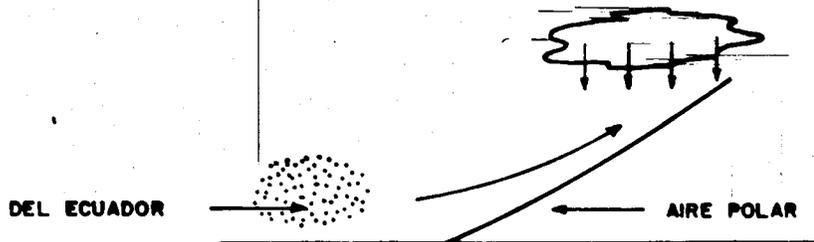
2.- PRECIPITACION OROGRAFICA



En (2) lloverá menos que en (1); por estar a diferente altura sobre el nivel del mar (hay diferencia de temperatura).

3.- PRECIPITACION POR FRENTES POLARES,

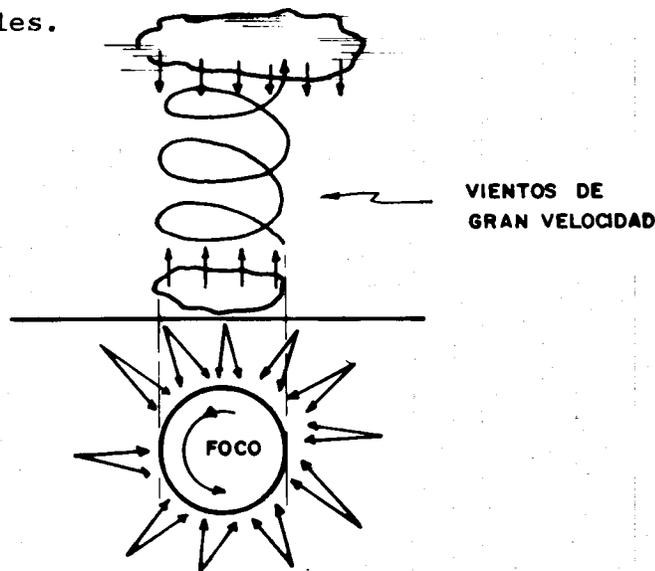
Son precipitaciones de invierno producidas por el choque de masas polares.



Son precipitaciones de invierno llamadas EQUIPATAS ó CABAÑUELAS.

4.- PRECIPITACION CICLOMICA.

Debido a la rotación de la tierra se producen movimientos helicoidales.



La concentración de vapor de agua, producida por los rayos del sol, forma una zona de baja presión rodeada por zonas de alta presión.

Las líneas que unen puntos de igual precipitación se denominan ISOYETAS ó ISOYETICAS. Generalmente las líneas isoyéticas siguen la misma dirección de las curvas de nivel. (pag. 10 fig. 2.1 del libro).

APARATOS DE MEDICION DE LLUVIA (Pág. 19 fig. 2)

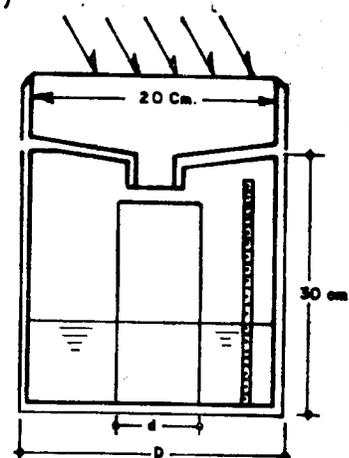
1.. PLUVIOMETRO

La precipitación se mide en mm de altura.

Las mediciones se efectúan cada 24 horas y exactamente a las 8 de la mañana.

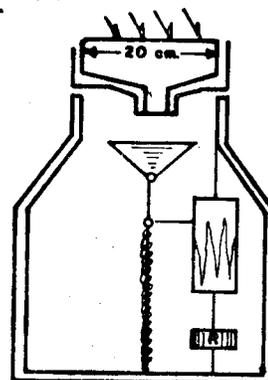
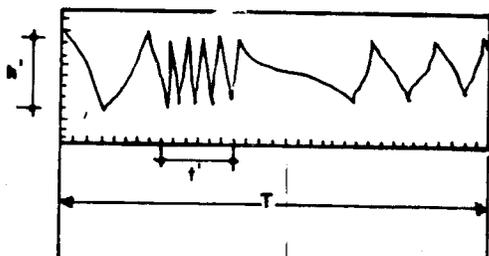
La relación entre D y d es: $\frac{D^2}{d^2} = 10$

El cilindro (d) sirve para mediciones -- pequeñas o sea para precipitaciones chicas.



2.. PLUVIOGRAFO

Se usa para efectuar mediciones con -- registro.



DETERMINACION DE LA PRECIPITACION MEDIA EN UN AREA DETERMINADA.

Por ejemplo en el año de 1950. Se unen los puntos que representan estaciones mediante rectas y se procede a trazar las medianas, para formar triángulos o rombos.

Para la solución de este problema se tienen los métodos:

- (1) THIESSEN (áreas de influencia).
- (2) ISOYETAS.

Para el primero se construye la tabla:

EST.	AREA	PRECIPT.	VOL.	LLOV.
1	A ₁	4,000	V ₁	
2	A ₂	3,500	V ₂	
	ΣA			ΣV

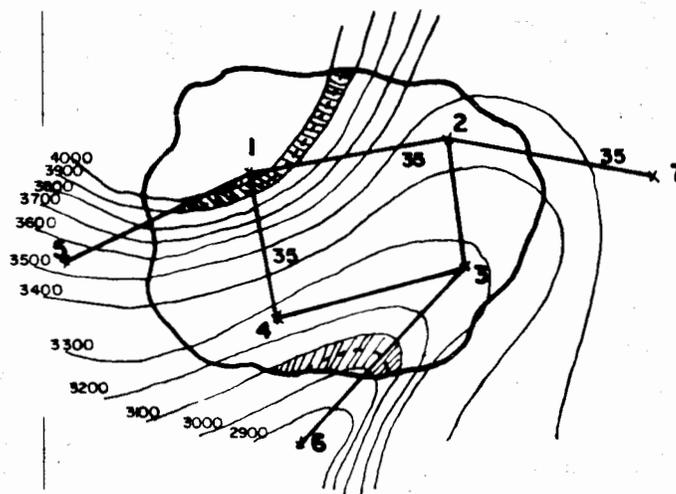
$$\text{PRECIPITACION MEDIA} = \frac{\sum V}{\sum A}$$

METODO DE LAS ISOYETAS.

Se encuentran las curvas de igual precipitación o isoyetas.

1.- Se determina el área entre dos curvas y se anota el promedio de volumen de lluvia entre ellas.

2.- Se construye la tabla que se indica.



PRECIP.	AREA	VOL. LLOVIDO.
4,050	A	V
3,950	A	V
-	-	-
3,050	A	V
	ΣA	ΣV

$$\text{PRECIP. MEDIA} = \frac{\Sigma V}{\Sigma A}$$

Si la zona es montañosa, es conveniente utilizar el método de las isoyetas. Si se necesita obtener la precipitación ocurrida en un lapso de tiempo más o menos largo, es recomendable el método de Thiessen.

De los dos métodos el Ingeniero es el que decide cual emplear, dependiendo del estudio que se requiere llevar a cabo.

Las isoyetas son distintas para cada año y para cada periodo de tiempo; en cambio el método de Thiessen se puede emplear con más facilidad debido a que las áreas no se calculan más que una sola vez.

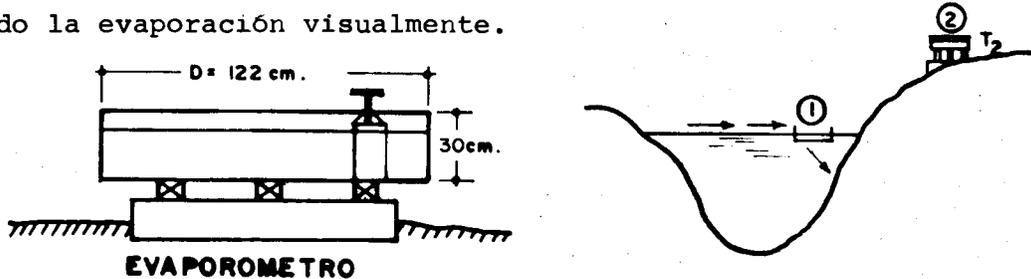
EVAPORACION.

La evaporación se estudia con el fin de conocer la pérdida en su superficies de agua, y para medirla se utiliza el EVAPOROMETRO.

Factores que afectan la evaporación:

- 1.- Diferencia de temperatura entre el agua y el aire en contacto
- 2.- Velocidad del viento.
- 3.- Presión barométrica (mayor evaporación a mayor altura sobre el nivel del mar).
- 4.- Composición química.

En la actualidad y teóricamente, no es aceptable valorar matemáticamente la evaporación; se valúa por medio del evaporómetro determinando la evaporación visualmente.

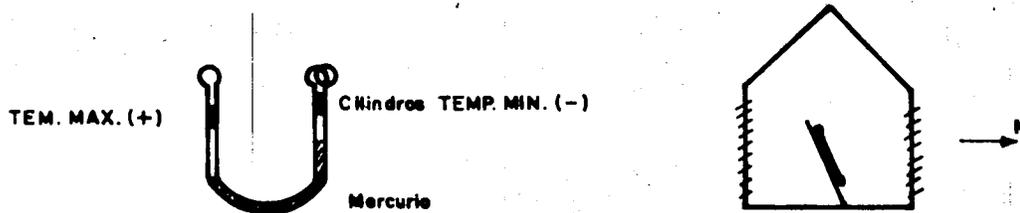


$E_{v_n} = E_{v_B} \times 0.7$ Evaporación neta = 0.7 Evaporación bruta.

En (1) se tiene la evaporación neta y en (2) la evaporación bruta.

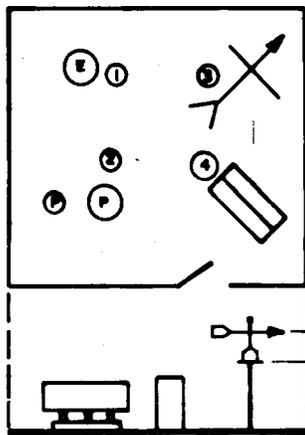
En las mismas condiciones, se tiene que $T_1 < T_2$ y lo que se busca es la temperatura real en el depósito de agua.

La medición de temperatura se hace utilizando un termómetro "de máxima y mínima", de mercurio, aparato que se coloca en el interior de una caseta, en posición ligeramente inclinada.



ESTACION CLIMATOLOGICA DE SEGUNDO ORDEN (pág. 233).

Se efectúan las mediciones de todos los aparatos a las 8A.M. - siempre.



- 1.- EVAPOROMETRO
- 2.- PLUVIOMETRO y/o PLUVIOGRAFO
- 3.- VELETA
- 4.- CASETA CON TERMOMETRO

LA ESTACION CLIMATOLOGICA DE PRIMER ORDEN cuenta con:

- 1.- PLUVIOMETRO.
- 2.- PLUVIOGRAFO.
- 3.- EVAPOROMETRO.
- 4.- TERMOMETRO.
- 5.- EVAPOROGRAFO.
- 6.- TERMOGRAFO.
- 7.- HIGROMETRO.
- 8.- BAROMETRO.
- 9.- ANEMOMETRO. (intensidad del viento).
- 10.- HIGROGRAFO. (humedad ambiente en %).
- 11.- ANEMOGRAFO.
- 12.- BAROGRAFO. (barómetro mecánico).

ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL.

Los volúmenes de infiltración se deducen. El escurrimiento superficial se refiere al escurrimiento de agua sobre la superficie de la tierra; y para el Ingeniero tienen importancia aquellas corrientes considerables (ríos), y en las cuales se pretenden hacer las mediciones del escurrimiento. A esta operación se denomina "aforar la corriente".

METODOS DE AFORO.

	VOLUMETRICOS	(1) DIRECTO
		(2) QUIMICO
DIRECTOS		
	VERTEDORES	(3) TRIANGULAR
		(4) RECTANGULAR
		(5) CIPOLLETTI O TRAPECIAL

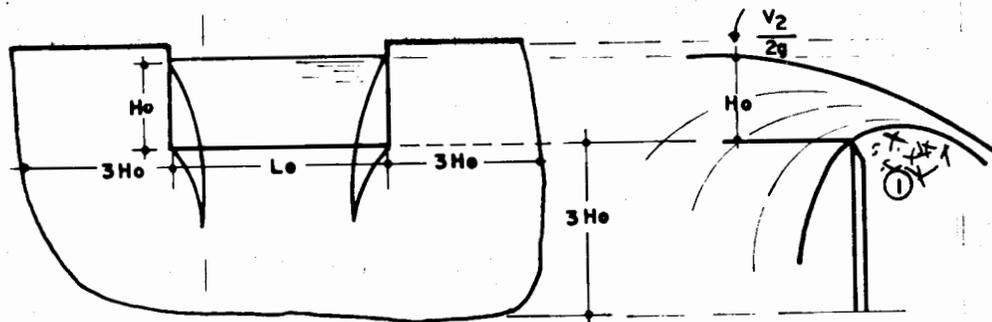
Si el aparato va a medir gastos, se requiere que las paredes tengan ciertas características.

La cantidad de energía de que se dispone para el flujo es H_o .

Una partícula alejada del vertedor, tiene una velocidad muy pequeña o sea, tiene la velocidad del canal, pero otra partícula cercana a él, a la misma altura, tiene una velocidad mayor y por tanto, tiene mayor energía.

El vertedor standard es el rectangular y la fórmula para el gasto en este tipo de vertedores, deducida a partir de la de orificios es la siguiente:

$$Q = c L H^{3/2}, \text{ donde } c = 1.84$$



Relación entre la base y la carga estática del agua: $L_o \geq 3 H_o$

Para que no haya perturbación en la contracción lateral o sea para que no se azolve, la relación es la misma anotada; además se requiere que el aire no escape en la sección (1).

La fórmula de vertedores anotada es para cuando no se tienen contracciones laterales y sin velocidad de llegada, entonces $L_o = L$; si hay contracciones es necesario corregirlas y entonces:

$$L = L_o - 0.1 n H_o$$

o sea, la longitud real se disminuye la décima parte de la carga por cada contracción.

n = número de contracciones.

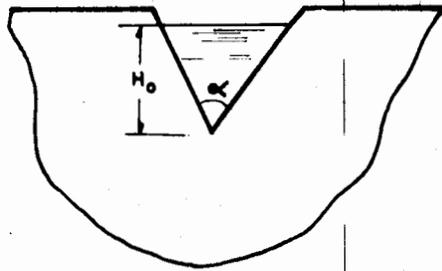
H_o = carga estática necesaria para que el flujo se efectúe a través del vertedor.

La carga hidráulica es una energía; por tanto, tiene unidades de trabajo. Es la energía contenida en la unidad de peso del agua. En el Teorema de Bernoulli esta unidad desaparece pero no quiere decir que no existe.

En vertedores no hay pérdida de energía:

$$H = H_0 + \frac{v^2}{2g}$$

VERTEDOR TRIANGULAR.



$$Q = c H^{5/2}$$

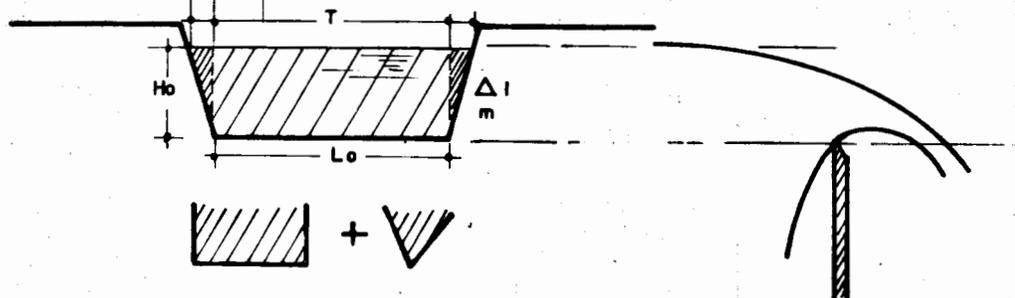
para $\alpha = 90^\circ$

$$c = 1.36$$

**FAC. DE INGENIERIA
DOCUMENTACION**

VERTEDOR TRAPEZIAL.

Este tipo de vertedor tiene la ventaja de que disminuye las contracciones laterales y se puede considerar compuesto de dos vertedores: uno rectangular y otro triangular.



Cipolletti expresó que en el vertedor rectangular se tienen contracciones laterales que reducen el gasto y entonces se calculan las paredes de tal manera que se compensen tales contracciones y en ese momento resulta $m = 0.25$. El vertedor ideado por Cipolletti es trapezoidal, y la inclinación de la paredes tienen una pendiente de $1/4 : 1$

Si no hay velocidad de llegada $H = H_0$

$$Q = c (L_0 - 0.1 n H_0) H^{3/2}$$
$$= \underbrace{c L_0 H^{3/2}}_{\text{secc. rect. sin contracs.}} - \underbrace{c (0.1) n H^{5/2}}_{\text{secc. triangular}}$$

La fórmula queda:

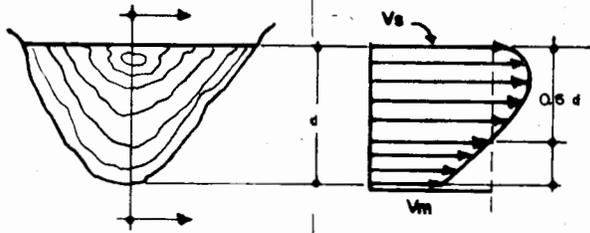
$$Q = c L H^{3/2}$$

con $L = L_0$

H tiene las mismas consideraciones que en el vertedor rectangular.

METODOS DE AFORO DE SECCION Y VELOCIDAD.

Distribución de la velocidad en una sección de un cauce.



$$V_m = 0.85 V_s \dots (1)$$

A la profundidad (0.6 d) se puede medir la velocidad media:

$$V_m = V_{0.6 d} \dots (2)$$

$$V_m = \frac{V_{0.2 d} + V_{0.8 d}}{2} \dots (3)$$

La fórmula (3) es la más exacta y es indistinto utilizar cualquiera de ellas.

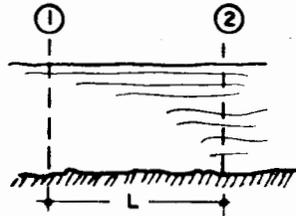
FLOTADORES.

Por medio del uso de los flotadores es posible medir la velocidad superficial (V_s), las cuales tienen la forma de botella que va sumergida dentro del agua y fuera del agua sobresale una pequeña bandera.

La botella se coloca en una sección a medio llenar, y se observa el tiempo que tarda en llegar a una segunda sección.

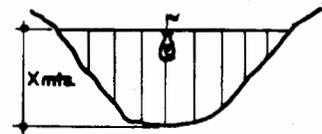


$$V_s = \frac{L}{t} \text{ prom}$$



$$Q = V a$$

$$V = V_m = 0.85 V_s$$



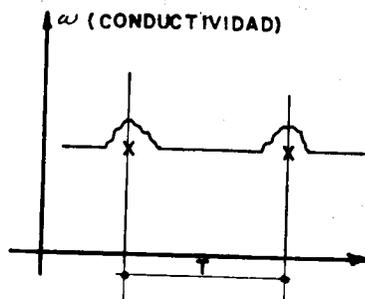
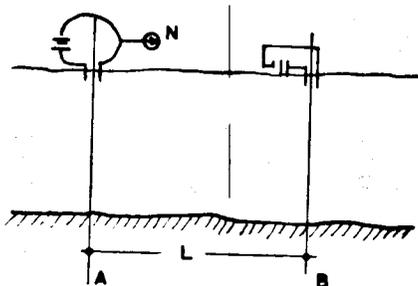
METODO INDIRECTO ELECTRICO.

Por medio de este método se determinan velocidades. Se colocan 2 polos de circuito abierto en dos secciones A y B; se suelta una solución salina en A y se alimenta el vaciado hasta que la solución llega a B, cerrándose el circuito; se calcula el tiempo que tardó en llegar el agua conteniendo la solución salina entre una sección y otra, y de esta forma obtener la velocidad como cociente de la distancia y tiempo conocidos.

Se hace uso de la solución salina porque la sal aumenta la conductividad del agua.

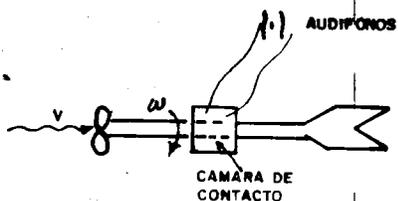
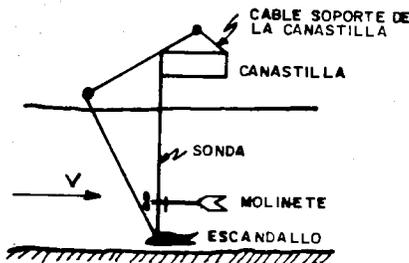
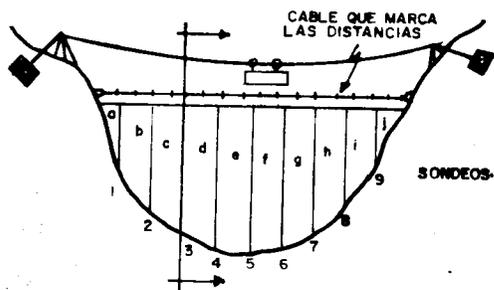
Para determinar la sección (a) se emplean sondeos con cables o el sonar.

Otro método para investigar el área de la sección (A) es el SONAR. Se reflejan las ondas con determinada velocidad y de esta manera se conoce la profundidad en cualquier punto de la sección. Se debe tener cuidado ya que la arena no refleja las ondas a la misma velocidad que las rocas, por ejemplo. Se debe tener experiencia para el uso de este método.



MOLINETE.

El molinete se usa para medir la velocidad del agua y combinado con un "cable-canastilla" (para medir el área transversal de la sección de aforo, se determina el gasto.



El molinete consiste en una hélice que cuenta con una pequeña "cámara de contacto" que se desliza a lo largo del cable sonda.

El molinete proporciona la relación del número de vueltas (ω) a la velocidad (v).

Los distintos molinetes trabajan eficientemente en determinados rangos de velocidad, que como dato proporcionan los fabricantes.

La ecuación del molinete es: $V = K_1 + K_2 W$

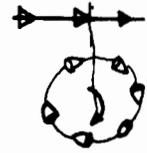
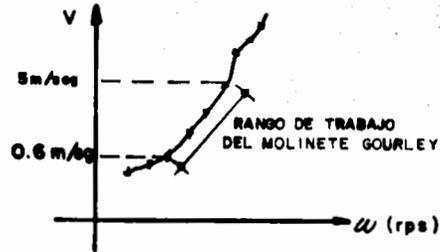
siendo (W) la velocidad de rotación en revoluciones por segundo.

$$Q = V \times a$$

$$v = \frac{V0.2d + V0.8d}{2}$$

$$V = V 0.6 d$$

$$V = 0.85 V_{sup}$$



Si $5 < V < 0.6$ es necesario utilizar otro tipo de molinete.

Los molinetes más recomendables son:

MOLINETE KILLY, con rango 0.2 mt/seg a 7 mt/seg.

MOLINETE GOURLEY, 0.6 5

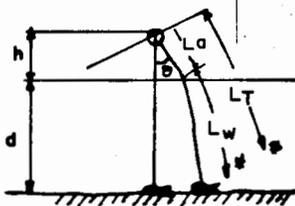
MOLINETE OTT 0.6 8.6

Cuando los molinetes se deforman por causas como golpes de troncos de árboles, se envían a rectificar, cuya operación se denomina TIRAR EL MOLINETE. En México, por costumbre se tiran los molinetes una vez al -- año.

El escandallo del molinete de plomo pesa de 8 a 30 Kg

En la sección anterior se trata de medir la velocidad media V_m en cada tramo en los que se ha dividido la sección. El número de divisiones debe ser mayor que 20 ($n \geq 20$).

Un buen aforo se considera cuando no afecta a la décima parte: $q < Q/10$. Por este motivo, los tramos centrales deben ser pequeños, con objeto de que no pase más del 10% del gasto y tener un error menor de 10%.



En el cable-canastilla, aunque el cable es delgado, siempre hay desviación.

$$r = \frac{d}{LW}$$

$$d = r L_w = r (L_T - L_a); \quad L_a = \frac{h}{\cos \theta}$$

$$\therefore d = r \left(L_T - \frac{h}{\cos \theta} \right)$$

$$q_a = A_a \times \frac{V_a + 0}{2} \quad \text{Suma de gastos de cada franja en que se divide la sección que se afuera.}$$

$$q_b = A_b \times \frac{V_a + V_b}{2}$$

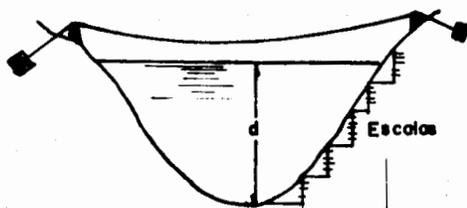
$$q_n = A_n \times \frac{V_{n-1} + V_n}{2}$$

$$\sum q = Q$$

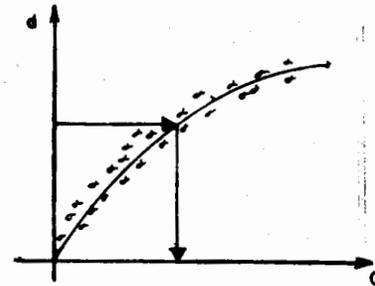
VALORES DE (r)

θ	$r = \frac{d}{L_w}$
12°	0.993
18°	0.984
24°	0.970
30°	0.953
60°	0.930

En las estaciones de aforo, es necesario poner unas escalas, como se indica en la figura.



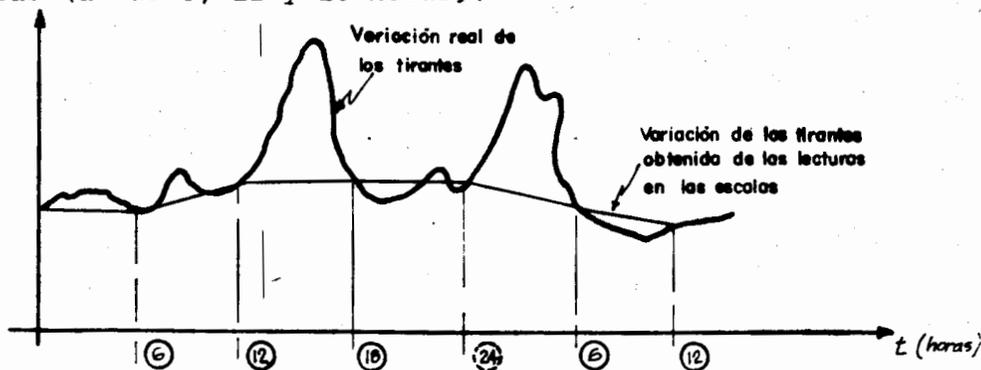
$Q_1 \quad d_1$
 $Q_2 \quad d_2$
 $Q_n \quad d_n$



CURVA DE GASTOS

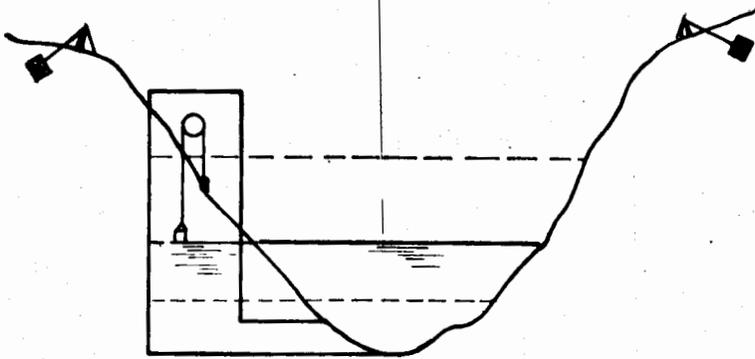
En un sistema de ejes cartesianos se llevan los datos obtenidos -- (Q,d) para obtener la CURVA DE GASTOS, en una estación, con la cual ya no es necesario seguir aforando, pues con un tirante determinado, se encuentra el gasto correspondiente en esta gráfica.

En México está establecido que se hagan tres lecturas de escala -- (d) diarias (a las 6, 12 y 18 horas).



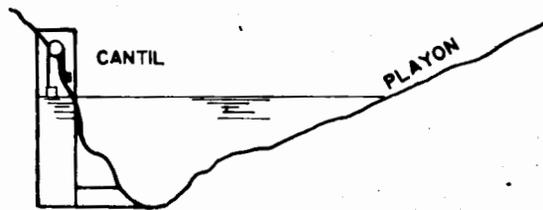
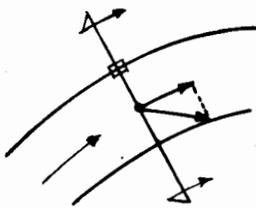
Si una avenida importante, como se ha supuesto en la gráfica, se presenta a las 24 horas, no nos enteramos, puesto que no hay lecturas a la medianoche. Entonces, se puede observar que la curva real es muy diferente a la curva obtenida de las lecturas tomadas, y para obtener da-

tos en forma automática durante las 24 horas del día, se utiliza el LIMNIGRAFO que consta de un sistema de vasos comunicantes.



La estación de aforo debe estar siempre en un tramo recto del río. y en caso de tener que colocar el limnógrafo en un tramo curvo, para -- evitar que se azolven los vasos comunicantes, es recomendable colocarlo del lado del cantil.

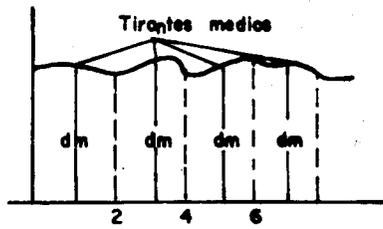
Entonces, en la estación de aforo donde se utiliza el limnógrafo, se efectúan las lecturas de los tirantes en las escalas a las 6, 12 y - 18 horas con objeto de comprobar que se está trabajando bien.



Para evitar el efecto del oleaje en el limnógrafo, se coloca una - pequeña tabla en el conducto que une el vaso del aparato con el fondo - del río.

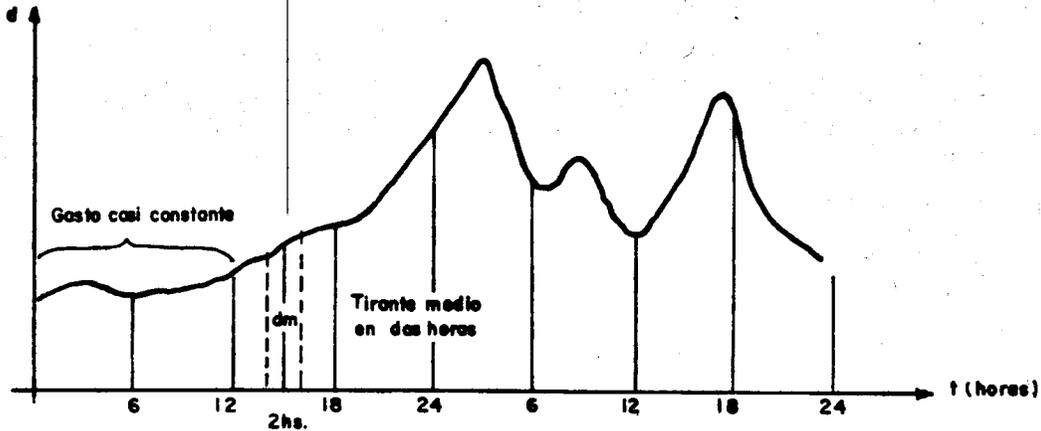
Los datos que están contenidos en la hoja del tambor cilíndrico -- del limnógrafo se llevan a una gráfica, y con la curva de gastos que no varía mientras no lo hagan el área y la velocidad, se puede obtener el - gasto en cualquier momento, o sea el HIDROGRAMA. Dentro de cada periodo de 6 horas, se determinan subperiodos de 2 horas y por consiguiente sus

gastos medios. Con éstos y en la curva de gastos se encuentran los gastos medios (qm). Entonces, se pueden obtener los volúmenes:



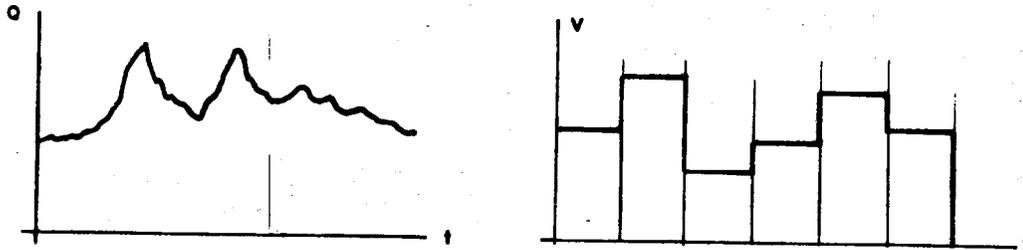
$$V = q m \times 7,200 \text{ (No. de seg. en 2hs)}$$

$$V = q m \times 7,200$$

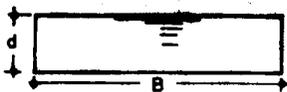


En forma semejante se determinan los volúmenes de gastos diarios, mensuales y anuales.

EL REGIMEN DE UNA CORRIENTE es la variación del gasto y del volumen con respecto al tiempo.



La CURVA DE GASTOS no varía mientras no cambian área ni velocidad, es de forma parabólica ya que el gasto está en función de d^x



$$Q = f(d) \times \quad Q = H^{5/2} \quad H^{3/2}$$

$$V = \frac{r^{2/3} s^{1/2}}{n} ; \quad Q = AV = \frac{A}{n} r^{2/3} s^{1/2} = K_1 A r^{5/3}$$

$$Q = K_1 B d \left(\frac{Bd}{B+2d} \right)^{2/3} \therefore Q = K_1 B B^{2/3} f(d)^{5/3}$$

CONDICIONES QUE DEBE SATISFACER UNA ESTACION DE AFORO DE CABLE-CANASTILLA.

- (1) Que la sección esté localizada en un tramo recto del río.
- (2) La sección debe estar libre de obstáculos.
- (3) La sección debe ser constante.
- (4) La sección esté localizada aguas arriba de una sección de control (sección que tiene un tirante crítico).

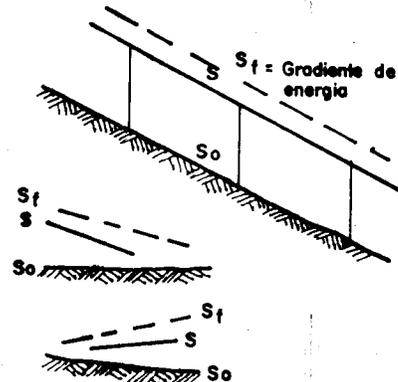
F L U J O	{ TURBULENTO LAMINAR	ESTABLECIDO (Q = cte.) $\frac{dQ}{dt} = 0$
		NO ESTABLECIDO $\frac{dQ}{dt} \neq 0$
FLUJO TURBULENTO ESTABLECIDO	{ UNIFORME VARIADO	$V_1 = V_2 = V_3 = cte$ $A_1 = A_2 = A_3 = cte$ $d_1 = d_2 = d_3 = cte$ $So = S = Sf$
		$So \neq S \neq Sf$

So = pendiente del terreno

S = pendiente hidráulica

Sf = pendiente del gradiente hidráulico

Para flujo uniforme únicamente:



Dentro del flujo uniforme se encuentran: FLUJO SUPERCRITICO, FLUJO CRITICO (SECCION DE CONTROL) Y FLUJO SUBCRITICO.

El "flujo crítico" tiene el menor gradiente de energía.

El objeto de colocar la estación de aforo aguas arriba de la sección de control es que lo que suceda aguas abajo de ésta como remansos, resaltos, etc. no la afecten.

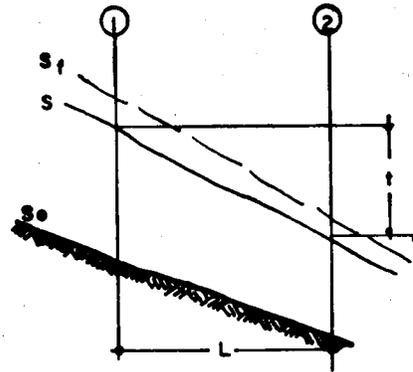
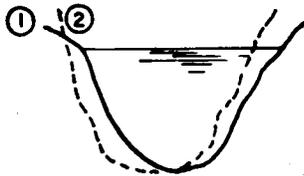
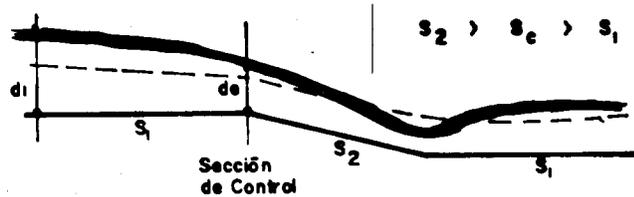
METODO DE AFORO DE SECCION Y PENDIENTE (FORMULA DE MANNING).

Es la aplicación de la fórmula de Manning, solo que con flujo uniforme: $Q = AV$; $V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$

Cuando ocurren grandes avenidas en los ríos y se llevan las estaciones de aforo, el gasto que pasa se obtiene por medio del METODO DE SECCION Y PENDIENTE. La sección se obtiene topográficamente y por medio de

huellas dejadas por el agua, se determina el tirante que efectivamente pasó por la sección. Para utilizar este método se escoge un tramo lo más recto posible y se establece la pendiente de la siguiente manera:

Se escogen dos secciones (1) y (2) y superponiéndolas:



$$V = \frac{r^{2/3} s^{1/2}}{n}$$

$$Q = VA = \frac{A}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

$$\text{Area de cálculo: } A = \frac{A_1 + A_2}{2}$$

$$\text{Radio hidráulico: } r = \frac{r_1 + r_2}{2}$$

$$\text{Pendiente } s = \frac{t}{L}$$

$$n \approx 0.05$$

Rigurosamente la pendiente (S) debe ser (Sf)

Mediante el levantamiento topográfico se obtiene el desnivel para determinar la pendiente y se calcula el área de las dos secciones.

El coeficiente (n) depende de la rugosidad de las paredes. Debe ser lo más exacto posible de acuerdo con la experiencia, pues se da el caso que una variación de 5 milésimos en el valor de (n), hace variar en un 10% el gasto.

$$n = 0.05 \quad \frac{1}{n} = \frac{1}{0.05} = 20.0$$

$$n = 0.045 \quad \frac{1}{n} = \frac{1}{0.045} = 22.0$$

Diferencia: 10%

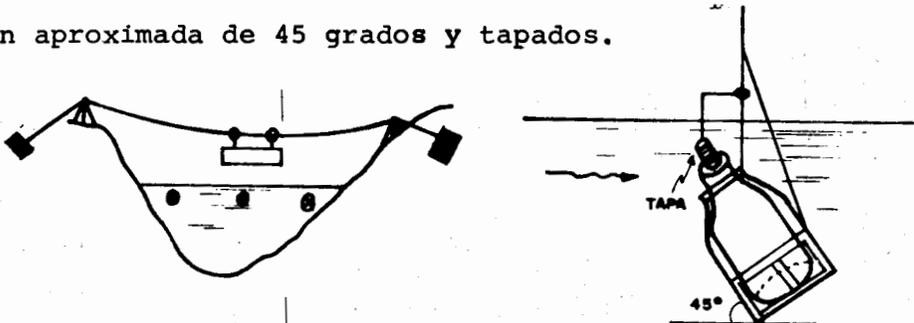
FAC. DE INGENIERIA
DOCUMENTACION

A Z O L V E S (sólidos en suspensión).

Los aforos también sirven para medir los azolves en los ríos.

AZOLVE: son los sólidos, productos de la erosión, que se van depositando; y son sólidos en suspensión arrastrados por las corrientes.

Para determinar el azolve de un río en un día determinado, semana o mes, se toman muestras del río, generalmente tres, una en el centro y otras en cada orilla, según se indica en la figura. Se utilizan botellas lecheras que se introducen en el agua con una inclinación aproximada de 45 grados y tapados.



Ya en posición requerida, se destapan con un punzón. Son sostenidas por una cuerda.

Las botellas que contienen las muestras se envían al laboratorio, en donde se hacen las pruebas respectivas, para lo cual se agita el líquido y se coloca en probetas de 200 c.c., y durante 48 horas se dejan sedimentar los sólidos.



$$\begin{aligned} V_a &= \text{Volumen de azolve} \\ &= \frac{V_a}{200} 100 = \% \text{ de azolves en volumen} \end{aligned}$$

$$V_a = \frac{V}{100}$$

V_a es el volumen de azolve que pasa en una estación en determinado periodo, durante el cual pasó un volumen total V .

C U E N C A D E U N R I O

CUENCA: es el área que recibe el agua de precipitación y contribuye al escurrimiento del río.

SUBCUENCAS: son las áreas que contribuyen en cada ramal del río, para su escurrimiento, y quedan dentro de la cuenca de todo el río.

LÍNEA DE PARTEAGUAS: es el lugar geométrico de los puntos más altos del área tributaria de la cuenca. Limita el área de captación o cuenca.

COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO: es la relación entre el volumen escurrido y el volumen llovido.

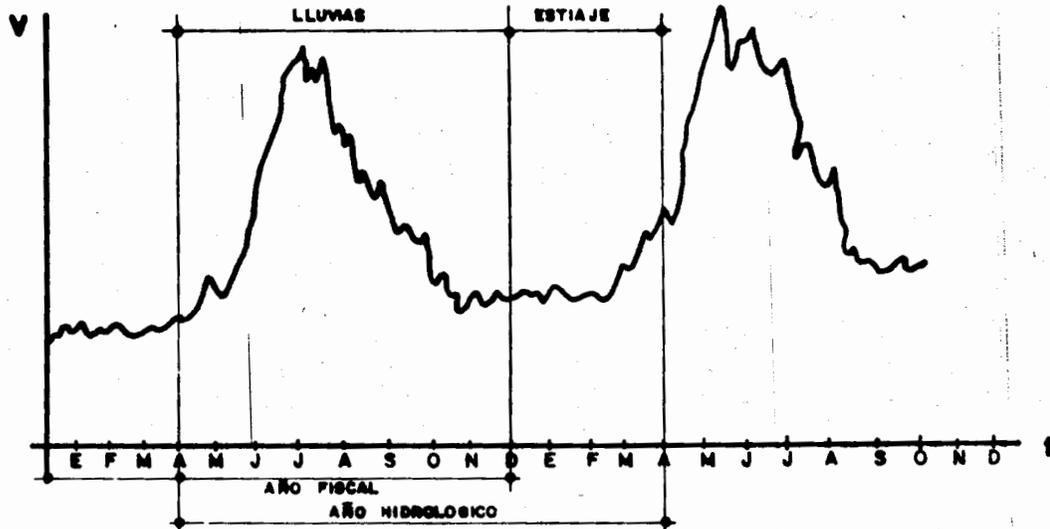
LA ESTACION DE AFORO por lo menos debe contar con: una sección de aforos con todas sus instalaciones, **ESCALAS** para lecturas de tirantes y **LIMNIGRAFO**.

CARACTERISTICAS DE LA CUENCA.

- (1) **AREA:** influye en el coeficiente de escurrimiento, menor entre más grande es la cuenca.
- (2) **FORMA:** influye por la dirección de los vientos dominantes, --- aunque el área sea la misma.
- (3) **OROGRAFIA:** influye en el escurrimiento por la pendiente del terreno de la cuenca.
- (4) **GEOLOGIA:** influye en cuanto a la permeabilidad del terreno.
- (5) **FORESTACION:** en zonas muy forestales, el escurrimiento es bajo pero es constante durante todo el año.
- (6) **CLIMA.**
- (7) **POSICION GEOGRAFICA:** altitud, latitud y longitud.

Cuando se requiere el coeficiente de escurrimiento en una cuenca en la que no se tiene ninguna clase de datos, se recurre a la **COMPARACION DE CUENCAS**, consistente en determinar otra cuenca con características semejantes aunque el área sea distinta.

HIDROGRAMA DE UNA CORRIENTE



La relación de volumen escurrido a volumen llovido se debe encontrar para un año hidrológico.

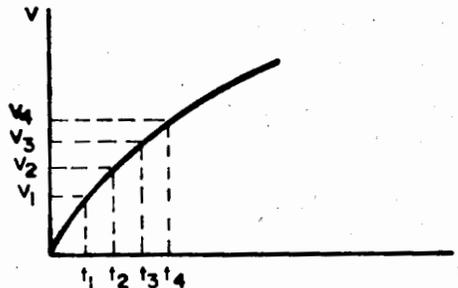
En Hidrología, REGIMEN significa "variación del volumen respecto al tiempo" y la representación gráfica es el HIDROGRAMA.

$$\text{ESCURRIMIENTO } E_i = 0.85 LL_i + 0.1 LL_{i-1} + 0.05 LL_{i-2}$$

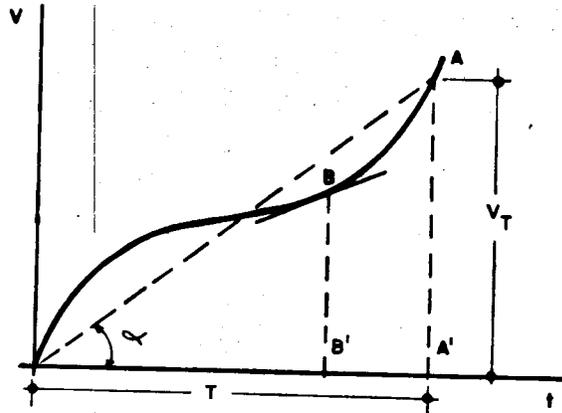
CURVA MASA

Se tienen volúmenes escurridos en tiempos determinados.

Llevándolos a un sistema de ejes cartesianos:

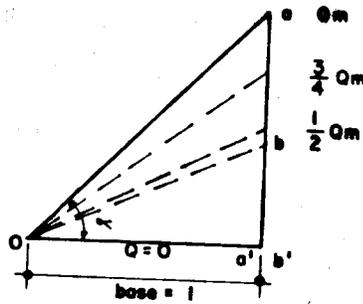


Si se tiene una curva más variable.



De la gráfica: $Q_m = \tan \alpha =$

Construcción de la escala de gastos: arbitrariamente se hace la base igual a la unidad.



El DIAGRAMA DE MASAS siempre es acumulativo o sea nunca tiene pendientes negativos, cuando mucho iguales a cero.

CUENCA es un área de captación.

Todas las cuencas de los ríos tributarios se denominan SUBCUENCAS.

En el punto (1) escogido para definir la cuenca, se tiene una estación de aforos; (en la cual se toman una serie).

Se coloca una serie de estaciones pluviométricas dentro y fuera -- del área en estudio.

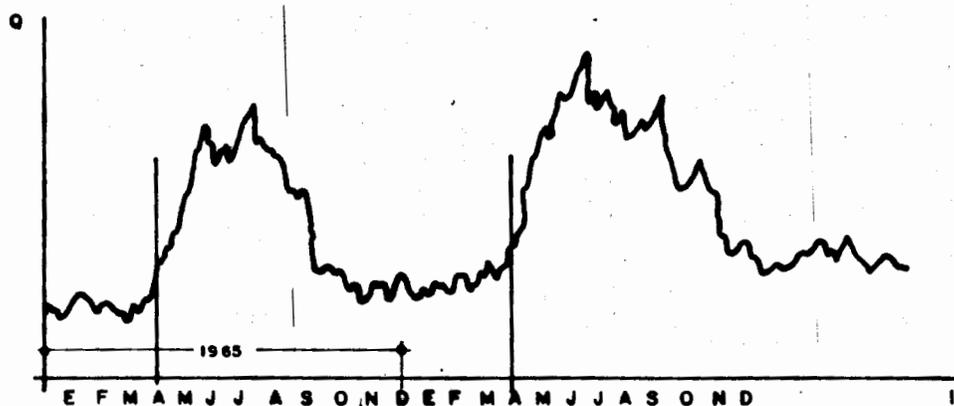


Si se considera por ejemplo que los estudios se iniciaron en 1965 y se desea conocer el volumen llovido en la cuenca en el año presente, se toman los datos de cada una de las estaciones, se trazan las curvas isoyéticas o por el método de Thiessen; en el punto más bajo de la cuenca se instala una estación de medición de cualquier tipo pero continua "vertedor o cable canastilla" y entonces se tiene el volumen escurrido.

$$\text{Coeficiente de escurrimiento} = \frac{\text{Volumen escurrido}}{\text{Volumen llovido}} = C_{65}$$

(válido exclusivamente para el año de 1965).

Sea el hidrógrafo o hidrograma de una corriente, en que (Q) son -- los gastos que se han medido en la estación (1), (gastos instantáneos)



Existe la incongruencia de que se está calculando el coeficiente -

para un año fiscal, no para un año hidrológico.

Existen ríos permanentes todo el año debido a que se alimentan del agua que se infiltra.

El volumen llovido corresponde exactamente al año fiscal, y de enero a mayo escurre una cantidad de agua consecuencia de lluvias del año anterior. Entonces, el volumen escurrido no es exactamente consecuencia de las lluvias del año presente, sino de los años anteriores.

$$E_i = 0.85 \text{ } 11_i + 0.1 \text{ } 11_{(i-1)} + 0.05 \text{ } 11_{(i-2)}$$

Que es la ecuación hidrológica aceptada como más viable y expresa que el volumen escurrido en un año es igual al 85% del volumen llovido consecuencia de la lluvia más el 10% del volumen llovido el año anterior más el 5% del volumen llovido hace dos años.

Para mayor exactitud se debe utilizar el año hidrológico relacionando los volúmenes llovidos durante la temporada de lluvias en el año requerido y terminando al iniciarse nuevamente la siguiente temporada de lluvias.

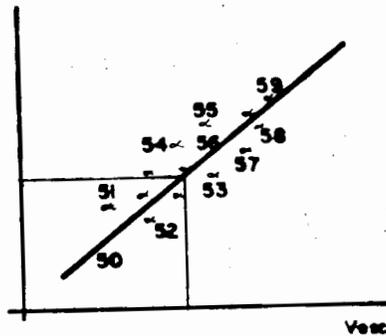
No tiene sentido hablar de coeficiente de escurrimiento y de que el tiempo mínimo es un año. Este coeficiente no se mantiene constante, y depende de la cantidad de lluvia y de la que se infiltra o escurre.

Mediante una gráfica se tiene la representación de la relación entre volúmenes llovidos y coeficientes de escurrimiento, o mejor dicho, entre volumen llovido y volumen escurrido.

Sea por ejemplo que se tiene un periodo observado de escurrimientos de 1950 a 1965, los que se tabulan en la forma que se indica a continuación. La recta que corresponde al centro de gravedad de los puntos representados, se traza a ojo; y puede observarse que algunos datos se disparan mucho respecto al agrupamiento general, debido a la influencia de ciertos datos meteorológicos que no tienen explicación o bien a observaciones defectuosas.

Si los datos se dispersan mucho y no hay una relación satisfactoria, se construye una correlación entre volúmenes llovidos y coeficiente de escurrimiento.

Años	Volumen llovido	Volumen escurrido	Coefficiente de Escurrimiento
1950			
1951			
....			
1960			
1961			
....			
1965			



A partir de los datos anteriores, se construye una tabla en un periodo deducido, por ejemplo de 1940 a 1949.

Años	Volumen llovido	Volumen escurrido
1940	-	(-)
1941	-	(-)
....		
1949	-	(-)

Es normal que para cualquier área y en cualquier zona se obtengan datos de pluviometría más amplios que para escurrimientos. Con los datos simultáneos de pluviometría y escurrimiento, se construye la correlación de la gráfica señalada.

Los volúmenes llovidos se obtienen por isoyetas o por líneas de influencia.

En hidrología se supone que si la recta proporciona la relación media entre volúmenes llovidos y volúmenes escurridos en el periodo 1950-65, esa misma relación ha existido siempre. Entonces, con el dato

"volumen llovido" colocado en el eje de las ordenadas de la gráfica, se intercepta la línea inclinada; de este punto se lleva una vertical hasta el eje de las abscisas, obteniendo el volumen escurrido correspondiente a ese sitio de la cuenca. Así se logran tener datos de pluviometría y escurrimientos en un periodo de 1940 a 1965.

Como la unidad de tiempo "año" es muy amplia, es conveniente en algunas ocasiones conocer los volúmenes llovidos y escurridos por "mes", para lo cual se construye una tabla como la que sigue:

Meses	1950		1951		% / 16	
	Vol. Esc.	%	Vol. Esc.	%	%	% medio
Ene	-	-	-	-	-	-
Feb	-	-	-	-	-	-
Mar	-	-	-	-	-	-
Abr	-	-	-	-	-	-
SUMA	-	100	-	100	-	100

Ley media de variación del escurrimiento de la cuenca para ese sitio.

$$\frac{\text{Volumen mensual}}{\text{Volumen anual}} \times 100 = \%$$

Se ha hecho la hipótesis de que dentro de las condiciones de escurrimiento del río, todos los meses de enero tienen un escurrimiento parecido, respecto a los periodos de lluvias, porque las condiciones meteorológicas son cíclicas.

La ($\frac{\%}{16}$) para un mes, de todos los años, dividido entre el número de años, representa el porcentaje medio para ese mes.

Si en el periodo 1950-1965 el escurrimiento tuvo una variación mensual de acuerdo con la ley anotada, probablemente esta misma ley se conserva para otros periodos; entonces, se hace extensiva al periodo 40-49.

Del periodo 1940-49 se conocen los volúmenes anuales anotados en el renglón de (Σ). Este valor anual multiplicado por el porcentaje del mes y dividido entre 100 es igual al volumen escurrido en ese mes.

Los volúmenes anotados entre paréntesis son deducidos.

Entonces, la ley de escurrimiento promedio, mes a mes, es exacta--

mente la misma en todos los años.

Entonces, ya se tienen los volúmenes escurridos en el periodo 1940-1965, anuales y mensuales, que son los datos recibidos para los proyectos.

Meses	% medio	1940 Vol.esc.	1941 Vol.esc.	1942 Vol.esc.
Ene	-	(-)	(-)	(-)
Feb	-	(-)	(-)	(-)
Mar	-	(-)	(-)	(-)
Abr	-	(-)	(-)	(-)
	100	(-)	(-)	(-)

La columna "% medio" es la última columna de la tabla anterior.

CARACTERISTICAS DE LA CUENCA

- (a) AREA
- (b) FORMA
- (c) OROGRAFIA (PENDIENTES)
- (d) GEOLOGIA
- (e) FORESTACION
- (f) CLIMA
- (g) POSICION GEOGRAFICA

Los vientos retiran o llevan humedad a la cuenca.



Cuando se desea estudiar una subcuenca, los datos observados durante un periodo determinado para toda la cuenca, sirven para predecir lo que sucede en la subcuenca, aproximadamente. Para una cuenca adyacente, se comparan las características semejantes con la ya estudiada; por ejemplo para el gasto específico $q = Q/A$ en donde (Q) son los gastos mensuales, el gasto específico para un mes es el mismo para las dos cuencas y multiplicado por el área de cada una, se tiene el gasto respectivo.

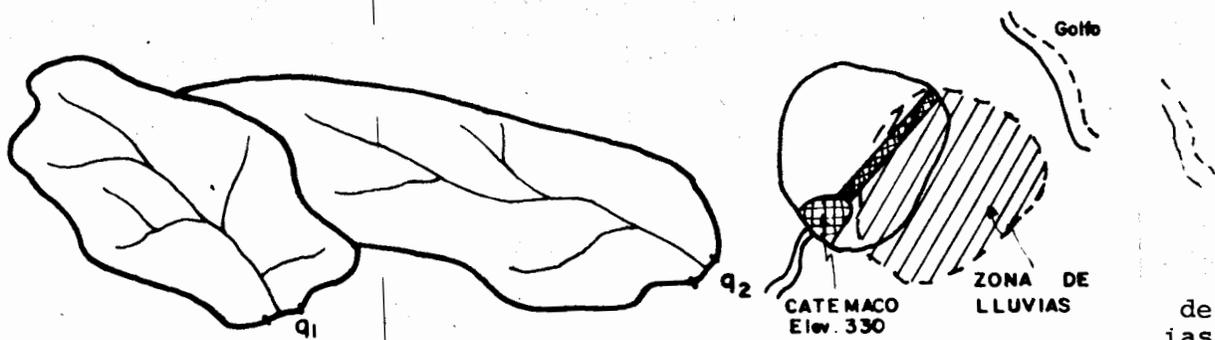
Si en una cuenca se tienen cinco años de observaciones directas de escurrimiento y en otra 30 años, y ambas tienen características semejan

tes, se hace la correlación con los gastos unitarios (q_1) y (q_2) que --
tienen simultáneamente durante cinco años.

En una cuenca pavimentada, el escurrimiento sería del 90% del vo--
lumen que llueve.

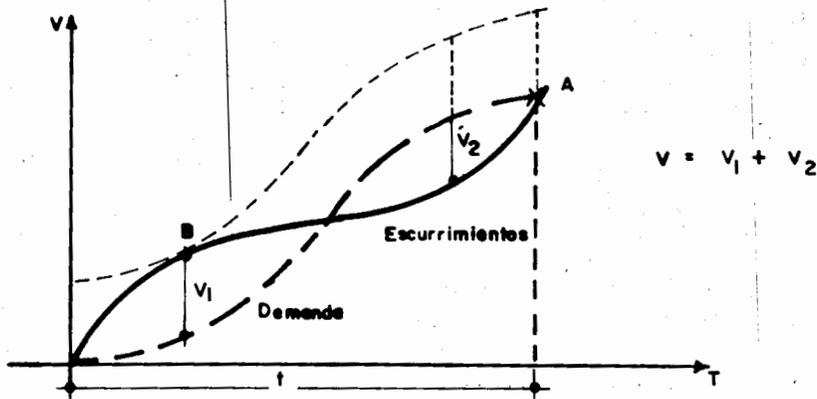
Cuando se comparan coeficientes de escurrimiento hay que tener cui--
dado porque los errores pueden ser grandes. Por ejemplo, en el Papaloo--
pan, según observaciones en un periodo reducido $C = 0.9$, siendo la zona
Boscosa y permeable. Una parte importante de los escurrimientos son sub--
terráneos que pueden ser consecuencia de las lluvias de dos o tres años
anteriores, por lo que es aconsejable alargar el periodo de observacio--
nes para que el coeficiente disminuya a 0.75 que aún es grande.

En la zona de la Laguna de Catemaco, se encontró $C = 1.2$ con lo --
que aparentemente hay más agua de la que llueve; se trata de una zona --
volcánica en medio de una zona sedimentaria. Al pensar construir un tú--
nel se vio que únicamente existe una estación aforadora cerca de San --
Andrés Tuxtla y las demás estaciones están fuera de la zona de influen--
cia; al construir isoyetas se observó que había poca población de datos
dentro de la cuenca; lo que sucede es que las lluvias son arrastradas --
en vista que la zona productora de lluvias está en el lado Este y no se
tienen datos de la parte seca. El coeficiente de escurrimiento disminu--
ye aumentando la población de las estaciones.



En el diagrama de masas, el eje de las ordenadas representa VOLU--
MENES ACUMULADOS y el de las abscisas TIEMPOS.

Con la ley de escurrimiento de un río y la ley de demandas de cier-
ta necesidad, para satisfacer la demanda sin déficit, se requiere una -
capacidad dada por la suma de las capacidades parciales. Las ordenadas_
parciales son máximas, comprendidas entre los dos diagramas en ambos --
periodos.



Otra forma ilustrativa es llevar la curva de demandas, paralela a
sí misma hasta que sea tangente en el punto (B).

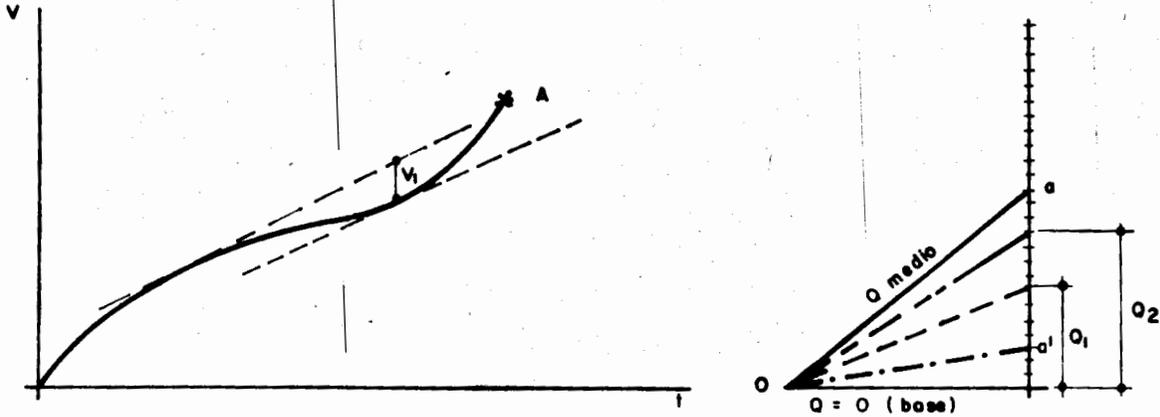
Para satisfacer la demanda en todo el periodo (t),

- (1) se requiere la ordenada máxima comprendida entre diagramas.
- (2) iniciar el análisis con una capacidad V .

En otras palabras, se requiere la capacidad de almacenamiento máxi-
mo comprendido entre ambos diagramas y al iniciar el análisis de suce-
sos, se tenga cierta capacidad.

Con la ley de escurrimientos y la escala de gastos (no va una sin-
otra), el eje vertical de esta última se divide en una serie de segmen-
tos, en que el gasto base es cero.

PROBLEMA: Se tiene una demanda dada por el gasto $Q = cte.$ que a la
escala de gastos está representada por el segmento indicado, y se desea
saber cuál es la capacidad de almacenamiento necesario para que con la_
ley de escurrimientos dibujada y con la ley de demanda que se tiene, --
sea posible proporcionar la demanda sin déficit.

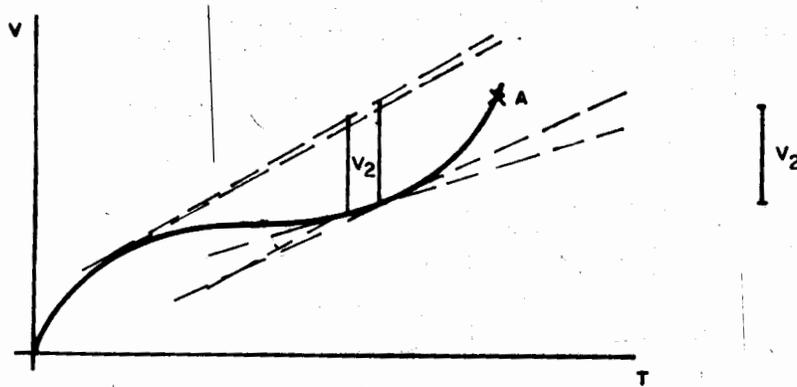


Se lleva una paralela a la escala de gastos que haga tangencia en la curva de escurrimientos.

Si el gasto cambia, por ejemplo que sea mayor, la pendiente aumenta y entonces también la capacidad aumenta. Si la demanda es menor, la recta tiene una pendiente menor y por consiguiente la capacidad disminuye.

PROBLEMA: Dada la capacidad a la escala de volúmenes, ¿cuál es el gasto que se puede extraer?

La capacidad se limita para tener cierto nivel, para salvar un monumento nacional o religioso, o por condiciones geológicas (hasta cierta elevación se tiene una geología impermeable y de ahí en adelante se vuelve permeable, o bien porque existen puertos muy bajos originando -- que el agua inunde otras cuencas, lo cual se puede evitar mediante la construcción de dique, dependiendo de la economía.



La escala de capacidades V_2 , se lleva en la gráfica por el punto -

más bajo. Se comprueba el punto de tangencia inferior corrigiendo V_2 y se traza la tangente superior. Entonces, se lleva a la escala de gastos determinando la capacidad correspondiente que se busca Q_2 . Si V_2 es pequeño el gasto también lo es.

El gasto máximo que en forma constante podemos obtener, no es mayor que el gasto medio.

Si la capacidad es cero, el gasto posible por extraer es la pendiente que tenga la tangente mínima.

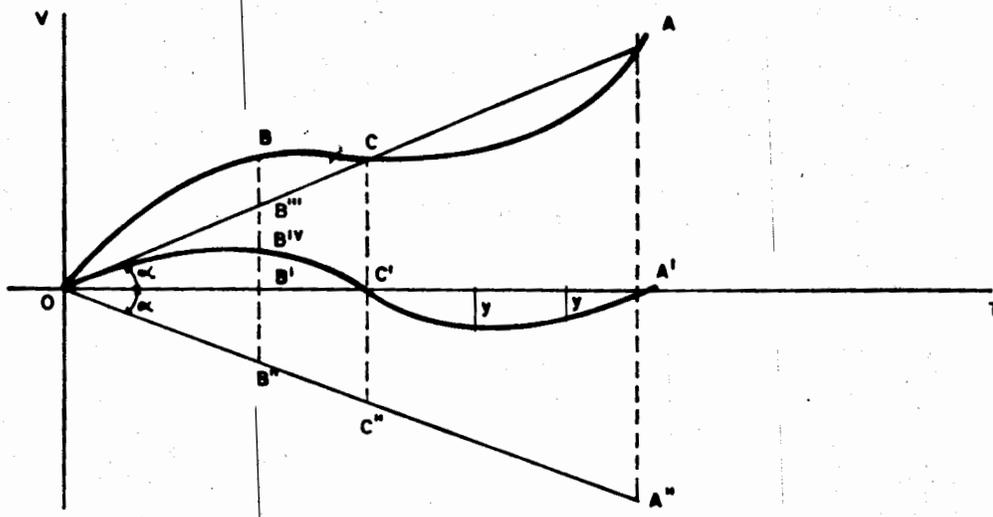
Como la ley de demandas es constante, la variación es lineal.

La tendencia del diagrama diferencial es siempre ascendente; en un periodo de tiempo donde la pendiente es cero no escurre agua, o sea el río está seco.

Este método del diagrama diferencial es el método gráfico para resolver este par de problemas: dada la demanda encontrar la capacidad de almacenamiento necesaria para satisfacer una necesidad determinada o bien se tienen limitaciones físicas en la capacidad, cuál es el gasto que se puede obtener, constante, durante todo el periodo de tiempo determinado.

Cuando se desea ampliar la precisión en las lecturas, no es práctico este método porque desde un punto de vista práctico, llega un momento en que no se tienen dimensiones de papel para dibujar el diagrama correspondiente. Lo mismo puede decirse si el periodo de tiempo se agranda mucho. Por este motivo se emplea la construcción del diagrama del río o diagrama de masas.

FAC. DE INGENIERIA
DOCUMENTACION



En el periodo OB'' había escurrido un volumen total y se tiene un volumen almacenado $B'B$, hasta el instante respectivo:

$$B'B = V = v_1 + v_2 + v_3 + \dots + v_n$$

Para el trazo de la curva $OB'CA'$ en lugar de partir del eje de las abscisas OT se hace un abatimiento de este eje y se considera la construcción a partir del eje OA'' , llegándose a la curva $OB'C'A'$.

Por construcción: $B'B = B''B''''$, $B'B'''' = B''B'$ ∴ $BB'''' = B'B''''$

Pero $BB'''' = BB' - B'B''''$ ∴ $B'B = BB' - B'B''''$

Volumen total acumulado correspondiente al gasto medio:

$$\frac{B'B''''}{OB'} = \tan \alpha = Q_m; \quad B'B'''' = Q_m \times (n \ t) = n \ v$$

Siendo (v) el volumen correspondiente al Q_m , es decir, como si en el río escurriera un volumen medio.

Ordenada en el nuevo diagrama:

$$y = (v_1 + v_2 + \dots + v_n) - (v + v + \dots) \text{ n veces}$$

$$y = (v_1 - v) + (v_2 - v) + (v_3 - v) + \dots + (v_n - v)$$

que es la ecuación de donde se deriva el nombre del diagrama: la ordenada de cualquier punto del diagrama es una suma de diferencias de los volúmenes escurridos menos los volúmenes correspondientes al gasto medio para el punto considerado. Entonces, para la construcción del --

diagrama B'C'A' no son necesarias las construcciones auxiliares OBCA ni OB"C"A", solo basta con el eje de las abscisas. Una de las propiedades del diagrama diferencial de masas es que se termina en cero o sea la ordenada para n términos debe ser cero siempre; en cuanto a las ordenadas intermedias, unas veces tienen valores positivos y otras negativos pero la condición de diseño es que el último valor de la ordenada para n espacios de tiempo sea cero.

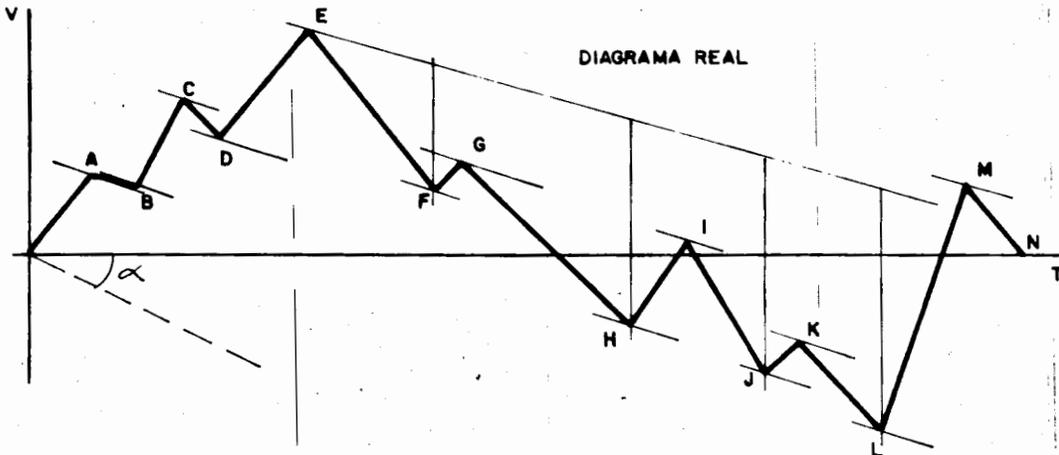
Tabla para la construcción del diagrama.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Tiempos	Vol. Esc.	Vol. Qm	Dif.	Dif.
1	v_1	v	$v_1 - v$	$v_1 - v$
2	v_2	v	$v_2 - v$	$(v_1 - v) + (v_2 - v)$
3	v_3	v	$v_3 - v$	etc.
4	v_4	v	$v_4 - v$	
5	v_5	v	$v_5 - v$	

(1) valores de las nuevas abscisas.

(5) valores de las ordenadas.

La comprobación consiste en que al llegar al valor del último renglón de la columna (5) debe ser aproximadamente igual a cero.



El periodo de tiempo se puede alargar, sin afectar la escala. Una vez fijadas las escalas de las ordenadas y de las abscisas, un aumento -- implica unicamente más espacio, y sigue siendo un diagrama de masas.

Una primera consideración es ver que sucede con la escala de gastos. Se lleva la recta oa' que representa el tiempo total del periodo -

a cierta escala que no es la del dibujo; a partir de (a') hacia abajo se lleva el volumen total a una escala proporcional a la de los tiempos, encontrándose el punto (a"), y uniéndolo con el origen se tiene la nueva escala de gastos, en que oa'' representa un gasto nulo. La recta $a'a''$ se puede prolongar y subdividir en pequeños segmentos, empezando a contar las pendientes a partir del punto a'' (y todas son positivas).

(1) Dado el gasto Q_2 de demanda, constante durante el periodo T , y que a la escala de gastos representa un segmento determinado, el problema consiste en obtener la capacidad de almacenamiento necesaria con la ley de escurrimientos mostrada en el diagrama.

A partir de a'' se lleva el segmento Q_1 y se une con el origen O encontrándose una recta con cierta pendiente, la cual se traza por los puntos inferiores y superiores del diagrama, tangente a ellos, se investigan las ordenadas entre diagramas y la mayor será la respuesta.

Entre los puntos A y B se tiene cierta ordenada. Es necesario observar la capacidad de almacenamiento necesaria entre cada par de puntos. Entre B y C no falta agua, entre C y D los gastos que trae el río son inferiores a los que se necesitan satisfacer. Como respuesta se podría tomar la ordenada en el punto M porque es más alta, pero entonces, en el periodo comprendido entre H y M , se tiene exceso de agua desde el punto de vista "tiempo". Por este motivo se toma la ordenada desde el punto más bajo hacia atrás.

(2) Dada la capacidad de almacenamiento disponible que a la escala de volúmenes representa cierto segmento, el problema consiste en determinar el gasto que puede extraerse. La capacidad está limitada por circunstancias topográficas, sociológicas o sociales.

Por los vértices inferiores del diagrama se levantan las ordenadas V_2 y se escoge la que tenga el gasto menor (mínima pendiente) o

sea el correspondiente al punto H, porque para dar cualquier otro gasto no se tienen las capacidades indicadas por las pendientes.

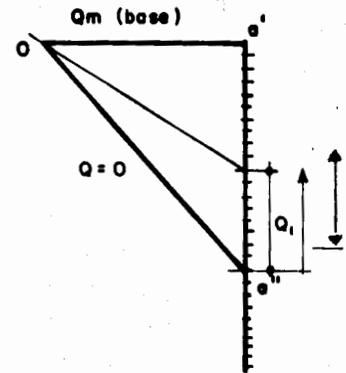
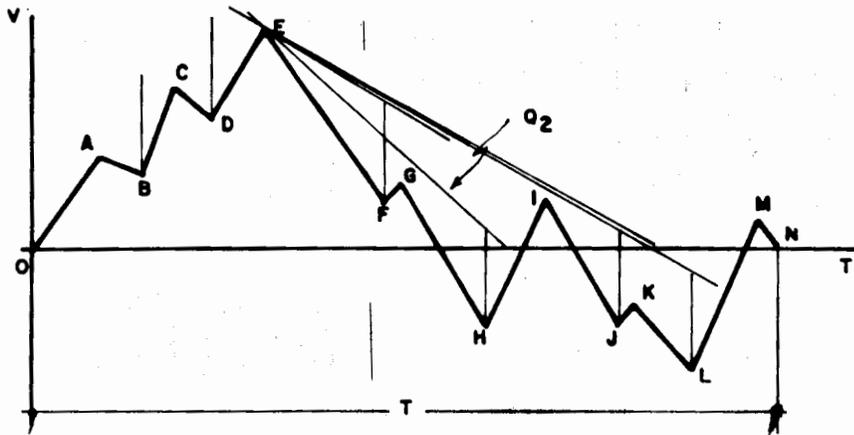
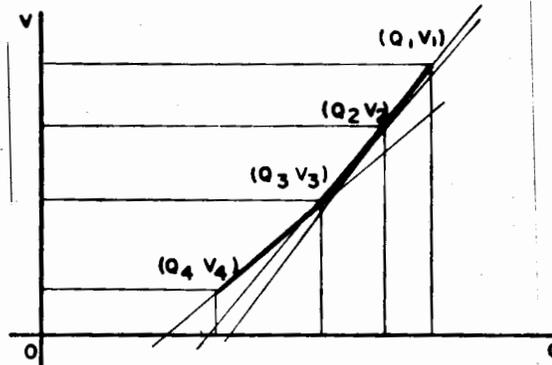


DIAGRAMA DE EXTRACCIONES CAPACIDADES.

Los puntos de quiebre del diagrama, construída una de sus ramas, representan puntos hidrológicamente convenientes para el Ingeniero, -- desde el punto de vista económico.



Si se supone un gasto de extracción Q , es necesario contar con -- la capacidad de almacenamiento V , pero no se debe buscar una solución -- única para escoger la económicamente más satisfactoria.

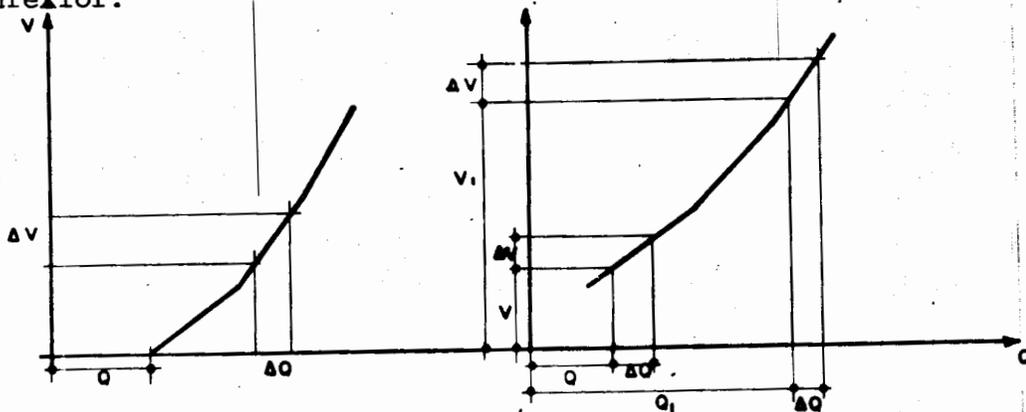
Si se aumenta el abastecimiento en ΔQ se tiene un ΔV respectivo. -- Este incremento en capacidad necesariamente trae consigo también un -- incremento en el tamaño de las obras y por tanto, un incremento en el -- costo.

Si se observa la otra rama del diagrama, se tiene un gasto Q definiendo una capacidad; si se da un incremento ΔQ se debe tener un incre

mento de capacidad ΔV .

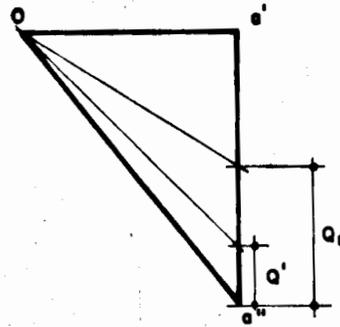
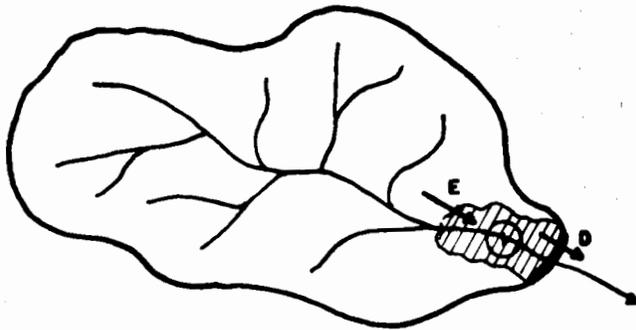
Una de las cosas más importantes son las posibles relaciones entre cualquier extracción y la capacidad necesaria o recíprocamente, entre cualquier capacidad disponible y la extracción correspondiente. -- Asimismo el diagrama muestra las relaciones en las cuales resulta más económico que otras ese par de datos, desde el punto de vista hidrológico. Se puede observar que son más económicos en las partes inferiores.

Esta es una de las propiedades del diagrama de masas por diferencias: muestra la relación entre extracciones y capacidades y viceversa y orienta hacia la posible solución, siempre en las ramas inferiores, ya que en general conviene tratar de aprovechar la totalidad del agua al máximo posible. El incremento de producción es mas económico en la rama inferior.



Es frecuente que se ordene al Ingeniero utilizar cierta demanda y además limitar la capacidad y el problema consiste en ver si es posible satisfacer la demanda exigida, para lo cual se recurre a observar el funcionamiento gráfico del vaso.

FUNCIONAMIENTO DE UN VASO



Sea el diagrama diferencial de masas complementado por la escala de gastos. Se tiene un gasto de extracción conocido Q y simultáneamente una capacidad limitada V .

Para iniciar el estudio del funcionamiento del vaso se supone --- que en la región (1) se construye el vaso de almacenamiento con una capacidad V , hacia el cual se dirige el escurrimiento del río. La ley de escurrimientos se denomina ENTRADAS AL VASO y la ley de demandas SALIDAS DEL VASO, puesto que el vaso tiene como función una transformación de regímenes.

Por convención es necesario saber cómo se inicia el funcionamiento o sean las condiciones del vaso al iniciar el análisis: por facilidad, se supone que el vaso está lleno (es lo normal al construir una presa, que almacena agua mientras se construyen las obras para su aprovechamiento). Como se trata de un volumen disponible, se lleva en el diagrama el segmento V_1 desde el origen y hacia abajo. En la escala de gastos se lleva el segmento Q_1 y uniéndolo con el origen representa la pendiente "gasto de demanda" que se lleva al diagrama desde el origen, representado este recta inclinada la ley de las extracciones.

Del origen hasta A' se requiere un gasto dado por la pendiente --- de la recta, o sea se necesita extraer cierta cantidad; pero al mismo tiempo le está entrando cierta cantidad representada por la recta OA y como ésta es mayor, significa que sobra agua y como el vaso está lle--

no, el vertedor de demasías empieza a trabajar.

En A' hay un número infinito de gastos en el río, pero uno de ellos es exactamente igual al de la demanda, entonces deja de existir demanda alguna.

De O a A' el vaso se conserva lleno y derramado puesto que sobra agua. De A a B el gasto del río en cada instante es menor al gasto de la demanda, entonces únicamente se puede establecer la demanda haciendo uso de los volúmenes almacenados. En B nuevamente se igualan los gastos. La cantidad que se ha usado de agua en el periodo BB' es la ordenada hacia abajo a partir de B.

De B' a C' los gastos en el río son en cada instante superiores a los de la demanda; a partir de B sobra agua porque el río trae más de la necesaria. De B' a r' se recupera la cantidad de agua que se había tomado y en el punto (r) vuelve a estar el vaso lleno. Del número infinito de gastos que pasan por C, uno es exactamente igual al de la demanda. En C está lleno el vaso pero deja de derramar; la cantidad de agua derramada en el periodo r'C' es la ordenada comprendida entre diagramas a la escala de las ordenadas.

De C' a D' el gasto del río es inferior al de la demanda, la cual se satisface utilizando parte de la cantidad almacenada. En C se tiene una cantidad almacenada (V) la cual se lleva a escala hacia abajo.

Entre C' y D' el volumen utilizado está representado a partir de la recta superior hasta D y el volumen disponible por la recta de la pendiente inferior hasta D.

En (E) los gastos de entrada y salida se igualan. Haciendo uso del almacenamiento se puede satisfacer la demanda hasta el punto (s) donde el vaso está vacío. De s' a F' los gastos en el río son inferiores a la demanda, no se puede satisfacer la demanda porque no hay agua en el río ni almacenada, se tiene un déficit y la cantidad de agua que se deja de suministrar está representada por el segmento des

de F hasta la tangente.

La pendiente de la recta s'F' requiere un gasto Q y se da Q' que es lo que trae el río.

En (F) otra vez se igualan los gastos, el gasto de entrada es -- igual al gasto de salida. De F a G los gastos del río son superiores a los de la demanda, sobra agua, se almacena después de satisfacer la demanda, el volumen comprendido entre la pendiente trazada por F hasta G.

De G' a H' los gastos en el río son en cada instante inferiores a los gastos de la demanda, sólo se puede satisfacer la demanda a base del volumen almacenado, representado por la ordenada a partir de la pendiente que se traza por F hasta la trazada por G y en (u) nuevamente el vaso está vacío, se tiene otro déficit.

De G a u los gastos del río son inferiores a los de la demanda. De u' a H' el vaso se conserva vacío y los gastos del río son inferiores a los de la demanda, se tiene déficit dándose el gasto que lleva el río, que tiene cierta pendiente según la escala. Hasta H, donde se igualan los gastos porque del número infinito de gastos que se presentan en el instante H', uno es igual al de la demanda; el agua que entra es exactamente igual a la que sale.

De H' a I' los gastos en el río son en cada instante superiores a los de la demanda, sobra agua, se satisface la demanda necesaria y el exceso se almacena, hasta el punto (w) donde el vaso está lleno.-- De la pendiente trazada por H se lleva el gasto V hacia arriba encontrándose el punto w. De w a I el vaso se conserva lleno y derramando porque en cada instante los gastos que entran al río son superiores a los de la demanda, hasta I donde los gastos se igualan.

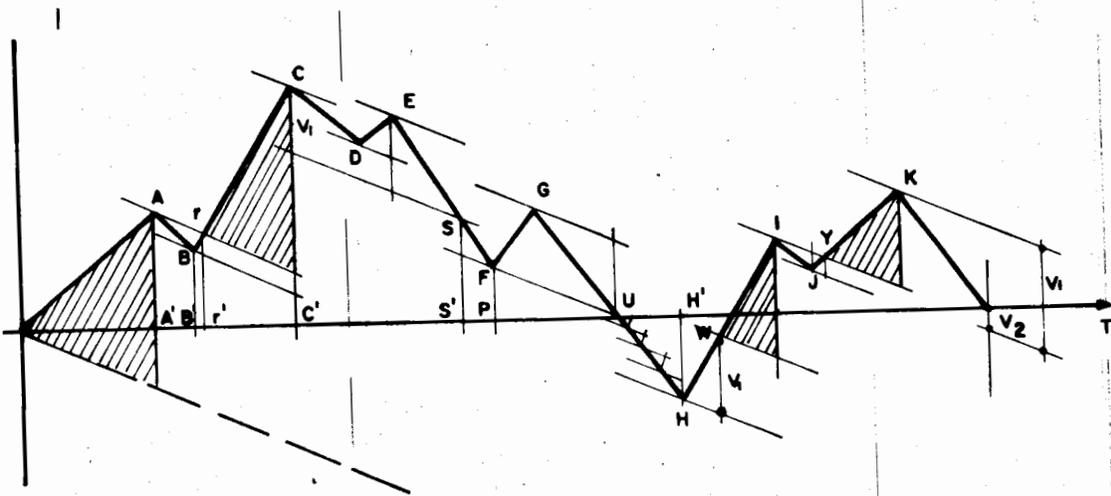
De I a J los gastos del río son inferiores a los de la demanda, se recurre a la que se tiene almacenada, gasto que se recupera hasta el punto (y) donde el vaso vuelve a llenarse.

De J a K los gastos del río son superiores a los de la demanda; sobra agua, se almacena. En (y) vuelve a estar lleno el vaso y de este punto a K está derramando para igualarse los gastos en K.

De K a L los gastos son inferiores a los de la demanda, en K está lleno el vaso, se utiliza volumen almacenado, terminando el funcionamiento en L en las condiciones que se indican, a partir de la pendiente trazada por K se lleva una ordenada (V) hacia abajo, teniéndose una cantidad almacenada y una cantidad consumida.

Capacidad inicial: V_1

Capacidad final: V_2



En Hidrología es común suponer que lo que ha sucedido en años anteriores, se repita en años futuros aún cuando el escurrimiento del río es historia.

Los segmentos asciurados son periodos de derrama.

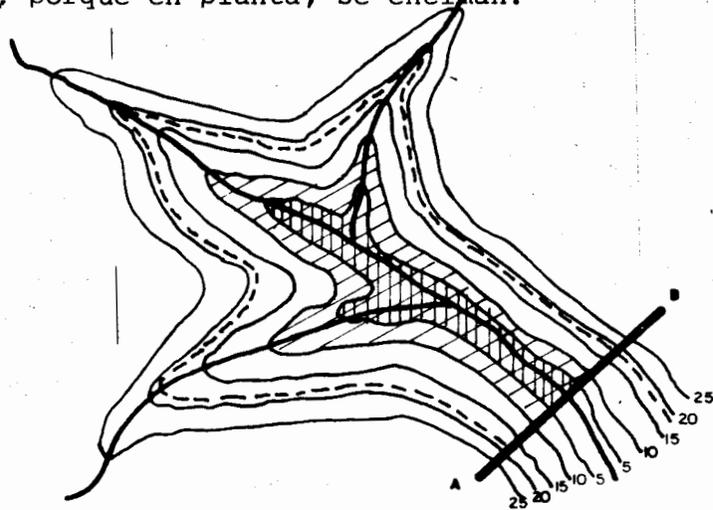
En la escala de gastos, la diferencia entre Q-Q' es lo que se ha dejado de suministrar o déficit.

BALANCE : cantidad que se llega, cantidad vertida, cantidad utilizada, déficits, veces que se vació el vaso.

CAPACIDAD FISICA DE UN VASO DE ALMACENAMIENTO.

Se tiene un río y un sitio escogido para construir un conjunto -- de estructuras mediante las que se forma el vaso, limitado por el fondo del río y de una construcción denominada "cortina".

Para hacer la configuración del vaso, el Ingeniero necesita conocer el sitio del vaso. Para determinar la equidistancia de las curvas de nivel, el ingeniero de acuerdo con su criterio la define y también de acuerdo a la orografía. Si el terreno es muy plano, es de 1.5 m., si las laderas son acantiladas de nada sirve este tipo de curvas distantes 1.5 m., porque en planta, se enciman.



Para la configuración se procede a hacer una triangulación y basándose en los vértices de ésta, algunas poligonales de apoyo para hacer la configuración por secciones transversales o radiaciones: si la importancia del vaso disminuye, se puede hacer una poligonal de primer orden cerrada. Si AB es el eje escogido como límite del vaso, es uno de los lados de la poligonal cerrada. Una poligonal abierta no es recomendable aunque se puede checar mediante dos orientaciones.

En cuanto a las nivelaciones, deben ser de primer orden con objeto de que no se distorsionen los vasos, eligiendo una serie de bancos a distancias adecuadas para poderlos checar. Para este tipo de trabajos, es recomendable hacer la nivelación varias veces con objeto de que esté garantizada ya que los bancos de nivel servirán para nivela-

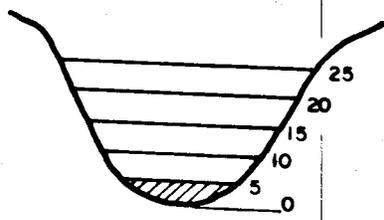
ciones secundarias.

Sea una configuración del tipo indicado a una escala que depende del tamaño del plano y del vaso (generalmente 1:500 o 1:1000).

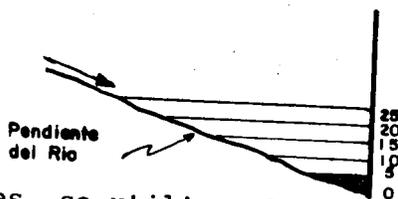
Se han supuesto cotas arbitrarias partiendo del lecho del río, pero como se parte de un banco arbitrario después se refieren a un banco topográfico cercano; las cotas pueden ser entonces elevaciones a la escala de dibujo.

Mediante un planímetro se determinan las áreas comprendidas entre dos curvas.

CORTE AB



CORTE LONGITUDINAL A LO LARGO DEL RIO.



Para determinar los volúmenes, se utilizan las fórmulas geométricas para prismas.

$$V_{0-5} = \frac{1}{3} A_5 \times h, \quad h = \text{cte.} = \text{equidistancia entre curvas.}$$

Para determinar los volúmenes parciales siguientes se tienen dos posibilidades, siendo más aproximada la segunda.

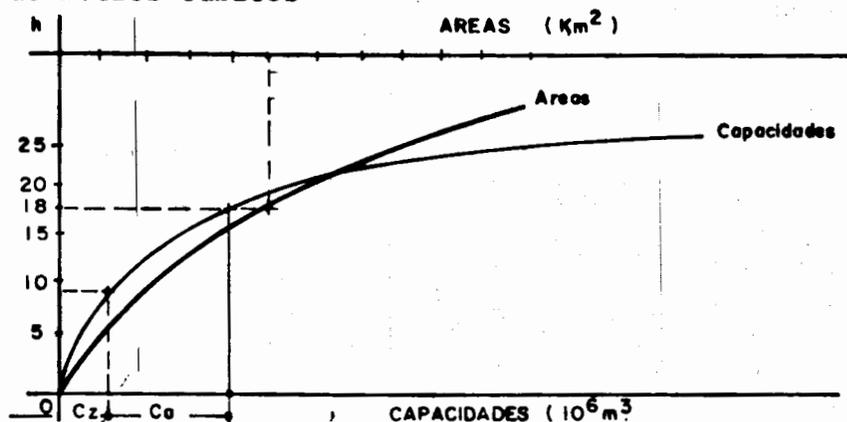
$$(1) \quad V_{5-10} = \frac{A_5 + A_{10}}{2} \times h$$

$$(2) \quad V_{5-10} = \frac{A_5 + A_{10} + \sqrt{A_5 \times A_{10}}}{3} \times h$$

Se procede a construir la siguiente tabla:

(1) Cotas	(2) Áreas	(3) Volúmenes	(4) Σ Volúmenes
0	-	V_{0-5}	V_{0-5}
5	A_5	V_{5-10}	$V_{0-5} + V_{5-10} = V_{0-10}$
10	A_{10}	V_{10-15}	V_{0-15}
15	A_{15}	V_{15-20}	V_{0-20}
20	A_{20}	V_{20-25}	V_{0-25}
25	A_{25}	V_{25-30}	

En Ingeniería de Presas es necesaria la construcción de dos curvas: (1) LA CURVA AREAS-COTAS O ELEVACIONES si es necesario utilizar como unidad de área debido al tamaño del vaso (km^2), con los datos consignados en las columnas (1) y (2). La segunda curva COTAS O ELEVACIONES-CAPACIDADES se construye con los datos consignados en las columnas (1) y (4), cuando el tamaño del vaso es tal que la capacidad se requiere en millones de metros cúbicos



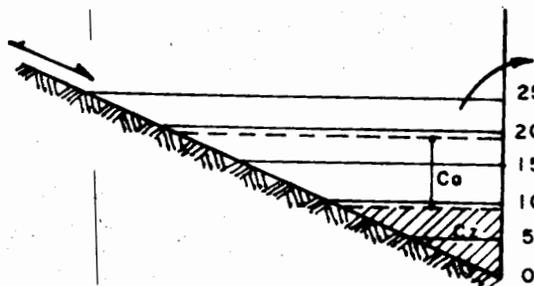
La utilidad de estas curvas estriba en que, si por ejemplo se requiere conocer una cierta capacidad, se logra llevando una referencia vertical hasta la curva de capacidades. Entonces, se puede observar que para garantizar la capacidad propuesta, el nivel del agua debe llegar hasta la cota 18 aproximadamente y por tanto tiene un área expuesta de $(x) \text{ Km}^2$.

La curva de embalse se lleva rápidamente al plano con línea punteada, sabiéndose que con cierta capacidad se inunda el área comprendida dentro de esta curva de nivel 18. De esta manera se conoce si hay un puente, línea de transmisiones, monumentos que puedan ser afectados y las indemnizaciones que se deben pagar por las inundaciones y por tanto la relocalización de caminos y ferrocarriles. Como además, se ha enviado una brigada de geólogos, en el terreno se conoce la constitución geológica respecto a la altura y las limitaciones desde este punto de vista para utilizar la capacidad propuesta.

En el vaso hipotético existen entradas y salidas, entra el escurrimiento del río y las salidas o extracciones están representadas por la ley de demandas para satisfacer ciertas necesidades, entonces, se requiere una capacidad de almacenamiento.

El volumen del río llega al vaso e inmediatamente al almacenamiento, se amplía el área de conducción y disminuye la velocidad; entonces, los sólidos que trae en suspensión se sedimentan.

Los azolves provienen de la capacidad de arrastre del agua, función de la tercera potencia de la velocidad, entonces cuando disminuye, la sección del conducto aumenta; la velocidad disminuye y la capacidad de arrastre también o cesa y todos los sólidos se sedimentan. Estos sólidos se sedimentan con cierta trayectoria, dependen de la velocidad de flujo de acuerdo con el escurrimiento dentro del vaso, horizontal, y una vertical aproximadamente dada por la Ley de Stokes, no rigurosamente cierta porque se reduce a experimentos de laboratorio, y en la realidad se tienen turbulencias y otros fenómenos.



Como en todas las estructuras de Ingeniería, se debe calcular una vida útil para garantizar su funcionamiento. Se propone una vida útil de 100 años y si se desea que el vaso sea útil durante este periodo, se debe tomar en cuenta que está entrando agua con una cantidad de sólidos en suspensión, aislándose otro fluido sin sólidos en suspensión que han quedado sedimentados desde la cola del vaso hasta el frente. Desde el punto de vista del diseño, se supone que todos los sólidos se sedimentan y por tanto, es necesario que el vaso tenga cierta capacidad garantizada de azolves.

Si V_{100} = volumen total de agua que entra al vaso durante 100 años, dato que se puede calcular mediante la estación hidrométrica que registra los escurrimientos que se tienen tabulados, y con una serie de volúmenes (v_1), (v_2), probablemente a base de isoyetas se ha ampliado el periodo observado. En este lapso ha escurrido la suma de los volúmenes mensuales, que dividida entre el número de años observados, se tiene el volumen medio anual, que multiplicado por 100 nos dá el V_{100} .

De acuerdo con los muestreos realizados en la estación de aforos se tiene una cantidad (δ) que representa los azolves que trae cada m^3 o sea es el porciento de azolves en volumen que trae el río en el periodo observado. La muestra se toma todos los días, en una probeta y se deja sedimentar 48 horas, lapso durante el cual se supone se sedimentan todos los sólidos, determinándose el valor (δ).

El producto de porcentajes de azolves por m^3 por el número de m^3 proporciona la capacidad de azolves que entra en el vaso durante la vida útil del mismo.

La capacidad de azolves también se denomina "capacidad muerta" - por que no se utiliza y hay que garantizarla sin utilizarla:

$$Cz = V_{100} \times \delta$$

Si se desea garantizar la satisfacción de las necesidades durante la vida útil de la estructura, el agua por extraer se considera a partir del nivel correspondiente a la capacidad de azolves.

Analizado el funcionamiento del vaso, para satisfacer la demanda es necesario tener en cuenta cierta capacidad que se denomina (Ca) -- "capacidad de aprovechamiento (V_1), la cual se lleva a la gráfica que proporciona la capacidad total del vaso llegando a una altura 18.

La capacidad total necesaria para garantizar el funcionamiento del vaso es $Ca + Cz$.

Cuando se habla de "vaso vacío" se hace a partir del nivel Cz .

Desde el punto de vista de funcionamiento, la estructura de excepciones se proyecta a partir de la elevación 18 y si se extrae agua al vaso, llega un momento en que está vacío en la cota 9.

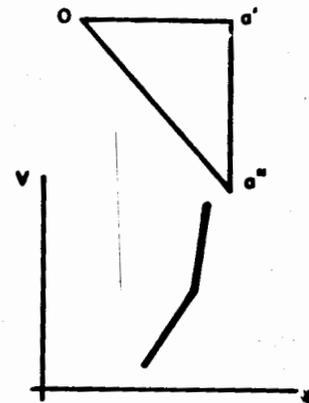
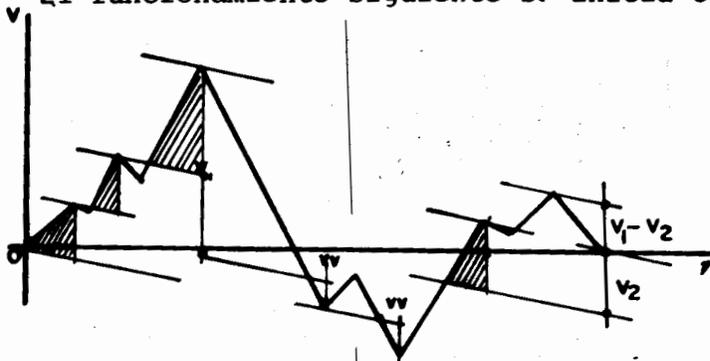
En resumen, la capacidad necesaria para garantizar el funcionamiento del vaso debe ser la capacidad de azolves más la capacidad de aprovechamiento, necesaria durante todo el funcionamiento.

BALANCE GENERAL DEL APROVECHAMIENTO Y FUNCIONAMIENTO ANALITICO DE UN VASO.

A partir del diagrama diferencial del ejercicio y correspondiendo a éste, se tiene una cierta escala de gastos y un diagrama de extracciones-capacidades. Los tres diagramas forman una unidad.

Sea el gasto Q_t = la extracción, que a la escala de los gastos es un segmento de recta determinado, y por convención el funcionamiento se inicia con cierta capacidad V_1 , que a la escala de los volúmenes está representada también por un segmento de recta.

El funcionamiento siguiente se inicia con V_1 , como volumen inicial



Se procede a hacer la cuenta, llamando:

V = Volumen total escurrido en el periodo (suma de los volúmenes mensuales si la unidad de tiempo es el mes).

V_1 = Capacidad inicial.

V_2 = Capacidad final.

V_3 = Volúmenes totales vertidos en el periodo (pérdidas únicas que se tienen en este tipo de funcionamiento).

Volumen disponible = $V + (V_1 - V_2)$ = Vol. esc. + Vol. extraído

Volumen utilizado = $V + (V_1 - V_2) - V_3$

Déficit máximo mensual = V_4

Déficit máximo anual = V_5

RESULTADOS.

$$\text{APROVECHAMIENTO EN \%} = \frac{\text{VOLUMEN UTILIZADO}}{\text{VOL. DISPONIBLE}} = \frac{V + (V_1 - V_2) - V_3}{V + (V_1 - V_2)} \times 100$$

$$\text{PERDIDAS EN \%} = \frac{\text{VOLUMENES VERTIDOS}}{\text{VOL. DISPONIBLE}} = \frac{V_3}{V + (V_1 - V_2)} \times 100$$

En este caso las pérdidas son únicamente los volúmenes vertidos, aunque generalmente existe otro tipo de pérdidas no es recomendable valuarlas en un análisis gráfico.

$$\text{DEMANDA MENSUAL EN VOLUMEN} = Q_1 \times 2.59 \times 10^6 = V'4$$

Millones de segundos en un mes

$$\text{DEMANDA ANUAL EN VOLUMEN} = Q_2 \times 31.5 \times 10^6 = V'5$$

Millones de segundos en un año

$$\text{DEFICIT MAXIMO MENSUAL EN \%} = \frac{\text{LO QUE SE DEJA DE DAR}}{\text{LO QUE SE HA DADO}} \times \frac{\text{LO QUE SE DEBE SUMINISTRAR: 100}}$$

$$= \frac{V4}{V'4} \times 100$$

$$\text{DEFICIT MAXIMO ANUAL EN \%} = \frac{V5}{V'5} \times 100$$

NUMERO DE VECES QUE SE VACIO EL VASO (en este caso) = 2

El escurrimiento está dado por el diagrama, propuesta una cierta ley de extracciones a partir de cierta capacidad, obteniéndose los resultados anotados. Al disminuir la extracción disminuye el aprovechamiento. Si al vaso se le extrae menos agua, aumentan los volúmenes vertidos, pero como la línea inclinada es menor, disminuyen los déficits y puede ser que hasta el número de veces que se vacía el vaso.

El tamaño de la cortina está de acuerdo con la capacidad aceptada y con el costo de las estructuras por construir. Si el vaso vierte du-

rante un lapso de tiempo de su vida útil, los volúmenes excedentes deben salir a través de una estructura apropiada denominada "obra de excedencias" de forma y condiciones adecuadas.

Si se aumenta la capacidad con el fin de garantizar una mayor extracción, lleva consigo un aumento en la altura de la obra y con ello del costo.

FUNCIONAMIENTO ANALITICO.

Para este funcionamiento analítico es indispensable tener las curvas áreas capacidades.

Columna (2). El almacenamiento inicial $V_1 = 800$ millones de m^3

Columna (3). Los escurrimientos del río o entradas al vaso, son datos proporcionados por la estación hidrométrica o por la oficina de cálculo.

Columna (4). Las salidas del vaso se refieren a la ley de la demanda. Son datos para abastecer de agua potable a una población, para irrigar, para una planta productora de energía eléctrica. Corresponde a la demanda mensual en volumen = gasto medio instantáneo por el número de segundos en un mes. Si por ejemplo, el agua que se quiere extraer se va a utilizar para riego, en los meses que casi no llueve es necesario extraer más agua. Asimismo, debido a la cantidad de lluvia en el mes de julio, se hace necesario no extraer agua del vaso.

Columna (5). El almacenamiento final = al almacenamiento inicial más las entradas al vaso menos las salidas del vaso.

Columna (6). El almacenamiento medio = (almacenamiento inicial - más el almacenamiento final) $\div 2$.

Columna (7). El área de embalse medio es el obtenido mediante el planímetro.

Columna (8). Evaporación medida. En las cercanías del sitio donde se proyecta construir las obras, se ha instalado hace años un evaporó-

metro el cual consta de un tornillo micrométrico, con el cual se hace la lectura diariamente de la evaporación. En México es de 1 m/año.

Columna (9). Evaporación corregida. Junto al evaporómetro se tiene el pluviógrafo y pluviómetro que mide la intensidad de las lluvias. Para tener la evaporación corregida la lectura del evaporómetro se multiplica por un factor, para tener las correspondientes al vaso, que son menores. El factor de corrección es de 0.7. Entonces esta columna (9) se integra multiplicando los valores de la columna (8) por este factor.

Columna (10). La precipitación de agua en forma de lluvia se mide con el pluviómetro.

Columna (11). Es la diferencia entre las columnas (9) y (10).

Columna (12). Es el producto de los valores de la columna (7) multiplicados por los valores consignados en la columna (11).

$$1 \text{ Km}^2 \times 1 \text{ mm} = 1,000 \text{ m}^3$$

Para Enero = 20 millones de m³ de pérdidas.

Para Febrero se inicia con $760 - 20 = 740$ ó sea el almacenamiento final menos las pérdidas por evaporación y así sucesivamente.

Columna (13). Se integra cuando por ejemplo entran 100 unidades y salen únicamente 10; entonces se derraman 90 unidades.

En el renglón correspondiente a cuando entran 17 unidades y salen 30, no es posible aceptarlo, sino que entran 17 y salen 17, pero las 13 unidades restantes se llevan a la columna (14) de déficits.

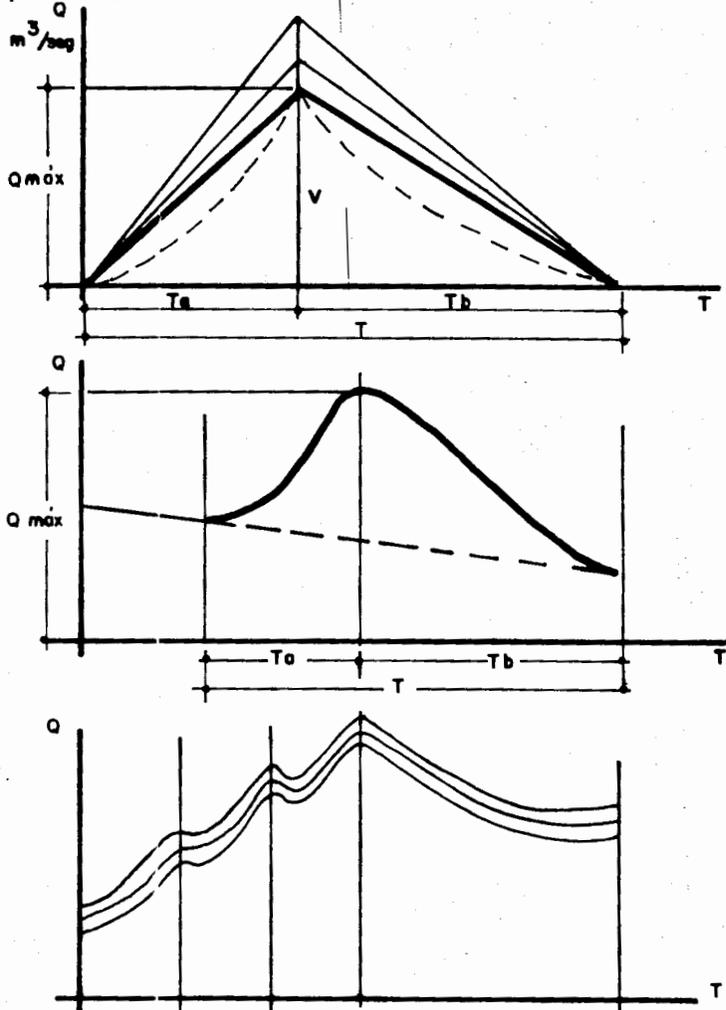
Columna (14). Es la suma de las evaporaciones más los derrames, o sean las pérdidas. La suma de los déficits es igual al déficit total ya sea máximo mensual o anual.

CARACTERISTICAS
DE LA AVENIDA

- (a) GASTO MAXIMO (PICO)
- (b) TIEMPO DE DURACION
- (c) VOLUMEN

Factores que intervienen en la formación de las avenidas:

- (1) TAMAÑO DE LA CUENCA (AREA).
- (2) REGIMEN PLUVIAL.
- (3) FORMA DE LA CUENCA.
- (4) OROGRAFIA (TOPOGRAFIA).
- (5) FORESTACION.
- (6) GEOLOGIA.



En una cuenca grande se puede comprobar que una lluvia de cierta intensidad abarca toda la cuenca. Es poco probable que una tormenta de (x) intensidad, la cubra toda. En cuencas pequeñas, las avenidas son abruptas, debido a la topografía.

Si las pendientes transversales de la cuenca son fuertes, las velocidades son grandes y los tiempos de concentración pequeños y avenidas

das con subidas abruptas; y si la pendiente general del río es muy fuerte, entonces el tiempo de concentración de las aguas es mayor y cambia de cuenca a cuenca de acuerdo con las pendientes.

Puede ser que la cuenca tenga una forma particular, por ejemplo, - alargada. En Hidrología un tren de avenidas es la consecuencia de una tormenta de izquierda a derecha y de abajo hacia arriba.

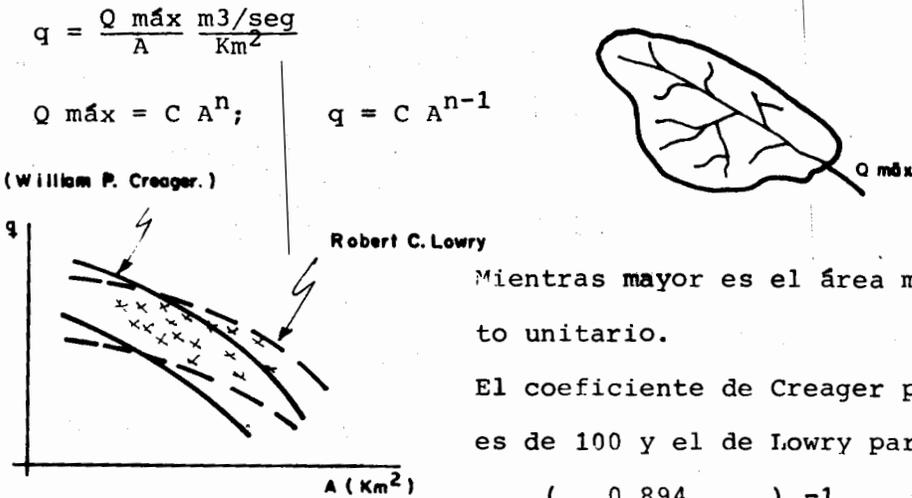
En las avenidas tiene influencia decisiva una floresta abundante. La lluvia llega primero a la copa de los árboles y al llegar al suelo encuentra nojarascas, arbustos, etc.; en general en cuencas muy forestadas las avenidas son muy aplanadas porque el agua se infiltra y abastece a los ríos en forma subterránea. De lo contrario si la zona carece de forestación, las velocidades del agua son fuertes.

Es frecuente aceptar en Hidrología, que en una cuenca determinada hay una forma típica de avenida como consecuencia de todos los factores enumerados. Si una tormenta determinada cae sobre la cuenca, produce un cierto tipo de avenida. Si esta misma tormenta cae en otra cuenca produce otra avenida muy distinta. Si en la cuenca de referencia cae otra tormenta, se presenta una avenida proporcional a la indicada, ya que están representados todos los factores que intervienen en la producción de avenidas.

Los tiempos de concentración no varían con el tiempo y debido a que provocan una forma característica de la tormenta en la cuenca, ésta es representativa de las características de la cuenca y únicamente varían las ordenadas.

Para normar el criterio existen las limitaciones siguientes: para la forma de la avenida se escoje una magnitud y las demás características, y se considera que no se modifican con el tiempo, lo cual no es rigurosamente cierto.

El tamaño de la cuenca se puede modificar con el tiempo ya que -- hay intervención de la erosión. En cuanto al régimen pluvial, si se toman periodos cortos, de 10 a 20 años, se puede suponer que es el mismo pero no se puede decir lo mismo para periodos grandes, por ejemplo de unos 100 años. En cuanto a la geología, cambia poco. Entonces, la validez de estas afirmaciones se basan en la suposición de que los factores que afectan la formación del río son incambiables.



Mientras mayores es el área menor el gas to unitario.

El coeficiente de Creager para el mundo es de 100 y el de Lowry para Texas 3512

$$\left(\frac{0.894}{0.048} \right)^{-1}$$

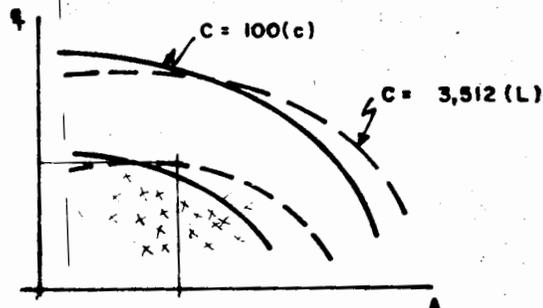
Creager $q = 0.503 C (0.386 A)^{(0.386A)}$

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

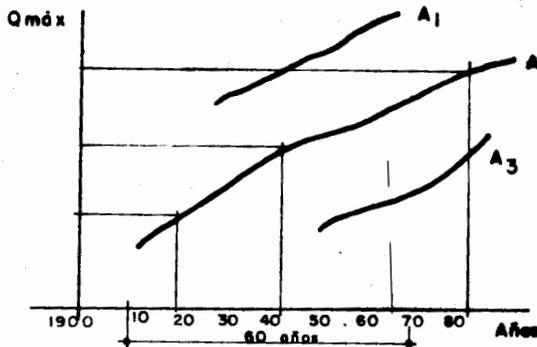
En el norte del país, puede ser interesante utilizar la Fórmula de Lowry que hizo sus estudios para los ríos de Texas.

	<u>REGION</u>	<u>COEFICIENTE DE CREAGER</u>	<u>COEFICIENTE DE LOWRY</u>
(1)	Baja California Norte	30	665
(2)	Baja California Sur	72	1 614
(3)	Río Colorado	14	580
(4)	Noroeste		
	(a) Zona Norte	35	1 223
	(b) Zona Sur	64	1 969
(5)	Sistema Ierma-Chapala-Santiago		
	(a) Lerma y Chapala	16	400
	(b) Santiago	19	720

(6)	Pacífico Centro	100	3,512
(7)	Cuenca Río Balsas		
(a)	Alto Balsas	18	393
(b)	Bajo Balsas	32	1,143
(8)	Pacífico Sur	62	1,679
(9)	Cuenca Río Bravo		
(a)	Zona Conchos	23	613
(b)	Zona Salado y San Juan	91	2,783
(10)	Golfo Norte	61	1,352
(11)	Cuenca Río Pánuco		
(a)	Alto Pánuco	14	314
(b)	Bajo Pánuco	67	1,504
(12)	Golfo Centro	59	1,590
(13)	Cuenca Río Papaloapan	36	933
(14)	Golfo Sur	36	933
(15)	Sistema Grijalva-Usumacinta	50	1,060
(16)	Península de Yucatán	3.7	109
(17)	Cuencas cerradas del Norte, Z-Norte	4	154
(18)	" " " " , Z-Sur	26	862
(19)	El Salado, Zona Sur	45	1,123
(20)	Durango	8.4	213
(21)	Cuencas de Cuitzeo-Pátzcuaro	6.8	146
(22)	Valle de México	19	593
(23)	Cuenca del Río Metztlán	37	876



AVENIDA MAXIMA PROBABLE.

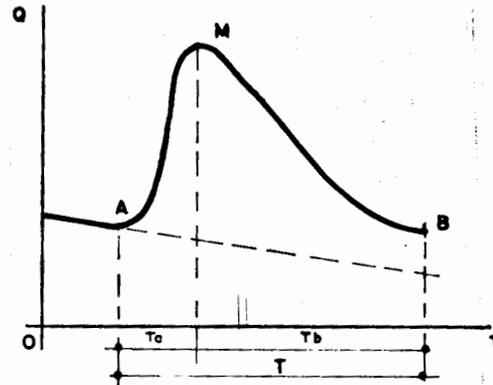
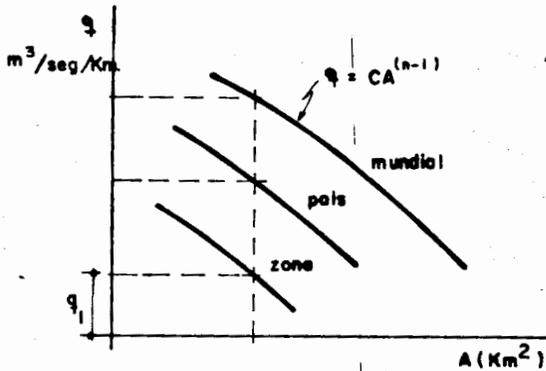


Se puede determinar:

- (1) Proporcional a la máxima observada
- (2) Por cálculo de probabilidades.
- (3) Método empírico
- (4) En función de la precipitación.

$$Q \text{ máx} = Q_{m_0} \times K, \quad (K = 1.62)$$

Envolventes de gastos máximos instantáneos en la República Mexicana.
(Gastos máximos en las corrientes de la República Mexicana en 1961).



El escurrimiento superficial llega al río, queda únicamente el abastecimiento subterráneo y el gasto del río es del tipo indicado en la segunda gráfica. Si en un punto determinado de la cuenca se presenta una tormenta hay escurrimiento superficial que se aumenta bruscamente al gasto del río que trae únicamente abastecimiento subterráneo, hay cierto tiempo de concentración (T_a) de los diferentes afluentes y viene el abastecimiento.

Gasto Máximo observado $Q_1 = q_1 A_1$

Cuando se incrementa cierta cantidad, se aumentan proporcionalmente las ordenadas en la gráfica respectiva; obteniendo la avenida máxima probable que nos hemos propuesto, proporcional a la observada. El tiempo se conserva el mismo porque cualquiera que sea el gasto, (T_a) es el mismo aunque no es rigurosamente cierto y que la relación

$$\frac{T_b}{T_a} = 1.7$$

para Europa : 2
para América 2

$$Q \text{ máx} = Q_1 \times K$$

Los valores de T_a y T_b dependen de la cuenca. En cuencas chicas el T_a es pequeño.

Lo que se pretende es que basados en las avenidas observadas, - deducir razonablemente la máxima probable.

El estudio hidrológico del Río Balsas, para la planta de "El Infiernillo", se tenían 5 años de observación, pero había muchas estaciones pluviométricas y se hizo un estudio del tipo anotado. Sin embargo, debido a los pocos años de observación no era seguro basarse en la curva (q_A) de la zona, sino la de la República, lo que equivale a que la cuenca se traslade a la zona más lluviosa de la República Mexicana, puesto que las curvas (Q) máximas registradas en los ríos de la República, tienen un coeficiente de seguridad fantástico. De esta manera se proyectan las estructuras de defensa. Si se presenta la avenida correspondiente a la envolvente mundial, equivale a que la cuenca del Balsas se traslade a la zona más lluviosa del mundo. Se estima la mundial y se hace pasar, lo único que se vió es que pasaba el libre bordo.

A criterio de los ingenieros que intervienen, se escoge el coeficiente (K).

El método de las envolventes de Creager es la base de los demás métodos; cualquiera que sea el valor obtenido, se checa con las envolventes de Creager, es a lo que se recurre para observar si hay exageración o defecto, ya que son consecuencia de las observaciones de muchos años.

Con el área de la cuenca y obteniendo el gasto unitario, multiplicánuolos se obtiene el gasto máximo, que dividido entre el gasto observado da un coeficiente mayor que la unidad; entonces, todas las ordenadas se incrementan proporcionalmente, obteniendo el hidrograma de las avenidas máximas probables que hemos considerado como satisfactorio, en el cual se consignan todas las características: pico o gasto máximo, tiempo y el volumen de la avenida.

El cálculo de probabilidades es la aplicación del cálculo. Se considera satisfactorio como uno de los diversos métodos que se deben utilizar para obtener la avenida máxima. Es una extrapolación matemática, por ejemplo si se tienen (x) años de observación, en ese lapso se han presentado determinadas avenidas con cierta periodicidad, dentro del periodo de observación se han presentado cierto número de eventos con cierta frecuencia. A un matemático se le dan los datos (eventos): periodicidad o frecuencia con que se han presentado las tormentas y de acuerdo con el cálculo de probabilidades, investiga de qué tamaño es la tormenta que se puede presentar en (x) número de años por venir. En estudios hidrológicos la avenida máxima probable es la que se presentaría con una periodicidad de (x) años. Se obtiene el dato el cual se toma con una confianza relativa, aislado tiene poca validez, pero comparado con los otros es útil.

El cálculo de probabilidades aislado tiene poca validez porque es la extrapolación de un fenómeno que probablemente no corresponde a la realidad. Si se tiene (x) número de años de observación en una cuenca de determinada área que no varía, en la que ha habido cierto régimen pluviométrico, es mucho suponer que se conserva constante en los diez mil años próximos; no se puede hacer una afirmación de esta naturaleza.

El escurrimiento o avenida que se han provocado en los últimos años, es consecuencia de las características de la misma, entre ellas la forestación. Si se supone que se va a conservar constante en los 5 ó 10 mil años próximos, es una afirmación aventurada, porque el hombre interviene en esa cuenca y lo mismo se puede decir del tiempo de concentración y del escurrimiento máximo, ya que al construirse presas en todos los sitios apropiados del mundo, las condiciones se modifican poco o mucho. Si las condiciones actuales se extrapolan, sucede lo mismo con las condiciones actuales y no reales que se presentarán en el futuro. Entonces, el cálculo de probabilidades es sumamente útil, con las limitaciones señaladas.

Este método puede dar variaciones pequeñas o muy altas, dependiendo del periodo de observación, porque puede ser que haya sido durante una larga temporada de sequía y entonces al extrapolar, se tienen condiciones que no corresponden a las reales. Por el contrario, si se ha observado al río en una temporada de lluvias, al extrapolar tampoco corresponde a las condiciones reales. Por tanto, se deben tomar con bastante criterio, los resultados que se obtengan mediante este método.

En cada región y cada río, aparecen cuatro curvas: Las de Creager y Lowry para el mundo y, abajo, dos de los mismos autores para la región, investigadas con los gastos máximos registrados en la región, dependiendo del número de años de observación y con las ecuaciones anotadas se deduce (C), en cada caso particular.

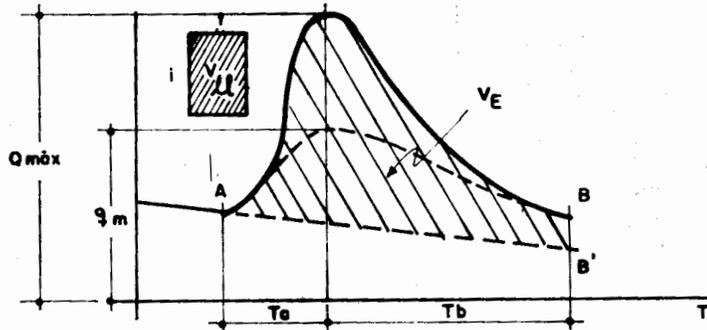
Estos coeficientes pueden ser útiles para un caso particular. Por ejemplo, cuando se tiene necesidad de tener el gasto máximo en el curso de un río, para el cálculo de un puente. Porque si bien es cierto que cuando se tiene la localización del puente interesa el NAM, puede ser que se encuentren huellas de la avenida máxima que se ha presentado en épocas anteriores, pero en general estas huellas, si son de hace cinco años por ejemplo, se van perdiendo y probablemente es conveniente tener una idea de los gastos máximos.

Con estas curvas se tiene una idea del gasto máximo en el sitio. Se debe tener el área de la cuenca hasta el sitio escogido, se hace intersección con las curvas regionales y obtener el gasto unitario y con el área, el pico de la avenida. Los gastos observados máximos pueden ser útiles si se desea hacer un modelo del cruce de la estructura con el río para estudio de erosiones en el cauce y estabilidad de las pilas de los puentes.

En este caso particular, puede ser otro de los problemas por los que hay que conocer el gasto.

En alcantarillas, cuando se localiza un canal o un camino, es necesario construir obras de arte cuya capacidad se tiene que estimar. Lo que antes se estimaba a ojo, originando que cada temporada de lluvias se rompieran, se las llevara el agua, en el caso de un camino, actualmente se hace una desviación; pero en el caso de un canal, se suspende el servicio durante la reparación de la estructura. Es necesario hacer un levantamiento particular de la cuenca que afecta a la alcantarilla para deducir el gasto máximo.

Estos datos son consecuencia de los gastos máximos observados. Se tiene dentro y fuera de la cuenca una serie de estaciones hidrométricas con suficientes aparatos de observación, para deducir un volumen llovido (V_{ll}) como consecuencia de cierta intensidad y duración de la lluvia.



Para las avenidas se deduce un coeficiente de escurrimiento:

$$C = \frac{\text{Vol escurrido}}{\text{Vol llovido}} \quad \begin{array}{l} 0.4 \\ 0.8 \end{array} \quad \text{para determinada tormenta.}$$

Interesan los coeficientes de escurrimiento máximo. En algunas cuencas tiene un valor de más de 0.8

Cada vez que se presenta una tormenta, el limnógrafo indica variaciones de tirante que se traducen en variaciones de gasto. Antes del instante (A) se observan las condiciones pluviométricas y para esas condiciones se calcula el volumen llovido.

Para obtener C máx, sea por ejemplo igual 0.6 para las características de la cuenca; y existe (C) para la avenida.

$$\frac{\text{Vol. escurrido}}{\text{Tiempo}} = \text{gasto medio en la avenida} = q_m$$

En algunas cuencas este valor es constante.

q_m depende de V_E y éste del gasto máximo, ya que $T = \text{cte.}$

$\frac{Q_{\text{máx}}}{q_m} = K$ Para una cuenca determinada con ciertas características y cierto tipo de tormentas, esta relación tiene valores - - aproximadamente constantes.

Si se tienen observaciones por (x) número de años, existen --- valores considerados como representativos. El problema consiste en - ver cuál es la tormenta que produce la avenida máxima.

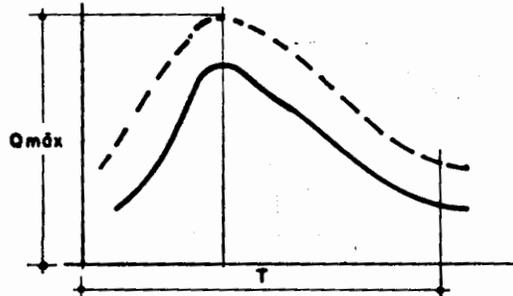
Los periodos de observación de lluvia son más amplios que los de escurrimiento; entonces, de acuerdo con el tipo de tormentas y su intensidad, es necesario investigar cuál es la tormenta de máxima in tensidad que se puede presentar.

Se puede seguir el método que a continuación se describe:

- 1 Se propone una tormenta y se deduce el volumen llovido, o sea, se propone una precipitación sobre una cuenca determinada, de intensidad y duración definidas, que sea presumiblemente posible.
- 2 Como se tienen estaciones hidrométricas en la cuenca, se determina el volumen llovido por el procedimiento de las isoyetas - o de Thiessen.
- 3 Se deduce el volumen escurrido: $V_E = C \times V_{11}$, (C) ha sido deducido tomando en consideración precipitaciones anteriores.
- 4 Con los hidrogramas de varias avenidas, el tiempo (T) es un - dato característico de la cuenca. Entonces $\frac{V_E}{T} = q_m$ para - la avenida propuesta.
- 5 Como se tiene investigado (K): $Q_{\text{máx}} = K q_m$

A partir de la forma lógica de la cuenca se puede obtener el - pico de la avenida, correspondiente a cierta precipitación. Entonces para otra precipitación se tiene un $Q_{\text{máx}}$. distinto. Las caracterís-

ticas de la avenida se deducen incrementando la anterior proporcionalmente con una constante igual al Gasto máximo probable/ Gasto de la -- avenida observada. Este método es general y no tiene limitaciones. Con el número de años de observaciones de las precipitaciones de la cuenca



y con los hidrogramas consecuencia de lluvias localizadas en distintas zonas de la cuenca o de una lluvia repartida en toda la cuenca, dependiendo únicamente de la intensidad.

Otro método en función de las precipitaciones pero únicamente -- aplicable cuando las áreas de las cuencas son relativamente pequeñas -- es el denominado HIDROGRAFO o HIDROGRAMA UNITARIO. Es el más técnico de todos. En la terminología de la hidrología se denomina "Hidrógrafo o -- hidrograma unitario" al hidrograma de una avenida consecuencia de una tormenta de intensidad unitaria, a juicio del proyectista y de un tiempo de duración unitaria. Además la tormenta está uniformemente repartida en toda el área de la cuenca, de aquí la limitación para cuenca -- pequeñas . Para fijar ideas se puede trabajar con este método en -- áreas hasta de 2,000 km². En áreas mayores no es posible suponer la -- uniformidad en la distribución de la tormenta.

Una vez que el proyectista ha escogido la tormenta de una cierta intensidad y duración que uniformemente está distribuida en la cuenca. ese es el hidrógrafo unitario. Entonces el hidrograma es una función -- de las variables intensidad y tiempo. Si el proyectista escoge la duración de forma adecuada y no varía, los picos de la avenida son función directa de la intensidad de la lluvia; al cambiar ésta, varían los -- gastos.

Todo el problema es proporcionarse la tormenta de intensidad -- máxima lo cual se puede hacer a base de observaciones y poder decir -- que en la cuenca se han presentado tormentas de determinada intensidad (80 mm./hr, 200 mm./hr, etc, o no son las tormentas de 24 horas las -- que provocan las avenidas máximas o es un tren de tormentas, etc.); --

todo ésto basado en observaciones anteriores. Entonces se proponen las características de la tormenta para obtener la tormenta de características máximas.

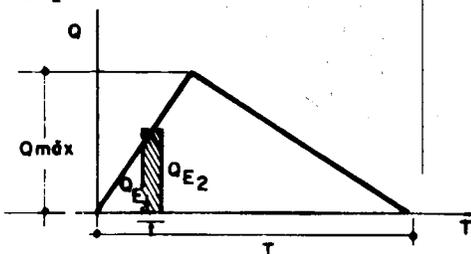
Para los problemas que se estudian más adelante, se supone que la avenida es un dato o sea se trabaja con una avenida de características conocidas (gasto máximo, volumen de la avenida y tiempo de duración de la tormenta). En general, los estudios hidrológicos que se tienen siempre para deducción de avenida, no se pueden aplicar al hidrógrafo unitario, porque existen zonas muy grandes que no están "pluviografiadas". Además la cuenca tiene que ser pequeña y suficientemente llena de pluviógrafos con anticipación para tener observaciones anteriores de la relación entre la intensidad de la lluvia y los hidrogramas; la falta de datos ha hecho imposible utilizar este método en México.

El cuarto método de predicción de avenidas, se basa en la precipitación.

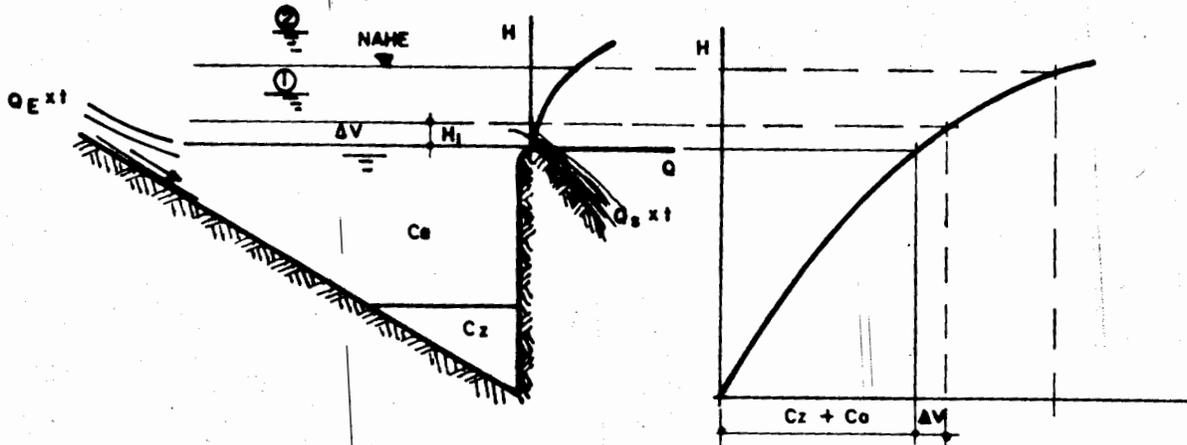
Se considera conocida la avenida máxima probable o avenida de diseño. Para fijar ideas se considera que el gasto base es cero y el tiempo de duración (T). Esta avenida se ha deducido por diversos métodos como avenida típica de la cuenca.

El problema se denomina "TRANSITO DE UNA AVENIDA A TRAVES DE UN VASO REGULADOR".

Cuando se analiza este problema se acostumbra por conveniencia considerar el vaso lleno. La avenida no se aprovecha durante la vida efectiva de la estructura, hay probabilidades de que se presente la avenida señalada en la gráfica. Entonces hay que ver qué sucede cuando se presenta.



Una condición de trabajo a la que se verá sujeta la estructura y la más desfavorable es cuando el vaso está lleno, lo cual no es un disparate que suceda.



Se tienen las capacidades de aprovechamiento y de azolves; la obra de excedencias representa una válvula de seguridad; se debe permitir que los volúmenes de agua provenientes de la avenida, pasen por el vaso y se desalojen sin dañar a las estructuras. En primer lugar se construye la curva de gastos del vertedor con la ecuación de vertedores.

$$Q = C L H^{3/2} \dots \dots \dots (1)$$

Para cresta aguda el coeficiente de Francis $C = 1.84$, sin embargo es variable su valor (1.7 a 2.39) y en promedio es de 2.1. Entonces, el proyectista conoce este coeficiente (C) de acuerdo con la forma y características del vertedor; (L) también es dato ya que la longitud del vertedor es consecuencia de las condiciones locales de topografía, por tanto también lo fija el proyectista; se tiene $Q = K H^{3/2}$ procediéndose a construir la curva de gastos dando valores a (H) se tienen los respectivos de (Q). No se ha mencionado que la ecuación (1) es para cuando no se tienen contracciones laterales y sin velocidad de llegada, porque la sección es tan amplia que la velocidad es francamente despreciable.

En la (H) están incluidas las cargas estática y de velocidad.

No se ha hecho corrección a (L) por contracciones laterales porque los vertedores son muy largos comparados con la carga (frecuentemente los vertedores son tan largos que la acción de las contracciones laterales es despreciable; entonces si no se hace ninguna aclaración al respecto, la longitud del vertedor es tan grande que no vale la pena tomar en cuenta las contracciones laterales.

El problema no es soluble a base de gastos sino a base de volúmenes. Se tienen los gastos que entran a cada instante; en un tiempo - (t) escogido arbitrariamente, el volumen que entra es el área bajo la curva. Los gastos son variables respecto al tiempo, entonces el volumen de entrada al vaso es ($Q_E \times t$) del cual sale una parte ($Q_S \times t$) y otra parte se queda almacenada. Para que haya gastos de salida es necesario que exista carga y este tirante provoca una variación o incremento del almacenamiento.

Se puede escribir la ecuación general de la hidrología:

$$Q_E \times t = Q_S \times t + V$$

Trabajando con incrementos:

$$\frac{Q_{E_1} + Q_{E_2}}{2} \times t = \frac{Q_{S_1} + Q_{S_2}}{2} \times t + (V_2 - V_1)$$

El gasto medio de entrada en un cierto período de tiempo es - - igual al promedio de gastos de salida más la diferencia de volúmenes - al final del tiempo considerado menos el volumen que se tiene al principio o sea el incremento de capacidad en el vaso debido a la sobrelevación en el mismo.

Agrupando en cada miembro los datos conocidos y desconocidos -- respectivamente, se tiene que (Q_{S_1}) se conoce en el instante inicial y es nulo para este caso particular y que (V_1) es el volumen almacenado al iniciarse el análisis.

$$\frac{Q_{E_1} + Q_{E_2}}{2} t - \frac{Q_{S_1}}{2} t + V_1 = \frac{Q_{S_2}}{2} t + V_2$$

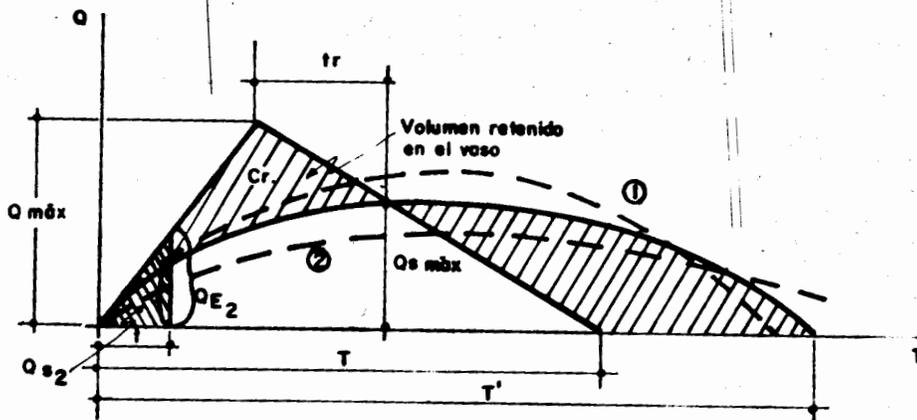
que es la forma general de la ecuación de Hidrología, en la cual los términos al lado izquierdo de la igualdad son conocidos. Esta - - ecuación únicamente se puede resolver por tanteos, ya que se tienen -- dos incógnitas: el gasto de salida y el volumen al finalizar el tiempo.

Se propone una (h_1) arbitraria a la cual corresponde un (Q_1) y un (V_1); en el sistema cartesiano (Q_S - V) se llevan este par de valores.

Luego se escoge otra (h) completamente arbitraria a la cual corresponde (Q) y (V) respectivos, cuyo par de valores se colocan en la nueva curva. Esta secuencia de puntos se pueden unir mediante una curva de tendencia parabólica.

(Q_{E1}) y (Q_{E2}) son conocidos y el tiempo unitario se propone, el cual puede ser de 1 h, 2 h, 6 h o 12 h, el gasto de salida al principio del análisis se conoce, el vaso esta lleno y el vertedor no trabaja.

Propuesta una capacidad (V_2) cualquiera, al cual corresponde un gasto de salida, si $\frac{Q_{s2}}{2} t + V_2 = M$. Si es mayor, se reduce (V_2), si es menor se aumenta (V_2), para encontrar el Q_s que le corresponde, en ese momento se satisface la condición de igualdad.



Considerando el tiempo unitario (t) para efecto de ilustración, entonces $Q_{E1} = 0$, Q_{E2} = conocido. El gasto de salida en el instante (2) respecto al gasto de entrada es menor al quedarse almacenada en el vaso cierta cantidad. Suponiendo una ley uniforme, queda representada por la recta pequeña. El volumen que entra al vaso en el tiempo (t) es toda el área asciurada y el que salió del vaso es el indicado bajo la recta inclinada dentro del triángulo.

Al pasar al siguiente tiempo, los valores Q_{s2} y V_2 , pasan a ser Q_{s1} y V_1 , el gasto de salida al finalizar un periodo pasa a ser el --gasto de salida al principio del periodo siguiente y el volumen al terminar el periodo es el volumen al principiar el periodo siguiente. Se ligan los valores (V, Q_s) para formar la curva respectiva llegando un

momento en que los gastos son iguales. A partir del Q máx los gastos de salida aumentan, con tendencia a disminuir, entonces tiene que haber un momento en que los gastos de entrada y salida son iguales, matemáticamente se demuestra que en ese instante se tiene el gasto máximo de salida.

El volumen total retenido en el vaso es el área comprendida entre las dos curvas, denominado "CAPACIDAD DE RETENIDAS" el cual tiene que ser igual al que queda entre las curvas del lado derecho.

Llega un momento en que se tiene el NAME al aumentar (H) hasta tener el volumen de retenidas.

(1) El gasto máximo de salida es menor que el gasto máximo de entrada hay una disminución apreciable en los picos, o sea se aplanan la avenida como consecuencia del volumen retenido en el vaso.

La capacidad de la obra de excedencias (vertedor) se calcula con el Q_s máx.

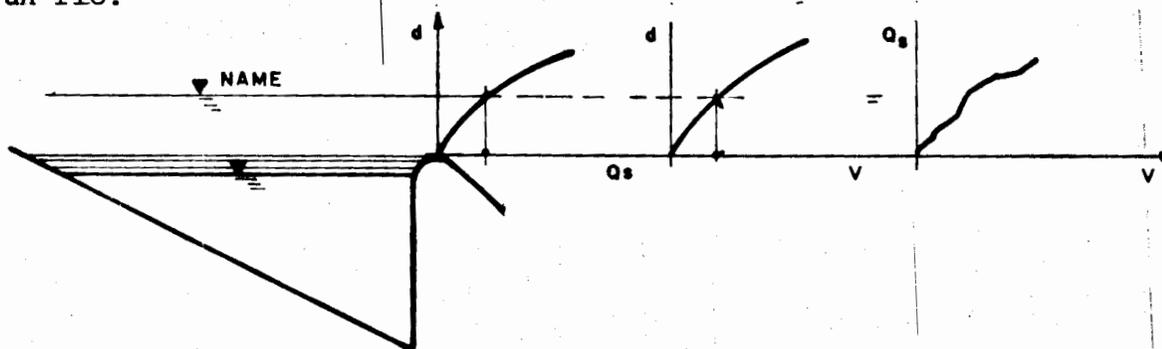
(2) Los picos de las dos avenidas no son simultáneos, hay un tiempo de retraso; el gasto máximo de salidas tarda un tiempo (t_r) después de que se ha presentado el gasto máximo de entrada. Entonces, los picos están defasados respecto al tiempo.

(3) Al llegar al nivel NAME (aguas arriba hay que calcular remansos, etc.) para ver qué tierras se inundan, las indemnizaciones por pagar. Suponiendo que no es posible aceptar el nivel encontrado para el NAME y que hay que limitar la altura a una (H) menor, el proyectista aumenta la longitud del vertedor, entonces para cada carga el gasto de salida es mayor, los gastos de salida aumentan y el volumen retenido disminuye. El problema para el Ing. Hidráulico puede ser inverso: se investiga el cauce del río aguas abajo, se determina la capacidad, entonces se tiene limitación de gastos para evitar inundaciones aguas abajo, se disminuye (L), a cada carga los gastos disminuyen, entonces se tiene una curva más aplanada y el volumen retenido aumenta.

Con este análisis a base de alternativas se estudia el problema enunciado. En muchas ocasiones, la función de un vaso regulador es regular la avenida y es una de las formas más eficaces para actuar sobre una avenida.

METODO DE PULS MODIFICADO para resolver la ecuación de la Hidrología sin tanteos, en forma directa.

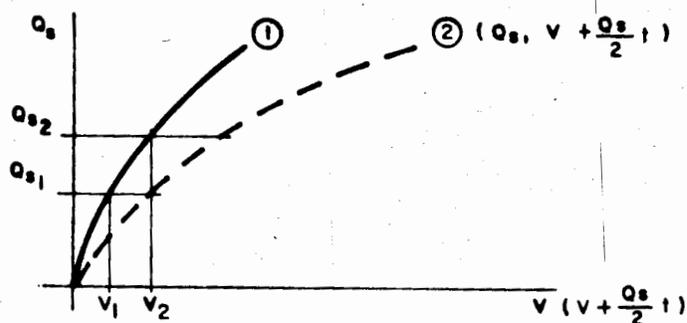
Sea que una avenida transita en cierto tramo del cauce natural de un río.



Para un tirante se tiene un gasto de salida y una cierta capacidad; con este par de valores simultáneos se tiene un punto en la curva de Puls ($V-Q_s$) con lo cual se resuelve la Ecuación General de Hidrología.

Datos conocidos: M . Con la fórmula de Puls se propone un volumen cualquiera que da un Q_s correspondiente, se divide entre 2 y se multiplica por (t) y se suma con (V) , si el resultado se iguala con (M) el problema está resuelto, de lo contrario se siguen haciendo tanteos.

Para evitar los tanteos se hace caso omiso de la existencia de las tres figuras anteriores y de la ecuación, trabajando con la última gráfica ($V-Q_s$); en forma arbitraria se propone un valor cualquiera de (V) para el cual se tiene un valor de (Q_s) , se divide entre 2 y se multiplica por (t) , dando un volumen que se añade hacia la derecha a partir de la curva; se hace esta operación con un número (n) de valores, obteniendo otra curva auxiliar con la cual se evitan los tanteos.



Sea la avenida que se muestra en el hidrograma que sigue, en la cual $Q_{E1} = 0$, el gasto de entrada al principio; Q_{E2} es el gasto al terminar el tiempo; la semisuma nos dá el gasto medio. (t) es propuesto; (Q_{s1}) es el gasto de salida cuando se empieza e igual a cero, (V_1) la capacidad del vaso al principio es la capacidad de azolve o cero.

FUNCIONAMIENTO DE LA CURVA (2).

Se entra con un valor cualquiera de (M) conocido que tiene que ser igual a Q_{s2} obteniendo directamente el gasto Q_{s2} de salida, que automáticamente resuelve el problema.

Se toma otro lapso de tiempo (t) , entonces Q_{s2} al final del instante anterior pasa a ser gasto al principio del periodo siguiente; lo mismo puede decirse para el volumen. Se sigue el proceso sucesivamente.

En el punto (3) ya no se almacena agua, o sea $Q_E = Q_s$ y a partir de este punto los gastos de salida son mayores que los de entrada.

Se pueden hacer las observaciones siguientes:

1. El gasto máximo de entrada es francamente disminuido. Q máx de salida $<$ Q máx de entrada.
2. Los dos gastos máximos no se dan simultáneos sino que hay cierto tiempo de defase.

3. La avenida de salida es bastante aplanada respecto a la avenida de entrada.

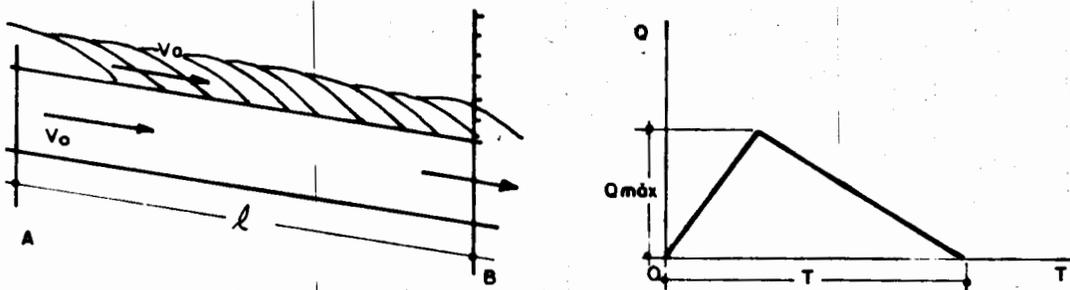
El área bajo la curva representa los volúmenes, entonces, al analizar las ordenadas correspondientes a la que entra y a la que sale, queda entre el origen y el pico de entrada un almacenamiento; a partir del pico el gasto de entrada disminuye pero sigue habiendo almacenamiento. En (3), en el instante en que las dos curvas se cruzan, el gasto es máximo de salida; a partir de (3) ya no se almacena agua; y cuando los gastos de salida son mayores que los de entrada, entonces empieza a vaciar el vaso, hasta que vuelve la avenida a pasar.

Todo lo anterior corresponde al Método de Puls Modificado para Análisis de Tránsitos de Avenidas a través de vasos reguladores.

La obra de excedencias se calcula con el Q_s máx, pues no debe tener el gasto máximo de avenida.

Un problema frecuente en Ingeniería Hidráulica es el tránsito de avenidas a través del cauce natural de un río. Se presenta siempre que se proyectan obras de defensa contra inundaciones.

Sea el tramo AB de un río, cuya longitud puede ser de varios kilómetros. Si en (B) se planea construir una zona industrial importante o existe una ciudad. En (A) se conoce la avenida y sus características y todo lo que puede aportar la avenida es de (A) hacia arriba y se desea saber qué sucede en (B) cuando en (A) se presenta la avenida.



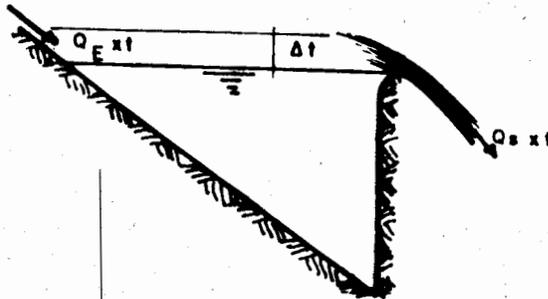
En el trayecto de (A) hacia (B) no hay pérdida ni ganancia pues no existen afluentes que proporcionen agua ni hay más pérdidas que las

de evaporación e infiltración.

Comparación con el método de Puls Modificado.

En el primer caso se había propuesto la ecuación

$$Q_{ext} = Q_{Sxt} + \Delta V \quad \dots \quad (a)$$



Se aceptan tácitamente las condiciones de que en el instante preciso en que el agua se presenta en la cola de la presa, se tiene esa agua en el frente de la presa, lo cual no es verdadero, y significa que dentro del instante (t) por pequeño que sea, cuando entra un cierto volumen se eleva el nivel del agua y puede salir cierta cantidad. Si el vaso tiene una longitud muy grande, surge la duda si lo anterior es posible. No es descabellado hacer la aplicación de que una molécula en la cola tiene una velocidad de 1 cm/mes y entonces tarda varios años en llegar al frente. No es necesario esperar que esa determinada partícula recorra toda la trayectoria para llegar al frente, presentándose el fenómeno de que se transmiten a presión; las partículas que entran empujan a las siguientes y las ondas de presión se transmiten a una velocidad de 1,470 m/seg. (340 m/seg. en el aire). Por esta razón el desalojamiento de las partículas es la velocidad del sonido y es cierta la ecuación de Hidrología de partida.

Si hay un cierto gasto en el río entre las secciones A y B, aún cuando en la avenida se parte de cero. El gasto que existe antes, se aumenta en forma brusca mediante una onda de traslación; al siguiente incremento de traslación también le llega otra onda, etc. hasta que se presenta el gasto máximo, los tirantes en el río se incrementan conforme los gastos de la avenida.

La velocidad de la onda para un incremento instantáneo de gasto es la celeridad $= v_a = \sqrt{g d_c}$

La velocidad de régimen se puede deducir $V = V_o + v_a$

(v_a) corresponde al flujo crítico. La velocidad del agua con la que llega la onda es (v).

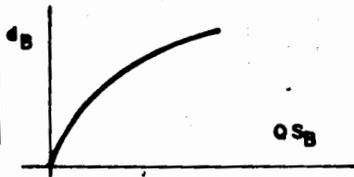
Como se ha propuesto (t) no se puede aplicar la ecuación de Q_s , o sea, este Q_s al final del instante es igual al gasto de salida al principio del tiempo considerado; mientras la onda no llega no hay modificación de gasto.

La ecuación (a) es válida si se tiene que esperar a que la onda haya llegado y entonces se tiene un nuevo tirante y un nuevo gasto de salida.

Longitud que el agua recorrería cuando tenga una velocidad (v) y transcurra un tiempo (t) propuesto:

$$L_1 = v \times t$$

Si $L_1 < L$ no ha llegado la onda a la sección (B) y no se puede trabajar; es necesario que ($L_1 \geq L$) lo cual se logra cambiando (t) o bien dividiendo la longitud en una serie de tramos.

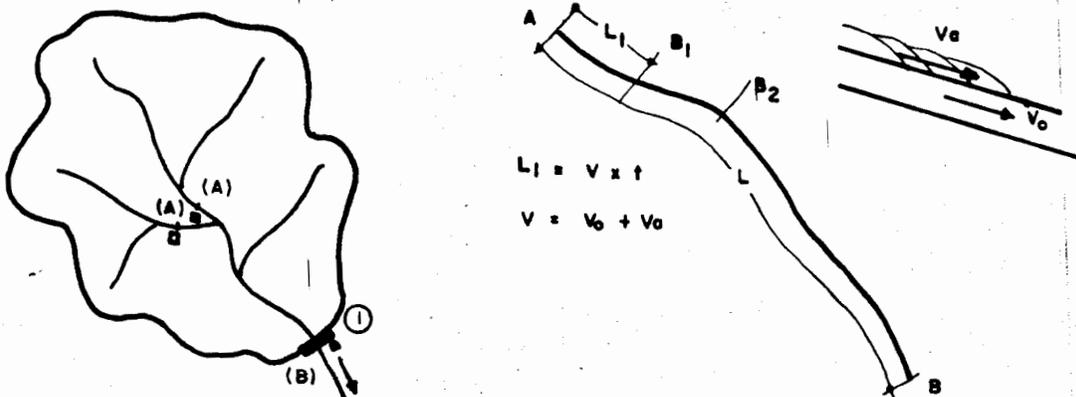


La curva de gastos en el punto (B). Para aplicar la curva de gastos en el vertedor, se encuentra aplicando la fórmula de vertedores.

Mediante el método de sección y pendiente se determina la variación de los gastos respecto a los tirantes: $Q = \frac{A}{\pi} r^{2/3} s^{1/2}$

Se propone un tirante cualquiera (d_1) teniéndose (A_1) y (A_2) el promedio es (A), (r) es el radio hidráulico promedio o perímetro moja-

$do = \frac{r_1 + r_2}{2}$ y (s) es la relación entre el desnivel que se propone y la longitud del tramo. Así para (d_1) se tiene Q_1 y para (d_2) un (Q_2) respectivo.



Sea la cuenca que se indica y que en el sitio donde se va a colocar la boquilla se tiene una estación de aforos, para estudiar el tránsito de la avenida.

Para fijar ideas, se tienen las siguientes condiciones de flujo: $v_0 = 1$ m/seg y si (t) se propone sea de 6.0 horas, en un canal rectangular $v_a = 1.5 v_0$

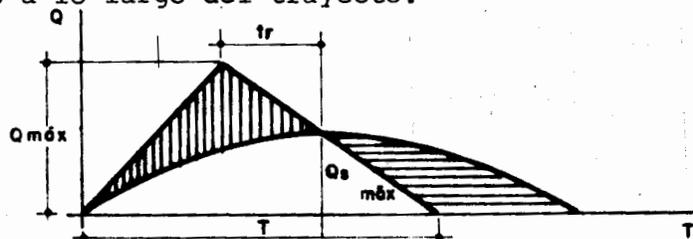
$$v = v_0 + v_a = 1.0 + 1.5 = 2.5 \text{ m/seg.}$$

$$L_1 = 2.5 \times 6 \times 3,600 = 52,500 \text{ m.} = 52.2 \text{ Kms.}$$

O sea que la onda hace un recorrido de 52 Kms. en 6 horas; en tramos menores de esta longitud (L_1) se puede aplicar la fórmula.

Una vez con el análisis del tránsito y con la avenida, se tiene la avenida que se presenta en (A) que corresponde al diagrama triangular; a la entrada del tramo y a la salida, la avenida se presenta aplanada, entonces hay dos casos importantes:

1.- Si las avenidas de los ríos se aplanan, pierden su importancia como tales a lo largo del trayecto.



2.- El pico es menor y pasa con un tiempo de retraso (tr).

En el caso de los puentes y de sus pilas particularmente; si el subsuelo está formado de arena, estos trabajos en el cauce de los ríos tienen que ser muy cuidadosos; es necesario el conocimiento de gastos y tirantes. Si en la zona (1) se está construyendo una presa o un puente y existen en la cuenca estaciones de aforo en la montaña a las cuales ya se les otó de casetas de radio, al llover y pasar una avenida por una estación de medición, se hace el tránsito de diferentes avenidas y se observa lo que tarda en llegar entre los puntos A y B y después lo que se abate (Q_s máx es proporcional al Q máx). El ingeniero de construcción o superintendente de la obra debe tener pleno conocimiento de las avenidas que pasan en los puntos A en las zonas montañosas, se le debe informar del gasto máximo y con el dato del tiempo de retraso, se puede decidir si es necesario tomar precauciones en las maniobras. Las dos finalidades importantes a que pueden dedicarse estudios de este tipo son: que si en (B) se va a construir una estación hidroeléctrica o existe una población, es necesario conocer las obras de protección que se deben construir simultáneamente con una obra reguladora específica y la regulación del cauce y ya no se tienen problemas aguas abajo.

En cuencas pequeñas y arroyos chicos, las avenidas son muy rápidas.

Si la longitud del tramo total por investigar es (L) mucho mayor que (L_1), se divide en tramos de longitud (L_1) o menor, dependiendo del tiempo y una vez encontrada la avenida en (A) se procede a estudiar el siguiente tramo, hasta llegar al punto (B).

El estudio anterior tiene por objeto investigar la cantidad de agua disponible.

Problema No. 3. ¿Quién tiene derecho a hacer uso del agua?.

Cuando el agua abunda y son pocos los usuarios, no hay problema.

La institución mexicana dedicada al control y vigilancia del agua es la Secretaría de Recursos Hidráulicos a través de la Dirección de Aprovechamientos Hidráulicos.

Existe la ley de aguas y un reglamento de la misma, para legalizar

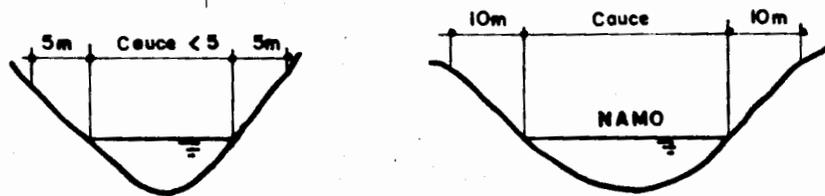
zar todas las circunstancias bajo las que se puede hacer uso de las aguas nacionales.

El Art. 21 indica el orden de preferencia en el uso de las aguas, que es el siguiente:

1. Uso doméstico.
2. Abastecimiento de ferrocarriles.
3. Usos industriales distintos de los de producción de fuerza motriz.
4. Riego de terrenos.
5. Producción de fuerza motriz.
6. Davao entarquinamiento de terrenos.
7. Otros usos.

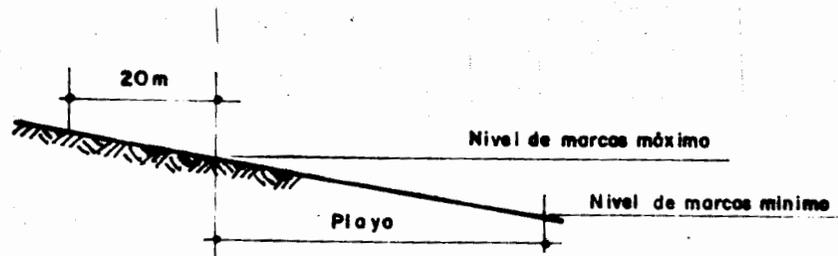
Art. 122-IV. Se entiende por "cauce de una corriente" al canal que tiene la capacidad necesaria para que escurran las aguas de las mayores corrientes ordinarias.

Las huellas indican los niveles a los que han escurrido las avenidas máximas.



V. Se entiende por "Vaso de un lago, laguna o estero", al depósito de la capacidad necesaria para contener las aguas de las mayores crecientes ordinarias.

VI. Se entiende por "playa" las partes de la tierra que, debido a la marea, cubre y descubre el agua hasta los límites de mayor reflejo anual.



VII. Se entiende por "zona marítima terrestre" una faja de 20 m. de ancho de tierra firme, contigua a las playas del mar.

VIII. Se entiende por "riberas o zonas federales", las fajas de 10m. de anchura contiguas al cauce de las corrientes o al vaso de los depósitos de propiedad nacional.

En la instalación de estaciones de aforo, la Comisión Federal de Electricidad las instalaba sin pedir permiso, sin embargo por lo que se refiere a la caseta del aforador, está fuera siempre del límite federal.

Hasta ahora se ha analizado cómo escurre, cómo se mide y los elementos necesarios para el aprovechamiento del agua; asimismo en forma general, se han hecho algunas referencias a la ley de aguas en relación con su aprovechamiento y la reglamentación que se debe hacer en cada caso particular.

ESTRUCTURAS HIDRAULICAS

La finalidad de las obras hidráulicas son dos:

- I. Obras para aprovechamiento hidráulico.
- II. Obras de defensa.

El Grupo (I) tiene por finalidad:

1. Abastecimiento de agua potable.
2. Riego.
3. Generación de energía.
4. Navegación.
5. Recreación.

y el Grupo (II):

- a. Control de avenidas.
- b. Control de azolves.
- c. Desección y drenaje.

Hace 15 años se tenía el criterio de construir estructuras para cada uno de los fines en forma independiente, o sea, si había una población que requería agua potable para su abastecimiento se construían las obras necesarias para ello; si esa misma población u otra

necesitaba obras de riego, se construían en forma independiente las de esta finalidad, etc. Asimismo si había necesidad de prever inundaciones, se construían las obras para controlar avenidas; afortunadamente este criterio ha quedado en desuso. Desde hace 15 años aparece el capítulo de las hidráulicas que los involucra a todos y que se denomina "usos múltiples".

Con las características de un río se planea la construcción de las obras hidráulicas para su aprovechamiento integral o completo. Dentro de la cuenca puede haber un número de poblaciones que necesiten aprovechamiento de agua potable, y también es necesario irrigar los terrenos, se debe observar si las características de las obras proyectadas son factibles de aprovecharlas para generar energía, si es posible la navegación y si a la vez son favorables para la recreación. Un conjunto de estructuras puede tener una, dos o varias finalidades. Por ejemplo, si en un vaso de almacenamiento se deja apartada una cierta capacidad de azolves, ya se está controlando este aspecto de los azolves; enseguida se avoca el problema del aprovechamiento del agua almacenada, de la cual una parte puede tomarse para abastecer una población cercana, otra para riego de terrenos; el agua que sale puede mover turbinas para producir energía mecánica aprovechando la energía de posición que trae el agua. Al mismo tiempo puede dar el calado necesario en las zonas bajas donde se requiera navegación.

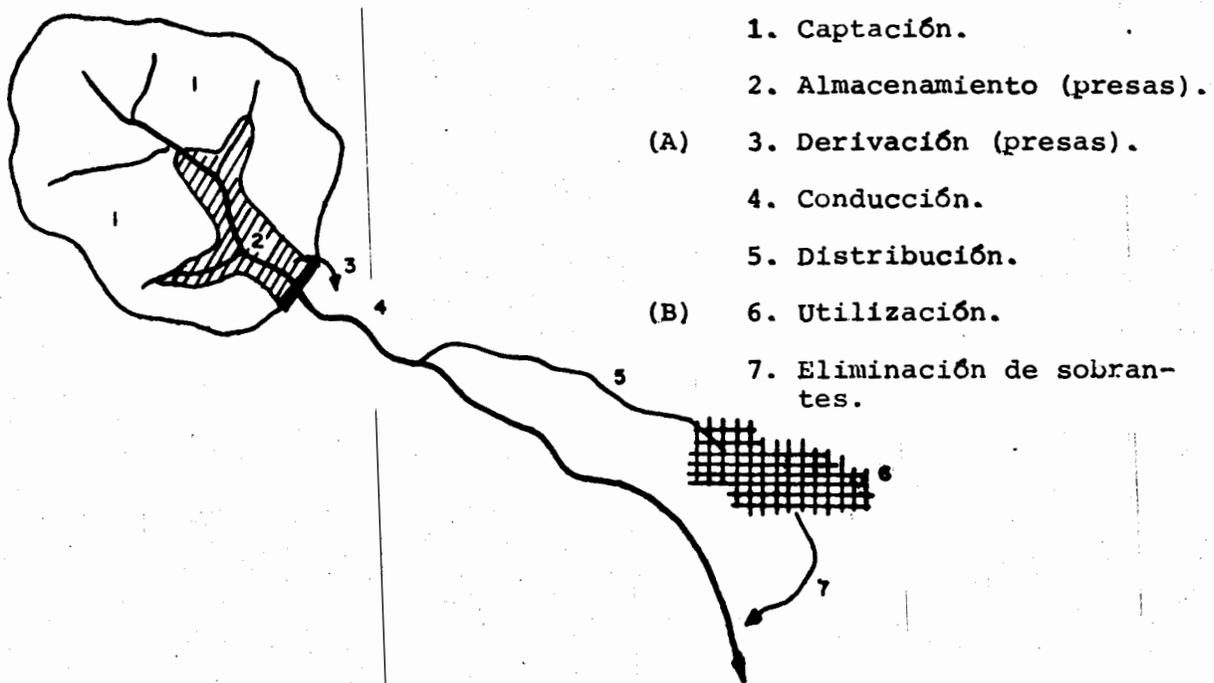
Entonces, la capacidad de aprovechamiento es la suma de la propia capacidad de aprovechamiento más la capacidad de riego y la capacidad para generar energía. Se necesitan ciertas consideraciones para utilizar el conjunto de estructuras para varias finalidades.

Aún más, si se desea controlar avenidas, se necesita un almacenamiento adicional para ello y no es descabellado que el ingeniero deba estudiar la posibilidad de que un conjunto de estructuras hidráulicas sirva para varias finalidades, económicamente atractivas.

Cuando se llega a la solución de un conjunto de estructuras para u-

Los múltiples, el problema de construcción y el de operación no son de primera magnitud, el problema realmente es económico. Una vez construida la estructura, se debe hacer un estudio económico concienzudo y razonable, para que por ejemplo, al abastecimiento se le cargue una parte del costo, así como al riego, generación de energía, navegación, control de avenidas, etc. Este problema no tiene solución matemática y se han ideado varios métodos entre ellos los propuestos por las Naciones Unidas y por México.

OBRAS DE QUE CONSTA UN APROVECHAMIENTO HIDRAULICO.



1. Captación.
2. Almacenamiento (presas).
- (A) 3. Derivación (presas).
4. Conducción.
5. Distribución.
- (B) 6. Utilización.
7. Eliminación de sobrantes.

Las cuatro primeras son comunes a todos los aprovechamientos, y los tres siguientes son típicos para cada aprovechamiento.

La obra de captación considera la forma como se presenta el agua de lluvias, donde se presenta (en un área de captación que es la cuenca, de determinada forma y condiciones), como escurre y si en el punto donde se desea tomar el agua se presenta una ley natural de escurrimiento. Esta ley de escurrimiento no coincide con la ley de la demanda, cualquiera que sea la necesidad (abastecimiento, irrigación o generación de energía), sería una simple coincidencia que las dos leyes fueran iguales y entonces no se necesita almacenamiento alguno.

En este caso no se pueden tomar muestras para ver si el terreno es permeable o impermeable, metro por metro. Si se tienen por ejemplo 100×10^6 m² de área, se harían necesarias 100 millones de muestras y si a este número fabuloso de muestras se auna la presencia de fracturas, las harían innecesarias. Entonces, se tiene que ir al campo y recorrer todo el vaso en compañía de los geólogos, observar el corte geológico en las barrancas y arroyos para ver qué tipo de terreno hay y en qué condiciones se encuentra colocado.

Para fijar ideas, sean basaltos; desde el punto de vista de la resistencia se trata de un material magnífico ya que el mejor agregado para concretos es basalto porque tiene mejor coeficiente de dilatación y son químicamente inertes, no hay posibilidad de reacción con los componentes del cemento; pero desde el punto de vista de permeabilidad, no son buenos materiales.

Es ilusorio tratar de construir un vaso de almacenamiento en una zona cástica porque la caliza aunque impermeable, entre capa y capa presenta juntas permeables disueltas por el agua y entonces, los conductos subterráneos nunca llegarían a llenarse, por lo que la zona cástica no es apta para la formación del vaso.

Cuando la formación sea permeable, el vaso puede ser impermeable; por lo tanto se debe hacer un estudio geohidrológico o una hidrología subterránea cuidadosa. En el caso (2) es permeable y el (1) impermeable, aunque las rocas sean formaciones basálticas, calizas o materiales cineríticos.

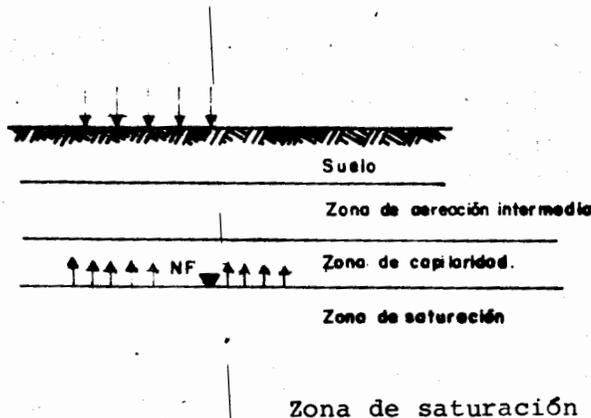
Aunque la formación sea permeable, la forma en que está colocada y las condiciones geohidrológicas la hacen impermeable; entonces, el problema de determinar o investigar las condiciones promedio de impermeabilidad del vaso no es de laboratorio, sino que es necesario ir al campo, recorrer la zona en compañía de geólogos, investigar la forma, las corrientes subterráneas, haciendo perforaciones bien localizadas para investigar la secuencia en que se presentan las diferentes formaciones, independientemente de que la formación en sí sea permeable o no.

La toma se hace directamente del almacenamiento (3) y la conducción (4) sale de (2).

Los cuatro primeros renglones son comunes a todos los aprovechamientos y de (5) en adelante, difieren de acuerdo con el tipo de aprovechamiento. Por ejemplo, si se trata de abastecimiento de agua potable, se distribuye a lo largo de las tuberías principales en las calles de la ciudad; la utilización se efectúa en forma directa (llaves, regaderas e instalaciones interiores para este objeto); la eliminación de sobrantes es importante y debe ser rápida y efectiva (atarjeas, plantas de tratamiento, etc.) para desembocar en el mismo río.

En el caso de riego, se transporta hasta el distrito de riego, - la distribución se hace por medio de canales principales y secundarios normalmente por gravedad. La utilización se hace de acuerdo con el sistema de riego (a presión) y puede ser de tres tipos: por inundación, -- por surco o por aspersión.

En este caso de riego el agua tomada adquiere características -- nocivas (el agua de lluvia se infiltra y abastece las zonas subterráneas); el agua de lluvia puede hacer que el nivel freático se eleve -- como sucede en las temporadas de lluvias y puede llegar a afectar la zona del suelo y por consiguiente las raíces de los árboles. En la zona de capilaridad, el flujo de agua es en los dos sentidos: al ser abastecido es en sentido vertical descendente; cuando no lo hay es de -- abajo hacia arriba. Entonces, al subir por capilaridad, se evapora pero el agua subterránea nunca es potable, es agua dura, ya que en su -- trayecto disuelve las sales de las rocas; luego, se quedan las sales - (fenómeno de ensalitramiento de los suelos). El movimiento brusco acercándose al N.F. al suelo, es nocivo para los distritos de riego.



El almacenamiento tiene por finalidad modificar el régimen de la corriente, entonces entra y sale el agua con diferentes leyes. Es fundamental investigar la capacidad que debe tener el almacenamiento.

El almacenamiento se puede obtener a través de un conjunto de estructuras que se denominan "PRESA". En nuestro medio, el significado de esta palabra difiere del significado de la palabra "DAM", ya que en castellano significa "CORTINA", una de las estructuras que constituyen la presa.

Entonces, PRESA es un conjunto de estructuras que se necesitan - construir para tener un almacenamiento que reúna ciertas características y condiciones.

En el croquis de la página 78 se muestra la condición más general; del almacenamiento se extrae el agua y se regresa al río o sea -- que se utiliza un tramo del mismo como conducción y en (3) se deriva -- ya que viene del río con la ley que interesa sacado de (2). Si en un caso particular los puntos (3) y (2) coinciden, entonces (4) sale de (2) y el (3) se elimina. En la época moderna, el sitio de utilización del agua es diferente del sitio donde existe el agua, entonces es necesario conducirla del punto donde existe a donde se utiliza, a través -- de canales, túneles, puentes canales, sifones, etc. La derivación se -- hace con una presa.

TIPOS DE PRESAS	DE ALMACENAMIENTO	El tamaño y la finalidad son distintas para cada tipo.
	DE DERIVACION	

P R E S A S	VASO
	BOQUILLA Y COMPUERTAS si existen
	CORTINA Y DIQUES en caso de que existan
	OBRA DE TOMA
	OBRA DE EXCEDENCIAS
	OBRA DE DESVIO

VASO es un recipiente que se forma para almacenar el agua. En el caso particular de una presa está constituido por el fondo y las riberas de los ríos y una estructura de cierre, que es la cortina. Si el nivel del agua alcanza los puntos bajos del parteaguas, -- tiende a salir el agua por éstos; para evitarlo -- --

se construye el vaso.

Un distrito de riego no sólo consta de distribución y utilización del agua, sino de eliminación de sobrantes lo cual es importante porque el nivel freático hay que fijarlo en los distritos de riego, evitar que suba de ciertos niveles para la buena producción de los cultivos. Se construye un sistema de drenaje importante que puede ser superficial o subterráneo, entonces, la eliminación de sobrantes es un sistema de drenaje tan importante como el abastecimiento de agua, de lo contrario sucede que es necesario la rehabilitación de los distritos de riego o sea volver a poner el sistema de drenaje en condiciones de trabajo. Los conductos abiertos, se enhierban y disminuyen la capacidad de conducción y entonces el dren desaloja menor cantidad de agua, almacenándolos en los vasos subterráneos haciendo que los campos sean no aptos para la agricultura. En resumen la rehabilitación consiste en volver al cultivo áreas que se tenían que abandonar al ensalitrarse. Cuando sucede, el agua tiene que ser tratada, diluyéndose con aguas claras si el contenido de sales pasa de las 2,000 ppm en la agricultura y puede llegar a tener características utilizables.

En la generación de energía la distribución se hace a través de tuberías a presión y la utilización a través de las máquinas hidráulicas y la eliminación se hace a través del desfogue; el agua desde el punto de vista químico y físico no se ha modificado, sólo se ha cambiado la posición a través de las turbinas y entonces el agua se puede utilizar además para otras finalidades.

DIQUES, que ayudan también a la formación del vaso. El vaso y la boquilla son elementos naturales, los demás son elementos artificiales pero indispensables para la constitución de la presa.

La ó las obras de toma, son también estructuras a través de -- las cuales se toma el agua del vaso, en ciertas condiciones y características.

La presa debe tener, por así decirlo, una válvula de seguridad. Al construir la presa sobre el cauce del río, está sujeta a la presencia de las avenidas máximas ordinarias y extraordinarias; entonces, el conjunto de estructuras que forman la presa están seguras mediante las obras de excedencias, que algunas veces son vertedores.

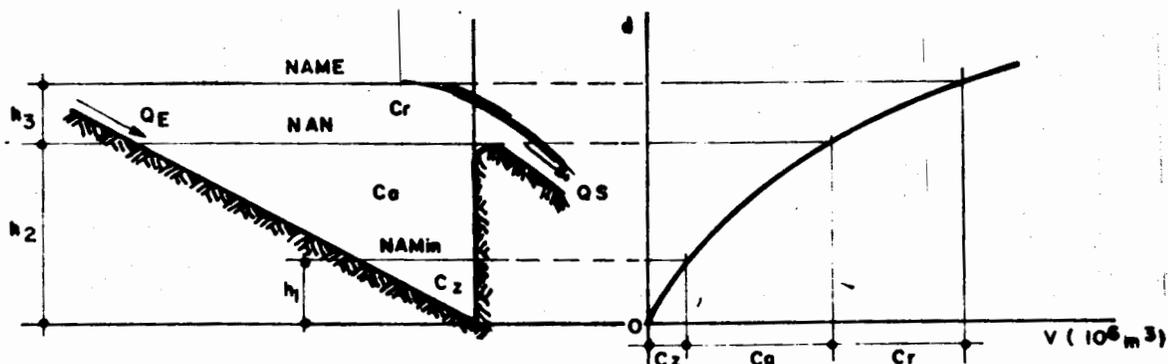
La CORTINA es una estructura que se construye en el río propiamente dicho, es el obstáculo que se pone al agua para la formación del vaso; normalmente esta obra es la más importante, pero no siempre, --- pues hay obras de excedencias que son más caras y más delicadas que la cortina. Por el hecho de construir la cortina en el río, se requiere hacerlo en seco y entonces es necesario desviar el escurrimiento del río, para dejar seco el sitio de trabajo para desplantar en roca en -- condiciones satisfactorias. Ese desvío puede llegar a ser obras muy importantes y costosas, que obligan algunas veces a cambiar el tipo de la estructura y siendo tan importante y costosa, también es temporal porque se usa solamente mientras se construye la cortina; después puede no servir y en la planeación general de las obras se tiene que ver la posibilidad de aprovechar los elementos de que está constituida la obra de desvío y con mucha frecuencia algunos elementos de ella no se desechan y se utilizan para las obras de toma o de excedencias. En -- plantas hidroeléctricas, los túneles de desvío sirven para obras de -- toma.

Las características de los vasos son: CAPACIDAD, IMPERMEABILIDAD, ESTABILIDAD, FORMA, RETENCION DE AZOLVES, FORESTACION.

La capacidad puede ser analizada desde el punto de vista HIDROLOGICO Y TOPOGRAFICO.

Desde el punto de vista hidrológico, la capacidad es aquella para que el vaso funcione correctamente y se pueda satisfacer una necesidad.

Desde el punto de vista del escurrimiento del río y del análisis, se requiere una capacidad de aprovechamiento (C_a) y se requiere investigar si físicamente existe tal capacidad en un sitio determinado. Se envía a los topógrafos a investigar tal magnitud física, y si hay igualdad de ambas está en presencia de las mejores condiciones.



Desde el punto de vista de la utilización del vaso y teniendo en cuenta la vida útil de la estructura, se determina la capacidad necesaria de azolves (C_z) que define el nivel de aguas mínimo o nivel mínimo de operación del vaso y define también una altura (h_1). Con la investigación de las capacidades del vaso necesarias, analítica o gráficamente se llega a obtener una capacidad de aprovechamiento (C_a).

Esta capacidad de aprovechamiento incluye todas las capacidades de aprovechamiento necesarias (abastecimiento de agua potable, de riego, para generar energía, etc.). A continuación de (C_z) se lleva la (C_a) que define el N.A.N. (nivel de aguas normales) y también una altura (h_2). Desde el punto de vista de aprovechamiento:

$$\text{Capacidad total del vaso } C_T = C_z + C_a$$

Haciendo el análisis del tránsito de avenidas, se determina un nivel de aguas máximas extraordinario (N.A.M.E.) que define una altura necesaria (h_3) o sea la carga necesaria para que trabaje la obra de excedencias en las condiciones de proyecto.

La capacidad de retenidos determina realmente la capacidad total del vaso, no solo incluyendo el aprovechamiento sino todo lo necesario para el aprovechamiento integral:

$$C'_T = C_z + C_a + C_r$$

El NAME es el nivel de embalse o superficie con la cual se inundan los terrenos y se deben cubrir las indemnizaciones correspondientes. En el caso de un vaso se debe incluir la zona federal en estas indemnizaciones de acuerdo con la ley, aunque después se puede permitir el usufructo de esta zona.



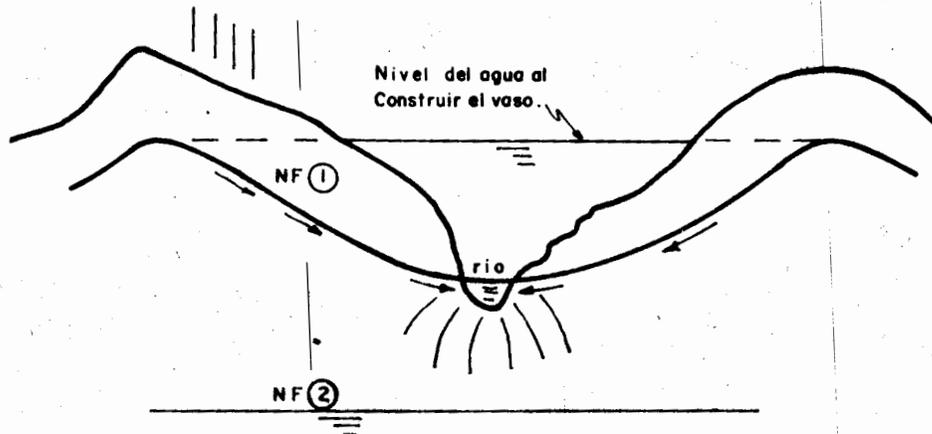
(Ca) y (Cz) son independientes de la topografía no así (Cr).

En el estudio de la impermeabilidad de un vaso no es posible hablar de tomar muestras.

Sea el corte transversal de un valle, en el que se pueden tener dos posibilidades:

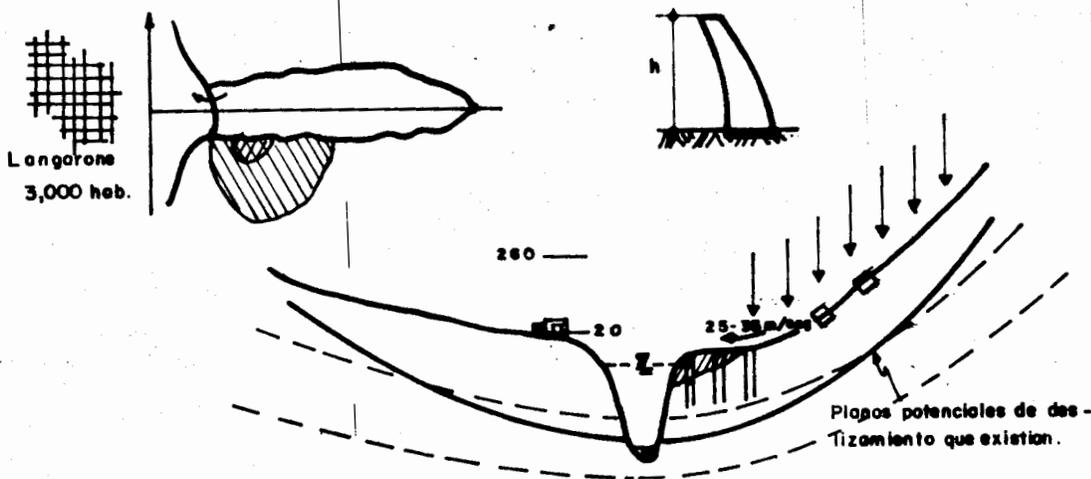
1. Que el nivel freático (N.F.) sea el (1) paralelo a la superficie; - entonces el río está abastecido en forma subterránea y se trata de un río permanente; en tiempo de lluvias tiene corrientes superficiales y luego corrientes subterráneas.

2. Si el N.F. es el (2), sube en tiempo de lluvias y baja en tiempo de secas; o sea, el río abastece el acuífero.



ESTABILIDAD DE VASOS.

Se construyó una estructura en arco bóveda denominada Vaiont, según diseño del Ing. Carlo Semenza, Cap. 150×10^6 m³, cortina de 265.50 mts. de altura y vertedor en la cresta.



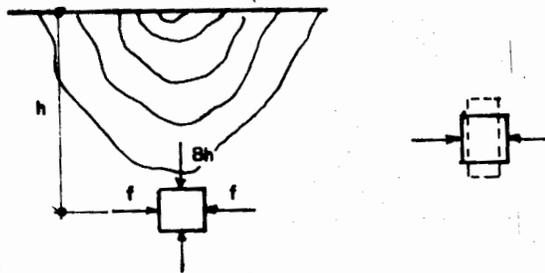
El río corre a lo largo del fondo del anticlinal de roca suelta (caliza del jurásico y cretácico).

El sistema en que se presenta la estratificación es como se indica. Las juntas están rellenas de arcillas y margas (es una caliza arcillosa). Cuando no existía el cañón que tiene cerca de 400m. de profundidad, el anticlinal estaba en equilibrio, la tendencia al deslizamiento de una lareda estaba compensada por esta misma tendencia de la otra lareda. Sin embargo, en forma relativamente rápida, por efecto de la erosión del agua, geológicamente hablando, se abrió el cañón, teniendo se un estado de inestabilidad.

Sea una molécula dentro de una masa de roca a cierta profundidad (H). Suponiendo que la acción de la roca que está encima es únicamente el peso propio, existe un esfuerzo vertical ($8h$); si además se supone que hay fuerzas tectónicas, entonces existen ciertos esfuerzos (f) horizontales provocados por las condiciones generales del movimiento de masas. Por una acción de erosión, se forma el cauce del río y en forma rápida, instantánea, para efectos geológicos se le quita el peso a la

molécula, se le libera de esfuerzos verticales pero subsisten los horizontales, produciéndose una deformación del tipo indicado. Hay lo que se denomina "elástico" formándose grietas de tensión paralelas a las superficies de erosión. Este es el estado en que se encontraba Vaiont, el hecho de que se haya abierto en forma rápida el cañón puso en estado latente el estado de deslizamiento de los cerros, máxime que las juntas estaban rellenas de materiales arcillosos. Entonces, la resistencia al esfuerzo cortante se ve menguado por la disminución de la conexión y por el aumento de las presiones intersticiales; indiscutiblemente la construcción del vaso de almacenamiento va a ser favorable para los deslizamientos.

$$z = c + (\quad) \tan \phi$$



La obra de toma está en la margen derecha y abastece una planta hidroeléctrica. Apareció el primer deslizamiento en 1960, pero el volumen no era de temer; sin embargo, los ingenieros construyeron un túnel, haciendo perforaciones para investigar las condiciones de deslizamiento, sin llegar a planos de deslizamientos potenciales activos que ya existían, sólo se previó que al haber un muro de deslizamiento, provocaría una onda que alcanzaría una altura de 20 mts. donde se construyeron las oficinas y una zona turística. El nuevo deslizamiento se presentó con un volumen de $240 \times 106 \text{ m}^3$ de roca en 7 minutos; todo este material provocó una onda de 260 mts. sobre la ladera, en el sentido transversal. En el sentido longitudinal se provocó una onda que saltó la cortina, desapareciendo la población de Longarone.

Año: 1963

Fecha	Velocidad de deslizamiento	Tipo de deslizamiento
Sep.18-24	1 cm/día	ligero
Sept.25 - Oct. 10.	10-20 "	casi viscoso
Oct. 2 a 7	20-40 "	plástico
Oct. 8	40 "	"
Oct. 9	80 "	"

Por triangulaciones se checaba diariamente el movimiento de las mojoneras y por consiguiente como se estaba moviendo la ladera.

En la parte alta de la ladera existen conos de disolución y durante la época del desastre, se presentó una época de lluvia sumamente intensa. Faltaban 30 mts. para llenarse el vaso y empezaron a vaciarlo - porque se intuía que aumentaban las velocidades; al iniciarse esta - operación se empezó a deslizar. Se terminó el vaciado y se mantuvo quieto el deslizamiento y ya no se permitió llenarlo hasta construir el túnel de "by pass". En la época de octubre se intentó vaciarlo pero ya - no se paró el deslizamiento. El estado de lluvia regional hizo que hubiera recargue de los acuíferos en la parte superior de la ladera, entonces fué sumamente intensa la rapidez de saturación, además del nivel del agua. Se trató de vaciar el vaso a través de las tomas sin conseguirlo por dos razones: porque estaba entrando una cantidad muy grande por la cola del río, entonces al ver que subía el nivel del agua - estaba disminuyendo la capacidad del vaso.

La velocidad que llegó a adquirir la masa de roca fué de 25 a 35 - m/seg., lo que hizo que se modificara el estado físico de la materia, comportándose como un fluido en estado plástico, dejando de ser un sólido.

Muchos cantiles que existían se movieron 300 o 400 mts. conservándose en su posición, como si hubieran sido únicamente trasladados.

El deslizamiento de Vaiont está establecido que fue provocado por

L = fetch

Es notorio que la altura del oleaje es función de la longitud (L) y de la velocidad del viento; además hay que tener en cuenta que el viento no es constante.

Las siguientes fórmulas se han obtenido de una serie de investigaciones para obtener la altura probable del oleaje en función del Fetch y de la velocidad del viento.

$$h = 2.5 + 0.17 \sqrt{vL} - \sqrt[4]{L}, \quad (h) \text{ en pies.}$$

(v) velocidad del viento (mi/hr).
(L) fetch (millas terrestres).

Esta fórmula se debe a Stevenson-Molitor, deducida para obras marítimas, pero aplicable a obras hidráulicas. Molitor propuso utilizar la velocidad del viento, que es un dato difícil de obtener porque en las estaciones climatológicas hay una veleta, y sólo pueden tenerse datos dignos de confianza en los puertos aéreos en donde existen anemógrafos o anemómetros para tener las velocidades máximas del viento (también de los puertos marítimos se pueden obtener estos datos y en el Observatorio Meteorológico de primer orden). Sin embargo las obras hidráulicas se construyen en lugares donde no se cuenta con posibilidad de obtener datos de vientos.

La fórmula modificada es la siguiente:

$$h = 1.76 + 0.34 \sqrt{L} - 0.26 \sqrt[4]{L}, \quad h(\text{mts.}), L(\text{Kms.})$$

El valor que se ha impuesto a la velocidad es de 100 Km/hr como valor medio razonable a los vientos más frecuentes y de mayor intensidad.

En el libro "Proyecto y construcción de obras marítimas" de "De Queeng" opina que estas expresiones son aceptables para un Fetch < 55 Km. y cuando L > 55 Kms. la altura de la ola se considera simplemente por el término positivo de la fórmula.

$$h = 0.34 \sqrt{L}$$

Según el criterio americano que coincide con el europeo en forma franca:

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{L} \quad (\text{Varlet}) \quad \begin{matrix} h(\text{mts.}) \\ L(\text{Kms.}) \end{matrix}$$

Los datos que siguen están consignados en la pág. 204 del libro --
"Diseño de Pequeñas Presas" apegadas al criterio del Bureau of Reclama-
tion y aceptadas por la A.S.C.E.

FETCH (Mi.TERR.)	VEL.DEL VIENTO (mi/hr)	ALT.OLA (H) fts.
1	50	2.7
1	75	3.0
2.5	50	3.2
2.5	75	3.6
2.5	100	3.9
5	50	3.7
5	75	4.3
5	100	4.8
10	50	4.5
10	75	5.4
10	100	6.1

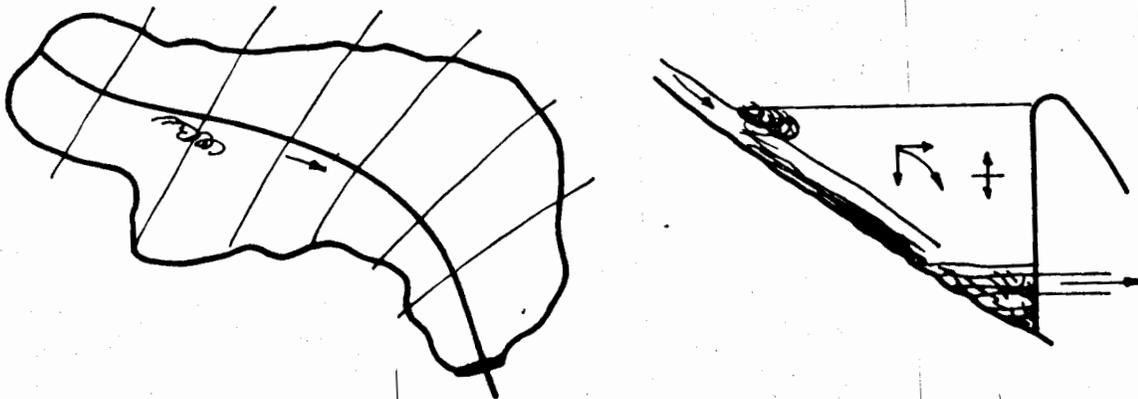
Las velocidades de 100 mi/hr es difícil que se presenten, segura-
mente está anotado el valor por extrapolación.

Es razonable que el oleaje, la magnitud del tamaño de la ola, esté influido por el ancho del cauce del río sobre todo por la refracción de las olas; al llegar a la superficie se refleja, entonces hay interferencia entre ellas y se amortiguan; lo angosto del cauce trae un efecto de amortiguamiento sobre el oleaje (las fórmulas están calculadas para mar abierto). Además el fondo también tiene influencia en el tamaño del oleaje y de la distancia en que quiebra. Otro factor importante es la constitución de las orillas, si están lisas todo el oleaje se forma y quiebra con facilidad, pero si está formada por rocas y llena de árboles, el oleaje quiebra y el reflejo es menor. Desde un punto de vista de la práctica no vale la pena hacer uso de los factores anteriores, sino únicamente la intensidad del viento y la longitud del Fetch y aún así, cuando se está lejos de lugares en que se pueden obtener datos de la velocidad, se utiliza la fórmula de Varlet.

Los criterios son equivalentes y al llegar al estudio de las estructuras se verá la forma de aplicarlos.

ATRAPE DE AZOLVES.

Sea la planta del vaso y el perfil.



Un vaso atrapa mayor cantidad de azolves cuanto mayor es su capacidad. En vasos con capacidad muy pequeña, el agua entra rápidamente, circula a lo largo y escapa; entonces, no ha tenido tiempo de sedimentarse. Si el vaso es muy grande, cual

quier partícula que tiene movimiento vertical y horizontal (en áreas grandes la velocidad longitudinal es pequeñísima, algunas partículas tardan años en llegar de la cola del vaso a la estructura), entonces la trayectoria es una parábola porque la componente vertical sigue la ley de Stokes, cuanto más tiempo tarda en trasladarse a lo largo del vaso, tiene más oportunidad de sedimentarse. Si el vaso tiene oportunidad de estar frecuentemente lleno, en la cola aumenta la sección, disminuye la velocidad y empieza el fenómeno de sedimentación. Si el vaso tiene oportunidad de vaciarse con frecuencia, se depositan los azolves en una zona en particular, de lo contrario en toda la superficie. Los azolves no se depositan en forma horizontal y por capas según su consistencia en el diseño. Donde quiera que se depositen los azolves disminuye la capacidad de almacenamiento, el más desfavorable de todos es en el frente de la estructura.

La cantidad y distribución de azolves se estudian mediante ecosonda. Se tiene la configuración inicial de acuerdo con el levantamiento topográfico, haciendo secciones transversales se desalojan lanchas en esas direcciones que llevan consigo una ecosonda obteniendo los perfiles del fondo, anotándose la nueva posición relativa del fondo respecto al nivel del agua y por lo tanto lo que se ha invadido por los azolves.

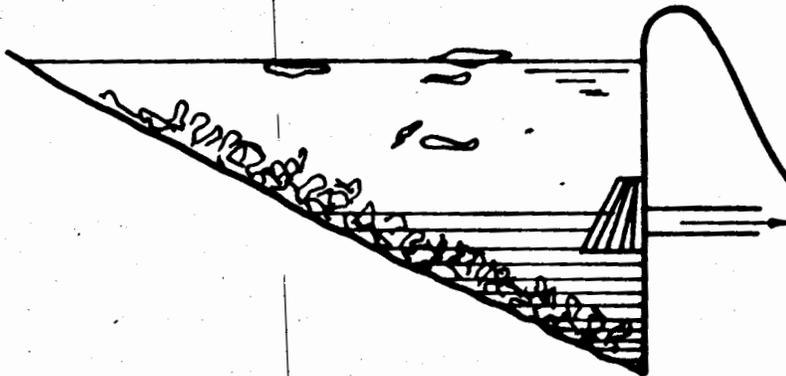
Si el vaso es muy grande, se considera que todos los azolves se depositan; en vasos pequeños, al salir el agua se lleva consigo una gran cantidad de azolves.

FORESTACION.

Se refiere a la cantidad de vegetación que queda comprendida abajo del nivel del agua en las márgenes de los ríos que van a servir al vaso. La materia orgánica se va podrir por la falta de oxígeno; la mineralización de la materia orgánica demanda gran cantidad de oxígeno y si no lo tiene a la disposición lo toma del agua, habiendo un desequilibrio del agua, que trae consigo varias consecuencias:

1. La madera, conforme se va pudriendo o mineralizando, se desprende y empiezan a formarse sólidos flotantes que en un principio son plantas cuando la densidad es menor que la del agua, pero conforme se van mineralizando están suspendidas hasta que llegan al fondo, los cuales afectarán a las estructuras; las obras de toma se dotan de estructuras de protección para que cuando los niveles del agua estén bajos los sólidos no se introduzcan a los conductos (si la obra es de abastecimiento de agua o abajo de ella se construye una planta hidroeléctrica dañan las máquinas o turbinas, y si se trata de distritos de riego, las compuertas para el manejo del agua pueden ser perjudicadas por los sólidos.)

2. La absorción del oxígeno origina que la fauna acuática muera -- por falta de condiciones favorables de vida; en los diferentes vasos -- que se han llenado hasta la flecha, se ha podido observar este proceso: en los primeros días se desprende un olor terrible por la putrefacción de la flora y de la fauna, lo cual es un perjuicio. Se ha intentado rasurar los vasos durante la construcción, pero la experiencia demuestra que no es posible terminar con la vegetación, desde el punto de vista económico y práctico, y entonces se tiene que hacer frente a este problema.



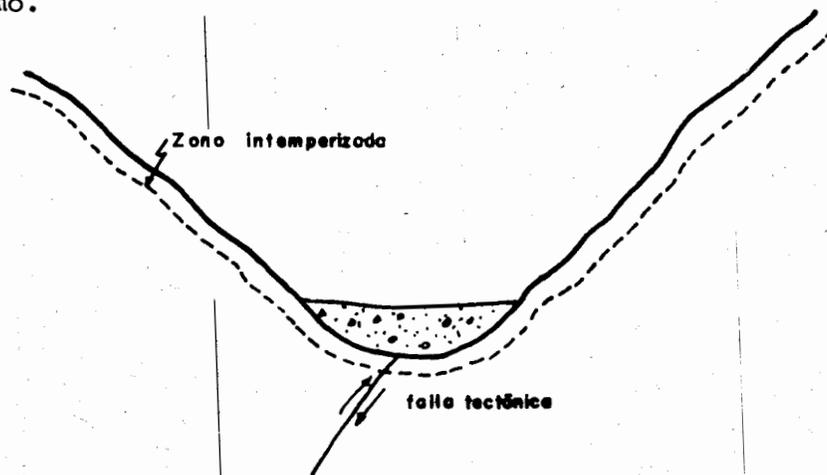
BOQUILLAS Y PUERTOS.

Boquilla es el sitio escogido para la construcción de una cortina.

Desde el punto de vista topográfico y de la geología, las boquillas se pueden encontrar en forma de (V) y en forma de (U); el primer caso - corresponde a un río joven y el segundo a un río senecto. Cuando un río está en época de erosión del cauce, va bajando y termina en forma abrupta en el fondo; en cambio cuando es un río quieto, los cauces son amplios y uniformes; sin embargo hay ocasiones en que por condiciones tectónicas se levanta el fondo del río y se puede tener en forma de terraza.

Zonas en que se distingue un río ya establecido: zona montañosa o de erosión, zona de transporte y poca erosión y zona de decantación o sedimentación.

Para ejemplificar, sea una boquilla de tipo completamente general, - que tiene una cantidad de rellenos en el cauce, y que existe una falla en el mismo.



Otra de las condiciones normales en la boquilla, cualquiera que sean estas condiciones en que se encuentra, es que haya una zona de intemperismo.

El agua escurre en la superficie o por líneas de máxima pendiente o por las de mínima resistencia. De la corteza terrestre, las zonas de poca resistencia son las dañadas, porque no son un plano sino una zona fallada que puede abarcar decenas de metros; sin embargo, también puede ser un plano. La zona de falla es un material remolido o triturado y la

fractura hecha a través de los planos de falla permiten que entre el agua y hay intemperismo. Entonces, estas zonas son dovelas ya intemperizadas y el agua corre fácilmente a la superficie de la falla arrastrando el material molido de ésta, lo que se denomina "brecha de falla".

Hay cierta facilidad para que los ríos labren su cauce a lo largo del rumbo de una falla.

Se investiga si existe o no una falla y si existe, en qué condiciones se encuentra. Puede ser una zona que por su condición de intemperismo sea una capa impermeable.

De una boquilla lo que primero se tiene que investigar son sus condiciones de impermeabilidad y de resistencia. Si lo que se trata de formar es el vaso, se cierra con la cortina en la boquilla, para lo cual se requiere que el vaso sea impermeable y estable; también la boquilla porque ésta, además de que forma parte del vaso sustentará la estructura que en general es de importancia y entonces, las condiciones de resistencia y permeabilidad se deben investigar con cuidado. Debido a que la carga de agua es considerable; en la boquilla se coloca una estructura cuyo peso sea capaz de soportarla así como las presiones del agua.

Es necesario que la boquilla tenga un cierto grado de impermeabilidad para que no fluya el agua, porque si es un material soluble el agua se introduce, y traerá perjuicios acarreado subpresiones de consideración que pueden ser nocivas.

Se tienen que investigar las condiciones de resistencia y deformación consiguiente, para determinar las condiciones de carga y observar si la estructura proyectada es resistida por la roca o no, con el fin de modificarla. El laboratorio aunque útil, auxilia poco, ya que al tomar dentro de la masa de la roca una muestra, llevarla al laboratorio y meterla en el permeámetro para investigar la permeabilidad, es una ilusión.

al llegar al pozo no son paralelos, sin embargo este hecho no afecta gran cosa.

$$v = Ki = K \frac{Ah}{Al}; \text{ en este caso } i = \frac{dh}{dr}$$

$$\therefore Q = Av = 2\pi rhK \frac{dh}{dr}$$

Es necesario tomar el terreno como está, entonces lo que se necesita conocer es el coeficiente de permeabilidad.

$$Q = 2\pi K \int_{h_1}^{h_2} h dr; \quad Q \frac{dr}{r} = 2\pi K \int_{h_1}^{h_2} h dh$$

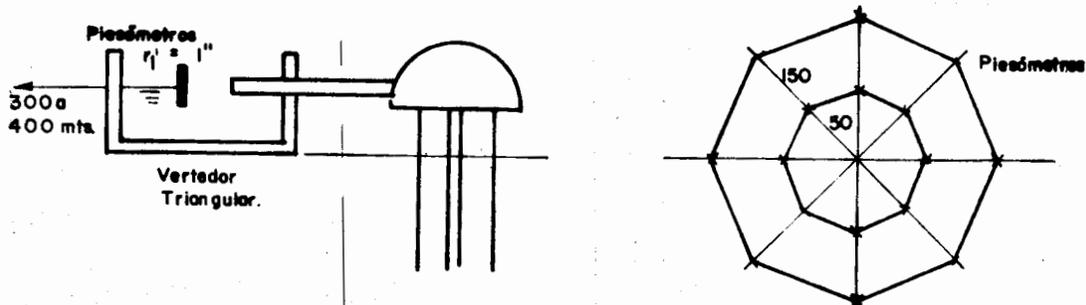
$$Q L \left(\frac{r_2}{r_1} \right) = 2\pi K \frac{1}{2} (h_2^2 - h_1^2) = \pi K (h_2^2 - h_1^2)$$

$$K = \frac{Q L \left(\frac{r_2}{r_1} \right)}{\pi (h_2^2 - h_1^2)}$$

Es la fórmula que se usa para el cálculo de la permeabilidad, en donde el (Q) gasto se mantiene mediante bombeo; (r_2) es la distancia del eje del pozo hasta el punto donde el manto freático coincide con su posición inicial; (r_1) es el radio del diámetro de la perforación; (h_2) es la distancia hasta donde está (r_2) o sea lo que se abate el N.F.; (h_1) es lo que se abate el diámetro del pozo, que se investiga mediante una sonda.

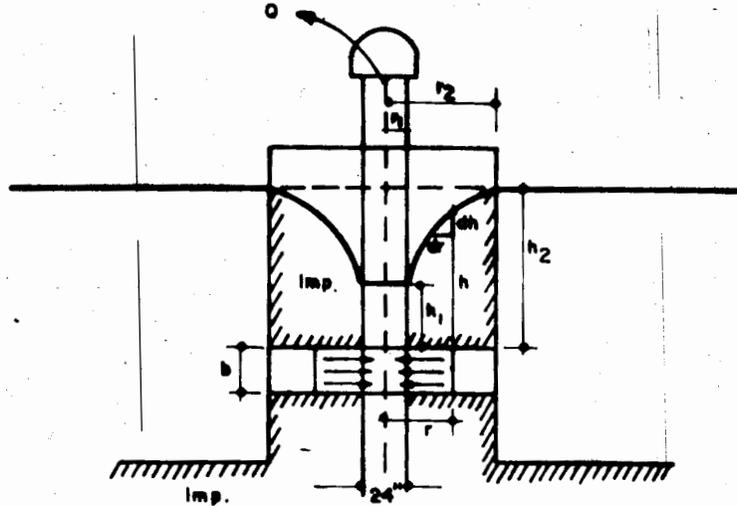
(r_2) y (h_2) son valores promedio, dependen de las condiciones de flujo.

Cuando se azolva el pozo hay necesidad de lavarlo, introduciéndose chiflones. Este tipo de prueba es muy costosa, por ejemplo, en la presa "Las Tórtolas" sobre el Río Nazas tuvo costo aproximado de \$800,000.00 o sean más de \$1,000.00/m.1. de perforación (la estructura tiene 30 mts. de altura y 50 mts. de acarrees). En la presa "La Villita" sobre el Río Balsas, la prueba costó \$900,000.00 (altura de la cortina 60 mts., ancho 400 mts., profundidad de los acarrees 90 mts.).



CASO DE UN ACUIFERO CONFINADO.

Se trata de una isleta de material impermeable completamente rodeada de agua. Se extrae un gasto (Q) y el nivel o gradiente dentro del manto impermeable no contiene agua.



$Q = V A$; por la Ley de D'Arcy: $V = K i = K \frac{dh}{dr}$

Area del cilindro: $2 \pi r b$

$Q = K \frac{dh}{dr} 2 \pi r b$; $Q \frac{dr}{r} = 2 \pi b K dh$

Integrando y dando límites queda:

$Q L = \frac{r_2}{r_1} = 2 \pi b K (h_2 - h_1)$

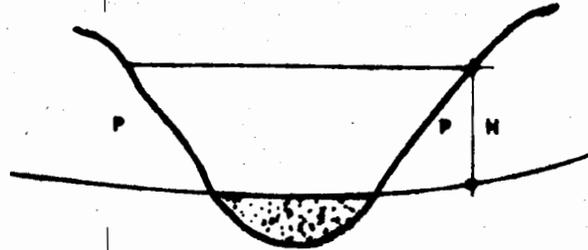
$K = \frac{Q L}{2 \pi b (h_2 - h_1)} \left(\frac{r_2}{r_1} \right)$
--

Para ser exactos, no se ha hecho una prueba de permeabilidad de este tipo en México.

(Q) es el gasto de la prueba mantenido con bomba; (h_2) y (r_2) son conocidos e invariables así como (r_1); el término ($2 \pi b$) es conocido y variable, según (h_1); ($h_2 - h_1$) es la carga dinámica del pozo = h, para obtener el gasto específico del pozo.

Sea una boquilla real, que trae agua y el terreno a los lados está saturado. El río actúa como dren regional porque de lo contrario actúa como abastecedor de los acuíferos, pierde agua por unidad de longitud; en cualquiera de los dos casos, en las zonas adyacentes de la boquilla (suponiendo que la estructura va a tener una altura (H), se necesitan -

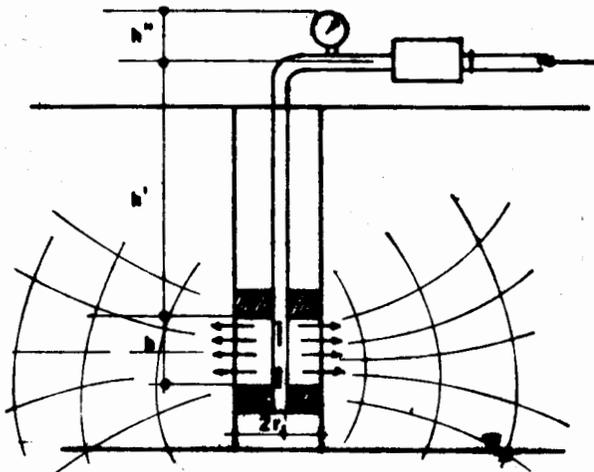
investigar las condiciones de permeabilidad en las laderas o en las montañas.



Cuando no hay agua, en lugar de bombearla hacia afuera, se le proporciona a presión, se puede hacer tanto en las boquillas como en otras partes, en túneles para acueductos y plantas hidroeléctricas, en que hay necesidad de investigar la permeabilidad del medio donde se van a construir, para determinar la necesidad de revestirlos o no.

En este otro caso tampoco está saturado el suelo y la fórmula anotada sirve para el efecto.

Se introduce el tubo en la perforación, ranurado a cierta longitud y limitado por empaques de hule generalmente, alimentándose agua a la zona limitada por los empaques (b). Si no hay agua, la presión se mide a la mitad del tramo y la fórmula queda:



$$K = \frac{QL}{2\pi bH} \frac{b}{r_1}$$

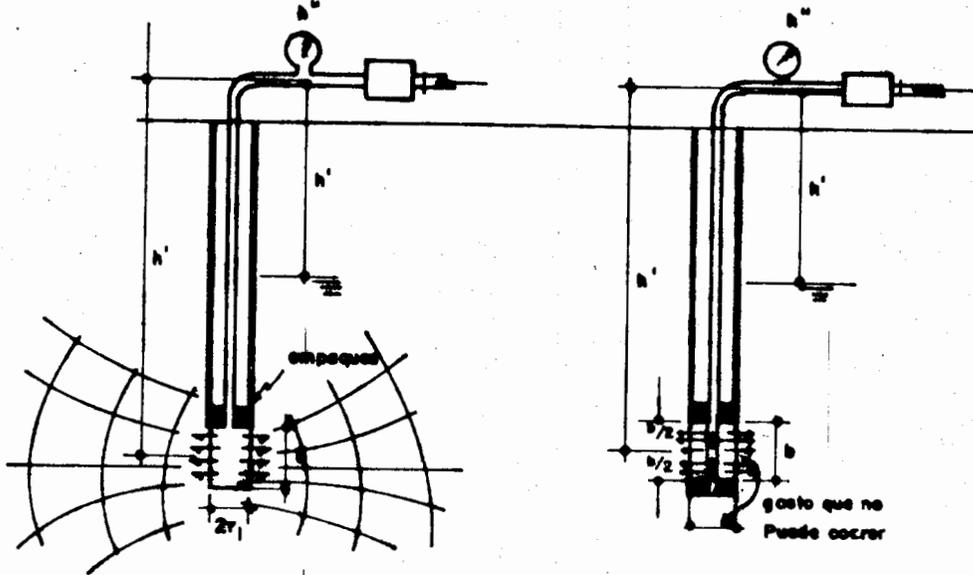
$$b \geq 10 r_1$$

Es suficiente asimilar (r_2) a (b) porque la variación del gradiente es más brusca que en los casos de bombeo hacia afuera.

(H) es la carga efectiva con la que trabaja el tramo e igual a la altura (h') de la columna de tubo más la carga adicional (h'') que se da con la bomba o con un tanque elevado, menos las pérdidas por fricción -

habidas en la tubería, que se deben comprobar mediante pruebas efectivas en el campo, sin confiarse en los datos consignados en los manuales.

Prueba de permeabilidad consignada en la pág. 146 del "Design of Small Dams"; los datos de la izquierda en cada figura, corresponden a una prueba realizada en seco y los de la derecha a una prueba realizada abajo del nivel freático.



El tramo de investigación en el primer método, está limitado en la parte inferior por el fondo de la perforación y en la parte superior por el empaque; en cambio en la de la derecha, el tramo investigado está limitado por empaques tanto en la parte inferior como en la parte superior; en este caso el fondo del tubo está taponado.

El primer método es mejor, se hace simultáneamente a la perforación sin embargo es más caro indiscutiblemente. Se extrae el ademe y se coloca el obturador y se efectúa la prueba, inyectándose agua. En la parte inferior del ademe se pone el obturador, se quita el equipo de perforación, colocándose el equipo de prueba, se retira ésta, se mide la perforación, y se procede a perforar otro tramo, repitiéndose la operación sucesivamente.

En el segundo caso se hace la perforación de golpe hasta la profundidad deseada limitándose los tramos con obturadores, sin embargo aunque

también se usa el encamisado hasta (b), el empaque es franqueado por el agua, introduciéndose también agua en la zona (b) sin haber manera de controlarlo, lo que es propicio a los errores de tal suerte que el consumo no sea realmente el volumen inyectado.

Cuando se trabaja abajo del nivel freático:

$$K = \frac{QL \frac{b}{r_1}}{2\pi bh}; \quad H = h' + h'' - \sum h$$

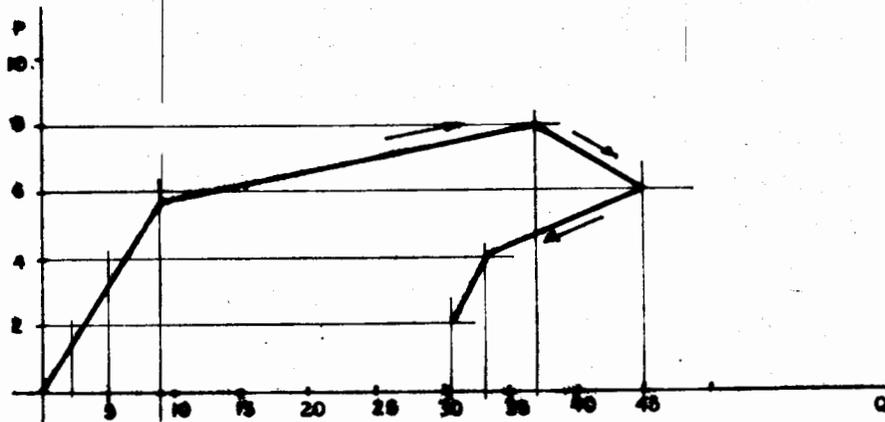
h = suma de pérdidas por codos, por conexiones, por válvulas.

Cuando se hace la prueba con determinado (Q), las pérdidas en el trayecto, y de acuerdo con la longitud, tienen también cierto valor.

Cuando la zona de prueba está abajo del N.F. hay un estado hidrostático debido a la carga. La presión adicional a que se hace trabajar el tramo es la presión (h') más la del manómetro.

Cuando se satura la zona (b), el flujo se establece y la carga es la columna más la adicional porque el nivel freático está por abajo.

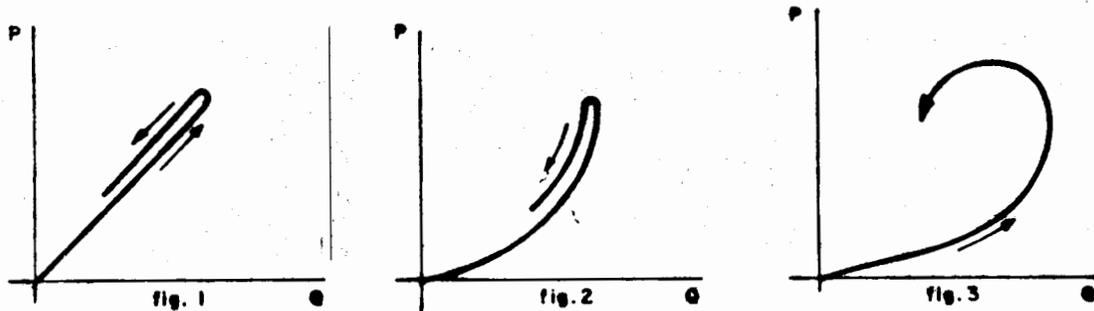
No hay inconveniente en utilizar estos métodos en rocas, siempre y cuando el flujo sea laminar. Sin embargo, es muy difícil determinar en que momento el flujo deja de ser laminar y se convierte en turbulento; por tanto, para eliminar esta dificultad, estas pruebas que son útiles como pruebas de presión, se llevan gráficamente en un sistema cartesiano (P Kg/cm² y Q en lts/min/metro de perforación).



Esta prueba conviene hacerla gradualmente. Por ejemplo, primero se puede dar una presión de 2 Kg/cm², manteniéndose durante cierto tiempo y se observa el consumo; después se le da en sentido ascendente - - - 4 Kg/cm²; al pasar a 8 Kg/cm² aumenta bruscamente el gasto y no es difícil que luego suceda lo mostrado por la gráfica.

La prueba es muy valiosa porque se puede calcular la permeabilidad en el rango que interesa, pero además se están obteniendo datos del comportamiento del terreno al aplicarse las presiones. Además, es conveniente efectuar estas pruebas procurando subir el valor de la presión paso a paso y luego bajarlo también en la misma forma.

La Fig. 1 es para un magnífico material en flujo laminar. El gasto es directamente proporcional a la primera potencia de la carga.



La fig. 2 es para flujo turbulento. El gasto aumenta con la segunda potencia de la carga. La relación entre las pérdidas y la velocidad no es lineal; el material está fracturado y se le puede introducir agua, - sin embargo, durante todo el trayecto de sube y baja, el fenómeno fué el mismo; entonces, se trata de un magnífico material con fracturas amplias a través de las cuales el flujo es turbulento.

En la fig. 3 aumenta la presión y disminuye el gasto. Se está en presencia de un terreno poroso, pero sin que las porosidades estén comunicadas entre sí. Una vez que el suelo se satura se comporta como impermeable. Mientras se saturaba, la parte cercana a la prueba tomó agua y una vez que se llenaron los huecos no se pudo inyectar más agua; aunque aumentó la presión los gastos disminuyeron.

La unidad de permeabilidad es el LUGEON (lts/min/m) para pruebas -- realizadas en Europa, con una presión de inyectado para establecer el -- flujo de la zona de 10 Kg/cm², mantenida durante 10 minutos.

Al dar al terreno una presión de 10 kg/cm², aproximadamente es la -- presión a la que estará sujeta la presa cuando está llena.

Estas pruebas son importantes desde el punto de vista de la Ingeniería, en el tratamiento de cimentaciones; si el terreno es permeable se -- debe tratar de hacerlo menos permeable a base de inyectar ciertas -- sustancias especiales, para llenar fracturas y huecos, metidas a pre- -- sión. La dificultad se tiene en el tratamiento de la zona donde se inyec- ta. Se pueden hacer las siguientes recomendaciones:

1. Aplicar la fórmula para un gasto de 1.0 lt/min.
2. Hacer $b \pm 5$ min.
3. Hacer $2r = 7.5$ cm. = 3"

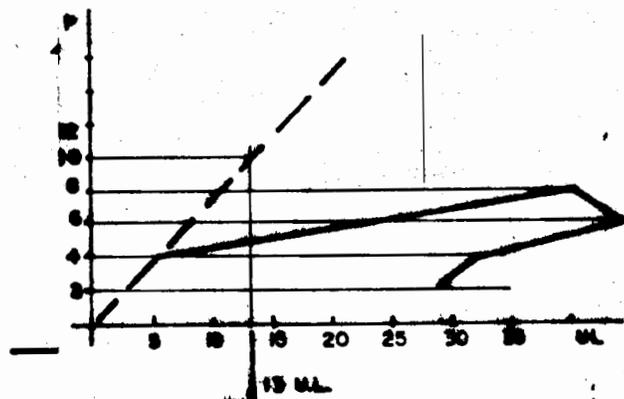
Para estas condiciones: 1 Unidad Lugeón = 10^{-7} m/seg = 10^{-5} cm/seg.

Un terreno es impermeable cuando $K < 10^{-7}$ cm/seg

semipermeable $10^{-4} > K > 10^{-7}$

francamente permeable $K > 10^{-4}$

Cuando las pruebas de los terrenos soportan la carga de 10 Kg/cm² -- es muy sencilla, pero en el caso en que no se haya podido dar esta carga existe desacuerdo en el número de unidades Lugeón de la permeabilidad.



Fase en la que el terreno no es per- turbado por la prueba o fase elásti- ca: al incrementar las presiones au- menta el gasto, en el tramo recto; -- después, la permeabilidad ya no es -- representativa del estado original -- del terreno.

Como última recomendación, las investigaciones de campo se pueden y deben reportar de tal manera que puedan interpretarse fácilmente.

En este tipo de sondeos hay que estar abasteciendo de un fluido al aditamento, que puede ser aire a altas velocidades que arroje el producto; tiene el inconveniente de que en este tipo de exploraciones se especifica que el fluido debe ser agua, que tiene las siguientes tres funciones:

1a. Sacar el producto de la trituración, para lo cual las velocidades ascendentes deben ser del orden de 1.5 m/seg, dependiendo del diámetro de perforación. Se impone un gasto de acuerdo con esta velocidad cuando menos, de lo contrario no arrastra consigo el producto de la trituración y sale hasta que se pulveriza por completo.

2a. Refrigerar la broca debido a que la fricción de los elementos contra el material hacen que se eleve la temperatura enormemente y se pueden echar a perder si no se refrigera.

3a. Si al llegar a determinado lugar se encuentra una grieta o fractura, se puede perder el agua; el perforista que está observando la operación tiene la obligación de consignar que a tal profundidad se tuvo pérdida de agua, parcial o total. Cuando el perforista observa que ya no aparece agua, aumenta la velocidad de la bomba y con ello el gasto y si aún con ello no aparece agua, la pérdida es total, si se recupera un poco de agua la pérdida es parcial.

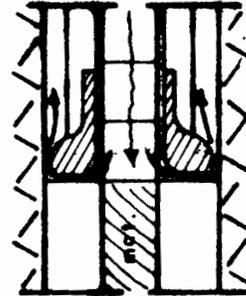
En el caso de que el fluido que se inyecte sea aire, como los grupos gruesos no son levantados por él, la cantidad de aire debe ser superior y entonces hay una trituración adicional, es decir, hasta que no pulveriza el material no lo puede arrojar. Al mismo tiempo, las fracturas existentes en el trayecto están siendo retacadas con polvo del material, impermeabilizándose la cuña del conducto; en cambio, inyectando agua a gran velocidad, se está lavando la perforación.

Las pruebas de permeabilidad dependen del fluido que se inyecta.

El agua de circulación o de enjuague, sale a la superficie y se --

canaliza hacia un estanque, para facilitar la sedimentación del producto de la molienda, con objeto de que el ingeniero geólogo llegue y observe lo que sale. Si se pasa por una zona arcillosa, no se recupera nada. Es común, que en sus informes, el perforista consigne tramos donde no hay recuperación de muestras. En cambio si la roca es muy sana, sale la caña completa y la recuperación es de 100%, lo cual indica que es una zona de magníficas condiciones y así se debe reportar en el diario del perforista.

Pág. 126 Obtención de corazones.
Fig. 81 Caja de madera con ranuras donde se deposita el producto de la recuperación



La información que se obtiene indica si el material está fracturado o no, o sea se obtiene un indicio cualitativo de la permeabilidad (cuando el agua se escapa, el terreno es permeable, etc.). Cuando existen fracturas se introducen acelerantes para "cementar" la fractura pero debe reportarse si no hay recuperación del agua.

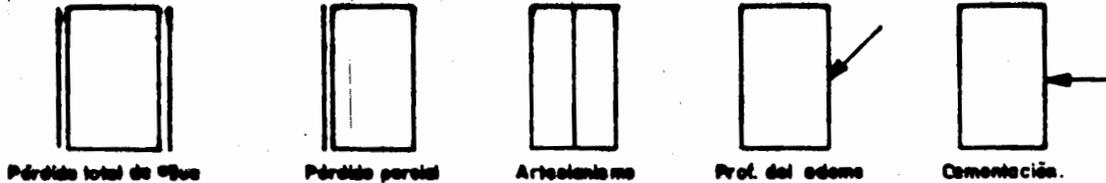
Elementos importantes en la perforación:

PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACION	% DE REC.	PRUEBA PERMEABILIDAD
5	Arena		
10	Grava		
15	Riolita		
20			
25			

Los signos para representar los materiales, son convencionales y existen algunos especiales para indicar si hay fracturas.

En la columna de prueba de permeabilidad, del lado izquierdo se consignan las observaciones y del lado derecho la gráfica correspondiente.

En la columna izquierda mencionada, se consignan las observaciones mediante los siguientes símbolos:



Puede suceder que al llegar a cierta profundidad, en lugar de perder agua se gane; entonces, existe fenómeno de artesianismo.

Por ejemplo, si se tiene que ademar hasta la zona de la grava, se necesita bajar una camisa de tubo que es el ademe; si el material es fracturado como una toba riolítica intemperizada, se dificulta la perforación y es necesario meter camisa desde arriba hasta el sitio donde se presenta esta situación.

Si después de conocer el grado de fracturamiento, se tiene que echar lechada de cemento, es necesario dejar que frague para poder hacer luego la perforación.

De esta manera, el Ingeniero puede tener conocimiento con el diario de perforación de todos los accidentes que vaya encontrando el observador, y tendrá idea del tipo de material que se atraviesa.

Entonces, desde un punto de vista cualitativo, se observan las pérdidas de agua. Si el terreno es arenoso, la pérdida de agua es constante a lo largo del trayecto; sucede lo mismo si la zona está fracturada y es necesario cementar. La tabla de reporte informa en qué tramos hubo pérdida de agua y si se observa en todo el trayecto, está en presencia de una formación permeable.

La parte cuantitativa de la prueba directa de permeabilidad se hace a partir de las rocas, al hacerse la prueba de presión se da indicación de las condiciones en que se efectúa la prueba, del tipo de terreno y las modificaciones que se deben hacer a las condiciones naturales.

Con las muestras se tienen elementos para efectuar en el laboratorio pruebas de resistencia, y con ellas, conocer la permeabilidad del suelo in situ. De esta manera, se pueden investigar las dos condiciones que interesan en el estudio de presas: las de resistencia de estabilidad de la cimentación y las de permeabilidad.

Diámetros de perforación (pág. 137 fig. 80).

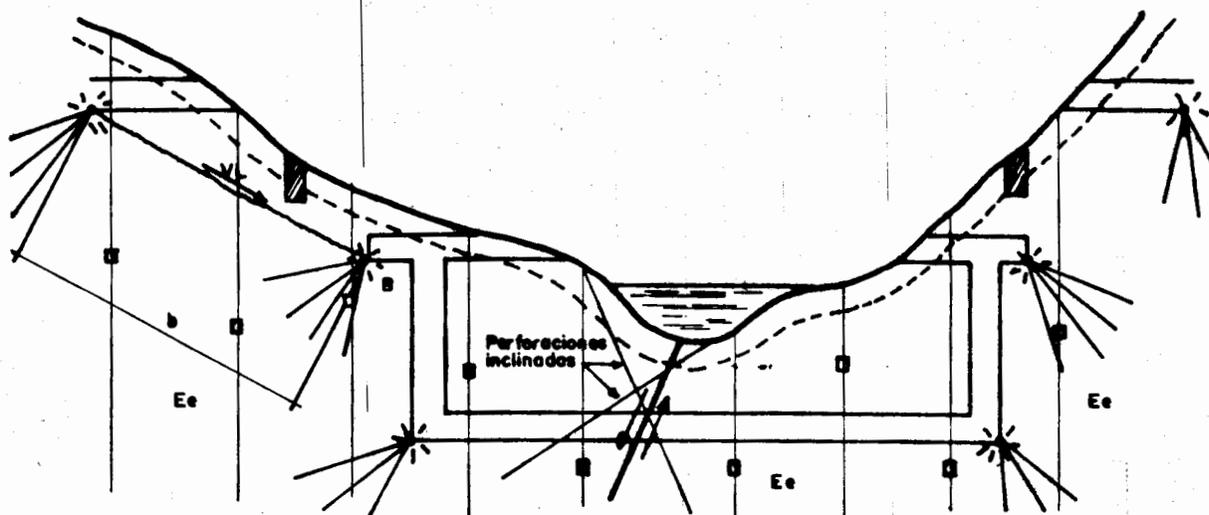
Designación	Ø de la perforación	Ø del corazón muestra
EX	1-1/2"	7/8"
AX	1-7/8"	1-1/8"
BX	2-3/8"	1-5/8"
NX	3"	2-1/8"
CALIX	36"	

Para los cuatro primeros, la perforación se hace con diamante industrial, aunque generalmente, las brocas se fabrican con Corindon comercial. Los Calix se efectúan con municiones desde 4" hasta 36"Ø.

Para exploraciones, el diámetro de 7/8" de la muestra está completamente obsoleto, ya que prácticamente tritura y el geólogo obtiene informaciones falsas. En los métodos modernos el diámetro mínimo razonable para exploración es el NX, porque es más de 5 cm. y es un diámetro conveniente para obtener muestras favorables y meterlas en las máquinas de compresión y además con el diámetro EX es casi imposible hacer pruebas de permeabilidad.

Sea la acción de la zona de una boquilla de la cual se conoce el espesor de la zona intemperizada (la boquilla topográfica no es la misma que la geológica). Con los datos preliminares se procede a hacer un programa exhaustivo de investigación.

- 1.- Programa preliminar.
- 2.- Pozos a cielo abierto.
- 3.- Túneles y galerías (sin explosivos).
- 4.- Perforaciones (3).



En primer lugar se procede a efectuar una serie de perforaciones cuya distancia entre una y otra no se puede especificar. Mediante los túneles se puede conocer el estado de fracturamiento de la zona.

Lo importante de estas exploraciones, es que se van efectuando pruebas de permeabilidad, de manera que se tenga idea del comportamiento del suelo, del flujo de agua a través de la margen izquierda del fondo, la margen derecha o zonas particulares. En todas las perforaciones, cuando se cruza una zona fallada, se tienen que hacer pruebas también. Con los cuatro elementos enunciados se efectuarán "pruebas de permeabilidad" y por tanto la permeabilidad in situ del terreno puede conocerse.

Más tarde se muestrea toda la columna resultando 200 ó 300 cajas de muestras. Los túneles sirven también para tomar muestras inalteradas y hacer pruebas en el grado de humedad en que se encuentra el material. Posteriormente todas las perforaciones son inyectadas y únicamente se dejan las galerías porque revestidas pueden servir para inspección o como drenaje.

Así, las pruebas cuantifican la permeabilidad en unidades (L) o en las normales.

Con las pequeñas muestras se llenan probetas de 11cm. de longitud

y se pueden introducir en las máquinas modernas, sus dimensiones dan resultados aceptables; tales dimensiones no han sido perjudicadas por el método de perforación; cuando se utilizan diámetros pequeños, se altera la muestra por el procedimiento de construcción. Esas muestras proporcionan valores aislados y de buena calidad; el hecho de que se pueda tomar una muestra de la caña para meterla a la máquina de compresión, indica que se ha desechado lo malo y se ha tomado una buena muestra.

Los módulos de elasticidad estáticos que se encuentran son óptimos.

Métodos para conocer las características mecánicas y elásticas de los materiales in situ (algunos de ellos son geofísicos).

Método sísmico.

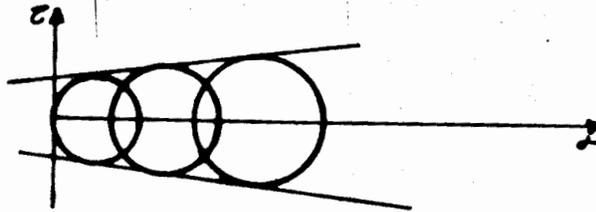
Este método proporciona un módulo de elasticidad dinámico.

Valiéndose de los túneles, se hace una perforación, se carga con dinamita y se provoca una explosión; la energía de la explosión se transmite por medio de ondas y recorre ciertos caminos; el que interesa es uno, y se coloca un elemento detector de ondas, por ejemplo en un punto (B) o sea un sismógrafo de alta sensibilidad. Se están provocando vibraciones en un medio más o menos elástico y desde luego en forma esférica se transmiten las ondas.

Topográficamente, se conoce la longitud (b) ya que se tiene un levantamiento sumamente preciso de los túneles y de la boquilla, por lo que la distancia en línea recta en tres dimensiones es perfectamente conocida, y se trata de investigar la velocidad de las ondas longitudinales (V_L).

En un sismo se tienen cuatro tipos de ondas: longitudinales, transversales y superficiales. En este caso interesan las velocidades longitudinales de compresión y no las transversales de zigzag.

Las vibraciones se disipan en el medio de acuerdo con la densidad y características elásticas del mismo; en un medio muy denso las vibraciones son rápidas. Las envolventes de Mohr se calculan con la relación entre los esfuerzos normales, esfuerzos tangenciales y los ángulos de fricción interna. Como todas las muestras son escogidas, el hecho de que se puedan meter a la máquina de compresión indica que se trata de una magnífica muestra.



Si los poros, fracturas o vacíos del material se rellenan con materiales elásticos (morteros) se mejoran las condiciones, tratando de introducir materiales de características semejantes a los de la roca; o sea, se mejora por tratamiento, obteniendo módulos de elasticidad estáticos diferentes en la margen izquierda, la margen derecha y en el fondo, si hay la presencia de una falla y si los materiales en las márgenes derecha e izquierda son diferentes. Mediante las perforaciones indicadas se puede llegar a saber si la falla está abierta.

Por otra parte, las muestras se pueden llevar al permeámetro e investigar la permeabilidad como simple curiosidad científica, ya que las permeabilidades válidas son las de campo.

En cada una de las perforaciones, distintas unas de otras 20, 30 o 50 m., no se puede decir cuál es la distancia, ya que ésta se debe determinar en el campo por el geólogo o por el ingeniero y si se sospecha como en el ejemplo, la presencia de una falla y en dos perforaciones no se cruza la fractura, hay que hacer otra intermedia o cruzar unas perforaciones con objeto de estar seguros de que no hay un accidente geológico que se sospeche por indicios superficiales y que no ha sido localizada en las perforaciones. Se deben efectuar varias perforaciones para conocer el espesor de los acarrees. También se pueden tomar muestras particulares del diámetro NX, porque proporciona probetas.

Velocidad real de la onda en este medio real, exactamente como está colocado:

$$V_L = \sqrt{\frac{(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} \frac{E_d g}{\delta}}$$

μ = coeficiente de Poisson

(μ) es un valor relativamente fácil de obtener, ya que es la relación de deformaciones lineal y transversal, para rocas densas su valor es de 0.2

E_d = Módulo de elasticidad dinámica.

δ = Peso volumétrico aparente.

g = Aceleración de la gravedad.

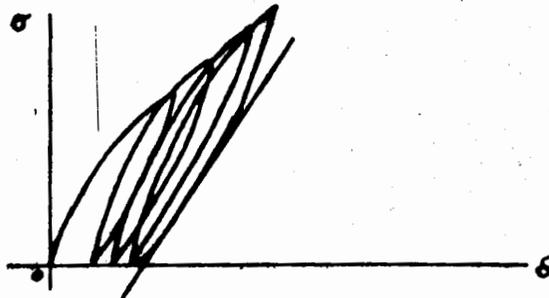
Con esta fórmula se mide la velocidad, conocida la distancia - (b) el tiempo se mide mediante métodos electrónicos de precisión, fijando el tiempo de salida al centésimo de segundo y el momento en que se reciben las ondas. Esta operación se efectúa en todos sentidos, por ejemplo provocando el estallido en el punto (A) y colocando el aparato en otro punto (C), incluso se puede poner el sismógrafo en la superficie. Entonces, se observa a que velocidad se transmiten las vibraciones que se provocan con el sismo artificial en este medio, tal como se encuentra, con sus fracturas, etc.

Para métodos sísmicos se mide la velocidad (V_L) y se investiga el coeficiente (μ) del material en el laboratorio así como el peso volumétrico aparente (un metro cúbico real y efectivo).

El sismógrafo recibe varios trenes de ondas y aún varios de éstos superpuestos, entonces, es cuestión de interpretar cuáles son ondas longitudinales y cuáles son transversales, ya que la expresión para medirlas, varía.

Con los túneles, los pozos a cielo abierto y las tres perforaciones iniciales, se puede hacer el programa de investigación. La profundidad a la que se deben ligar las investigaciones se limita a una profundidad equivalente a la altura de la estructura. La investigación general se efectúa mediante una red de perforaciones cuyo espaciamento no se puede fijar hasta que lleguen al lugar de la obra el ingeniero y los geólogos, para hacer el programa de perforaciones, con intención de que crucen los accidentes que existen o de los que se sospecha su existencia; de estas perforaciones se pueden sacar muestras, llevarlas al laboratorio y obtener el módulo de elasticidad estático.

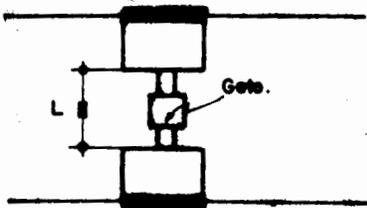
Con la fórmula anotada se determina (Ed) módulo global que tiene en cuenta el estado de fracturamiento de la roca y por tanto diferente del módulo de elasticidad estático. Este módulo sirve al relacionarlo con el que se puede obtener de la gráfica siguiente, al tomar la pendiente de la rama descendente.



Medición del Módulo de Elasticidad in situ.

Sea el tramo de un túnel; a cierta zona se le transmiten presiones mediante un gato hidráulico, controlando la longitud (L) mediante el extensómetro.

Según los investigadores Jaeger y Timoshenko, cuando se tiene una distribución uniforme de presión, se debe aplicar la expresión:



$$w = 0.54 \frac{P(1 - \nu)}{r E_e}$$

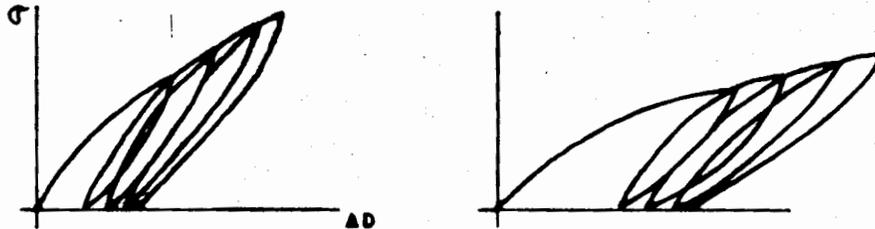
w = deformación o desplazamiento en el sentido de la carga, en este caso vertical; se mide con el extensómetro.

r = radio de la placa de apoyo

P = carga total.

= módulo de Poisson. Este valor aunque no tiene trascendencia, siempre se debe tomar en cuenta.

Se hace una serie de cargas repetidas para obtener la histiéresis.



La primera gráfica es para un material elástico y denso como el concreto y siempre la primera deformación es la mayor.

La segunda figura corresponde a un material con muchos poros.

Esta es una prueba muy sencilla con la ventaja de que al inyectar las perforaciones para tapar los huecos o fracturas, se vuelve a probar y se tiene el comportamiento indicado en la segunda figura, mientras que la primera es para cuando se ha efectuado el tratamiento.

En la "Mecánica de Rocas" (Pág.96) de Talobre, se tiene:

En el centro de la placa: $w_0 = \frac{2}{\pi} \frac{(1 - \mu^2)}{r E^2} P$

En el borde: $w_A = \frac{4}{\pi} \frac{(1 - \mu^2)}{E} \frac{P}{r}$

En el centro de una placa cuadrada: $w_b = 1.12 \frac{(1 - \mu^2)}{E} \frac{P}{a}$

En las esquinas: $w_a = 0.56 \frac{(1 - \mu^2)}{E} \frac{P}{a}$

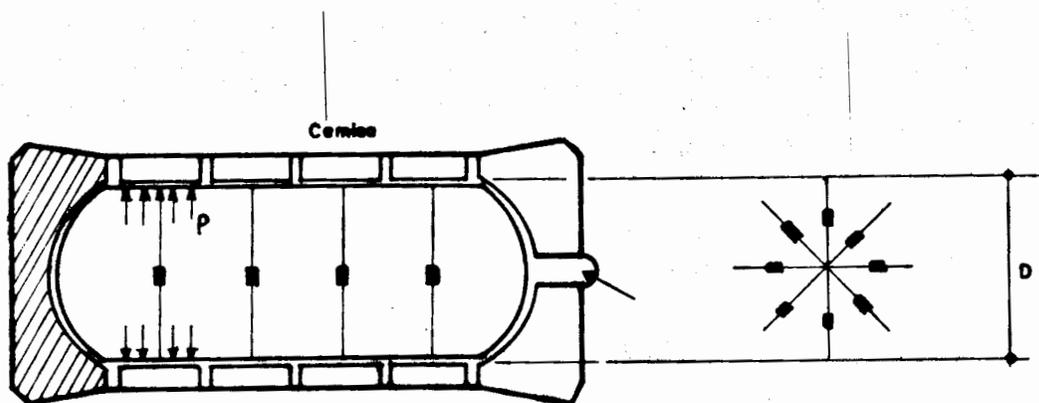
siendo (a) la dimensión del lado de la placa.

Cuando no se tiene una placa suficientemente rígida que pueda garantizar la transmisión uniforme de presiones, las expresiones de Talobre son muy útiles. Frecuentemente lo más expedito es colocar placas cuadradas, con la ventaja sobre las circulares, de su construcción. Los métodos que utilizan gatos hidráulicos son muy baratos y se pueden efectuar en cualquier lugar.

Cámara de Presión.

Este método es un poco más complicado que el anterior.

Sea el tramo de túnel que se indica; la cámara es cerrada, revestida de concreto; además, es conveniente y necesario poner una camisa de caucho o de goma con objeto de hacerla impermeable; se colocan dentro de la cámara bastones con extensómetros en forma radial de tal manera que abarquen las tres dimensiones, y desde fuera electrónicamente se manejan los extensómetros. Se tiene también una serie de tuberías para inyectar agua a presión hasta llenar la cámara y entonces se sujeta de esta manera a una presión radial y se procede a medir la deformación de los diámetros. Si el material es estratificado con cierto sentido, el comportamiento en el sentido normal a los estratos es distinto al comportamiento paralelo a ellos.



El módulo de elasticidad obtenido con esta experiencia es:



$$E = p (1 + \mu) \frac{D}{\Delta D}$$

p = presión unitaria a la que se somete la cámara.

D = diámetro de la cámara.

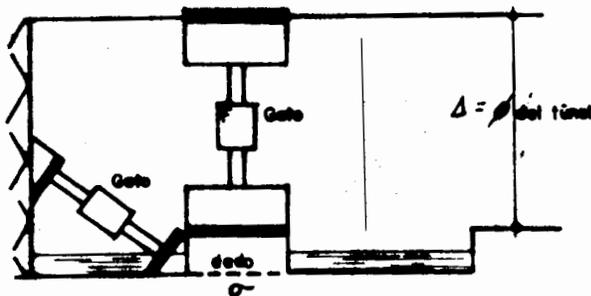
Este método es indiscutiblemente el mejor; estas cámaras deben estar orientadas de acuerdo con los esfuerzos a los que estarán sujetas. Por ejemplo, si se tiene una estructura que va a transmitir presiones en cierta forma sobre la ladera, por lo menos uno de los planos de la cámara debe coincidir con uno de los planos de investigación.

Se hacen nuevamente las cargas repetidas, dependiendo la gráfica del tipo de material.

Una vez hecha la prueba en el estado original en que se encuentra el suelo (segunda figura), se procede a mejorarlo inyectando la zona circundante a la cámara, se hace nuevamente la prueba y se obtiene la primera figura.

Investigación del esfuerzo cortante directo.

Sea un tramo cualquiera de un túnel; el fondo del túnel se excava, dejándose perfectamente labrado un dado o cubo de dimensiones aproximadas de 70 x 70 cm., el que se embute en un marco de acero construído expresamente que tiene pequeños agujeritos en la parte superior por los cuales se inyecta concreto, para que el cubo quede perfectamente sellado dentro del marco rígido. Al aplicar la fuerza (F) con el gato, provoca esfuerzos (σ) en el dado. El dado debe estar como una isla, rodeado de agua, para que se sature todo el material en el lapso de 24 horas.



$$\tau = \sigma \tan \phi$$

τ = esfuerzo cortante o rasante aplicado en el plano, provocado por el gato inclinado.

σ = esfuerzo normal en el dado - según la fuerza F.

ϕ = se investiga, es mínimo cuando el material está saturado.

Se procede de esta manera a dibujar las envolventes de Mohr, aún sin llegar al esfuerzo de ruptura.

De esta manera se tienen los elementos con que cuenta el Ingeniero

ro para una boquilla determinada, conocer el estado en que se encuentra el material y las características mecánicas (resistencia) y elásticas - del material (permeabilidad) originales, que va a servir de cimentación para la estructura, y si es necesario, mejorar tales condiciones locales de elasticidad y de permeabilidad; entonces, la prueba de permeabilidad es una prueba de resistencia inicial.

TRATAMIENTO DE CIMENTACIONES.

Hasta ahora se han visto los elementos en la técnica actual con que cuenta el Ingeniero para hacer investigaciones directas en el campo, para conocer las características mecánicas y físicas de los materiales, entre ellas la permeabilidad. Si esas condiciones no son satisfactorias, el Ingeniero tiene que actuar directamente en el campo para - - transformar y mejorar esas condiciones; a esta operación se le denomina "tratamiento de cimentaciones". Hay muchas posibilidades para hacer - - esos tratamientos, pero el normal en presas es a base de inyecciones, - para tratar de obtener una consolidación e impermeabilidad más eficientes.

Para la consolidación se hace un inyectado en "tapete" y para impermeabilizar un inyectado en "pantalla".

Entonces, se trata de inyectar en el terreno ya sea para consolidación o impermeabilización, ciertas substancias cuyas características deben ser perfectamente conocidas y rellenar los huecos, las fracturas, los vacíos o poros del material y en esa forma se mejora la consolidación o el módulo de elasticidad de los materiales; si simultáneamente se cierran fracturas, se mejora la permeabilidad pero después de haber hecho pruebas que no resultaron satisfactorias.

MEZCLAS.

Las mezclas que se usan pueden ser a base de materiales bituminosos; las más comunes son a base de agua como elemento base para hacer - soluble la mezcla ya sea con cemento, arena o arcillas como elementos - constitutivos de la mezcla y con la variación en las proporciones de -

estos elementos, se tiene una gama variable de mezclas.

Los aditivos más comunes son:

1. Las PUZOLANAS, que son productos sumamente finos de materiales ígneos, son como cenizas al grado de que sus granos son más finos que los del cemento. Tiene una gran variedad de cualidades, y una de ellas es como cementante. Si se va a utilizar un concreto de $f'c = 140$ Kg/cm² para el que se requieren de 180 a 200 Kgs. de cemento, para este 100% de cemento por m³, se puede substituir una parte apreciable del cemento como puzolana que actúa como retardante los primeros días.

Además de las características de cementante y fluidizante de la puzolana, si se coloca como material inerte, hace impermeables los concretos porque los granos de la puzolana son más finos que los del cemento.

Un aspecto importante es que lo hace fluidizante cuando se inyectan estas mezclas hay una planta de mezclado y bombeo, así como, una serie de tuberías hasta el sitio donde están las perforaciones; cuando la perforación toma muy poco volumen de mezcla, la velocidad es pequeña y entonces los sólidos de la mezcla se sedimentan y se atascan las tuberías o bien se atascan las grietas dentro del terreno al formarse una especie de tapón y la mezcla ya no avanza porque al ser la velocidad de inyectado lenta se sedimentan los sólidos.

Las mezclas "agua-cemento" y "agua-cemento-arenas" se denominan inestables por su gran rapidez de sedimentación. Si se les añade arcilla, puzolana o bentonita, se hacen estables, sobre todo con bentonita la cual tiene propiedades de gelatinización y al utilizarla se obstaculiza la sedimentación de los granos, o sea, tiene menor poder de penetración y mayor tiempo de sedimentación.

Dependiendo del objeto que se persigue, la proporción de puzolana y cemento por utilizar, se determina en el laboratorio y es posible

que los porcentos sean 30 y 70 respectivamente, logrando economía y se tiene un rendimiento mayor al reducir la cantidad de agua y además se está haciendo impermeable porque las partículas de puzolana son más finas que las del cemento, y como la estructura por construir es una cortina, se tienen las ventajas enunciadas de cementante, fluidizante e impermeabilizador.

2. BENTONITA que es un fluidizante.

Con frecuencia, como todas las arcillas, la bentonita tiene características retardantes; entonces, si se va a inyectar bentonita, se recomienda hacerlo en una cantidad $< 5\%$ en peso respecto al cemento, porque si se añade más del 5% baja la resistencia de la mezcla y aumenta el tiempo de fraguado y puede tener sus inconvenientes.

Para hacer una mezcla de cemento estable, se añaden arcillas o bentonita; luego, la condición de la bentonita es hacer más estable o fluidizante a la mezcla.

3. RETARDANTES DE FRAGUADO.

Se pueden usar para tal objeto cualquiera de los más comerciales para el concreto.

Las temperaturas de manufactura, de transporte y de colocación en el concreto, se deben limitar a 30° ; si la temperatura ambiente es $> 30^{\circ}$ hay que refrigerar los agregados del concreto. Cuando se hace una perforación y se inyecta, se puede tener el caso en que haya un acúfero o que exista agua en circulación o que el agua esté caliente. En el caso de circulación, la lechada se pierde y no hay impermeabilización; en el caso de un medio caliente, en el primer caso la mezcla emigra y no se obtienen los resultados requeridos y en el segundo caso se acelera el fraguado, teniendo la lechada poco recorrido.

A base de muestras o pruebas en el sitio se puede llegar a conocer la cantidad de retardantes necesarios. Si las tuberías están expues

tas a los rayos del sol, se calienta la mezcla y es necesario ponerle - un retardante.

4. ACELERANTES DE FRAGUADO.

También se pueden usar los normales para concreto; sin embargo - es aconsejable que sean a base de silicato de calcio o bien cloruro de calcio puro.

Si existe un acuifero con flujo, o si la temperatura es muy baja en invierno, es necesario introducir un acelerante porque con la presencia del agua no fragua la mezcla y si hay flujo emigra.

El acelerante a base de cloruro de calcio, se limita al 2% en peso con respecto al cemento.

Los inclusores de aire no son recomendables como fluidizantes.

Es común, según se ha podido observar en la práctica, que la unidad de peso de toma para las mezclas sea el saco de cemento (50 Kgs.) y la escala siguiente es meramente ilustrativa.

<u>Consumo de cemento</u> <u>en sacos (50 Kg.)</u>	<u>Proporción agua-cemento</u> <u>en volumen.</u>
Hasta 50	6:1
50 - 70	5:1
70 - 90	4:1
90 - 110	3:1
110 - 130	2:1
130 - 150	1:1
más de 150	1:1 + arena

El proceso es el siguiente: se comienza a inyectar la mezcla y - generalmente se utilizan mezclas muy fluidas (aguadas 6:1), la cantidad de sólidos del cemento es una pequeña cantidad; si la perforación sigue "tomando", se "espesa" la lechada o sea que se está en presencia de - - fracturas amplias, y así sucesivamente hasta llegar a la proporción 1:1 y entonces se está inyectando un mortero.

Si la perforación todavía "toma", el inyectado resulta incosteable y se procede a agregarle enseguida la arena en proporción 1:1 en peso con respecto al cemento. La arena debe ser muy fina porque se va a inyectar a cierta presión mediante bombas y tienen que pasar las mezclas a través de máquinas como émbolos o tornillos que tienen válvulas, etc. El módulo de finura se puede limitar entre 1.3 y 2.3 y que pase el 100% la malla No.16 aunque puede pasar el 5% la malla No. 100.- Este tipo de arenas son las llamadas "fly ash" y son tan finas que el viento se las puede llevar; pueden ser producto de trituración pero es conveniente que se extraigan de banco o minas, que sus aristas sean redondeadas, que sean resistentes y que no sean producto de un material intemperizado.

La arena y la arcilla son elementos usados para hacer la mezcla económica, pero la arcilla debe ser inorgánica. El uso de la arcilla retarda el fraguado de la mezcla y en el laboratorio de campo se hacen varias proporciones para utilizar la más conveniente.

Las mezclas deben poseer como características principales: resistentes, impermeables y económicas; en otras palabras, deben tener una resistencia conocida así como un grado de impermeabilidad conocido y no deben ser baratas.

Una vez que la mezcla se ha inyectado y que ha fraguado, va a estar confinada y sujeta a un esfuerzo de compresión simple, con ausencia de esfuerzo cortante, o sea, se presenta un estado hidrostático.

Con las presiones de inyectado se modifica el estado de esfuerzo previo, por lo que al hacer una perforación y presionarla se pueden cometer errores graves. Si por ejemplo, el cauce de un río es lavado por la erosión, geológicamente sucede rápidamente y entonces ($\sigma_1 = 0$) y si está muy cercana a la parte liberada de peso, entonces el estado de esfuerzo no es el mismo y si se inyecta únicamente en función de la profundidad (h) se pueden cometer errores serios. Si la molécula está más arriba, se hace ($\sigma_1 = 0$) y entonces hay rebote elástico lateral o sea - el estado es de fracturamiento incipiente.

Ultimamente se ha insistido en hacer investigaciones de campo directas; al no tomar en cuenta lo anterior no se puede determinar una - presión de inyectado razonable, todo lo cual está involucrado en la - - prueba de presión y en la gráfica indicada.

Existen dos criterios de inyectado en el mundo:

1.- Criterio europeo: asienta que hay que fracturar el terreno - para inyectarlo.

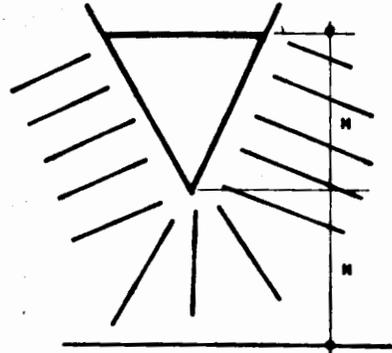
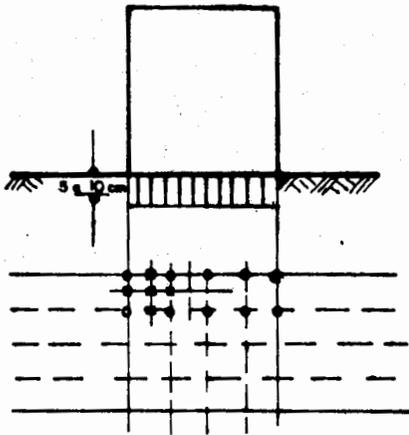
2.- Criterio americano: afirma que no se debe perturbar la forma ción y limitarse a la presión mínima de 0.24 Kg/m²/m.

Procedimiento de inyectado.

Al hablar de consolidación, se efectúa mediante un tapete que no es más que el tratamiento de la superficie de desplante.

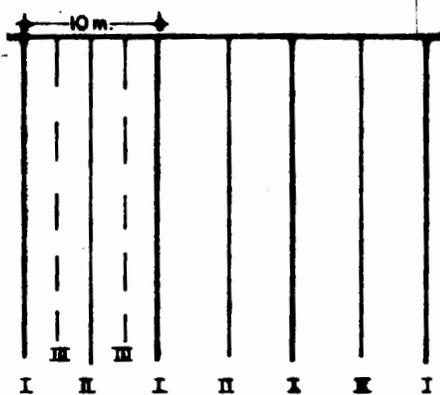
Sea un edificio o una estructura cualquiera, al consolidar la ro ca de cimentación a cierta profundidad (5 o 10 m.) dependiendo de la im portancia de la estructura, se propone una cuadrícula y en los vértices de la misma se hacen perforaciones de inyectado, limitadas a la capa - que está directamente en contacto; previamente se han efectuado análi-- sis de resistencia y se han localizado fracturas las cuales se rellenan para mejorar las condiciones de resistencia y permeabilidad. Si la toma es grande, se cierra la cuadrícula, o sea se hacen perforaciones a cada 5 m.

Si todavía toma más de 1 saco/m. se cierra la cuadrícula a 2.50 m. por lado, y así sucesivamente.

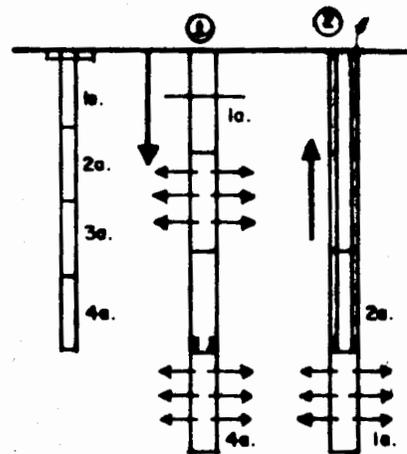


En cuanto a permeabilidad, se hace mediante una pantalla.

Sea la boquilla y la altura de la estructura; muchas veces estos tratamientos se llevan a una profundidad igual a la altura y dependiendo de lo que haya sucedido a la hora de la investigación. Se procede por etapas: a lo largo de la línea donde se hace la pantalla, se hacen perforaciones a una distancia, se propone que no sea - - - - ni muy grande ni muy corta, por ejemplo 10 mts.; luego se procede en la etapa II, con perforaciones a 5 m. de distancia; si continúa tomando la formación, se efectúa la III etapa con perforaciones con equidistancia de 2.50 m., y así sucesivamente. Se han llegado en algunas pantallas a distancias de 0.62 cm.



- Etapa I, 10.00 mts.
- II 5.00 mts.
- III 2.50 mts.
- IV 1.25 mts.
- V 0.62 mts.



Cabe aclarar, que hasta no terminar la etapa I, se procede a efectuar la etapa II, etc.

1.- Método de Progresiones.

Se perfora, se retira el equipo de perforación; se coloca el - - equipo de inyectado y se procede a la inyección; se retira el equipo de inyectado, se lava, se perfora y se hace la segunda etapa, y así sucesivamente.

Se tienen dos casos: uno en que sólo se pone un empaque en la - parte superior en contacto con la superficie y como en la primera pro--gresión se inyecta con una presión determinada, presión que aumenta con la profundidad, al inyectar la segunda progresión el tramo de la prime--ra vuelve a ser inyectado con la presión de la segunda y cuando se in--yecta la tercera progresión a una presión mayor, puesto que se está a - una profundidad más grande, las progresiones 1a. y 2a. se vuelven a in--yectar con la presión correspondiente a la tercera, etc.

El segundo caso sucede cuando se empieza a inyectar la progre---sión más profunda, se coloca el empaque en el interior y se inyecta la cuarta progresión con la presión que le corresponde, quedando el tramo de arriba independiente de éste, o sea, cada tramo se inyecta con su --presión respectiva.

En los dos casos, las perforaciones son de 5 mts. y es necesario tener los equipos de perforación y de inyectado en el sitio.

2.- Método de Tramos.

Se perfora toda la profundidad de una sola vez y el proceso se - lleva a cabo de abajo hacia arriba. Se introduce el tubo y se inyecta, luego se sube el empaque así como la tubería y se procede al inyectado del tramo siguiente.

Desde el punto de vista de programas de construcción y de costos, la diferencia con el anterior es que el equipo de perforación es inde--pendiente del equipo de inyectado.

Desde el punto de vista de cimentaciones, el primer procedimiento es el óptimo pero más caro y tardado, debido a que los dos trabajos tiene

nen que avanzar simultáneamente y en caso de que uno de los equipos se descomponga, el otro no puede seguir adelante. Con el segundo método se obtienen mayor eficiencia y rapidez en el trabajo, por la independencia de los equipos; sin embargo, con el segundo no se obtienen tan buenos resultados como con el primero, ya que frecuentemente la lechada brota por la superficie al inyectar con grandes presiones y por no estar impermeabilizada la superficie mientras que en el primer caso se pueden aplicar presiones grandes con mayor seguridad. El Ingeniero decide el procedimiento por utilizar.

Como una idea, el avance en la perforación es de 10 mts./hora.

Estos son los elementos con que cuenta el Ingeniero Civil para modificar las condiciones de consolidación y de resistencia y su impermeabilidad; desde luego que si se tiene la boquilla, el tapete se hace en forma superficial o sea en la zona de contacto y enseguida la pantalla y una vez terminada ésta, se efectúan pruebas de permeabilidad, otra vez se barre toda la boquilla para ver qué se ha conseguido con el tratamiento, porque a veces se encuentran zonas donde no ha fraguado la lechada, otras quedan permeables porque la lechada emigra y otras más que no son tocadas por la lechada. Las pruebas de permeabilidad se hacen en sentido diferente al tratamiento, y el criterio es el siguiente:

Criterio europeo: U.L. < 1 para H < 30 mts.
 U.L. < 3 para H > 30 mts.

1.0 U.L. para cortinas pequeñas y 3 U.L. para cortinas altas.

En nuestro medio se acepta: $K < 10^{-5}$ cm/seg.

Si en ciertas zonas se encuentra con que la permeabilidad no es satisfactoria, se insiste en el tratamiento y si no es posible inyectar lechadas de cemento arena, se recurre a las sustancias químicas.

Clasificación de las cortinas.

Por su altura:

Bajas		$H < 30$ m.
Medias	30	$H < 100$ m.
Altas		$H > 100$ m.

Por su función:

Vertedora
No vertedora

Por los materiales que se utilizan en su construcción:

Concreto (mampostería)
Tierra y enrocamiento.
Madera
Mixtas

Las de concreto (mampostería) y por su forma se clasifican en:

Gravedad

Machones	Placas (Ambursen)
	Arcos Múltiples
	Bóvedas Cabeza redonda

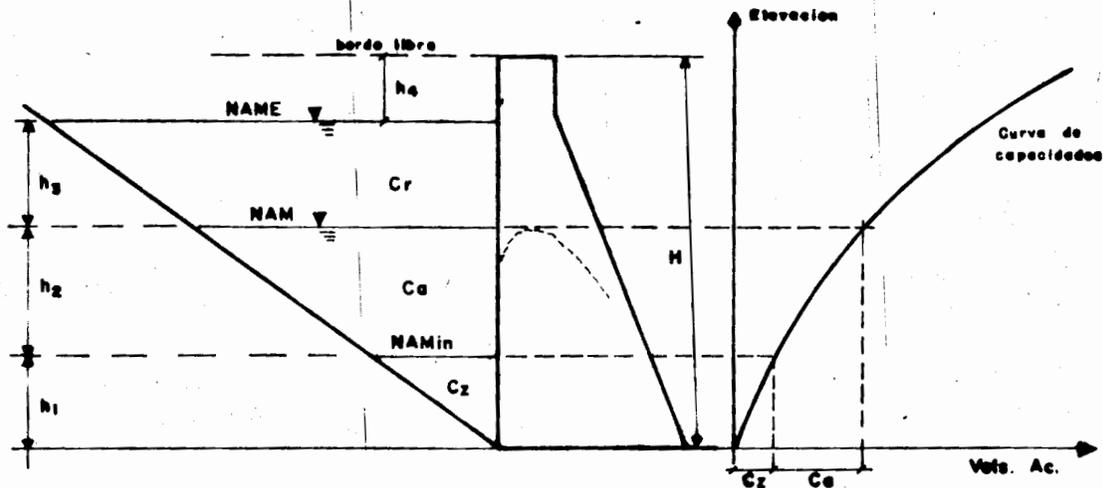
Arco	Simple
	Doble curvatura

Las de tierra y enrocamiento también se pueden dividir en:

Homogeneas	Tierra
	Enrocamiento

Materiales graduados.

ALTURAS.



Cz : capacidad de azolves
Ca : capacidad de almacenamiento
Cr : capacidad de retenidos (por avenidas)

NAM: nivel de aguas mínimo, sirve para determinar la obra de toma.

NAN: nivel de aguas normales. El vaso lleno determina el vertedoro.

Con el análisis del tránsito de la avenida se determina (h_3) o sea el NAME y luego el bordo libre, para lo cual se toma en cuenta la altura de la ola.

Según Varlet, la altura de la ola $h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{L}$ (h, mts.; L, Km.) y su velocidad en m/seg es: $V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h$

El bordo libre depende del tipo de estructura.

$h_4 =$ bordo libre ≥ 1.50 m.

$$h_4 = h + \frac{v^2}{2g} + S$$

(S) además de lo anterior, depende del sismo.

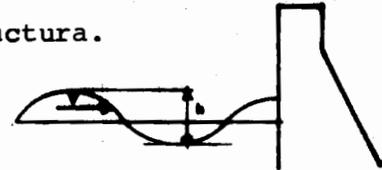
$$\therefore H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

La altura (H) que debe tener una cortina está determinada por las condiciones hidrológicas y es independiente para cada cortina.

Cargas que actúan en la estabilidad de la estructura:

1. Peso propio.
2. Empuje hidrostático:
 - a) Componente horizontal
 - b) Componente vertical
3. Subpresión
4. Empuje de azolves
5. Efecto sísmico:
 - a) Sobrepresión dinámica
 - b) Inercia de la estructura
6. Empuje del oleaje.
7. Empuje de viento.
8. Empuje de hielo.
9. Sobrecargas:
 - a) Muerta
 - b) Viva
10. Carga de agua sobre la estructura.

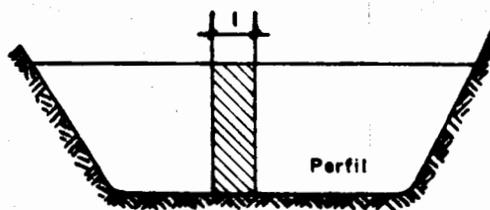
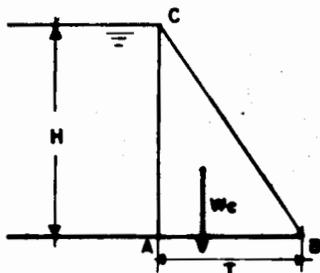
Las fuerzas 9 y 10 se analizarán cuando se estudien los vertedores; la fuerza 8 no es necesario aplicarla en México y las 6 y 7 no se toman en cuenta.



CORTINAS TIPO GRAVEDAD.

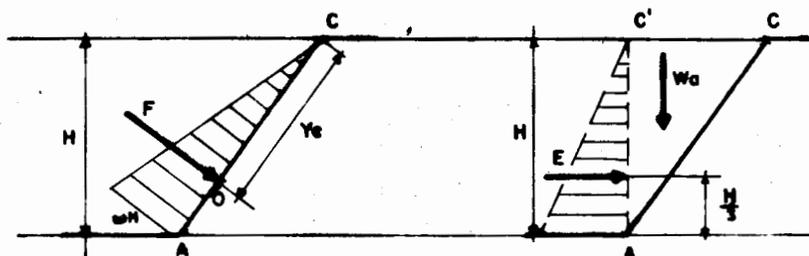
Fuerzas que actúan:

1. Peso propio.
2. Empuje hidrostático.
 - a) Componente vertical
 - b) Componente horizontal
3. Subpresión.
4. Empuje de azolves.
5. Efecto sísmico:
 - a) Sobrepresión dinámica.
 - b) Inercia de la estructura.
6. Empuje del oleaje.
7. Empuje del viento.



La estabilidad de la figura está basada en su gravedad, entonces es importante valuar el peso, razón por la cual no se admiten datos de manuales y se hacen pruebas de laboratorio con el concreto que se va a utilizar en la construcción de la cortina.

- 1.- PESO PROPIO = $W_c = \delta V$
- 2.- EMPUJE HIDROSTATICO.



Por simplicidad se considera que el paramento AC es vertical, entonces, las presiones son normales al paramento y su distribución es li

neal si el líquido está en reposo. En general no es cómodo tratar con resultantes de presiones pues es necesario encontrar su punto de aplicación así como investigar su trayectoria.

En general, la posición de la resultante, en este caso el punto (0) o centro de presiones, para paramentos rectos se encuentra así:

$$y_c = \frac{I_c}{Bc}$$

En cualquier tipo de superficie, la fuerza vale:

$$F = A w \bar{h}$$

siendo ($w \bar{h}$) la presión unitaria en el centro de gravedad del área.

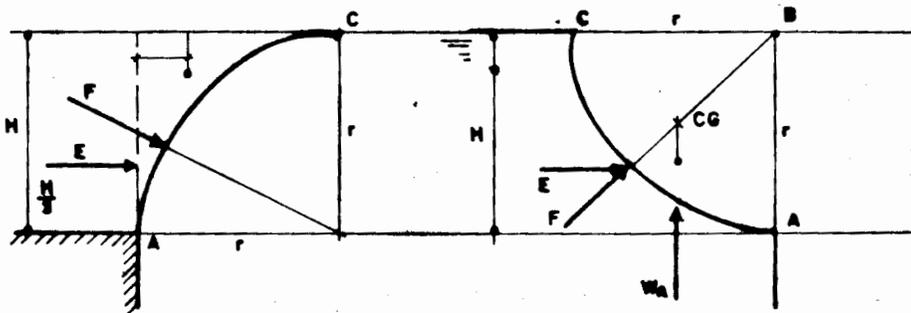
La fuerza del empuje se puede descomponer. La componente horizontal del empuje del agua sobre un área cualquiera es igual al empuje del agua sobre la proyección vertical de esa área:

$$E = \frac{wH}{2} H = \frac{wH^2}{2}$$

De otra manera: $A = H \cdot l$

Profundidad del centro de gravedad: $\left[\bar{h} = \frac{H}{2} \right]$

$$\therefore \left[E = \left[H \cdot l \left(\frac{H}{2} \right) w \right] = \frac{wH^2}{2} \right]$$



La componente vertical es igual al peso del prisma ACC', actuando en el centro de gravedad del mismo, a un tercio de la distancia CC'.

En el caso de una compuerta cilíndrica de radio (r), de profundidad una distancia (r), la resultante (F) de las presiones pasa por el centro del círculo.

El empuje sobre la proyección del área respecto a un plano vertical o componente horizontal de la resultante de presiones = $\frac{WH^2}{2}$ con punto de aplicación $H/3$.

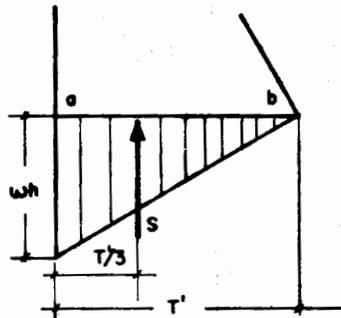
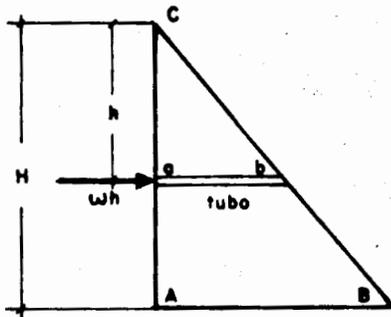
La componente vertical es igual al área que se obtiene al restarle a un cuadrado de lado (r) una sección de parábola y éste es únicamente un problema geométrico. Ya con el valor de las componentes, se puede obtener la resultante:

$$R = \sqrt{E^2 + W_A^2}$$

En el caso de la siguiente compuerta, el empuje hidrostático es igual al peso del volumen de agua desalojada y su punto de aplicación - pasa por el centro de gravedad del volumen desalojado.

3.- SUBPRESION (S).

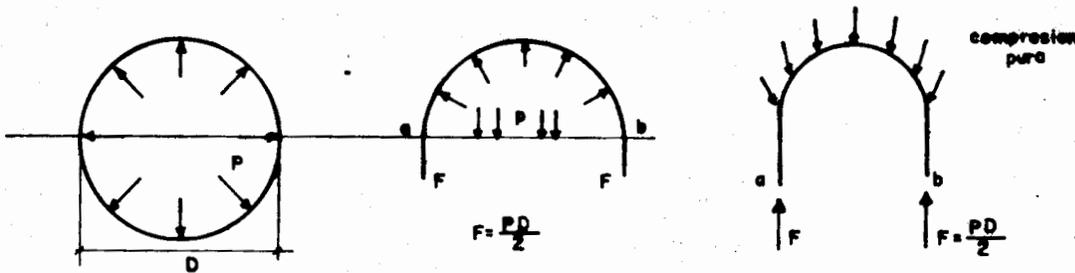
Esta fuerza se produce cuando el agua se introduce en los cuerpos y vale $\frac{w H T}{2}$.



Ampliación del corte (ab)



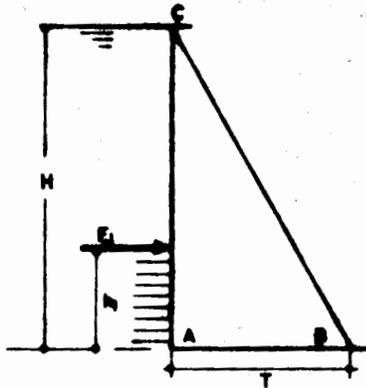
El agua se introduce en el cuerpo según una línea irregular, entonces el diagrama de subpresión en realidad no es un triángulo. Como la sección (ab) no es tubular como se ha idealizado, la subpresión también depende del tipo de material con que se construye el cuerpo de la cortina, ya que cada uno de los materiales tiene sus huecos por los que pasa el agua, por lo tanto, el área donde se aplica la subpresión no es la superficie total de la sección $ab \times 1$, sino que será igual al área multiplicada por el porcentaje de huecos del material.



Como el empuje se presenta en los granos del material, al hacer un corte de la sección se tiene que la subpresión se aplica íntegramente en toda el área sin importar los huecos ya que al llenarse, reparten la presión directamente. Entonces, la subpresión se toma sin reducción por área.

En el caso en que exista agua del otro lado de la cortina, el diagrama de la subpresión es trapecial.

EMPUJE DE AZOLVES



$$E_1 = \frac{1}{2} \frac{\delta h_1^2}{N\phi} = \frac{1}{2} \delta h_1^2 \frac{1-\text{sen}\phi}{1+\text{sen}\phi}$$

$$\delta_s = 1,800 \text{ Kg/m}^3$$

$$\delta_{\text{sat}} = 1,800 + 300 = 2,100 \text{ Kg/m}^3$$

$$n = 30\%$$

El suelo saturado se introduce en el agua y se sumerge, desalojándose 1.0 m³.

$$\delta_{\text{sum}} = \delta_{\text{sat}} - 1,000 = 2,100 - 1,000$$

$$\delta_{\text{sum}} = 1,100 \text{ Kg/m}^3$$

Si $\phi = 30^\circ$, el coeficiente de Rankine $K = \frac{1}{3}$ y se tiene en definitiva:

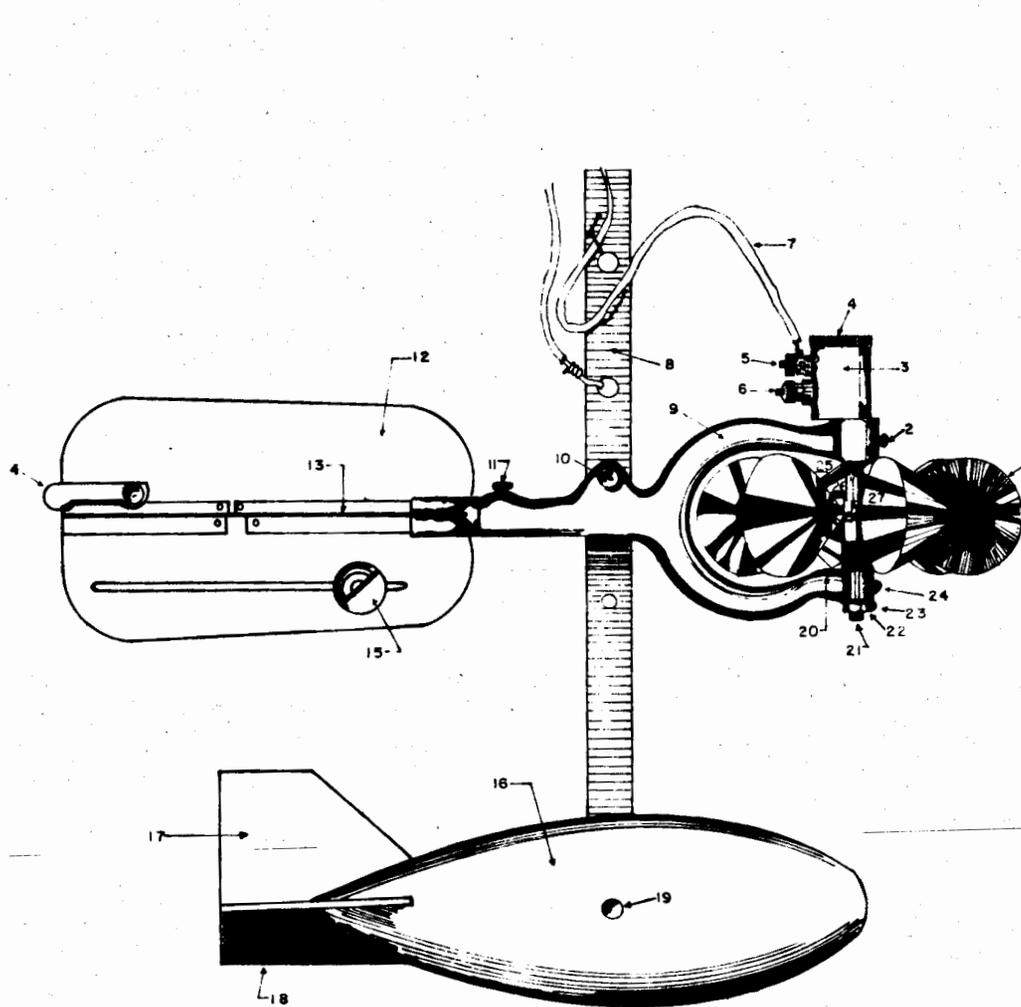
$$E_1 = K\delta \frac{h_1^2}{2}$$

El empuje de tierras se asimila a un fluido equivalente con el peso específico ($K\delta$), siguiendo las mismas leyes de un empuje hidrostático. En este caso: $K\delta = \frac{1}{3} 1,100 = 367$.. $E_1 = 367 \frac{h_1^2}{2}$ siendo $w = 367$, - valor pequeño porque interviene la ecuación de sumergencia y la reducción por fricción. El punto de ampliación del empuje (E_1) es $H/3$.

Dentro de la zona (h_1) están actuando los azolves en estado de -- sumergencia y actúan al mismo tiempo que el empuje hidrostático.

Por otra parte, para que el terreno granular empuje, es necesario que haya sólidos en contacto con la pared, los cuales al estar circundados de agua, transmiten la presión hidrostática. Entonces, las acciones de las fuerzas de azolves y la presión hidrostática se superponen y muchas estructuras se averían porque no se toma en cuenta lo anterior. En definitiva, para cualquier muro de contención, de sostenimiento, es aplicable lo anterior donde exista empuje de tierras, sin embargo habrá necesidad de considerar más fuerzas cuando se satura por levantamiento del nivel freático o por lluvia.

MOLINETE GURLEY TIPO PRICE N° 622



- 1.-Rueda de copas.
- 2.-Tornillo de ajuste.
- 3.-Cámara de contactos.
- 4.-Tapa de la cámara de contactos.
- 5.-Borne para el contacto simple (una revolución).
- 6.-Borne para el contacto penta (cinco revoluciones).
- 7.-Alambre conductor de corriente.
- 8.-Soiera de soporte.
- 9.-Horquilla.
- 10.-Tornillo de suspensión en soiera.
- 11.-Tornillo de conexión entre horquilla y sola.
- 12.-Timón vertical.
- 13.-Timón horizontal.
- 14.-Broche de cierre para armar el timón.
- 15.-Contrapeso corredizo.
- 16.-Escandallo (torpedo).
- 17.-Timón vertical del escandallo.
- 18.-Timón horizontal del escandallo.
- 19.-Tornillo de suspensión del escandallo.
- 20.-Tuerca para fijar la rueda de copas.
- 21.-Pivote.
- 22.-Tuerca para ajuste del pivote.
- 23.-Tornillo oprimor.
- 24.-Tornillo de ajuste.
- 25.-Eje.
- 26.-Soporte de la rueda de copas.
- 27.-Tuerca del soporte.
- 28.-Tapa del contacto simple.
- 29.-Soporte del eje de la rueda de copas.
- 30.-Sifón para el contacto penta.
- 31.-Engrane del contacto penta.
- 32.-Espiral del contacto penta.
- 33.-Topes del contacto penta.
- 34.-Espiral del contacto simple.
- 35.-Roca de pasta aislante del contacto.

S I S M O S

Sismo es una perturbación de la corteza terrestre en la que hay - disipación de energía por vibraciones que se transmiten por ondas de compresión, las cuales pueden ser superficiales. Puede ser de origen tectónico, volcánico, etc.- Se considera la presencia de una onda de traslación provocada a distancia por una perturbación determinada y que tiene las condiciones de desalojamiento con cierta aceleración, induciendo --- fuerzas en las estructuras.

Los sismos se miden en dos formas y la unidad de intensidad se refiere a los daños que sufre el hombre en sus bienes. Los principales métodos de medición, son tres, a saber:

ESCALA DE MERCALLI MODIFICADA (MM)

ESCALA TECNICA DE ROSSI-FORELL (RF)

ESCALA DINAMICA DE CANCANI.

Otro método de medición, referido a magnitud es

ESCALA DE RICHTER.

Es conveniente tener idea clara de lo que se trata cada una.

En la Sismología de Richter viene la definición de la unidad de - magnitud instrumental, referida a la disipación de energía (M): es el logaritmo de la máxima amplitud registrada en el aparato que se encuentra situado a una distancia de 100 Kms. del epifoco o epicentro.

Relación entre magnitudes de Richter e intensidades de Mercalli:

$$I = 1.67 M - 2.18$$

I = intensidad en MM

M = magnitud en Richter

Por su parte, Richter propone:

$$\log a = \frac{I}{3} - \frac{1}{2}$$

a = aceleración del sismo en cm/seg²

I = intensidad en MM

La última fórmula es empírica y relaciona intensidades con aceleraciones del sismo; de esta forma se puede llegar a la aceleración práctica y al coeficiente del sismo (α) = $\frac{a}{g}$, donde (g) es la aceleración de la gravedad.

Relación entre las escalas MM y RF

MM	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X-XI
RF	I	I-II	III	IV-V	V-VI	VI-VII	VIII	VIII-IX	IX	X

A partir de los grados 6 de MM y 7 de RF, tienen importancia estructural.

Con el valor de las aceleraciones, se pueden obtener los siguientes coeficientes sísmicos para la relación de escalas anterior.

0.07	0.13	0.3	0.7
			3.0

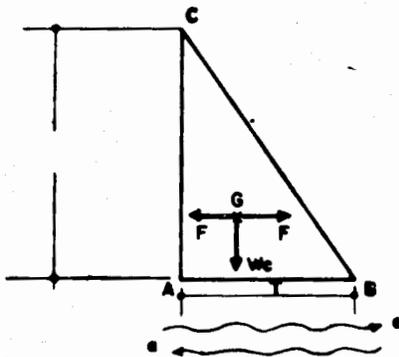
Cuando los sismos son de grado 7 no tienen trascendencia; se toman en cuenta del 7 al 9 y para los grados 10 al 12 ya ni se calculan las estructuras pues ocurren modificaciones de la corteza terrestre.

El uso de los coeficientes sísmicos depende de la importancia de la estructura.

La importancia para el Ingeniero Civil es tener la aceleración de un sismo determinado correspondiente a un grado reportado por el Instituto Sismológico en cualquiera de las escalas, el efecto sísmico se considera dividido en dos partes.

Si se tiene un impulso dado por el sismo de izquierda a derecha - que trae consigo un desalojamiento de la cimentación, la estructura ABC, debido a su resistencia al esfuerzo cortante también se mueve en ese sentido. Lo importante es que mientras no haya falla por esfuerzo cortante en planos horizontales, se transmite el movimiento, induciéndose en el centro de gravedad del cuerpo de la estructura, una fuerza de inercia de sentido contrario a la acción sísmica.

Primero se presentan las ondas de compresión y luego el reflejo - de las mismas, pero amortiguadas porque ha habido pérdida de energía en el trabajo de deformación; sin embargo, para efectos sísmicos no se considera ningún amortiguamiento, o sea que los impulsos inicial y final -- son iguales, induciéndose una fuerza de sentido contrario pero de igual magnitud. Se escoge la (F) en el sentido que convenga y superponerla con otras fuerzas para estudiar el efecto más desfavorable.



Por la segunda ley de Newton: $F = m a$ a expresión vectorial con la fuerza (F) en - dirección de (a).

$$m = \frac{Wc}{g}; \quad F = \frac{Wc}{g} a \quad \therefore F = Wc \alpha$$

siendo (α) = $\frac{a}{g}$ = coeficiente sísmico.

Entonces, la fuerza (F) en el sentido de la aceleración es igual al peso de la estructura multiplicado por la relación de aceleraciones - o coeficiente sísmico, actuando en el centro de gravedad de la estructura.

Como la estructura está hecha de un material elástico y tiene --- además características elásticas propias, al aplicarle un impulso en --- cierto sentido, trata de deformarse por efecto de la fuerza de inercia; - la deformación de la base AB es distinta del desalojamiento sufrido por el punto (B) debido a la elasticidad del material.

Si el periodo de oscilación es igual al periodo de vibración del sismo, puede haber acumulación de efectos, teniéndose el fenómeno de resonancia. Se tiene acumulación de efectos cuando la estructura se desaloja en un sentido determinado, y vuelve a presentarse el sismo.

Tiene su importancia investigar las posibilidades de resonancia; - Westergaard en una cortina triangular, con $E_c = 140,000 \text{ Kg/cm}^2$, determinó que el periodo de vibración de la estructura es:

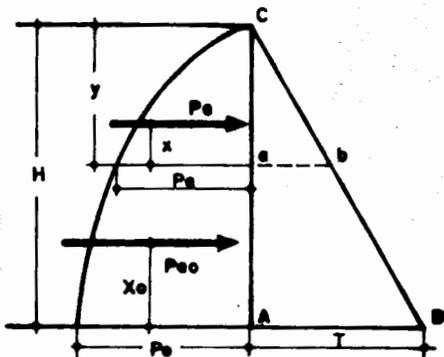
$$t_s = \frac{H}{2,000 T} \quad (\text{seg}); \quad H \text{ y } T \text{ (fts)}$$

Cuya expresión es aplicable únicamente en el sistema inglés.

Normalmente, el periodo de oscilación es mayor que 1 seg. y - mientras más pequeños son, más peligrosas son las vibraciones porque pueden llegar a la resonancia.

SOBREPRESION DINAMICA (Westergaard).

Sea una estructura triangular con pared vertical: en la sección ab a una profundidad (y) la presión unitaria es (P_e) y en la sección AB a una profundidad (H) la presión unitaria es (p_o). La variación de presiones es parabólica.



$$P_e = C_e \propto \sqrt{yH}$$

$$P_o = C_e \propto H$$

$$P_e = \frac{2}{3} C_e \propto y \sqrt{yH} = \text{área del segmento de parábola.}$$

$$P_{eo} = \frac{2}{3} C_e \propto H^2 = \text{área de la parábola.}$$

$$P_{ex} = \frac{4}{15} C_e \propto y^2 \sqrt{yH} = \text{momento respecto a la sección (ab)}$$

$$P_{eo} x_o = \frac{4}{15} C_e \propto H^3 = \text{momento respecto a la base.}$$

$$C_e = \frac{51}{\sqrt{1 - 0.72 \left(\frac{H}{1,000 t_e} \right)^2}}$$

P_e = presión unitaria a la profundidad (y).

P_o = presión unitaria a la profundidad (H), en la base.

P_e = presión total hasta una profundidad (y).

P_{eo} = presión total hasta una profundidad (H).

t_e = período de oscilación del sismo, en seg.

El análisis de la estabilidad se lleva a cabo por secciones, por este motivo se analiza en una sección a una profundidad (y) cualquiera.

El procedimiento consiste en investigar el tiempo de vibración del sismo (t_e), en segundos; si no se tienen datos de la región se supone y se debe tener en cuenta que el tiempo de vibración del sismo es más peligroso cuanto más pequeño. Cuando se carece de datos, se acostumbra suponer ($t_e = 1$ seg) porque es uno de los valores mínimos que se han registrado con cierta frecuencia; en lugares cercanos a los epifocos se han registrado valores menores a 1 seg.

Con el dato de la profundidad de la estructura se encuentra (C_e) para poder trabajar con las expresiones anotadas en la hoja anterior, únicamente en el sistema inglés y si se desea, con los resultados obtenidos se pasa al sistema métrico. En el valor (51) del numerador está incluido el peso específico del agua; por otra parte, como (α) es adimensional, en (C_e) está incluida la acción de la gravedad.

En estas condiciones se puede calcular la sobrepresión dinámica en cualquier área que interese.

El período de vibración del sismo es siempre distinto del período de vibración de la estructura ($t_e \neq t_s$); por este motivo se debe tener cuidado de que el valor de (t_s) siempre sea mayor o menor que (t_e) pero nunca igual, de otra manera, se presenta el fenómeno de la resonancia o superposición de efectos. Cabe señalar que el valor de (t_e) no es constante.

Método de C.N.ZANGAR

$P_e = C \alpha w H =$ presión unitaria a una profundidad (y).

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H} \right) + \sqrt{\frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H} \right)} \right]$$

Para una profundidad ($y = H$), el valor máximo de (C) es (C_m), en función del ángulo de inclinación del talud.

Pra 0° , $C = 0.726$ valor para el cual Zangar encuentra la fuerza y los momentos.

$$P_e = 0.726 P_e y$$
$$P_e x = 0.299 P_e y^2$$

El brazo de palanca es casi igual a 2/5 por lo que la variación de presiones es también un arco parabólico.

Otro método para determinar la sobrepresión dinámica se debe a VON KARMAN. Según este investigador, la fuerza es constante cualquiera que sea la profundidad, conclusión inexacta porque influye únicamente lo que hay arriba.

$$P_e = 0.555 \alpha w y^2$$

expresión que es casi idéntica a la presión hidrostática $\frac{wh^2}{2}$

$$x = \frac{4}{3\pi} y$$

CONDICIONES DE TRABAJO

CASO I. Peso propio
Empuje hidrostático
N.A.M.E.
Empuje de azolves
Subpresión

CASO II. Peso propio
Empuje hidrostático
N.A.M.
Empuje de azolves
Subpresión
Sismo

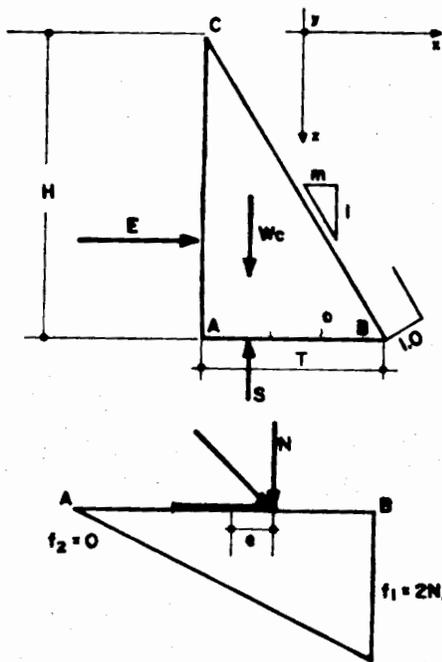
CASO III. Peso propio
Empuje hidrostático
N.A.M.
Empuje de azolves
Subpresión
Drenes imperantes.

Son las tres maneras de cargar la cortina, para no excedernos en la aplicación de las cargas y tener las condiciones de estabilidad.

Cualquiera otra condición se asimila al sistema de fuerzas como fuera horizontal o vertical cuya magnitud, dirección y brazo de palanca son conocidos; por este motivo no se ha tomado en cuenta el sismo ni los azolves, con el fin de no complicar el problema.

CONDICIONES DE ESTABILIDAD.

1. La resultante de todas las fuerzas que actúan a un lado de la sección considerada, debe caer dentro del núcleo central.
2. Las fuerzas resistentes al deslizamiento deben superar a las fuerzas actuales.
3. Los esfuerzos de trabajo deben ser iguales o inferiores a los permisibles.



Para que no existan tensiones, se puede hacer que la resultante caiga dentro del NC, y en el caso extremo, en el límite del mismo.

$$f = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} x$$

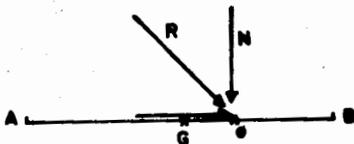
$$f = \frac{N}{T} = \frac{Ne T/2}{T^3/12} = \frac{6Ne}{T^2} = \frac{N}{T} \left(1 + \frac{6e}{T} \right)$$

Si $e = \frac{T}{6}$, $f = \frac{N}{T} \left(1 + \frac{6 T/6}{T} \right)$

$$\therefore f_1 = \frac{2N}{T}, \quad f_2 = 0$$

Si se obliga a la resultante a pasar por el límite del tercio medio, se toman momentos respecto a éste límite.

DIMENSIONES DE LA CORTINA.



Se trata de determinar el ancho de la base que hace estable una estructura de este tipo, de altura (H) y sujeta a las fuerzas señaladas.

$$\sum M_O = 0 = E \frac{H}{3} + S \frac{T}{3} - W_C \frac{T}{3}$$

$$E \frac{H}{3} + \frac{T}{3} (S - W_C) = 0 ; T = - \frac{EH}{3} \frac{3}{(S - W_C)} = - \frac{EH}{(S - W_C)}$$

En el caso de que el nivel de aguas abajo sea igual al nivel de aguas arriba, la distribución de esfuerzos es uniforme.

$$E \frac{\delta H^2}{2}, \quad W_C = \frac{T H}{2} \delta c, \quad S = \frac{\delta H T}{2} c$$

(c) es el coeficiente de subpresión, de acuerdo con las condiciones de diseño que se han propuesto.

$$\frac{\delta H^2}{2} \frac{H}{3} + \frac{T}{3} \left[\frac{\delta H T}{2} c - \frac{T H}{2} \delta c \right]$$

$$\delta H^2 + \delta T^2 - \delta c T^2 = 0$$

$$\delta H^2 = T^2 (\delta c - c \delta) \therefore$$

$$T = H \sqrt{\frac{\delta}{\delta c - c \delta}}$$

(H) es un dato hidrológico = altura de la cortina, necesaria -- para satisfacer las condiciones de operación.

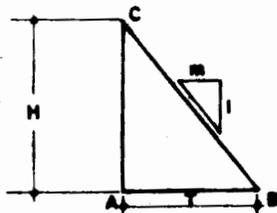
Dentro del radical están consideradas las especificaciones de -- los materiales de que está construida la cortina.

Es costumbre dar los taludes con inclinación 1:1, 1/2:1; entonces (m) es un número característico de pendiente.



$$\therefore \frac{T}{H} = \frac{m}{1} = \sqrt{\frac{\delta}{\delta c - c \delta}}$$

Esta expresión se obtiene comparando triángulos semejantes.



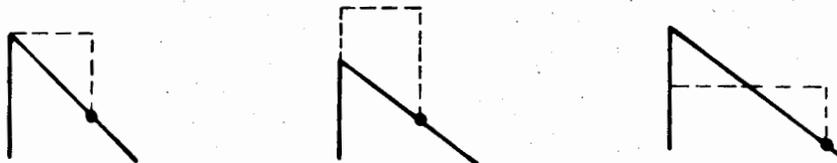
Para fijar ideas, si $(\delta) = 1,000 \text{ Kg/m}^3$ y $(\delta c) = 2,3-- \text{ Kg/m}^3$

$c = 0$	$m = \sqrt{\frac{1,000}{2,300}} = 0.435 = 0.66$
$c = 1/3$	$m = \sqrt{\frac{1,000}{2,000}} = 0.71$
$c = 1/2$	$m = \sqrt{\frac{1,000}{1,800}} = 0.75$
$c = 1$	$m = \sqrt{\frac{1,000}{1,300}} = 0.88$

Dependiendo de las condiciones de diseño que se propongan se escogen los taludes del paramento seco, que hacen estable a la estructura triangular. Frecuentemente se puede juzgar la estabilidad de una cortina o muro de contención, estimando únicamente el talud. Por ejemplo, - si para una cortina de gravedad resulta el talud 5:1, no es estable; - si es 1:1, el talud es muy tendido y resulta antieconómica una estructura de esta naturaleza. En resumen el talud proporciona elementos de cálculo o bien elementos para determinar la sección práctica de la cortina y pasar al cálculo detallado.

Desde el punto de vista constructivo no tiene sentido ni es posible terminar la estructura en arista como se ha dibujado. Cuando se proyecta una presa, puede presentarse la posibilidad de que al inundar el valle, también se inunden caminos, vías ferreas, puentes y si no sucede ésto, puede darse la conveniencia de que el proyectista quiera que se utilice la estructura como cruce del río; entonces, es conveniente ampliar la parte superior (C).

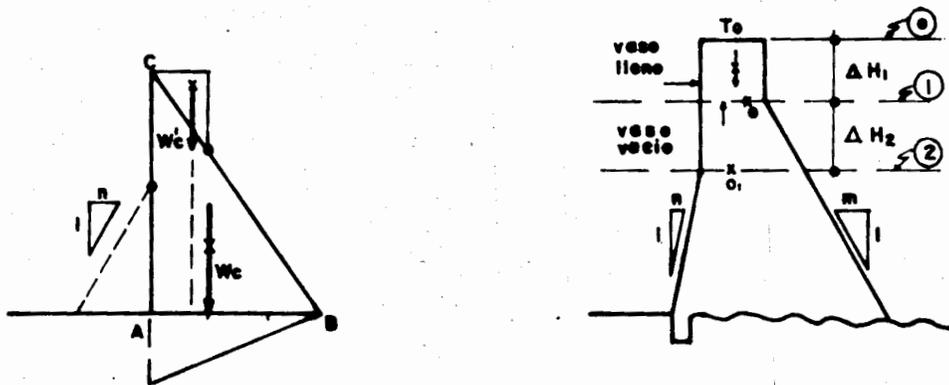
Existen tres posibilidades de ampliación: la segunda es para cuando se desee levantar la altura de la cortina y la tercera cuando se tiene libre bordo exagerado y se quiere recortar.



Sea la estructura ABC, haciendo caso omiso de la ampliación, con la condición de VASO VACIO. Si no hay agua no hay empuje de - - aguas y sólo la de los azolves pero no se consideran porque no son de consecuencia y tampoco hay subpresión; entonces, sólo actúa el peso propio.

Cuando la presa está llena, el efecto del empuje es correr la fuerza del peso propio hacia la derecha. Si la fuerza (Wc) cae en el límite del tercio medio, se cumple la condición de que en la sección (AB) no haya tensiones ni cuando está actuando el agua ni cuando está vacía.

La fuerza ($W'c$) es relativamente pequeña comparada con (Wc) - pero la resultante de los dos pesos estará hacia la izquierda de - - (Wc), fuera del tercio medio y la distribución de presiones es distinta, presentándose tensiones en el punto (B) las cuales, sin embargo, no serán peligrosas. Para evitar la presencia de estas tensiones, se puede dar otra pendiente ampliando la base del lado de (A), obligando a que la resultante caiga en el tercio medio o sea, inclinar el talud (AC) que inicialmente se había considerado vertical.



Entonces, en un punto determinado se tiene que hacer el cambio de talud, para lo cual se propone (To) correspondiente al nivel (0), bajándose dos verticales hasta un nivel (1), en la de la derecha se pivotea con un talud (m).

Para el análisis de la estabilidad del rectángulo y encontrar su altura, se propone se haga con la condición de VASO LLENO. Si las

verticales se prolongan indefinidamente, resulta inestable; lo contrario sucedería si la altura es muy pequeña; por lo anterior, debe haber una sección intermedia que dé las condiciones que interesan.

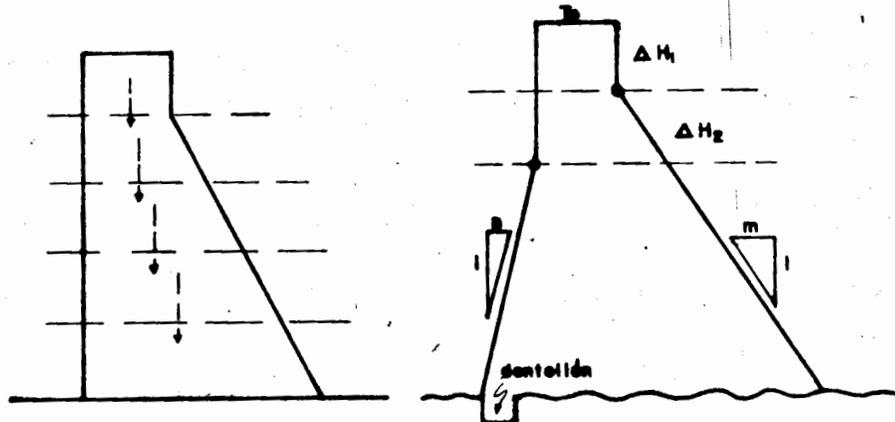
Generalmente las condiciones de tránsito obligan el valor (T_0) de lo contrario se recomienda ($T_0 = \sqrt{H}$).

El caso particular del dado, se analiza con vaso lleno y las fuerzas actuantes son el peso propio, el empuje del agua y la subpresión. La resultante de las tres fuerzas para que además de ser estable no haya tensiones, debe caer en el extremo derecho del tercio medio.

Si la presa está vacía, la resultante para las condiciones citadas, debe caer en el extremo izquierdo del tercio medio.

Dependiendo del valor de (c), $H_1 \approx 1.5 T_0$

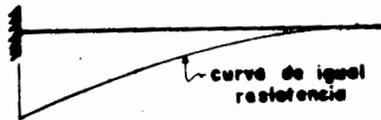
Después de obtener el valor anterior para (ΔH_2) hay que determinar la posición de la sección (2), aquella en la cual el paramento de aguas arriba hay que inclinarla, para forzar a que la resultante de las fuerzas caiga dentro del tercio medio, para lo cual se hace análisis con la condición de vaso vacío.



Entonces, con el vaso vacío se analiza el dado y la resultante pasa por el centro de gravedad; en la base la resultante pasa fuera del tercio medio hacia la izquierda. Analizando otras secciones hacia abajo, la resultante tiene ciertas posiciones desde el centro

de gravedad hasta fuera del tercio medio en la base; en las secciones intermedias adquiere posiciones desalojándose del centro de gravedad también hacia afuera del tercio medio; por lo tanto, debe haber una sección en la que la resultante cae exactamente en el límite del tercio medio. Se investiga y encuentra esta sección y desde ella se amplía la pendiente aguas arriba. Se toman momentos respecto a -- (O') encontrándose (ΔH_2), el cual resulta también aproximadamente igual a ($1.5 T_0$), dependiendo del talud (m). De esta forma se llega a la sección práctica de cortinas de gravedad, que sigue siendo un tanto teórico todavía.

Recordando la viga en cantiliver, la sección de máxima resistencia es el empotramiento.



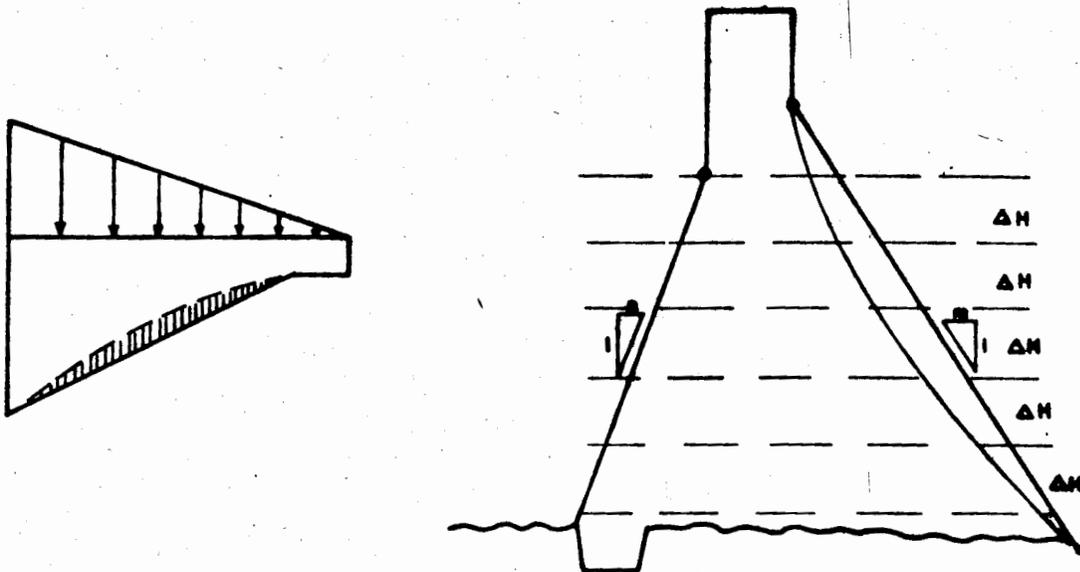
El peralte es función de la raíz cuadrada del momento flexionante: $d = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}}$, donde (K) es una constante que depende de la calidad del concreto y de la escuadría; y (b) es el ancho prefijado.

Si el momento varía con el cuadrado de la distancia, según -- una curva parabólica, la variación del peralte sigue la curva de variación de momentos.

Se puede hacer la similitud de la sección de una cortina de gravedad con una viga en cantiliver, con una carga uniformemente variable además de su peso propio, o sea sujeta a flexocompresión. La variación del momento flexionante para un sistema de cargas como éste es una parábola de tercer grado. Entonces, al construir una cortina con un talud parabólico se tendría un ahorro considerable de material.

Sin embargo, como la obra falsa para construir curvas y la mano de obra son caras, conviene construir el talud mediante una serie de rectas para cada franja de cortina de altura (ΔH) que depende --

del tamaño de la cortina.



Finalmente, el proceso consiste en valuar las fuerzas actuantes, determinar las condiciones de trabajo: nivel del agua normal, sismo, etc., y una vez con ellas se recurre al centro electrónico para que con los programas ya hechos, el cálculo de la cortina de gravedad pueda tenerse en 48 horas, ya que la máquina electrónica hace los tanteos en forma rápida, obteniéndose la forma teórica de la cortina con el ahorro máximo de concreto.

Todavía más, cuando se utiliza una sección con ahorro de concreto, al analizar la posición de la resultante en distintas secciones, se puede observar que se "centra" y entonces es necesario variar otra vez hacia adentro el talud aguas abajo.

En el sistema métrico decimal, la expresión de Westergaard es:

$$t_s = \frac{H^2}{610 T}$$

Substituyendo en ella una de las relaciones aceptables para la pendiente, por ejemplo $m = \frac{T}{H} = 0.75$; entonces, el período de vibración de las estructuras triangulares con la condición de vaso vacío o sea, con completa libertad de oscilación es:

$$t_s = \frac{H^2}{610 \times 0.75} = \frac{H^2}{460}$$

La presa más alta que existe en el mundo es la Grand Dixense, en los Alpes Suizos, con una altura de 276 mts.; el período de vibración para este caso es $t_s = \frac{276}{460} = 0.6$ seg., lo cual indica que no hay peligro de resonancia.

El período de vibración del sismo (t_e) varía entre 0.8 y 60 seg.

Según la tercera condición de estabilidad, general en todas las estructuras de ingeniería, los esfuerzos de trabajo deben ser iguales o menores que los esfuerzos permisibles.

Para las estructuras triangulares que se están analizando, el esfuerzo de trabajo permisible debe ser la cuarta parte del esfuerzo de ruptura del material.

$$f_c = \frac{f'c}{4} \leq 100 \text{ Kg/cm}^2$$

En este caso ($f'c$) es la resistencia a los 365 días de edad; sin embargo como en la construcción de cortinas con cualquier tipo de concreto, se utilizan acelerantes, generalmente están en condiciones de trabajo a los 6 u 8 meses; además, por muy cuidadosa tecnología, buenos materiales y excelente dosificación que se empleen y aun que las resistencias sean mayores de $f'c = 400 \text{ Kg/cm}^2$, no es permitido utilizar valores mayores que 100 Kg/cm^2 .

Por lo que se refiere al esfuerzo cortante, la especificación dice que debe ser la mitad del esfuerzo a la compresión:

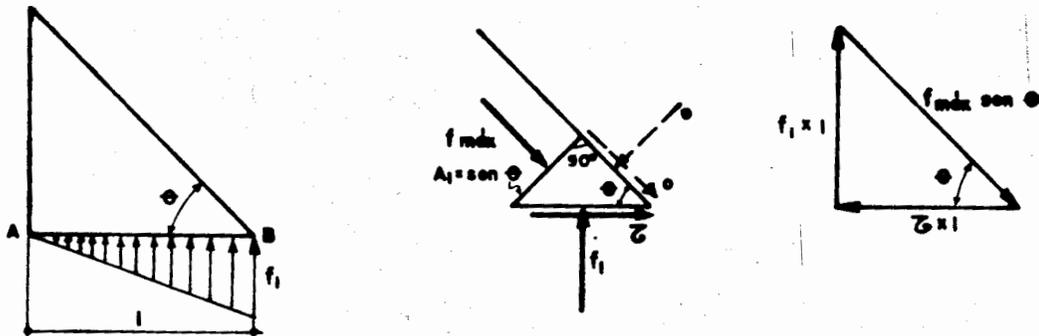
$$v = \frac{f_c}{2} < 50 \text{ Kg/cm}^2$$

Recordando el círculo de Mohr para el concreto, se tiene la condición: $\tau = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2}$ pero en columnas sujetas a compresión no hay confinamiento sino que la compresión es directa y entonces (σ_1) es nulo, quedando $\tau = \frac{\sigma_2}{2}$

Según las especificaciones americanas, los límites para los esfuerzos de trabajo a la compresión y al esfuerzo cortante, son de 70 y 25 Kg/cm² respectivamente.

Sea una estructura triangular ABC; en las condiciones de carga máxima, la distribución de esfuerzos es como se indica, o sea, el esfuerzo máximo dado por la fórmula de la escuadría se presenta en (B) y siempre en este punto. Sin embargo en una molécula colocada en este punto (B) existen esfuerzos normal y rasante o cortante, con la característica de que el esfuerzo normal no es el máximo; entonces, hay que encontrar la orientación de un plano que pase por (B) donde el esfuerzo normal sea máximo, que corresponde a la perpendicular al paramento seco donde el esfuerzo cortante es nulo.

El área donde actúan los esfuerzos (τ) y (f_1) es unitaria y (θ) es el ángulo que forma la base con el paramento seco.



Relación entre (f_1) y (f máx): $f_1 = f \text{ máx} \text{ sen}^2\theta$

$$\therefore f \text{ máx} = \frac{f_1}{\text{sen}^2\theta} = \underline{\underline{f_1 \text{ csc}^2\theta}}$$

El esfuerzo máximo de compresión que se puede dar en la línea junto al paramento seco es igual al esfuerzo (f_1) obtenido de la fórmula de la escuadría multiplicado por la cosecante cuadrada del ángu

lo de inclinación y en el límite $f \text{ máx} = 100 \text{ Kg/cm}^2$.

PROBLEMA.- De acuerdo con la tecnología del concreto actual, encontrar la altura máxima de una cortina tipo gravedad, teórica.

Con las expresiones: $f = \frac{2N}{T}$ y $\frac{T}{H} = \sqrt{\frac{\delta}{\delta_c - c\delta}} = \cot \theta$

$$\therefore f \text{ máx} = f_1(1 + \cot^2 \theta) = f_1 \left(1 + \frac{\delta}{\delta_c - c\delta}\right) = f_1 \left(\frac{\delta - c\delta + \delta}{\delta_c - c\delta}\right)$$

Con los datos siguientes: $\delta = 1,000 \text{ Kg/m}^3$

$\delta_c = 2,300 \text{ Kg/m}^3$

$c = 0$ (no hay supresión)

$N =$ peso del concreto

$$f \text{ máx} = f_1 \left(\frac{\delta + \delta}{\delta_c}\right)$$

$$f_1 = \frac{2TH}{2} \delta_c \frac{1}{T} = H \delta_c$$

$$\therefore f \text{ máx} = H \delta_c \frac{2,300 + 1,000}{2,300} = 2,300 H \frac{3,300}{2,300} = 3,300 H$$

$$\therefore H = \frac{f \text{ máx}}{3,300} = \frac{1'000,000}{3,300} = \underline{\underline{303 \text{ mts.}}}$$

En términos generales, siempre y cuando la supresión sea nula:

$$H \text{ máx} = \frac{f \text{ máx}}{\delta_c + \delta}$$

El otro caso límite es cuando ($c = 1$)

$$f \text{ máx} = f_1 \left(\frac{\delta_c}{\delta_c - c\delta}\right)$$

$$f_1 = \frac{2N}{T} = \frac{2}{T} (W - S) = \frac{2}{T} \left(\frac{TH}{2} \delta_c - \frac{\delta HT}{2}\right) = \frac{2}{T} \frac{TH}{2} (\delta_c - \delta)$$

$$\underline{\underline{f_1 = H (\delta_c - \delta)}}$$

$$\therefore f \text{ máx} = H (\delta_c - \delta) \left(\frac{\delta}{\delta - c\delta}\right) = H \delta_c$$

$$\therefore H = \frac{f \text{ máx}}{\delta_c}$$

$$H = \frac{1'000,000}{2,300} = \underline{\underline{435 \text{ m.}}}$$

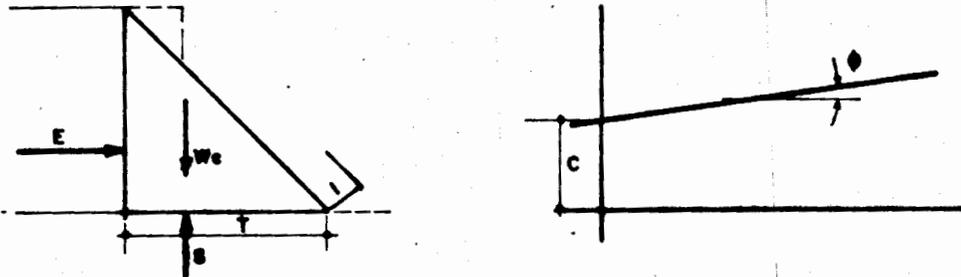
La tecnología del concreto permite tener alturas de cortinas del orden de 400 mts. de altura pero no más altas.

Se puede observar que en caso de no tomar en cuenta a la supresión se tiene una altura de 303 mts. y cuando se toma en cuenta la altura es de 435 mts.; entonces parece como si la supresión en lugar de originar inestabilidad, ayuda a tener estabilidad. Lo anterior se puede aclarar recordando que el agua trabaja primero que la estructura.

De las condiciones de estabilidad para una estructura triangular, falta por estudiar el DESLIZAMIENTO, para lo cual las fuerzas resistentes deben superar a las actuantes.

Sea una estructura triangular que tiene como fuerza horizontal el empuje del agua y como fuerzas verticales el peso del concreto y la supresión.

En este caso las FUERZAS ACTUANTES están representadas únicamente por el EMPUJE DEL AGUA (E). (Si se considera el empuje de azoles, sismo, presencia de agua u otras fuerzas del lado derecho de la estructura, tales fuerzas serían de este tipo).



Para valuar las FUERZAS RESISTENTES en cualquier sección intermedia o en la cimentación, se considera únicamente la FRICCIÓN.

La resistencia al esfuerzo cortante para materiales, por ejemplo, de concreto, es: $\tau = c + \sigma \tan \phi$, en que (c) es la resistencia al esfuerzo cortante puro (el esfuerzo normal es nulo) y haciendo transformaciones adecuadas, se pueden tener fuerzas en lugar de esfuerzos.

La fuerza resistente al desgarramiento de una sección respecto a la contigua es $(v T)$ y la fuerza normal en este caso es $(W_C - S) \mu$, siendo (μ) el coeficiente de fricción estática.

Entonces, la fuerza que trata de impedir el deslizamiento es:

$$v T + (W_C - S) \mu$$

De una manera general:

$$\frac{\sum (W_C - S) \mu + v T}{\sum E} > 4$$

O sea, en cualquier sección, las fuerzas resistentes superan a las fuerzas actuantes cuatro veces. En el denominador de la expresión está involucrada la suma de las fuerzas horizontales.

Para que la expresión anterior crezca, es necesario aumentar el numerador lo cual implica un aumento de peso por ampliación de la cresta o parte superior de la estructura, por ampliación de la base (T) o bien mejorando la calidad del concreto implícita en (v) ; actualmente esto último es lo más económico. Para elegir la solución se debe hacer un estudio económico.

SECCION PRACTICA DE LA CORTINA.

Se elige (T_0) por las condiciones de tránsito o con la raíz cuadrada de (H) ; de los extremos de (T_0) se bajan verticales hasta profundidades que resulten del análisis. En la sección (1) se comprueban las tres condiciones de estabilidad a vaso lleno y vaso vacío y una vez satisfechas, se pasa a la sección (2) para lo cual ya se ha propuesto un talud dentro de los límites permisibles, analizando también para esta sección las tres condiciones de estabilidad, a vaso lleno y a vaso vacío. El talud aguas arriba se inclina para evitar que la excentricidad de la resultante de las fuerzas para la condición de vaso lleno sea menor que $T/6$ y del lado de aguas abajo se prolongan los taludes hasta llegar a la cimentación; en la intersección de la cimentación y del paramento aguas arriba se propone un dentellón y por otra parte, la superficie de desplante se construye lo más irregular posible. Además, el paramento aguas abajo puede ser

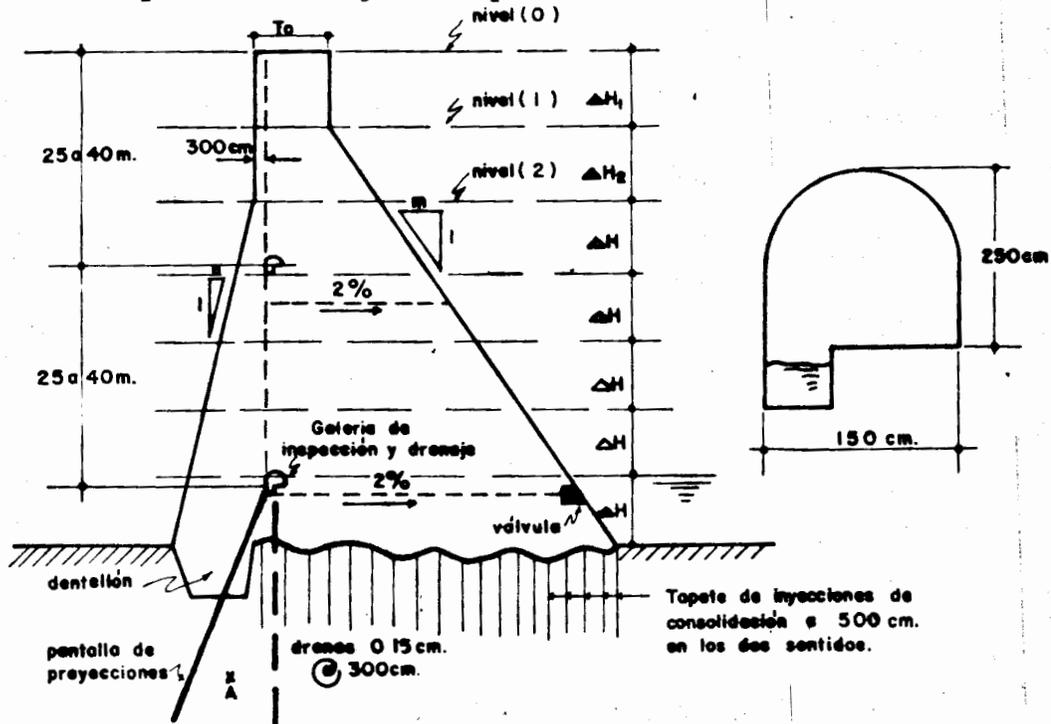
recto o cóncavo hacia arriba.

Tiene la cortina una línea de drenes de 15 cm. de diámetro a cada 300 cm., lo más cercana al paramento, según el proyecto, para colectar el agua y disminuir la supresión hasta donde sea posible.

Se recomienda que mientras la cortina no tenga más de 25 a 40 m. de altura, no se pongan galerías y por lo tanto drenes.

Las galerías conectan transversalmente con rampas o escaleras por donde llegar a la superficie. La colección del agua se hace mediante un colector transversal y como en alguna ocasión podría suceder que el río tenga un tirante que sobrepase la descarga inundando por consiguiente la galería, para evitarlo se coloca en el lugar de descarga una válvula check o válvula de línea o válvula de charnela (trabaja en un solo sentido).

Las galerías conviene que tengan dimensiones de hombre para que pueda transitar por ellas una persona con relativa facilidad y aún cargando equipo ligero, ya que después de que se presenta una condición extrema de trabajo se hacen frecuentes inspecciones de las estructuras y efectuar algunas reparaciones.

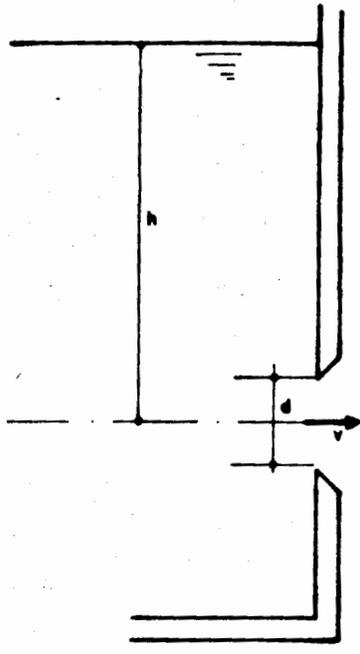


Después de analizar la serie de estaciones se llega a la cimentación, en la cual se requiere que el desplante favorezca el deslizamiento y por lo tanto se construye lo más irregular posible; mediante una serie de perforaciones o tapete, dependiendo del estado natural de la roca o de los procedimientos de excavación, se consolida para tener un desplante satisfactorio.

Hasta no efectuar las excavaciones no se puede determinar el tamaño del dentellón, el cual puede construirse o no esto depende -- si la roca está fracturada o intemperizada o sana; si se tiene el -- primer caso se abre una zanja y se rellena de concreto para formar el dentellón, con lo cual se trata de substituir una roca en mal estado por otra en buenas condiciones. La finalidad del dentellón es -- cortar el flujo cercano a la cimentación pero no tiene ninguna -- acción sobre la subpresión; en general no se refuerza ni tiene una -- acción adicional al esfuerzo cortante.

La pantalla de inyecciones se puede hacer desde el dentellón y tiene por objeto hacer impermeable el terreno y tampoco tiene acción sobre la supresión; tiene por objeto alejar el flujo al aumentar la longitud de la trayectoria del agua, disminuyendo el gradiente y por lo tanto el gasto.

Después se perforan drenes inferiores con objeto de que cualquier flujo que haya pasado se colecte en ellos. Si existe una cierta carga por ejemplo en el punto (A), del otro lado del dren está su mamente disminuída y desciende la supresión del paramento mojado a la galería. Entonces, la única manera de reducir la supresión son los drenes; sin embargo por muy buen concreto que se tenga será permeable con la edad y se saturará, teniéndose condiciones de presión de poro interna y la supresión existirá. Debido al alto gradiente los drenes inferiores drenan hacia arriba.



$$V_o = \sqrt{2gh}$$

$$x = V_o t$$

$$y = \frac{1}{2} g t^2$$

$$t = \frac{x}{V_o}$$

$$y = \frac{1}{2} g \left(\frac{x}{V_o}\right)^2 = \frac{g x^2}{2V_o^2}$$

$$y = \frac{x^2}{4h}$$

A: área del orificio
 V: velocidad en el orificio

$$Q = V A$$

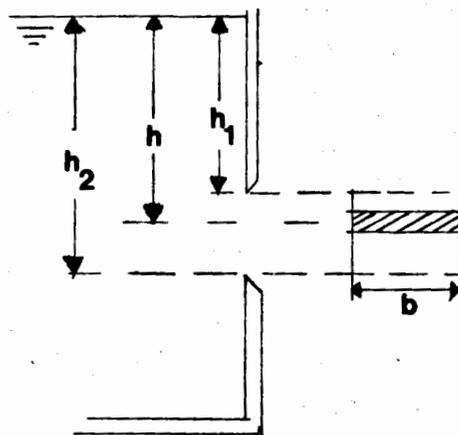
$$Q = C A \sqrt{2gh} \dots\dots (1)$$

$$C = C_c C_v \quad C_c = 0.63$$

$$C_v = 0.97$$

En estructuras hidráulicas se tiene (h) variable; en este caso va disminuyendo hasta llegar un momento en que es del orden de -- magnitud de la altura del vertedor e incluso desaparece el orificio y se transforma en vertedor, al quitar la pared superior. Entonces, hay un punto intermedio en que no es ni orificio ni vertedor.

Sea un orificio muy pequeño de altura (dh) y que esté a una profundidad (h).



$$dQ = C b dh \sqrt{2gh} = C b \sqrt{2g} \sqrt{h} dh$$

$$Q = C b \sqrt{2g} \int_{h_1}^{h_2} h^{1/2} dh = C b \sqrt{2g} \frac{2}{3} \left[h^{3/2} \right]_{h_1}^{h_2}$$

$$Q = \frac{2}{3} C b \sqrt{2g} (h_2^{3/2} - h_1^{3/2}) \dots\dots (2)$$

$$\frac{2}{3} C \sqrt{2g} = 1.8 = \text{constante de Francis para vertedores.}$$

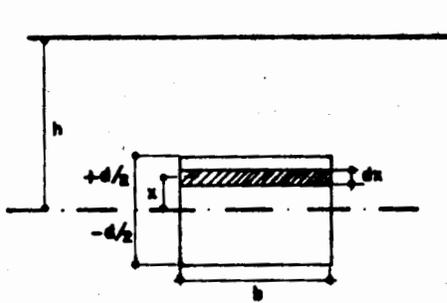
$$\text{Si } h_1 = 0, b = L \text{ y } \frac{2}{3} C \sqrt{2g} = K$$

$$\therefore Q = K L H^{3/2}$$

La fórmula (1) para orificios de alta carga y la (2) para orificios de baja carga. Entonces, cuando la carga es muy grande conviene utilizar la expresión (1) y cuando la carga es baja se tiene que

utilizar la (2) en la cual (h_1) se puede hacer tan pequeña como se quiera.

Sea un orificio de área (bd); la carga (h) se hace variar con un pequeño orificio diferencial a una distancia (x) del centro de gravedad.



$$dQ = C b dx \sqrt{2g(h-x)}$$

$$Q = Cb \int_{-\frac{d}{2}}^{+\frac{d}{2}} \sqrt{2g} (h-x)^{1/2} dx$$

$$(h-x)^{1/2} = h^{1/2} - \frac{1}{2} h^{-1/2} x + \frac{1}{2} \left(-\frac{1}{2}\right) h^{-3/2} \frac{x^2}{2}$$

$$- \frac{1}{2} \left(-\frac{1}{2}\right) \left(-\frac{3}{2}\right) h^{-5/2} x \frac{1}{3} + \dots$$

$$(h-x)^{1/2} = h^{1/2} - \frac{1}{2} h^{-1/2} x - \frac{1}{8} h^{-3/2} x^2 - \frac{1}{16} h^{-5/2} x^3 + \dots$$

$$Q = Cb \int_{-\frac{d}{2}}^{+\frac{d}{2}} \sqrt{2g} \left(h^{1/2} - \frac{1}{2} h^{-1/2} x - \frac{1}{8} h^{-3/2} x^2 - \frac{1}{16} h^{-5/2} x^3 \right) dx$$

Sacando como factor común a (h) e introduciéndolo al radical:

$$Q = Cb \sqrt{2gh} \int_{-\frac{d}{2}}^{+\frac{d}{2}} \left(1 - \frac{x}{2h} - \frac{x^2}{8h^2} - \frac{x^3}{16h^3} + \dots \right) dx$$

$$Q = Cb \sqrt{2gh} \left[x - \frac{x^2}{4h} - \frac{x^3}{24h^2} - \frac{x^4}{64h^3} + \dots \right]_{-\frac{d}{2}}^{+\frac{d}{2}}$$

$$Q = Cb \sqrt{2gh} \left[\frac{d}{2} - \left(-\frac{d}{2}\right) - \frac{\frac{d^2}{4} - \left(\frac{d^2}{4}\right)}{4h} - \frac{\frac{d^3}{8} - \left(-\frac{d^3}{8}\right)}{24h^2} - \frac{\frac{d^4}{16} - \left(\frac{d^4}{16}\right)}{64h^3} \right]$$

$$Q = Cb \sqrt{2gh} \left[d - \frac{d^3}{96h^2} - \frac{d^5}{2,048h^4} \right]$$

$$Q = Cbd \sqrt{2gh} \left[1 - \frac{d^2}{96h^2} - \frac{d^4}{2,048 \cdot h^4} \right]$$

Entonces, para $h = d$, no funciona ni como orificio ni como vertedor.

$$Q = Cbd \sqrt{2gh} \quad (0.989)$$

Si $h = 2d$, el error que se comete es muy pequeño, que en Hidráulica es suficiente aproximación; se tiene:

$$Q = Cbd \sqrt{2gh} \quad (0.997)$$

El criterio a seguir es:

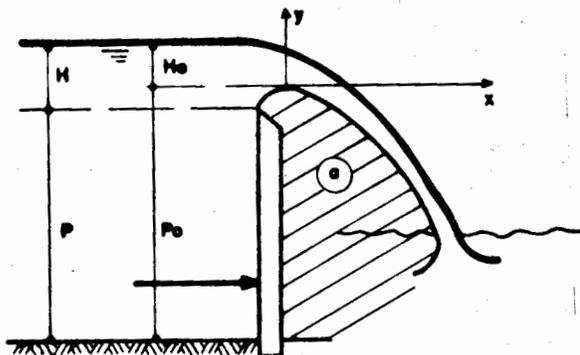
Si ($h \geq 2d$), $Q = Cbd \sqrt{2gh}$

Si ($h < 2d$), $Q = Cb \frac{2}{3} \sqrt{2g} (h_2^{3/2} - h_1^{3/2})$; o sea $Q = Kb (h_2^{3/2} - h_1^{3/2})$

Cuando se estudien compuertas en la cresta, cuando está cerrada al nivel del agua tiene cierta carga; en las primeras partes del trabajo de la compuerta se puede suponer que el trabajo es con orificio de alta carga pero al seguirla abriendo, las dimensiones del orificio que quedan son las del orden de la carga disponible y entonces se tiene que aplicar la fórmula para vertedores de baja carga.

VERTEDORES DE DEMASIAS.

Recordando los vertedores de cresta aguda con la pared delgada, llega un momento en que no son estables debido al empuje apreciable -- de izquierda a derecha y en cambio es muy reducido el de derecha a izquierda; entonces, para estructuras de cierta consideración, se transforma para que el vertedor trabaje en forma satisfactoria para lo cual debe estar bien aireada la vena líquida en la zona (a) y si se supone que esta zona se llena de concreto, desde un punto de vista hidráulico, la vena líquida no se entera de éllo.

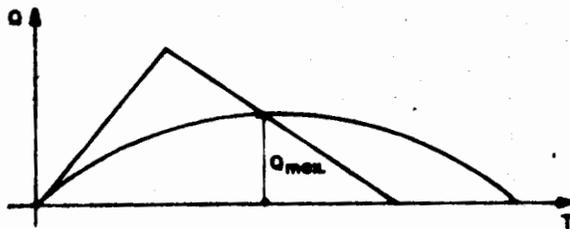


Se puede hacer que la zona (a) sea estable o sea que tenga espesores razonables para cumplir con las condiciones de estabilidad además de las que impone la hidráulica.

En un principio se trabaja con la fórmula $Q = C L H^{3/2}$, el gasto y la longitud siguen siendo las mismas; lo único que ha variado es (H) y se tiene: $(Q = C_0 L H_0^{3/2})$ en que (C_0) aumenta para compensar la reducción de (H) a (H_0) .

Ecuación que da diferentes puntos del cimacio: $\frac{Y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0}\right)^m$ con origen de los ejes coordenados en el ápice o punto superior de la cresta.

Mediante una serie de ábacos se encuentran los valores de (K) y (m) y el trazo del cimacio se hace a base de curvas circulares de distinta curvatura y si no se quiere calcular en cada ocasión la trayectoria, trabajo que es sumamente laborioso.



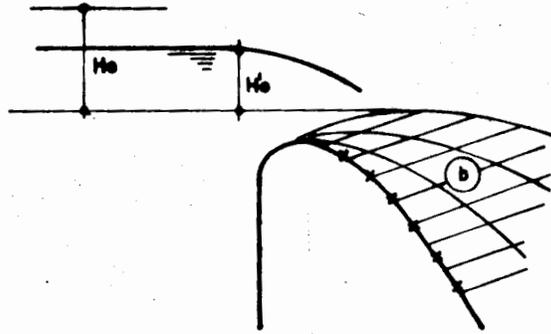
$$H_0 = \frac{Q \text{ máx}}{C_0 L}$$

H_0 = carga de diseño del vertedor

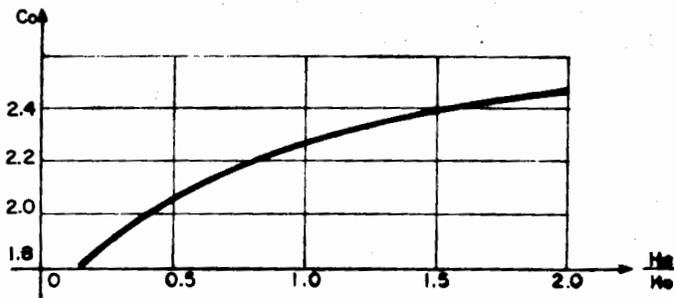
Si el vertedor se va a construir como obra de excedencias de la presa, previamente se tiene necesidad de calcular la avenida máxima probable por alguno de los métodos existentes, analizar el tránsito de la avenida por el vaso para encontrar la capacidad de demasías ó salidas, que es la que hay que tomar en cuenta para el cálculo.

(H_0) sirve para obtener todas las dimensiones del vertedor así como las necesidades para en su caso ampliar la forma del vertedor, sobre todo cuando se desea que no se despegue la lámina de agua del concreto.

En realidad, interesa ver el punto de vista práctico o económico al hacer la pregunta "cuántas veces el vertedor trabaja en determinadas condiciones mientras la estructura está en pie", lo cual casi nunca sucede porque la avenida de proyecto es la máxima probable. Existe la posibilidad de proyectar una sección de vertedor menos amplia aunque trabaje con menor presión en la zona (a) al presentarse una carga mayor que la de proyecto, despegándose la lámina del talud de concreto, presentándose fenómenos de cavitación y hasta evaporación.



El investigador francés Escandé, desde 1951 publicó una serie de experiencias de laboratorio encontrando las variaciones del coeficiente de gasto con la carga. Cuando la carga de trabajo es igual a la carga de diseño, el coeficiente es 2.22



H_e = carga actual
 H_o = carga de diseño
Para $H_e = 1.47 H_o$,
 $C = 2.38$

Sus experiencias las hizo en vertedores con cimacio recomendando no pasar de un 47% o sea que la carga de trabajo (H_e) no sea superior en un 47% a la carga de diseño del vertedor porque hay condiciones no satisfactorias del vertedor. Esto era de esperar pues en el laboratorio con el modelo de la estructura, (L) es constante, dándole un gasto que se mide así como (H), deduciéndose (C) según la ecuación $Q = CLH^{3/2}$; es natural que aumente el coeficiente de gasto al presentarse presiones menores que la atmosférica, negativa, porque aumenta el gradiente en la zona (a). Se vuelve más eficiente el vertedor al permitir la tendencia a despegarse del filete o sea que se presentan presiones menores que la atmosférica en el contacto agua-concreto.

En la tecnología del concreto, técnicamente dedicada a las obras hidráulicas, se hacen experiencias para ver qué sucede cuando están sujetas a altas velocidades (endureciéndose la capa adyacente al agua mediante

substancias epoxi) y en las pocas veces que trabaja en condiciones mayores que las calculadas, se hacen las reparaciones convenientes. Entonces, se debe ver que de la inversión inicial que se va a ahorrar no construyendo la sección (b) contra las reparaciones periódicas, si hay un riesgo de por medio, éste debe ser conocido.

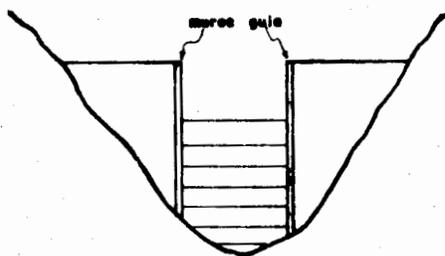
Las coordenadas se calculan para un $H'o < H_o$, dentro del rango -- 1.0 a 1.47 o sea que $\frac{H'o}{H_o} > 1$

El proyectista escoge el valor de $H'o$ tal que cumpla con la proporción anterior, para satisfacer las condiciones hidráulicas y entrar con este valor en la fórmula $\frac{y}{H'o} = -K \left(\frac{x}{H'o}\right)^m$. Para obtener las coordenadas del cimacio, el proyectista recomienda una carga y gasto menores, pero la aplicación de las fórmulas proporciona los datos con que se trabajará.

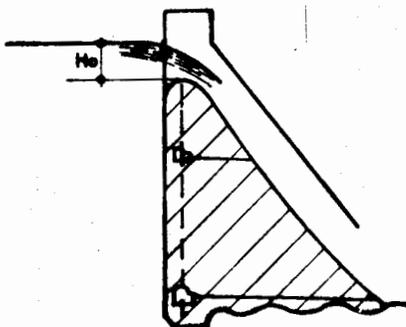
Quando se presentan las condiciones máximas probables (H_o) se tenderá a despegar y habrá fenómenos de presiones negativas y algo de cavitación. hasta la fecha los vertedores así construidos no han tenido estos problemas ni los estudiados en laboratorio; por este motivo Escande recomienda no pasar de 1.47

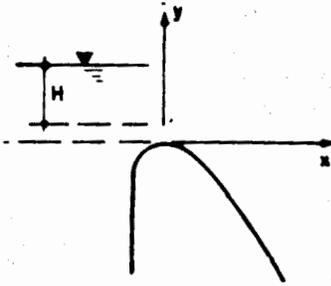
Una vez propuesta la carga $H'o$ con que se van a calcular las coordenadas y el incremento de carga respecto a la carga de diseño, se pueden encontrar los elementos para el cálculo hidráulico y satisfactorio.

$$C = 0.555 C' \quad C \text{ en el sistema métrico y } C' \text{ en el sistema inglés}$$



Seccion vertedera tipo gravedad

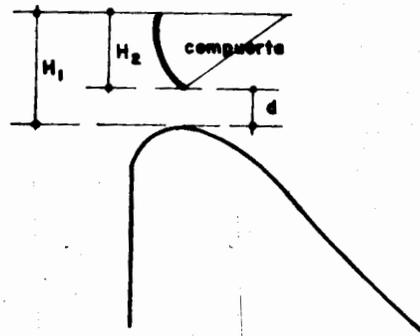
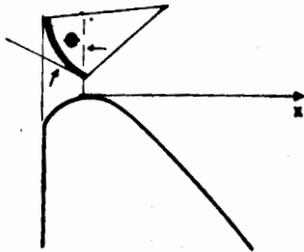




Orificio formado por una compuerta deslizante.

$$-y = \frac{x^2}{4H}$$

Pero si la compuerta es radial, en general la forma de la compuerta hace un ángulo θ con la vertical, entonces la trayectoria está dada por la segunda ecuación para los vertedores controlados por compuertas o sea cuando son francamente orificios.



$$-y = x \tan \theta + \frac{x^2}{4 H \cos^2 \theta}$$

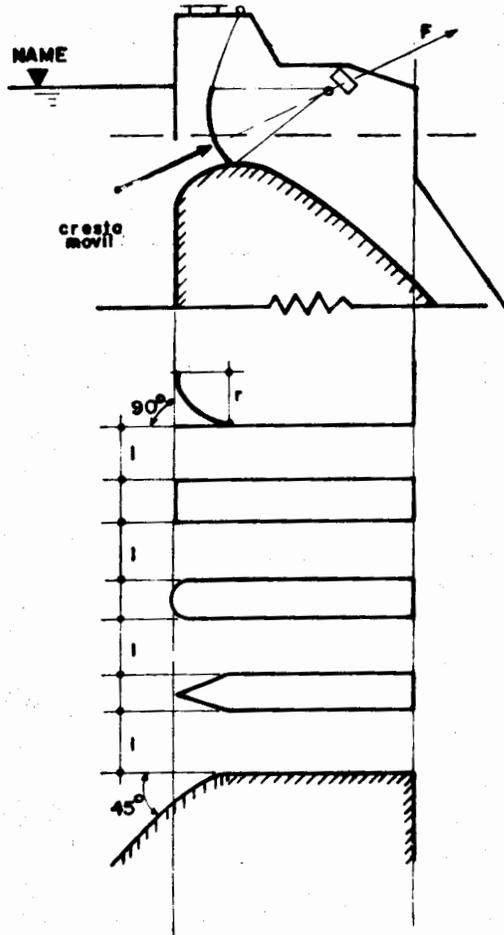
$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C L (H_1^{\frac{3}{2}} - H_2^{\frac{3}{2}})$$

El valor de (C) está dado en la figura 197 pág. 284, es adimensional y es el mismo para cualquier sistema de unidades, con un rango de 0.65 a 0.76 y es una función de $(\frac{d}{H_1})$.

En el libro titulado "Barrages Mobiles et prices d'eau" de Buvard se pueden estudiar las compuertas y se consignan experiencias de laboratorio para cualquier tipo de compuerta y con cualquier inclinación de llegada.

Sea el corte de un vertedor de cresta vertedora de compuerta circular. Se debe prever el apoyo de las compuertas. El empuje total sobre la hoja de la compuerta (F) se transmite por los apoyos y entonces la pila es jalada, siendo el armado de estas pilas delicado, y se hace a base de postensado, ya que su tamaño es de 15m. x 18m. de altura. Se complican aún más cuando se tienen que prever puentes o sea cuando las cortinas son ver-

tedoras sirven como cruce de vías de comunicación y entonces las --- pilas además de proyectadas para maniobras deben serlo para puentes.



$$Q = C L H^{\frac{3}{2}}$$

$$L = L' - 2 (N K_p + K_a) H$$

L' = longitud real del vertedor disminuido de las contracciones laterales.

$$L' = \xi l$$

N = número de pilas

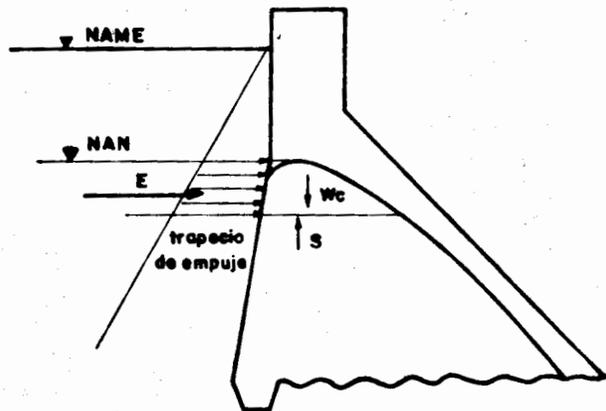
K_p = coeficientes por pilas

K_a = coeficientes por muros laterales

Se tienen cinco posibilidades:

	<u>K_p</u>
(1) Pilas con aristas vivas	0.02
(2) Pilas redondeadas	0.01
(3) Pilas aguzadas	0.00
Muros laterales:	<u>K_a</u>
(4) Con flujo a 90°	0.20
(5) Con flujo a 90° pero con aristas redondeadas: $0.5 H \geq r \geq 0.15 H$	0.10
Con flujo a 45° y $r > 0.5 H$	0.00

Sección real de una cortina de vertedor no controlado.



La parte superior de la cortina se tiene bien definida y se calcula, cuando se satisfacen las condiciones de estabilidad a presa vacía y a presa llena, se sigue con la siguiente sección exigiendo de cada una la satisfacción de las condiciones de estabilidad.

Si la cortina es vertedora pero además es controlada, es necesario hacer previamente el dimensionamiento del control, para lo cual es necesario proponerse las pilas que reciban empujes muy grandes. En el diseño preliminar del proyecto se prevee que funcione y se calculan todas las cargas.

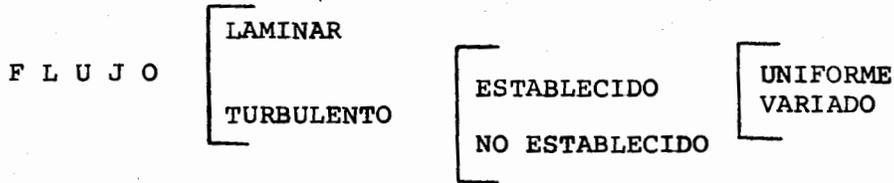
En todos los casos de cortinas vertedores con o sin control se pueden determinar las condiciones de carga en función de los elementos con que va a contar la estructura.

La posición del vertedor está definida por el volumen llovido (N.A.N.) y en las cortinas de cresta móvil el NAN lo escoge el proyectista a criterio, con un gasto adicional, condicionado a dejar un pequeño espacio para manejar las avenidas, las que también ha supuesto el proyectista.

Las compuertas pueden ser automáticas, dotadas de flotadores dentro de una cámara de flotadores comunicados por vasos, aunque también pueden ser manuales.

Lo que se ha expresado para vertedores en este tipo de presas de gravedad, se aplica para las de machones y en arco, ya que la variación de las fuerzas no es distinta, y otras están fijadas por condiciones de proyecto y algunas más las determina el proyectista por condiciones de operación.

Hidráulica superficial o de cauces abiertos.



En el flujo laminar las pérdidas son función de la primera potencia de la velocidad, o sea: $h_f = f(V)$.

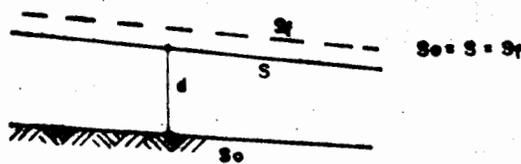
En el flujo turbulento, las pérdidas son función de la segunda potencia de la velocidad, o sea: $h_f = f(V^2)$.

Generalmente en obras hidráulicas se trabaja con el flujo turbulento, ya que el flujo laminar se da únicamente en laboratorio o en flujos subterráneos.

Se dice que un flujo está establecido cuando el gasto es una constante o sea que la variación del gasto respecto al tiempo en una misma sección es igual a cero o que la variación del gasto respecto al espacio es igual a cero también: $\frac{\partial Q}{\partial t} = 0$, $\frac{\partial Q}{\partial l} = 0$; en este régimen se cumple el principio de continuidad: $Q = A_1 V_1 = A_2 V_2 = AV = \text{cte}$.

En el régimen no establecido existe variación del gasto respecto al tiempo y al espacio: $\frac{\partial Q}{\partial t} \neq 0$, $\frac{\partial Q}{\partial l} \neq 0$

Dentro del régimen establecido uniforme, la condición es que en dos secciones diferentes las velocidades sean iguales: $V_1 = V_2 = V_3 = V$, lo cual implica que las áreas sean iguales $A_1 = A_2 = A_3 = A$, que a su vez condiciona que los tirantes sean los mismos: $d_1 = d_2 = d_3 = d$; por lo tanto, la pendiente del gradiente de energía que define el flujo uniforme es igual a la pendiente del fondo y a la pendiente de la superficie del agua.



de él, sino que únicamente origina una presión; lo que se diga para el tramo (L) se puede aceptar para cualquiera otro. Así, la componente (T_1) por unidad de longitud es constante a lo largo del canal así como la energía de posición (Z_1) que es constante también a lo largo del canal -- por unidad de longitud,

Según el investigador Chezy, existe una fuerza de resistencia -- (F) que se resiste al movimiento y establece que: $F = T_1$, que es la condición de flujo uniforme. Chezy propuso que la resistencia al movimiento por unidad de área fuera proporcional al cuadrado de la velocidad, siendo (τ) un esfuerzo y (K) un coeficiente de proporcionalidad que depende de la rugosidad de las paredes:

$$\begin{aligned}\tau &= K V^2, & F &= K V^2 L P & \text{y } T &= W \text{ sen } \alpha \\ W &= \text{Volumen por peso volumétrico} = A L w \text{ sen } \alpha \\ \therefore K V^2 L P &= A L w \text{ sen } \alpha \\ V^2 &= \frac{w A}{K P} \text{ sen } \alpha \\ V &= \sqrt{\frac{w}{K}} \sqrt{r \text{ sen } \alpha} = C \sqrt{r \text{ sen } \alpha}\end{aligned}$$

Se puede observar que la velocidad es función del seno α y cuando ($\text{sen } \alpha$) \doteq $\tan \alpha = S_f$

$$\therefore V = C \sqrt{r S_f}$$

En el caso particular de flujo uniforme es que $S = S_o = S_f$, es indistinto escribir en el radical cualquiera de ellas, pero se debe recordar que se trata de la pendiente de energía.

En los problemas de Ingeniería en general, (α) es muy pequeño; entonces en las descargas de los vertedores se tiene que regresar a la fórmula original porque no es válida cuando el canal tiene una pendiente muy fuerte.

En Ingeniería Hidráulica, el investigador Manning después de una

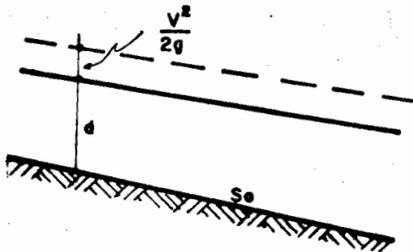
serie de experiencias, encontró que (C) dependía de las dimensiones del conducto además de la rugosidad, del peso volumétrico del agua y de (K) y propuso $C = \frac{r^{1/6}}{n}$ que substituído en la fórmula de Chezy, se tiene:

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

Con la aclaración de que (s) es la pendiente de energía, (r) el radio hidráulico, (n) depende de la rugosidad de las paredes, es adimensional y tiene los mismos valores tanto en el sistema métrico como en el sistema inglés y que el coeficiente (1) tiene dimensiones definidas.

En el flujo uniforme, los tirantes en cualquier sección son los mismos y como la velocidad es la misma, la carga de velocidad es idéntica también en cualquier sección.

Para comparar energías en diferentes secciones de un canal, se escoge arbitrariamente un plano de comparación, por ejemplo el piso del canal.



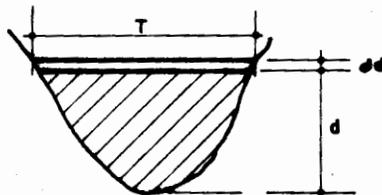
Cantidad de energía = $E = d + \frac{v^2}{2g}$

La energía cambia con la pendiente o sea con el tirante, involucrado en (A).

$$E = d + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

Si (d) aumenta, el segundo término disminuye y viceversa; entonces debe haber un valor de (d) que haga mínima la expresión, que es lo que interesa.

Sea (T) el ancho de la superficie del agua de un canal y (d) el tirante.

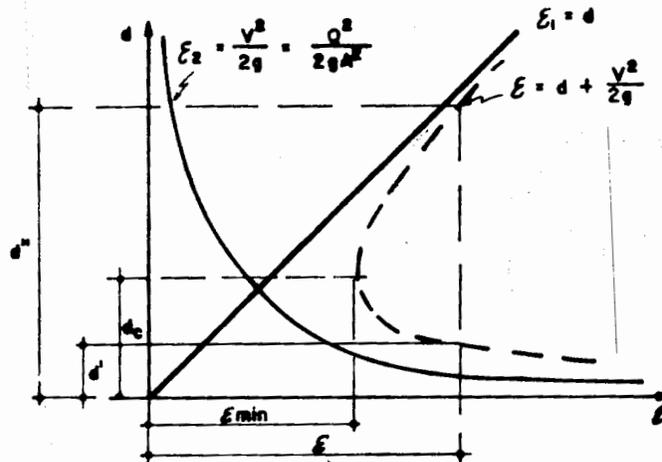


$$\begin{aligned} \partial A &= T \partial d, & T &= \frac{\partial A}{\partial d} \\ \therefore \frac{Q^2}{g} &= \frac{A^3}{T} \end{aligned}$$

que es la expresión general para el mínimo de energía.

En estas condiciones y por definición, el flujo es crítico o sea que el contenido de energía es mínimo ó viceversa.

Representación gráfica de la función de la energía específica en un sistema cartesiano de ejes (E, d).



Para hacerlo más ilustrativo se ha dibujado como suma de energías: $E = E_1 + E_2$; $E_1 = d$ es una línea recta a 45°a partir del origen y $E_2 = \frac{v^2}{2g}$ es una hipérbola que tiene los ejes cartesianos como asíntotas. La energía mínima define un tirante crítico y para cualquier otra cantidad de energía diferente de la mínima se tienen dos soluciones (d') y (d'') una en cada rama, que se denominan "tirantes alternos".

Todos los elementos del flujo en la condición crítica, se denominan "críticos".

FLUJO CRITICO:	d_c	v_c	S_c
FLUJO SUPERCRITICO:	$d < d_c$,	$v > v_c$	$S > S_c$
FLUJO SUBCRITICO:	$d > d_c$,	$v < v_c$	$S < S_c$

La fuerza de inercia es: $F_i = m a_i = m \frac{dv}{dt}$

En flujo uniforme:

$$\therefore F_i = m v \frac{dv}{dx}$$

Por otra parte la fuerza de gravedad es: $F_g = mg$

En los fenómenos de la hidráulica están presentes cinco tipos de fuerzas principales y dependiendo de su magnitud, rigen unas sobre otras:

1. Fuerzas de inercia.
2. Fuerzas de gravedad.
3. Fuerzas de viscosidad.
4. Fuerzas elásticas y
5. Fuerzas de tensión superficial.

Efectuando la relación entre fuerzas de inercia y de gravedad se tiene:

$$\frac{F_i}{F_g} = \frac{v dv}{g dx}$$

y para su interpretación se basa al análisis dimensional, quedando:

$$\frac{F_i}{F_g} = K \frac{v^2}{gL}$$

es el que (K) es un coeficiente de proporcionalidad y (L) se escoge según el fenómeno que se esté analizando; en el caso de canales, es el tirante medio o hidráulico:



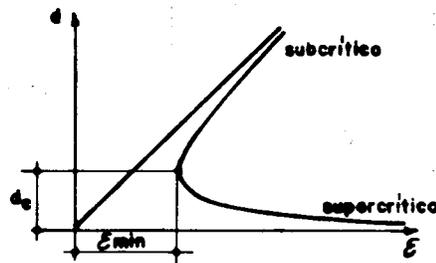
$$\frac{A}{T} = D$$

$$\therefore \frac{v^2}{gD} = F \quad \text{NUMERO DE FROUDE}$$

En la expresión que resulta de hacer mínima la energía específica, cuando el flujo es crítico $\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$ y al tomar $\frac{A}{T} = D$ queda:

$$\frac{Q^2}{gA^2} = D \quad ; \quad \frac{v_c^2}{gD} = 1$$

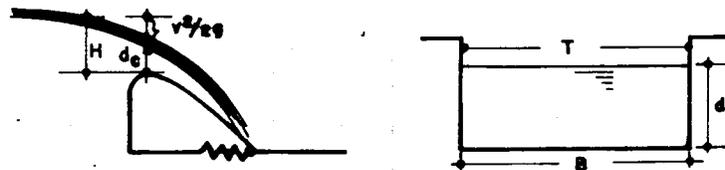
Entonces, otro criterio para agrupar los flujos es mediante el número de Froude: cuando el flujo es crítico el contenido de energía es mínimo y todos los elementos son críticos y el número de Froude es igual a la unidad ($F=1$). Si el flujo es super crítico, la velocidad del flujo es mayor que la velocidad crítica, las fuerzas dominantes son las de inercia y ($F > 1$); si el flujo es subcrítico, el tirante del flujo es mayor que el crítico, la velocidad de flujo es menor que la crítica, entonces dominan las fuerzas de gravedad, por lo que el número de Froude es menor que la unidad ($F < 1$).



El flujo crítico es tan importante que todos los elementos del flujo llevan su nombre; entonces, es importante poderlos deducir. Lo más sencillo es deducir la velocidad crítica que es igual a la celeridad o sea la raíz cuadrada de la aceleración de la gravedad por el tirante medio. Por medio de la fórmula de Manning se determina la velocidad del flujo, y al hacer ($v=v_c$) conocido (n), se encuentra la pendiente crítica:

$$v_c = \sqrt{gD} \quad \frac{v_c^2}{2g} = \frac{dc}{2} \quad Sc = \left[\frac{v_c \times h}{\alpha^{2/3}} \right]^2$$

Sea un vertedor rectangular que trabaja con una carga (H).



El gasto (Q) es constante y se define ($q = \frac{Q}{B}$):

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \therefore \frac{v_c^2}{2g} = dc \quad \boxed{\frac{v_c^2}{2g} = \frac{dc}{2}}$$

Si en un conducto, simultáneamente se miden el tirante y la velocidad y la carga de velocidad es igual a la mitad del tirante, el -- flujo es crítico.

Si el flujo es supercrítico, $d < d_c, v > v_c$ y la carga de veloci--dad es mayor que la mitad del tirante: $\frac{v^2}{2g} > \frac{d}{2}$

Si el flujo es subcrítico, la carga de velocidad es menor que la mitad del tirante: $\frac{v^2}{2g} < \frac{d}{2}$

La energía total de que se dispone para el flujo en un conduc--to determinado es: $E = d + \frac{v^3}{2g}$

Si el flujo es crítico se tiene: $E = d_c + \frac{d_c}{2} = \frac{3}{2} d_c$, o bien:
 $d_c = \frac{2}{3} E$ y entonces por consiguiente: $\frac{v^2}{2g} = \frac{1}{3} E$

En la gráfica (E, d) al variar la pendiente del canal y pasar del tramo subcrítico al supercrítico, por fuerza se tiene que pasar -- por el flujo crítico y recíprocamente. En la cresta del vertedor rec--tangular, el tirante es crítico y si no hay pérdidas en el trayecto el tirante encima de la cresta es igual a dos tercios de (H) y la carga -- de velocidad es igual a un tercio de (H).

Sea un vertedor de sección rectangular.



$$\frac{Q}{B} = q, \quad \frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}, \quad \frac{Q^2}{gB^2} = \frac{A^3}{B \times B^2}$$

$$\frac{q^2}{g} = d^3 c \quad \therefore \quad d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

Entonces, en sección rectangular el tirante crítico es la raíz cúbica del cuadrado del gasto unitario entre la intensidad de la grave--dad. Una vez definida la geometría, el tirante (dc) sólo depende del -- gasto.

En la misma forma aunque en forma más complicada, se pueden en--contrar expresiones para los tirantes cuando las secciones son trape--ciales o circulares.

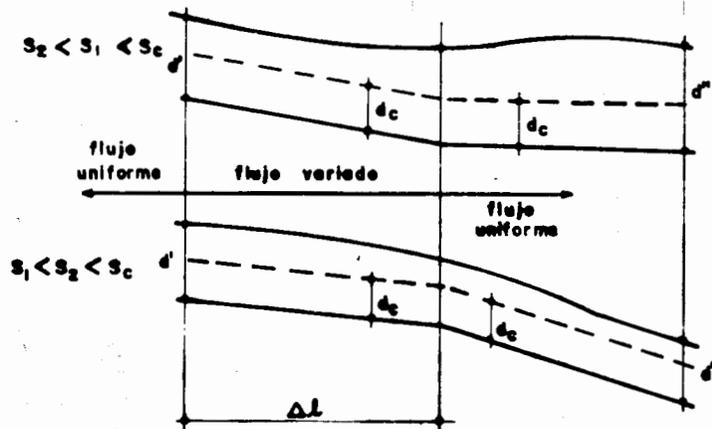
Sea un canal con un flujo en cierto sentido, en el cual se interpone un objeto provocando una sobrelevación y por tanto una perturbación de la gravedad; si el flujo es crítico la onda no se traslada sino que se queda estacionaria, porque las fuerzas de inercia y de gravedad son iguales. Si el flujo es supercrítico, predomina la acción de la gravedad y entonces la onda se traslada hacia aguas abajo y si el flujo es subcrítico, la perturbación se traslada hacia aguas arriba, ya que la gravedad supera a la inercia.

El tirante crítico es una magnitud completamente teórica. En un canal con flujo crítico, la superficie de agua es inestable u oscilante, entonces el tirante crítico es el promedio porque físicamente no se puede medir.

Curvas de enlace.

Flujo subcrítico.

Sean dos tramos de canal con pendientes (S_1) y (S_2) respectivamente, de tal manera que ($S_2 < S_1$) y por consiguiente las dos pendientes son menores que la pendiente crítica; asimismo, el tirante en los dos tramos es mayor que el crítico.



En el punto de quiebre de las dos pendientes se provoca una onda que se traslada hacia aguas arriba, perturbación que no tiene efectos aguas abajo.

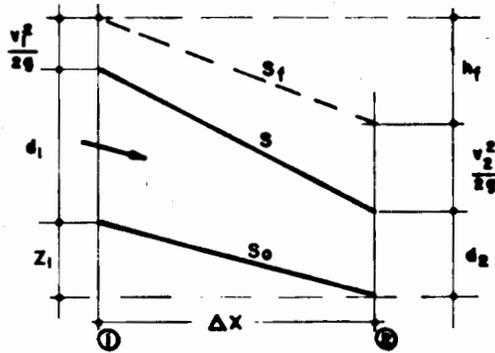
Al aplicar las fórmulas, el signo que resulta indica si la curva es de abatimiento o de elevación.

La superficie del agua varía de un tirante (d'') a un tirante (d') y como la pendiente del agua no es paralela al fondo y a la línea de flujo, el flujo es variado. Entonces, para analizar este tipo de fenómeno, basta investigar el tirante en flujo uniforme en las ramas inferior y superior y mediante los conceptos de flujo variado en el tramo intermedio, siendo la incógnita la distancia en que se enlazan.

Flujo variado.

Sea un flujo acelerado y un tramo de canal con dos secciones a una distancia (Δx), desnivel entre las secciones (Z_1).

Aplicando el Teorema de Bernoulli entre las dos secciones, se



tiene: ($Q = \text{cte.}$ porque el régimen es establecido)

$$Z_1 + d_1 + \frac{v_1^2}{2g} = d_2 + \frac{v_2^2}{2g} + hf$$

$$Z_1 = S_0 AX, \quad hf = S_f AX$$

Substituyendo en (1) se tiene:

$$S_0 AX + d_1 + \frac{v_1^2}{2g} = d_2 + \frac{v_2^2}{2g} + S_f AX$$

Agrupando en forma adecuada queda:

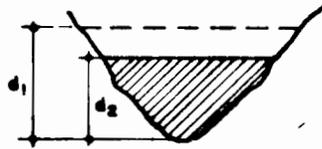
$$S_f AX - S_0 AX = d_1 - d_2 + \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$

Y finalmente, la fórmula que se usa para resolver un tramo de

canal o de un río en que el flujo es variado, asimilándolo a una serie continua de tramos de flujo uniforme es:

$$AX = \frac{d_1 - d_2 + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}}{(Sf - So)}$$

Esta fórmula se aplica de la siguiente manera: se suponen conocidas las características de una sección y la pendiente del fondo So , datos que tiene el proyectista. Entonces, si la geometría de la sección está definida, se propone un tirante y se determina el área, la velocidad, el radio hidráulico, el perímetro mojado (el gasto Q es constante).



Entonces se da cierto incremento al tirante dependiendo de la zona en que se encuentra la caída; o sea, con (d_1) se puede conocer: A_1, P_1, r_1 y V_1 faltando por conocer únicamente (Sf) . La pendiente de pérdida se calcula suponiendo que el flujo en el tramo (AX) es lo suficientemente pequeño para que sea uniforme con las características medias del tramo.

Aplicando la fórmula de Manning: $v = \frac{1}{n} r^{2/3} sf^{1/2}$

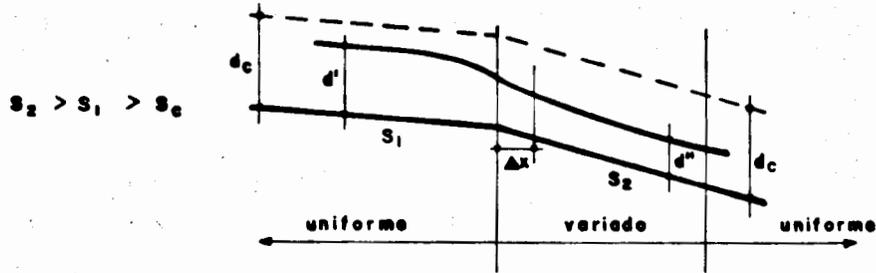
Como (Sf) ya no es (So) como en el régimen uniforme, se encuentra a través de la expresión: $Sf = \left(\frac{Vn}{r^{2/3}}\right)^2$

La velocidad promedio en el tramo es: $v = \frac{V_1 + V_2}{2}$ y el radio es $r = \frac{r_1 + r_2}{2}$ y (n) es el coeficiente de rugosidad dependiendo de los materiales de que está revestido el tramo en estudio. El valor de (Sf) se lleva a la ecuación (2) y se determina (ΔX) .

En resumen, con los datos conocidos de una sección, se proponen los de otra y se determina la distancia a que se encuentran.

Flujo supercrítico.

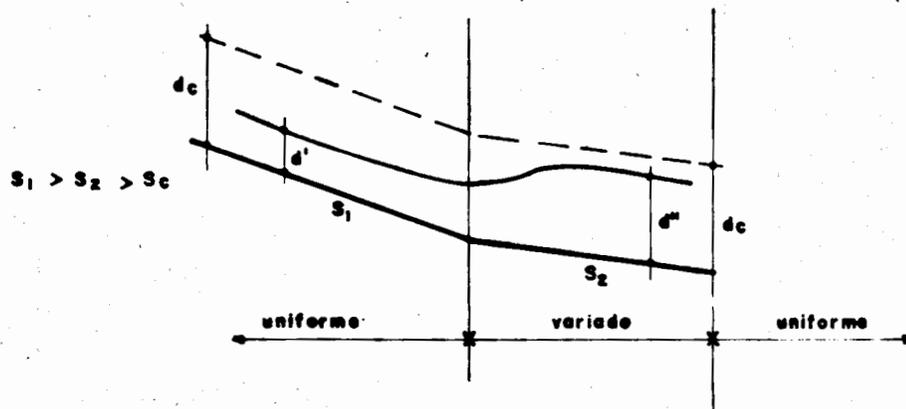
Cualquiera que sea la geometría de la sección y el gasto, se tiene manera de investigar el tirante crítico, en forma independiente de la pendiente.



Los tirantes en las dos ramas son menores que el tirante crítico. Las fuerzas de inercia superan a las de gravedad y la onda es arrastrada aguas abajo del sitio donde se ha perturbado la gravedad. --

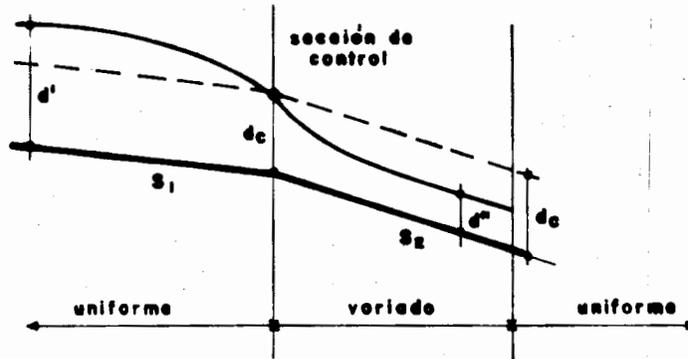
Con las fórmulas del flujo uniforme se investigan las magnitudes de (d'') y (d') y con la expresión (2) recién encontrada se analiza la sección dentro del régimen variado, resolviendo la (ΔX) el problema hasta el momento en que el incremento de tirantes es muy pequeño. -- Si se supone un tirante mayor a la diferencia $(d_1 - d_2)$ resulta negativa y entonces (ΔX) resulta también negativo lo cual no es posible.

En el siguiente caso la onda es arrastrada hacia aguas abajo -- debido a que el régimen es supercrítico, siendo los tirantes (d'') y (d') menores que el crítico.



Caso del paso de un flujo subcrítico al supercrítico.

En flujo subcrítico el tirante es mayor que el crítico y en -- flujo supercrítico el tirante es menor que el crítico.

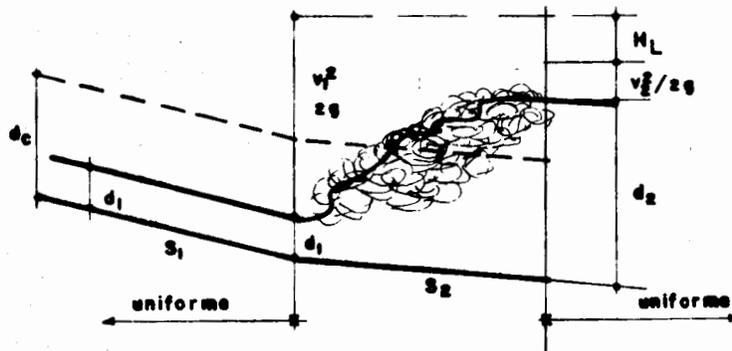


Se debe recordar que al pasar del régimen subcrítico al supercrítico, a fuerza se debe pasar por el crítico; a la sección en que el flujo es crítico se denomina SECCION DE CONTROL.

Para investigar el flujo variado se parte de un tirante conocido (dc) tomando tirantes aguas arriba y es costumbre que los incrementos de tirante no sean uniformes o iguales. Esta misma operación se lleva a cabo con tirantes hacia aguas abajo y cuando la diferencia entre tirantes es muy pequeña, se suspende el cálculo.

El flujo crítico se da exactamente en la cresta del vertedor.

Caso del paso de flujo supercrítico al flujo subcrítico.



En el flujo supercrítico la onda es arrastrada hacia aguas --- abajo y en el subcrítico hacia aguas arriba. En este caso, la gráfi---

ca de la energía específica dice que por fuerza se tiene que pasar por el flujo crítico; pero en este caso el paso se hace a lo largo de una curva abrupta, no hay un incremento paulatino de tirante.

En el lugar del cambio de pendiente hay un impacto y no es posible aplicar el teorema de Bernoulli para valuar las pérdidas en el fenómeno ya que no se deben a fricción sino a turbulencias, fricciones entre moléculas y disipación de calor.

La energía disponible en el punto de quiebre es: $d_1 + \frac{V_1^2}{2g}$

Después del salto se tiene $d_2 + \frac{V_2^2}{2g}$ más una pérdida bastante considerable por el impacto, las turbulencias y los torbellinos; en la zona (A) hay inclusión de aire que disminuye la densidad de la masa del fluido, aumenta el volumen que se va disipando rápidamente en la zona donde se produce el salto hidráulico o resalto hidráulico o salto de Bidón.

Este fenómeno tiene interés en Hidráulica porque el pie de las rápidas en las cortinas vertedoras, la energía del agua adquiere energía cinética considerable que puede ser perjudicial y provocar erosiones. Entonces, el problema consiste en disipar esa energía y una de las formas encontradas más ventajosas para evitar el alto contenido de energía cinética del agua es provocando el salto hidráulico, y por lo tanto es necesario valuar las pérdidas (H_L).