PREPARACION EJERCICIO: GUÍA RÁPIDA AGUAS Y OO.HH.

Básicamente, los problemas del ejercicio práctico de aguas se pueden agrupar en los siguientes tipos fundamentalmente:

ÍNDICE

Por lo general, un problema de examen englobar más de un tipo de problema de los mencionados, pero también una parte más TEÓRICA o de aplicación de la LEGISLACIÓN.

A este respecto, se ha incluido en la GUÍA un ANEXO **expresamente dedicado a este tipo de cuestiones, cada vez más frecuentes, de aplicación práctica de la normativa legislativa.**

En dicho Anexo se han incluido una serie de fichas y esquemas orientativos de muchas de las cuestiones que se pueden incluir en los problemas, documentación que de manera individual se puede ir ampliando con vuestros propios esquemas y notas.

1.- CANALES

El problema más típico y sencillo es el diseño de un canal en régimen permanente uniforme. Para ello utilizaremos casi siempre la fórmula de Manning.

$$Q = \frac{A * R_h^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}}{n} \left(\frac{m^3}{seg}\right)$$

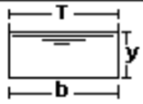
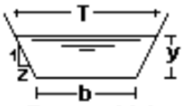
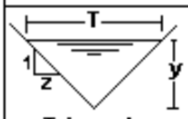
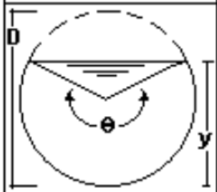
Donde:

- A: Sección del flujo, va a ser función del calado y de la geometría del canal (m^2)
- Rh: Radio hidráulico **Rh= A/p**; siendo p el perímetro mojado (m)
- I: Pendiente del canal
- n: Coeficiente de rugosidad de Manning. Se obtiene de tablas, y a veces aparece como Ks (En este caso Ks=1/n). Si es hormigón, directamente n=0,014

Naturaleza de las paredes	Coeficiente de Manning (n)
Canales sin revestir	
En tierra ordinaria, superficie uniforme y lisa	0.020 - 0.025
En tierra ordinaria, superficie irregular	0.025 - 0.035
En tierra con ligera vegetación	0.035 - 0.045
En tierra con vegetación espesa	0.040 - 0.050
En tierra excavada mecánicamente	0.028 - 0.033
En roca, superficie uniforme y lisa	0.030 - 0.035
En roca, superficie con aristas e irregularidades	0.035 - 0.045
Canales revestidos	
Hormigón	0.013 - 0.017
Hormigón revestido con gunita	0.016 - 0.022
Encachado	0.020 - 0.030
Paredes de hormigón, fondo de grava	0.017 - 0.020
Paredes encachadas, fono de grava	0.023 - 0.033
Corrientes naturales	
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente	0.027 - 0.030
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente	0.033 - 0.040
Limpias, meandros, embalses y remolinos de poca importancia	0.035 - 0.050
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados	0.060 - 0.080
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados, vegetación densa	0.100 - 0.200*
Rugosas, corrientes en terreno rocoso de montaña	0.050 - 0.080
Áreas de inundación adyacentes a canal ordinario	0.030 - 0.200*

* Se deben tomar los valores más elevados para corrientes profundas que sumerjan parte importante de la vegetación

Es importante señalar que muchos de los factores de la fórmula de Manning, para una geometría del canal conocida, se pueden poner en función del calado (como la sección o el radio hidráulico). Una "chuleta" que puede ser muy útil es la siguiente tabla:

Sección	Area hidráulica A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Espejo de agua T
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$
 Triangular	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
 Circular	$\frac{(\theta-\operatorname{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$\left(1-\frac{\operatorname{sen}\theta}{\theta}\right)\frac{D}{4}$	$\left(\operatorname{sen}\frac{\theta}{2}\right)D$ ó $2\sqrt{y(D-y)}$
 Parabólica	$2/3\ Ty$	$T+\frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

Si el régimen no es uniforme (es variado), lo más probable es que el problema se solucione aplicando la fórmula de Bernouilli en dos secciones (en una de ellas, conoceremos los datos de calado y velocidad):

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2*g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2*g} + \Delta h_{1-2}$$

Donde:

- z: cota del fondo del canal
- y: calado
- v: velocidad del flujo
- $\Delta h_{1-2} = Perdida\ de\ carga\ entre\ las\ secciones\ 1\ y\ 2$

Para los valores de pérdida de carga, recomiendo suponerles un valor, normalmente, suponerlas despreciables.

En canales, si te dicen que los cajeros tienen un talud 1/5, lo habitual es que se refiera a H/V, por lo que, en la formulación de arriba, para obtener z tendrás que dividir la horizontal entre la vertical (para el ejemplo dado z sería 1/5 = 0,2)

2.- TUBERÍAS

PERDIDAS PUNTUALES:

$$\Delta h = K_S * (\frac{v^2}{2g})$$

Válvula esférica, totalmente abierta	**K_s = 10**
Válvula de ángulo, totalmente abierta	K_s = 5
Válvula de retención de clapeta	K_s = 2,5
Válvula de pie con colador	K_s = 0,8
Válvula de compuerta, totalmente abierta	K_s = 0,19
Codo de retroceso	K_s = 2,2
Empalme en T normal	K_s = 1,8
Codo de 90º normal	K_s = 0,9
Codo de 90º de radio medio	K_s = 0,75
Codo de 90º de radio grande	K_s = 0,60
Codo de 45º	K_s = 0,42

PÉRDIDAS LINEALES (CONTINUAS) A LO LARGO DE LA TUBERÍA:

Fórmula de Darcy Weisbach:

$$\Delta h = f\frac{L}{D} * (\frac{v^2}{2g})$$

f: coeficiente de fricción. Para obtenerlo, se puede usar el ábaco de Moody o la fórmula de Colebrook. Iterar empezando con f=0,1

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log_{10}(\frac{\varepsilon/D}{3,7} + \frac{2,5}{Re\sqrt{f}})$$

Donde:

- ε= Rugosidad de la tubería.
- Re: Número de Reynolds
- D: diámetro de la tubería

NOTA: Utilizar esta fórmula requiere bastante tiempo. Usar Manning o el ábaco de Moody es más rápido.

Fórmula de Manning: Igual que en canales, pero ahora I es la pendiente de la línea de energía, en lugar de la pendiente del canal.

Para sección circular se pueden expresar de la siguiente forma:

$$Ah = 10,29 * \frac{q(\frac{m3}{s})^2 * n^2 * L(m)}{D(m)^{16/3}}$$

$$Ah = 6,3496 * \frac{v(\frac{m}{s})^2 * n^2 * L(m)}{D(m)^{4/3}}$$

$$\mathrm{I} = \left(\frac{\mathrm{v} * \mathrm{n}}{\mathrm{R_h^{2/3}}}\right)^2$$

$$\Delta h = I * L$$

Si nos dan la K de Strickler y queremos trabajar con Manning, se puede utilizer la relación:

n = 1/K

NOTA: si se va a hacer uso de este ábaco, antes de emplearlo en el examen, mencionar las fórmulas anteriores.

PASOS A SEGUIR PARA UTILIZAR EL ÁBACO DE MOODY PARA OBTENER EL COEFICIENTE DE FRICCIÓN F Y ASÍ NO TENER QUE ITERAR EN LA FORMULA DE COLEBROOK:

1. *Calcular el Nº de Reynolds, y en función de su resultado, tenemos que:*
   - *Régimen LAMINAR si Re < 2.300 (aprox.) -> Usar formula de Poiseuille*
   - *Régimen de TRANSICIÓN -> 2.300 < Re < 4.000*
   - *Régimen TURBULENTO -> Re > 4.000*
2. *Calcular la RUGOSIDAD RELATIVA (ojo que Ɛ y D tienen que estar en las mismas unidades)*
3. *En el eje horizontal buscas tu Re, y subes hasta cortar con la curva que inicia en tu rugosidad relativa en el eje de la derecha.*
4. *El corte te lo llevas horizontal hasta el eje vertical de la izquierda y ese es tu f.*

Fórmula para calcular el número de Reynolds es:

$$Re = \frac{v * D}{\nu}$$

Sección Circular

Donde:

- *v: velocidad de circulación del fluido (si no se dispone del dato, se puede suponer como 1-1,5 m/s)*
- *D: Diametro de la tubería*
- *ν: Viscosidad cinemática (1 * 10^{-6} m^2/s)*

Formula de Poiseuille cuando tenemos flujo laminar:

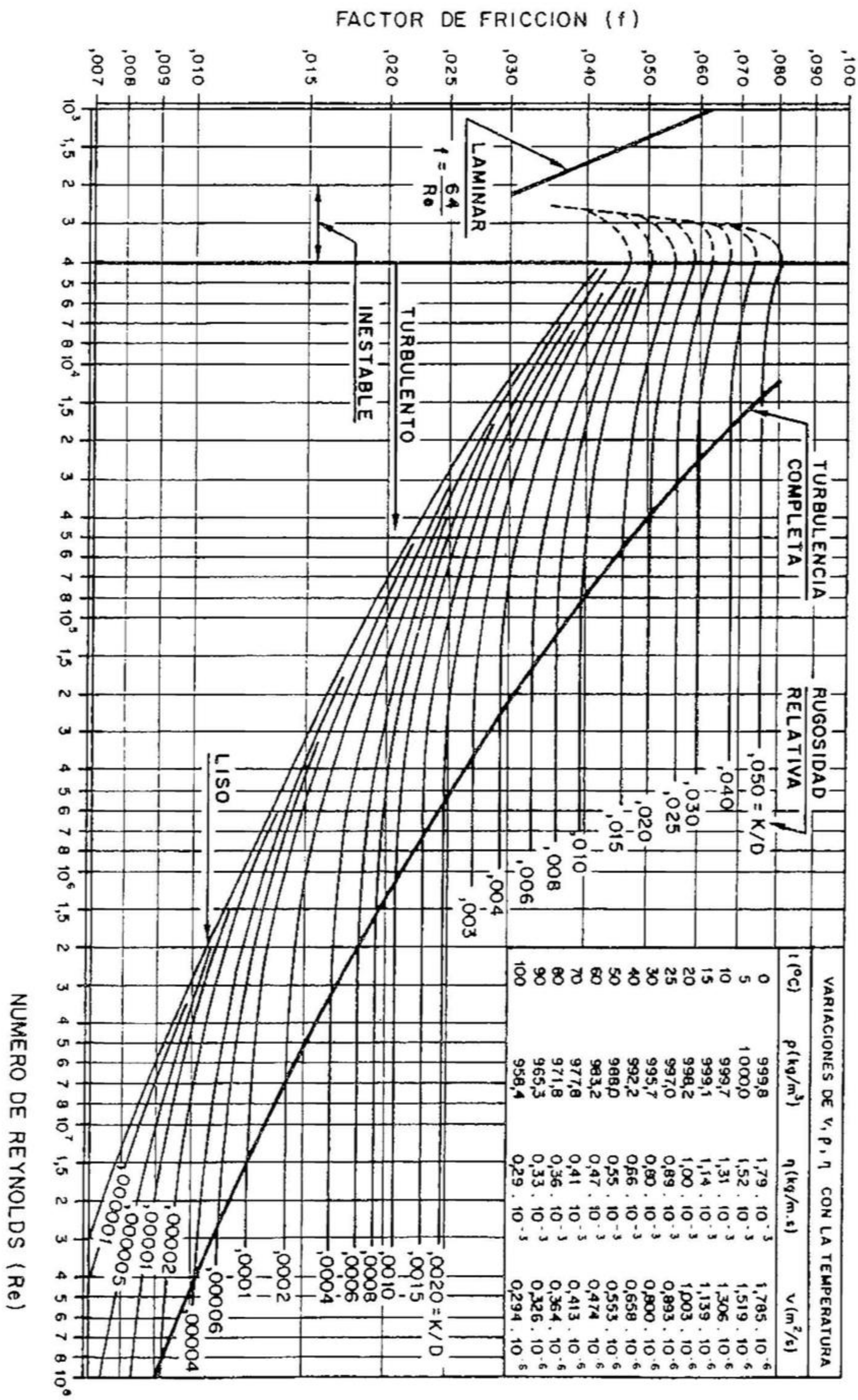
$$f = \frac{64}{Re}$$

Donde:

- *Re: número de Reynolds*
- *f: Coeficiente de fricción*

RUGOSIDAD ABSOLUTA DE MATERIALES			
Material	**ε (mm)**	**Material**	**ε (mm)**
Plástico (PE, PVC)	0,0015	Fundición asfaltada	0,06-0,18
Poliéster reforzado con fibra de vidrio	0,01	Fundición	0,12-0,60
Tubos estirados de acero	0,0024	Acero comercial y soldado	0,03-0,09
Tubos de latón o cobre	0,0015	Hierro forjado	0,03-0,09
Fundición revestida de cemento	0,0024	Hierro galvanizado	0,06-0,24
Fundición con revestimiento bituminoso	0,0024	Madera	0,18-0,90
Fundición centrifugada	0,003	Hormigón	0,3-3,0

Valores de Ɛ



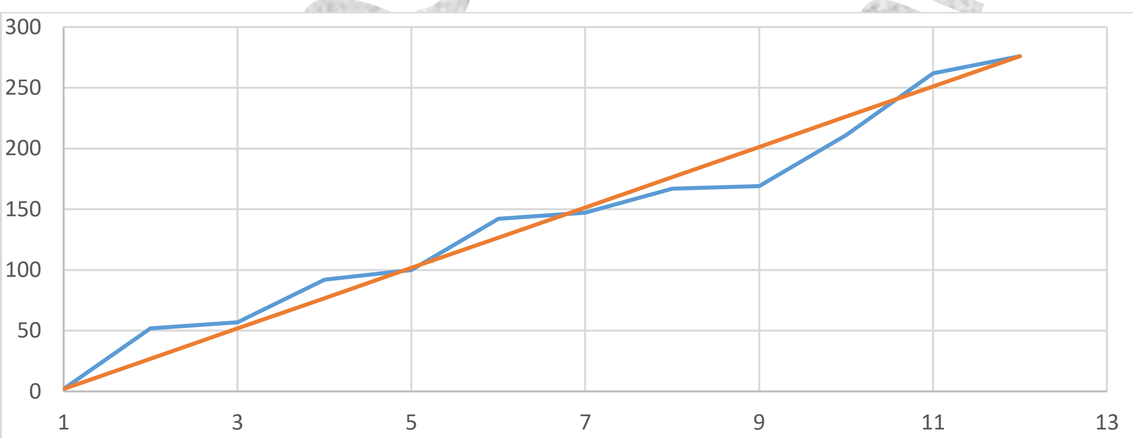
t (°C)	ρ (kg/m³)	η (kg/m.s)	ν (m²/s)
0	999,8	1,79 . 10⁻³	1,785 . 10⁻⁶
5	1000,0	1,52 . 10⁻³	1,519 . 10⁻⁶
10	999,7	1,31 . 10⁻³	1,306 . 10⁻⁶
15	999,1	1,14 . 10⁻³	1,139 . 10⁻⁶
20	998,2	1,00 . 10⁻³	1,003 . 10⁻⁶
25	997,0	0,89 . 10⁻³	0,893 . 10⁻⁶
30	995,7	0,80 . 10⁻³	0,800 . 10⁻⁶
40	992,2	0,66 . 10⁻³	0,658 . 10⁻⁶
50	988,0	0,55 . 10⁻³	0,553 . 10⁻⁶
60	983,2	0,47 . 10⁻³	0,474 . 10⁻⁶
70	977,8	0,41 . 10⁻³	0,413 . 10⁻⁶
80	971,8	0,36 . 10⁻³	0,364 . 10⁻⁶
90	965,3	0,33 . 10⁻³	0,326 . 10⁻⁶
100	958,4	0,29 . 10⁻³	0,294 . 10⁻⁶

3.- PROBLEMAS DE REGULACIÓN GRÁFICA

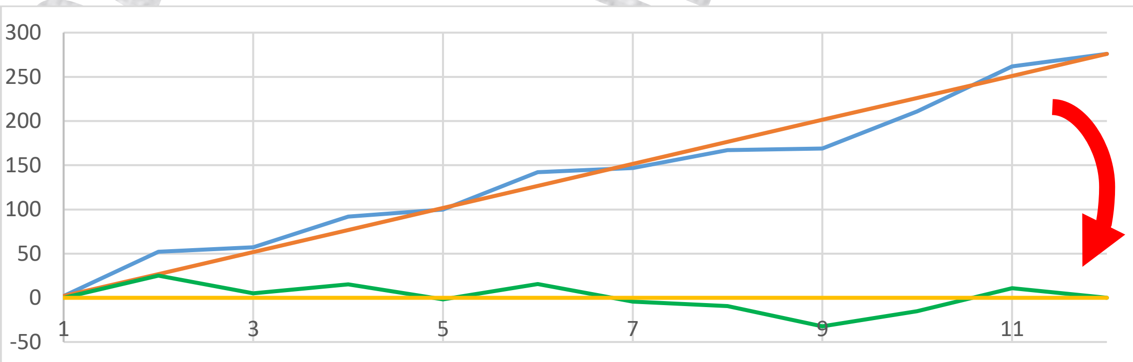
Básicamente consisten en utilizar curvas de aportaciones acumuladas para resolver gráficamente problemas de regulación.

El medio de trabajo es siempre un diagrama volúmenes – tiempo, en el que se representan las leyes de aportaciones y demandas acumuladas. **Para evitar que estas leyes sean sistemáticamente crecientes, y por ello, incómodas a la hora de elaborar los gráficos y trabajar con ellos, lo que se hace es referirlas a un patrón común (la aportación media o la demanda media) y se conocen en este caso con el nombre de curvas de diferencias acumuladas.**

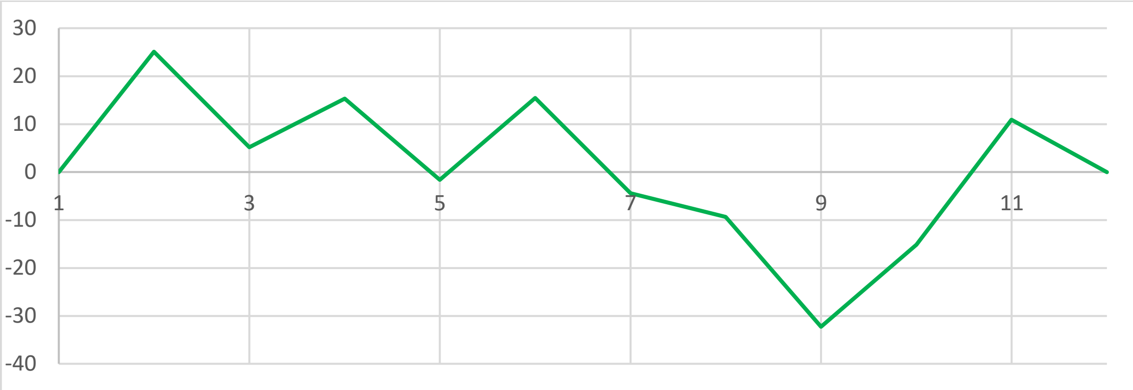
Esto es importante entenderlo. Ejemplo: En el siguiente gráfico tendríamos las aportaciones acumuladas en azul, y en naranja la aportación media (Una línea uniendo los puntos inicial y final). Esa línea naranja es lo que se llama Patrón.



Pues bien, lo que se hace es similar a girar la gráfica, de tal forma que la línea naranja sea horizontal, restándole a cada valor de aportación acumulado el valor de la línea naranja en ese punto. Obtenemos así, la línea verde.



Qué representándola en una gráfica sola, tiene una pinta similar a las que nos encontramos en los ejercicios.



Las ideas fundamentales que se manejan en el proceso operativo son las 4 siguientes:

1. Las palabras aportación (A) y demanda (D) designan físicamente caudales **medios**, puesto que expresan el volumen correspondiente a un cierto periodo de tiempo (aportación diaria, mensual, anual, etc.). Lo que se representa en el eje de ordenadas son volúmenes, es decir, la integral en el tiempo de las leyes Ai y Di. El patrón P también tiene dimensión de caudal.

2. Al ser un gráfico volúmenes – tiempos, **las pendientes representan a los caudales** (q=dV/dT). Así pues, para un instante cualquiera ti la pendiente de la curva de aportaciones representará el caudal q_{Ai} que entra al sistema en ese momento y la pendiente de la curva de demandas representará el caudal q_{Di} demandado. Evidentemente cuando el caudal de aportación o de demanda sea constante en el tiempo, la representación de la ley respectiva tiene que ser una línea recta.

3. Para la lectura o la representación de cualquier caudal sobre el gráfico debe tenerse en cuenta que **todas las pendientes están referidas al patrón P.** Se precisa por lo tanto hacer siempre la corrección del valor representado en el gráfico, en función del de la referencia dada, para obtener el caudal real.

4. Para la lectura en el gráfico de los volúmenes también debe tenerse en cuenta que lo que se representa son aportaciones y demandas acumuladas referidas a un mismo patrón P. Por lo tanto, **en cualquier medida diferencial el valor de lectura es siempre el real y no precisa ninguna corrección**. Por ejemplo, si se mide la distancia en ordenadas en el instante ti existente entre la ley de aportaciones y la de demandas, el valor de lectura representa la diferencia acumulada que se produce entre las aportaciones y demandas desde la posición de contacto de ambas curvas hasta ti.

Para entender esto, lo mejor es resolver algunos de los problemas del libro de Granados.

Entendiendo esta parte teórica; todos los problemas que puedan plantear serán bastante sencillos.

Ejemplos de cosas que piden en problemas de regulación:

- **Caudales máximo y mínimo** del periodo: Habría que localizar la máxima y la mínima pendiente.

- **Volúmenes de embalse necesarios** para satisfacer una demanda a un caudal continuo X:

    Un caudal continuo se representa como una línea recta (recuerda que lo que representa a los caudales es la pendiente, si el caudal es constante, la pendiente es constante, y se trata de una línea recta). La pendiente de la recta será el caudal X menos el caudal que has tomado como patrón (normalmente el de la aportación media, aunque puede ser de la demanda media).

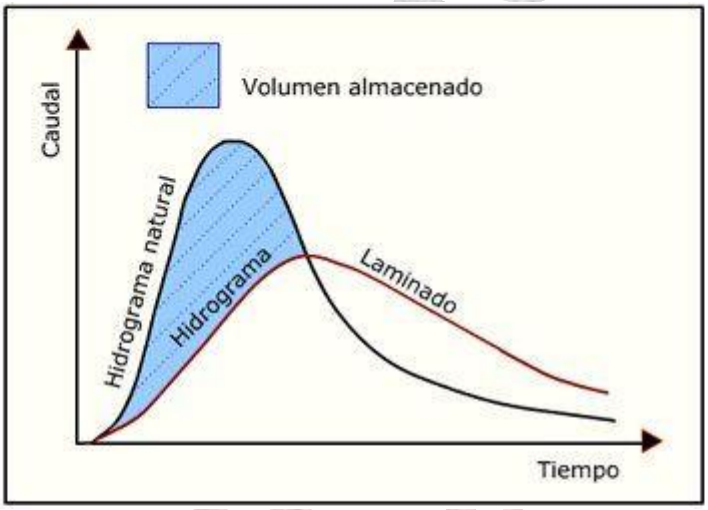
    Se dibujan rectas paralelas con la pendiente que corresponda al caudal X desde los picos altos de las curvas. Cuando deja un área encerrada por debajo, se trata de un período de déficit; y el volumen de embalse necesario para "salvar" ese periodo de déficit será la distancia en vertical mayor desde la línea a los picos bajos del período de déficit.

Conviene practicar estas cuestiones con el libro de Problemas de Alfredo Granados.

4.- PROBLEMAS DE LAMINACIÓN DE AVENIDAS

Se conoce como laminación de avenidas al fenómeno hidráulico que se produce en los embalses durante la evacuación de las avenidas. En el desarrollo del proceso la punta de la crecida al pasar por el embalse se reduce en magnitud y se retrasa en el tiempo.

Básicamente, sale menos caudal punta del que entra.



El hidrograma representa el caudal que entra en función del tiempo. El volumen que entra está representado por el área encerrada bajo el hidrograma. Lógicamente, el área del hidrograma natural (el que entra) será la misma que la del hidrograma laminado (el que sale) porque el agua que entra es la misma que tiene que salir, lo que sucede es que parte de ese volumen se queda un tiempo retenido en el embalse antes de salir, lográndose así que los caudales punta sean considerablemente inferiores.

Para calcular el hidrograma laminado necesitamos conocer las condiciones de desagüe del aliviadero (caudal que desagua en función de la altura sobre el labio del aliviadero), y la curva altura-volumen embalsado del embalse en cuestión (curva característica del embalse).

Con una hoja de cálculo es relativamente sencillo; pero en un problema escrito con poco tiempo, es imposible que te dé tiempo a calcularlo. Por tanto, en el caso de que preguntaran un problema de esto, habría que dejar explicado cómo se hace, hacer todas las simplificaciones posibles y un par de iteraciones, dejando indicado cómo se debería seguir.

El estudio de laminación se realiza mediante cálculo numérico; con una hoja de cálculo normalmente como decía, sacando una tabla con los siguientes términos:

- T: Intervalo de tiempo considerado en el cálculo. El que te indiquen, o el que quieras considerar. Es elección del ingeniero, cuanto más pequeño más preciso será el cálculo, pero más potencia de cálculo requerirá.

- q_a: Caudal medio de la avenida durante el intervalo de tiempo T, suponiendo que en este la variación de caudal es lineal.

- $q_a = \frac{q_i + q_{i-1}}{2}$

- V_a: Volumen de agua que entra al embalse durante el intervalo. Para calcularlo: Caudal que entra, por la duración del intervalo.

- dh: Incremento de la altura de agua del embalse originado por la aportación V_a en el supuesto de que no se vertiese nada. Para calcularlo es necesario conocer la curva altura – volumen de embalse (En un problema te podrían dar una fórmula, o una curva para que lo sacaras gráficamente)

- h_m: Altura media de la lámina de agua sobre el labio del aliviadero durante el intervalo de tiempo T. En una primera hipótesis se puede suponer igual a h_m del intervalo anterior más la mitad de dh, y ajustar después mediante cálculo iterativo dándole el valor medio que toma al principio y final del intervalo de estudio.

- $h_m = \frac{h_{fi} + h_{f(i-1)}}{2}$

- q_v: Caudal medio vertido por el aliviadero en el intervalo T (con la fórmula típica de los aliviaderos, $q_v = C_d \times L \times h_m^{3/2}$; donde C_d suele valer entre 2-2,1).

- V_v: Volumen vertido durante el intervalo.

- $\Sigma(V_a\text{-}V_v)$: Volumen acumulado a origen.

Se va iterando y se tiene una tabla similar a la de este ejemplo (del libro de Granados):

(h) T	(m3/s) qa	(Hm3) Va	(m) dh	(m) hm	(m3/s) qv	(Hm3) Vv	(Hm3) $\Sigma(V_a - V_V)$	(m) hf
0-2	24,50	0,07	0,01	0,01	0,02	0,00	0,07	0,01
2-4	44,50	0,21	0,04	0,03	0,20	0,00	0,28	0,05
4-6	90,00	0,54	0,09	0,09	1,10	0,01	0,81	0,14
6-8	157,50	1,03	0,17	0,22	4,08	0,03	1,81	0,30
8-10	215,00	1,44	0,24	0,41	10,69	0,08	3,17	0,53

Importante: Si cae algo de esto, mi consejo es explicar el procedimiento y dejar calculadas las dos primeras filas, e indicar que se debe seguir así para obtener el hidrograma completo laminado.

5.- PRESAS: SISTEMA HIDRÁULICO

ALIVIADEROS:

Perfil del vertedero, anchura y calado vertiente.
En este tipo de problemas, la fórmula principal es la de desagüe de un aliviadero:

$$Q_v = C_d * L * h^{3/2}$$

Donde Q_v es el caudal que se vierte, C_d el coeficiente de desagüe, L la longitud del labio del aliviadero (anchura del aliviadero) y h la altura de vertido (o calado vertiente).

El perfil del vertedero fundamentalmente va a influir sobre el coeficiente de desagüe. El que se suele utilizar, por conseguir un Cd mayor es el de Creager, y se suele hacer la simplificación de que es 2 ó 2,1. En realidad, el perfil del aliviadero se diseña para un calado vertiente, y el coeficiente de desagüe será el óptimo para ese calado vertiente; pero variaría en función del calado vertiente. Ese es importante saberlo, pero a la hora de hacer problemas, como no vamos sobrados de tiempo, siempre haremos la suposición de que se mantiene constante y en un valor de 2 ó de 2,1 (al gusto del consumidor).

Por tanto, en el lado derecho de la fórmula tenemos los tres conceptos: Perfil del vertedero (representado por el Cd); Anchura (L) y calado vertiente (h). En cada problema nos faltará alguno (o varios) y tendremos que jugar con la fórmula para dimensionar el aliviadero.

Sobre la anchura útil del aliviadero (Lu) hay que aplicar unas reducciones por el tipo de pilas y estribos que haya en el aliviadero.

$$L_u = L - 2 * (n * K_p + K_e) * h$$

Donde:

- Kp: Coeficiente por pilas
  - Pilas rectangulares con esquinas redondeadas: 0,02
  - Pilas redondeadas: 0,01
  - Pilas terminadas en pico: 0,0
- Ke: Coeficiente por estribos
  - Estribos rectangulares: 0,2
  - Estribos redondeados con radio de curvatura entre el 15% y el 50% del calado de diseño: 0,1
  - Estribos redondeados con radio de curvatura superior al 50% del calado de diseño: 0,00
- n: Número de pilas
- h: Altura de vertido

Compuertas

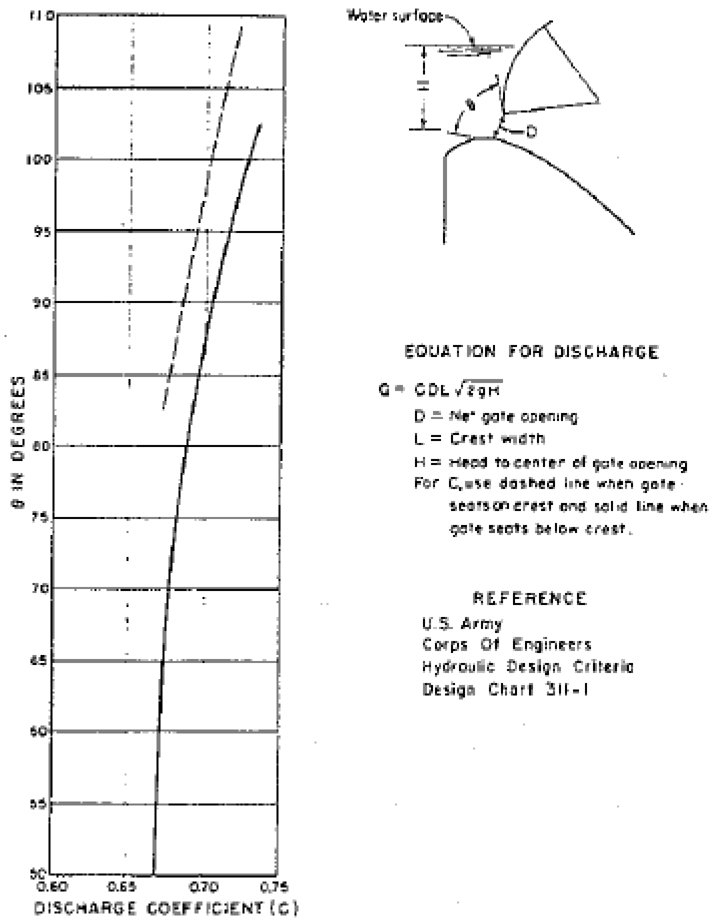
Fundamentalmente hay que determinar el número de compuertas y su altura.

Tendrás una altura máxima: Comprobando que cuando abras las compuertas estando a su máxima capacidad no alivias un caudal superior al de la avenida de 50 años.

Tendrás una altura mínima comprobando que desaguas la avenida de 500 años sin superar un determinado valor de sobreelevación del agua, por encima del nivel de las compuertas, (sobreelevación máxima admisible sobre las compuertas, dato del problema) y así obtienes una altura mínima de las compuertas.

Tienes por tanto una altura máxima y una mínima. Tienes que coger un valor para la altura de las compuertas que esté entre esas dos (el que quieras, puedes coger el máximo, el mínimo o uno entre medias) y luego lo tienes que comprobar que puede desaguar la avenida de 100 años en el caso de que hubiera una compuerta averiada. Con esto se te pueden plantear dos casos, que consideres el vertido sobre la compuerta averiada, o que no consideres el vertido sobre la compuerta averiada. Dependerá de lo que te diga el enunciado, si no dice nada, por simplificar decís que no lo consideráis.

Desagüe bajo compuerta



$$Q = C * D * L_u\sqrt{2gh}$$

Lu: Longitud útil

C: Coeficiente de desagüe. Se saca de la gráfica de al lado, en función del grado θ (ver figura)

D: Apertura de la compuerta

h: Altura del agua sobre el labio del aliviadero.

Desagüe sobre compuerta

Las compuertas se preparan para el caso en que se produzca un vertido sobre ellas, acondicionando el borde superior para facilitar el vertido. La ecuación que se aplica es la misma que la de un vertedero normal, pero tomando como coeficiente de desagüe un valor menor (Nunca más de 1,86)

Cuenco amortiguador

Aquí buscaremos definir las dimensiones del cuenco amortiguador, teniendo en cuenta el resalto hidráulico que se produce. Podemos tener varios casos, como que tengamos contrapresa o no. Las ecuaciones que utilizaremos son:

Ecuación del vertedero

$$Q = 2{,}1 * L * h^{3/2}$$

Ecuación de Bernouilli

$$v_1 = 0{,}7 * (2g * (h + H + e - y_1))^{1/2}$$

<u>NOTA</u>: El 0,7 viene de suponer que el rozamiento del agua con el paramento de aguas abajo y emulsión de aire crean una pérdida del 30% en la velocidad de caída. Es una suposición que se hace en el libro de Granados habitualmente, que podéis tomar.

Continuidad de caudales

$$Q = L * y_1 * v_1$$

Lógicamente, el caudal debe ser constante en todas las secciones.

Número de Froude:

$$F_1 = \frac{v_1}{(g * y_1)^{1/2}}$$

Ecuación del resalto:

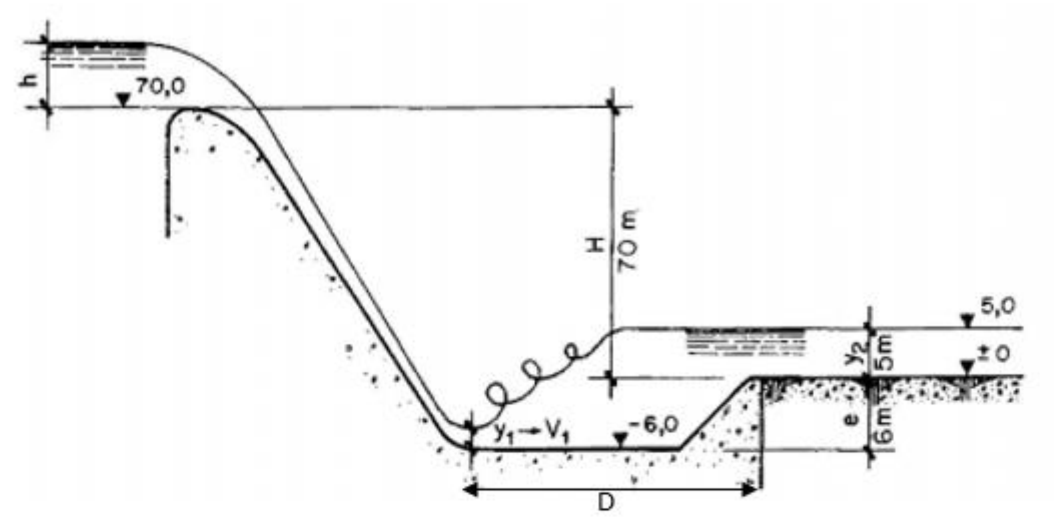
$$y_2 + e = \frac{y_1}{2} * ((1 + 8 * F_1^2)^{\frac{1}{2}} - 1)$$

Longitud del cuenco:

$$D = K * (y_2 + e)$$

Donde K es un coeficiente variable en función de F_1 (aunque para números de Froude comprendidos entre 5 y 14 el valor de K es prácticamente constante e igual a 6,1)

La siguiente figura es de un problema de Granados, los valores numéricos que aparecen corresponden a ese problema (el 3.10); pero sirve para visualizar qué significa cada una de las variables.



Trampolín de lanzamiento

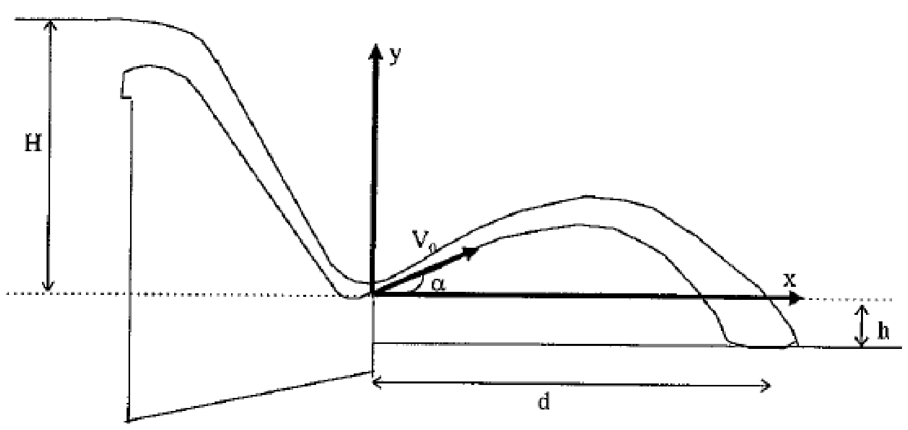
Resolveremos con el siguiente sistema de ecuaciones.

$$h = -d * tg(\alpha) + \frac{g * d^2}{v_0^2 * cos^2(\alpha)} * \frac{1}{2}$$

$$v_0 = 0,7 * \sqrt{2gH}$$

$$Z_E + Z_R = H + h$$

<u>NOTA</u>: El 0,7 viene por considerar un 30% de pérdidas



RESGUARDOS:

	Resguardo Normal	Resguardo Mínimo	Resguardo "Extremo"
IGP 67 (Art. 55)	NO SE CONSIDERA	$1{,}5 \cdot ola_{viento}$ $1 + ola_{sismo}$ $1 + K * \frac{T\sqrt{gh}}{2\pi}$	NO SE CONSIDERA
RTSPE 96 (Art.13)	-Desagüe avenidas - Oleajes máximos incluidos efectos sísmicos	- Desagüe Q_{AE} - Oleajes en avenidas - Asientos por sismo y causas extraordinarias	-En PMS no admite vertido por oleaje del viento -En PH admite vertidos accidentales según categoría
Guia Tec. Nº 4	- Efecto oleajes máximos - Sobre elevación y asientos fenómenos sísmicos - Asientos por consolidación - Deslizamientos laderas	- Q_{AE} - Efecto oleajes máximos en avenida - Asientos y deslizamientos laderas en avenida - Presas CAT.A - PH ≥0,5 - 1 m -PMS ≥ 2-3 m - No considerar parapetos	-PH: Vertido oleaje sin daños importantes y sin poner en riesgo la seguridad PMS: no vertido de oleaje salvo casos excepcionales y preparados

TABLA EXTRAÍDA DEL LIBRO DE FERNANDO DELGADO DE PROBLEMAS DE PRESAS Y EMBALSES, PAG 174.

Ola de viento (Iribarren) : $h_{ola} = 1{,}2 * F^{1/4}$ h_{ola} en metros, F: Fetch en Km

DESAGÜES DE FONDO

Se debe situar su entrada lo más abajo posible respecto al cauce original del rio, pero dejando un cierto margen para el depósito de sedimentos. Podemos estimar unos 3-5 metros.

Se debe situar la cota de salida ligeramente por debajo de la entrada. (Pendiente de las tuberías, 1% para vaciado en mantenimiento)

Se deben disponer al menos 2 tuberías (normalmente del mismo diámetro)

Se debe disponer al menos un órgano de control y un órgano de seguridad por cada tubería.

Capacidad de los desagües de fondo

- Q desaguado con el embalse a la mitad de su altura > 3 x Q medio del rio
- Con el conjunto de los desagües pueda lograrse en una semana reducir a la mitad la carga sobre la presa, supuestos nulos los caudales de entrada al embalse.
- Que con el conjunto de los desagües y con un caudal entrante igual al medio se consiga rebajar un 15% la carga en el curso de "unos días"

El libro de Presas de Fernando Delgado utiliza para calcular la velocidad en las tuberías la siguiente fórmula:

$$v = 0{,}6 * \sqrt{2 * g * h}$$

Donde h es la altura de agua sobre la salida de la tubería.

6.- PRESAS: COMPROBACIÓN MECÁNICA

La comprobación mecánica de las presas va a depender de su tipología. El caso que más nos interesa, por ser el que aparece en los problemas, es el de **presas de gravedad de hormigón**.

Las presas arco / bóveda y aligeradas tienen un cálculo tensional muy importante, y su cálculo se hace a ordenador, con lo cual, no lo vamos a encontrar en los problemas. Por su parte, la estabilidad en las presas de materiales sueltos se calcula con la estabilidad de sus taludes (círculos suecos); y programas que permitan calcular las infiltraciones… etc. En la práctica, no encontraremos problemas para resolver a mano de estas tipologías.

Las que nos interesan son las de gravedad de hormigón, en las que estudiaremos la estabilidad de una sección tanto al vuelco como al deslizamiento.

La comprobación mecánica de las presas de fábrica se realiza sistemáticamente para la combinación de solicitaciones que señala el Artículo 38 de la Instrucción de Grandes Presas y el Artículo 16 del RTSPE.

En el análisis de la estabilidad a deslizamiento de las presas de gravedad, las situaciones más exigentes son habitualmente la A2 (embalse lleno en situación normal) y la B21 (embalse lleno con drenes ineficaces). En casos de sismicidad alta la situación B22 (embalse lleno con sismo) suele ser más restrictiva que las anteriores. La metodología de cálculo es una aplicación elemental de los principios de física estática mediante el planteamiento del equilibrio de fuerzas y momentos. A estos efectos conviene tener en cuenta lo siguiente:

En el planteamiento del equilibrio de fuerzas tangenciales al plano de deslizamiento, se desconoce siempre la magnitud con que colabora cada una de las fuerzas estabilizantes (rozamiento, cohesión y empuje pasivo). Sin embargo, sí es posible acotar con una cierta aproximación el umbral máximo (valor extremo) que puede alcanzar cada una de ellas. Por lo tanto, esta condición fundamental de equilibrio se plantea siempre como una inecuación de la forma:

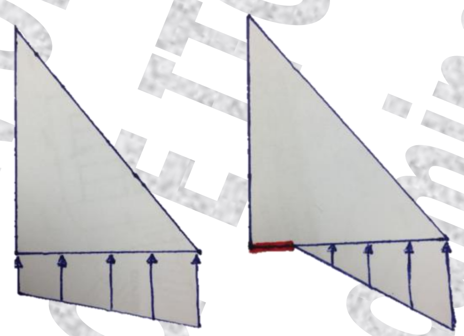
$$E_a \leq \frac{N \operatorname{tg} \varphi}{K_1} + \frac{c\,\Omega}{K_2} + E_p$$

siendo E_a = Componente tangencial desestabilizadora (empuje del agua).
N = Presión efectiva normal al plano de deslizamiento ($N = P - S$).
P = Componente normal del peso.
S = Subpresión.
φ = Angulo de rozamiento.
c = Cohesión.
E_p = Empuje pasivo actuante sobre el tacón del repié de aguas abajo.
Ω = Superficie comprimida del plano de deslizamiento.
K_1 = Coeficiente de seguridad de las fuerzas de rozamiento, de valor 1,5 en situación normal, 1,2 en situación accidental y 1,1 en situación extrema.
K_2 = Coeficiente de seguridad de las fuerzas de cohesión, de valor 5 en situación normal, 4 en situación accidental y 3 en situación extrema.

- Cuando en una presa de gravedad el drenaje funciona correctamente, la sección (en la base) debe trabajar siempre a compresión. Sin embargo, si el drenaje no funcionase (Situación B21), las secciones convencionales de presas de gravedad están generalmente traccionadas o descomprimidas en la zona contigua al paramento de aguas arriba, agravándose en este caso notablemente las presiones intersticiales. Ello deberá tenerse presenta al fijar en el cálculo la ley de subpresiones actuante.

- La situación de drenaje ineficaz (B21) supone que se ha ejecutado el drenaje y que se han puesto todos los medios para que éste funcione correctamente, pero se produce un fallo no consentido en el sistema. Las presas en las que no se ejecute el drenaje, o en las que se prevea que el servicio de mantenimiento no va a adoptar los medios precisos para conservarlo adecuadamente, deberán calcularse con la subpresión máxima generada por la inexistencia de drenaje en todas las situaciones de cálculo previstas por la Instrucción y el Reglamento.

- **Las fuerzas de cohesión <u>no</u> deberán aplicarse sobre las zonas descomprimidas de la sección, en caso de que existan.**



Resumiendo, la primera de las imágenes es cómo deberían ser las tensiones en la base de la presa. En caso de que tengamos el caso de la segunda imagen, en la zona señalada en rojo no podemos tener en cuenta las fuerzas de cohesión.

- La reducción de la subpresión que produce la pantalla de drenaje deberá contabilizarse siempre teniendo en cuenta la posición de la galería perimetral, por lo que el coeficiente reductor deberá aplicarse exclusivamente sobre la altura que hay entre la cota de solera de esta galería y la de NMN. Cuanto más alta se disponga la galería perimetral con respecto al cimiento de la presa, peor será evidentemente la efectividad del drenaje.

- En el repié de aguas debajo de la presa es recomendable que se suponga una presión intersticial igual a la carga hidrostática correspondiente al nivel habitual que mantiene la lámina de agua en esta zona.

<table>
<tr><th colspan="3">PROCEDIMIENTO GENERAL DEL CALCULO DE LA ESTABILIDAD</th></tr>
<tr><th>PASOS</th><th>EXISTE Y FUNCIONA EL DRENAJE (→ no hay grieta)</th><th>NO EXISTE O NO FUNCIONA EL DRENAJE (→ hay grieta)</th></tr>
<tr><td>Supuestos iniciales</td><td>1.1.- SOLICITACIONES: Se calculan las solicitaciones que participan en la combinación que se esté comprobando.

1.2.- SUBPRESIÓN: Se supone que no existe grieta por lo que S es conocida (ley doble trapecial).</td><td>1.1.- SOLICITACIONES: Se calculan las solicitaciones que participan en la combinación que se esté comprobando.

1.2.- SUBPRESIÓN: Se supone grieta, por lo que S será desconocida en función de la grieta (ley rectangular más trapecial).</td></tr>
<tr><td>Comprobación de la estabilidad al deslizamiento</td><td>2.1.- FORMULA: $$T \le \frac{N \cdot tg\mu}{K_1} + \frac{c \cdot L_c}{K_2} + E_p$$
2.2.- INCÓGNITAS: Una: N. Todo lo demás, incluso S, es conocido.

2.3.- MÉTODO: N se obtiene de $\Sigma F_N = N$ (una ecuación con una incógnita).

2.4.- SIMPLIFICACIÓN: Ninguna.</td><td rowspan="2">2.1.- FORMULAS: Se calcula conjuntamente deslizamiento y vuelco: $$T \le \frac{N \cdot tg\mu}{K_1} + \frac{c \cdot L_c}{K_2} + E_p$$ $$\sigma_{max} \le \sigma_{adm}$$
2.2.- INCÓGNITAS: Dos: A y B. (Notar que sólo con estas dos variables se calculan N y σ).

2.3.- MÉTODO: Se suman S y N, que tiene una ley rectangular más triangular, y se plantean $\Sigma F_N = N$ y $\Sigma M = 0$ (dos ecuaciones con dos incógnitas).

2.4.- SIMPLIFICACIÓN: Se calcula directamente A: $$A = 3 \cdot \frac{M_{N+S} - 1/2 \cdot h \cdot L^2}{N + S - h \cdot L}$$
De $\Sigma F_N = N$ se obtiene N + S, y de $\Sigma M = 0$ se obtiene M_{N+S}.</td></tr>
<tr><td>Comprobación de la estabilidad al vuelco</td><td>3.1.- FORMULA: $\sigma_{max} \le \sigma_{adm}$

3.2.- INCÓGNITAS: Dos: σ_1 y σ_2. (Notar que $\sigma = \sigma_1 + \sigma_2$)

3.3.- MÉTODO: σ_1 y σ_2 se obtienen de $\Sigma F_N = N$ y de $\Sigma M = 0$ (dos ecuaciones con dos incógnitas).

3.4.- SIMPLIFICACIÓN: Se calcula directamente σ_1: $$\sigma_1 = 6/L^2 \cdot M_N - 2/L \cdot N$$ De $\Sigma F_N = N$ se obtiene N, y de $\Sigma M = 0$ se obtiene M_N.</td></tr>
<tr><td>Comprobación de la grieta</td><td>4.1.- COMPROBACIÓN: No existe grieta si N pasa a más de $1/3 \cdot L$ del pie de aguas abajo. También si $\sigma_1 > 0$.

4.2.- SI EL SUPUESTO ES FALSO: Cuando existe grieta se debe repetir el cálculo como si no existiese drenaje (S es desconocida).</td><td>4.1.- COMPROBACIÓN: Existe grieta si A < L.

4.2.- SI EL SUPUESTO ES FALSO: Si A > L, se obtiene S como si no hubiese grieta (S será conocida). Las nuevas variables son σ_1 y σ_2, que se obtienen como para el caso de que funciona el drenaje.</td></tr>
</table>

7.- PRESAS: ELECCIÓN DE LA TIPOLOGÍA

MAYOR EXIGENCIA EN CIMIENTO

Tipología	Topografía	Cimiento	Materiales	Aliviadero	Economía
Bóveda	Cerradas estrechas (L/H < 3)	Roca de elevada capacidad portante	Materiales para hormigón (poco volumen)	Posible ubicar en el cuerpo de la presa	Buena, por el ahorro de material
Aligeradas	Cerradas anchas con poca variación de altura	Roca de adecuada capacidad portante	Materiales para hormigón (volumen medio)	Posible ubicar en el cuerpo de la presa	Positivo por ahorro de material, muy negativo por la complicación constructiva. En desuso por esto último.
Gravedad (De hormigón)	Prácticamente cualquiera, aunque conviene que sea estrecha y regular.	Evitar cimientos malos	Materiales para hormigón (mucho volumen)	Normalmente se ubica en el cuerpo de la presa	Requiere gran cantidad de material; precisamente por eso resultan caras.
Materiales sueltos con pantalla impermabilizadora	Prácticamente cualquiera. Evitar laderas de fuerte pendiente o con fuertes irregularidades (Por asientos diferenciales y posibles despegues)	Muy poca exigencia en cuanto a cimientos	**Material con capacidad portante suficiente (No requiere material impermeable, esta función la asume la pantalla)**	No se puede ubicar en el cuerpo de la presa. Hay que buscarle otra ubicación (Un collado cercano, o en la cerrada a un lado del cuerpo de la presa). La ubicación del aliviadero suele ser el principal inconveniente de estas presas.	Va a depender fundamentalmente de la disponibilidad de materiales en las cercanías de la cerrada. Si la distancia del préstamo / cantera de origen de los materiales a la cerrada es alta, no serán económicas.
Materiales sueltos heterogénea (Escollera con núcleo impermeable)			**Requiere un material con capacidad portante suficiente (escollera) y un material arcilloso impermeable**		
Materiales sueltos homogénea			Requiere un material que cumpla simultáneamente con la capacidad portante y la función impermeabilizadora.		

8.- SALTOS HIDROELÉCTRICOS

Potencia producida en una turbina:

$$P(kW) = \gamma(\frac{kN}{m^3}) * H(m) * Q(\frac{m^3}{s}) * \eta_b * \eta_a$$

Para potencia de una bomba igual, pero con los rendimientos dividiendo en lugar de multiplicando.

Productividad (Gwh)

$$P = \frac{9,8}{3600} * \rho * (H - \beta * \Delta h) * A_u$$

Donde:

- P: Productividad (Gwh)
- ρ: Rendimiento de los grupos
- H: Salto bruto disponible (m)
- Δh: Pérdidas de carga en conducciones cuando por ellas circula el caudal de equipamiento (m)
- A_u: Aportación turbinada (Hm^3)
- β: Coeficiente de eficacia. Se puede estimar en 0,8
- $\beta = \frac{\sum q_i * \Delta h_i * t_i}{\Delta h * A_u} * \frac{3600}{10^6}$
- q_i: Caudal turbinado durante el tiempo t_i, con unas pérdidas de carga Δh_i

9.- ESTACIONES DE BOMBEO

En determinados casos se pide salvar una determinada altura de bombeo, o altura manométrica, con una determinada infraestructura de bombeo. La altura manométrica a salvar será la suma de la altura geométrica más la necesaria para compensar las pérdidas de carga:

$$H_{manométrica} = H_{geométrica} + \Delta H_{continuas\ aspiración} + \Delta H_{continuas\ impulsión} + \Delta H_{localizadas}$$

Es con esta altura manométrica con la que se debe entrar en los gráficos de las bombas. Para seleccionar la infraestructura de bombeo más adecuada para cada caso, existen dos posibilidades generalmente:

- Posibilidad de fraccionar el caudal, disponiendo varias bombas en paralelo.
- Posibilidad de fraccionar la altura de elevación, disponiendo bombas en serie.

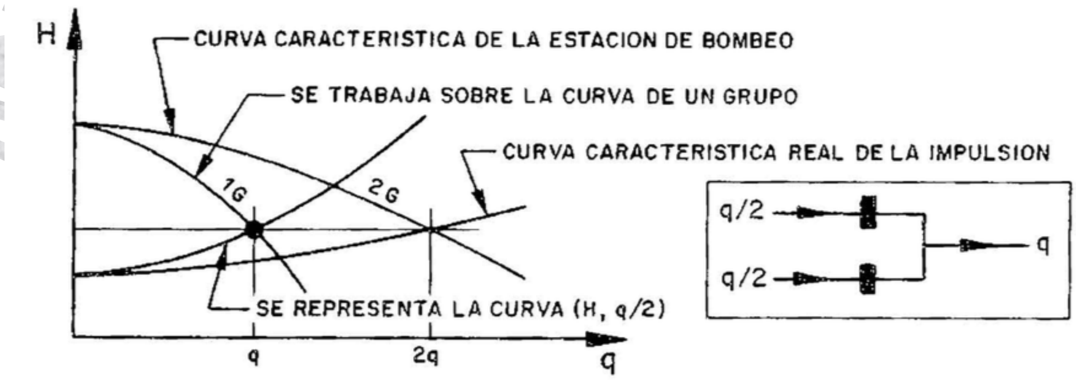
Además, hay que tener en cuenta dos ideas conceptuales:

- Si se acoplan varios rodetes en serie, a la bomba se la denomina “multicelular”.
- A una bomba se la denomina a veces “grupo motobomba”.

Normalmente las gráficas aportadas en el examen hacen referencia a un grupo motobomba monocelular, y en base a él se tendrá que trabajar en caso de necesitar más altura (considerando más de un rodete en el grupo motobomba) o más caudal (considerando más de un grupo motobomba).

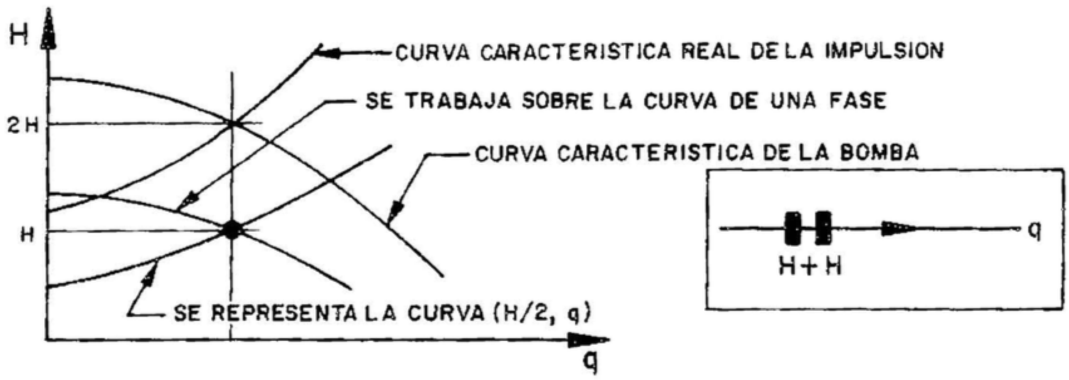
Lo usual es que todos los grupos con los que se tenga que trabajar sean iguales. Esto permite trabajar directamente sobre el gráfico del fabricante. La representación de la curva característica de la impulsión se hace con los valores reducidos de H/n_1 y q/n_2, siendo n_1 el número de escalones de la bomba (o rodetes) y n_2 el número de grupos de la estación de bombeo (con disposición en paralelo).

Si se necesita bombear más caudal del que por defecto es capaz de elevar el grupo monocelular, se representará la curva característica de la impulsión con pares de valores (H, q/x), siendo x el número de grupos necesarios. Por ejemplo, para 2 grupos:



SOLUCION PARA 2 BOMBAS MONOCELULARES EN PARALELO

Si se necesita bombear a más altura de la que por defecto es capaz de elevar el grupo monocelular, se representará la curva característica de la impulsión con pares de valores (H/y, q), siendo y el número de rodetes necesarios. Por ejemplo, para 2 rodetes:



SOLUCION PARA UNA BOMBA CON 2 FASES

Si los grupos son distintos se deben componer los gráficos dados por el fabricante para obtener la curva característica global de la estación de bombeo.

NPSH

En caso de preguntar sobre si la posición de la central (en caso por ejemplo de sifones) dispone de la altura de aspiración adecuada para que las bombas funcionen correctamente, se estará pidiendo comprobar si el NPSH disponible es mayor que el requerido. El requerido se localiza en las curvas de las bombas, una vez se haya determinado el punto de funcionamiento. El NPSH disponible se obtiene de la siguiente fórmula genérica:

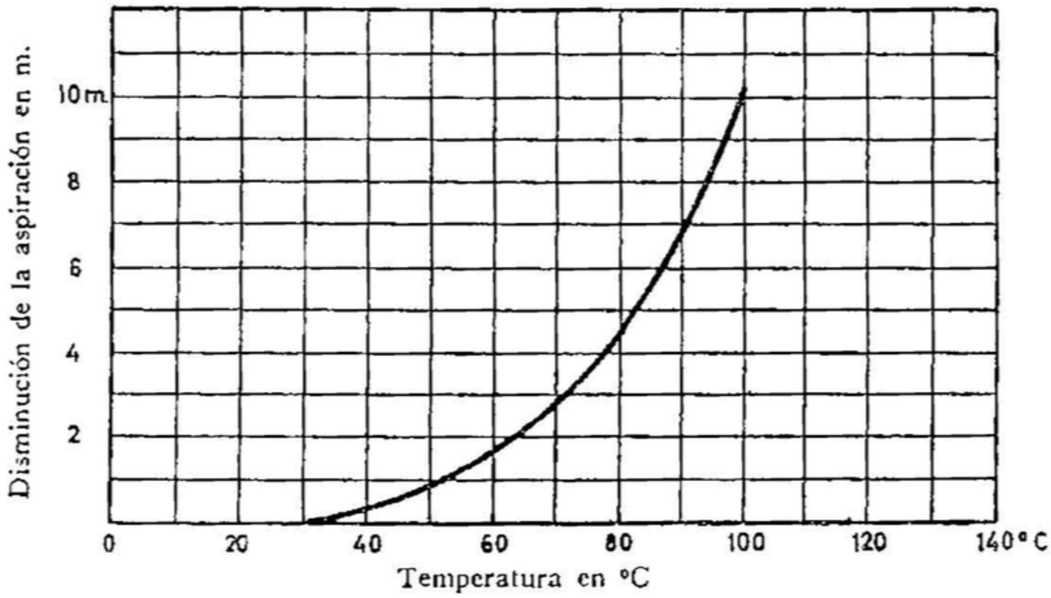
$$NPSH_{disponible} = P_{atm} + z_{rodete} - \Delta H_{loc.asp} - \Delta H_{cont.asp} - T_{vapor}$$

Donde:

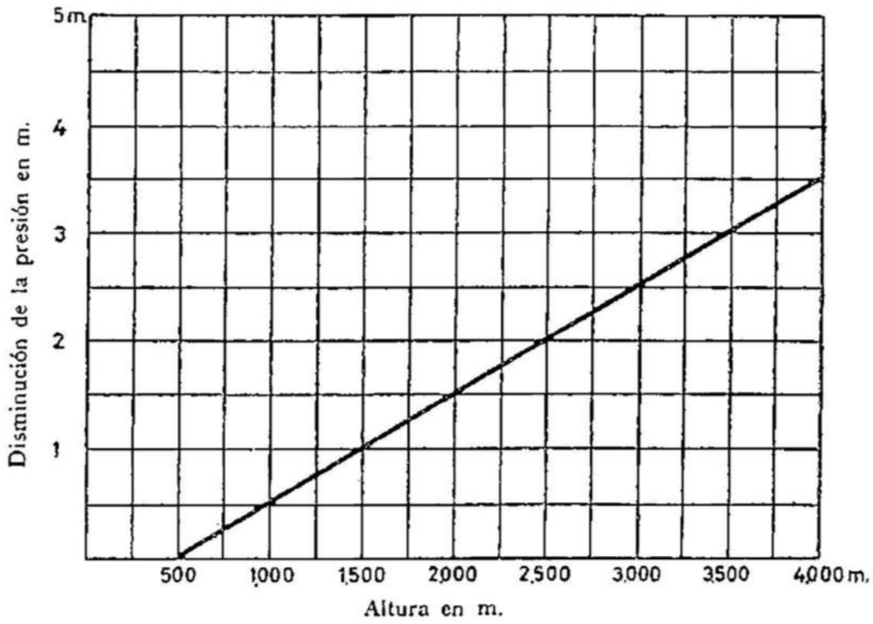
- P_{atm}: presión atmosférica.
- Z_{rodete}: diferencia de cota entre la lámina de agua en la entrada y el rodete. Si el rodete está bajo el nivel del agua, esta diferencia será positiva; si está sobre el nivel del agua, negativa.
- $\Delta H_{loc.asp}$: pérdida localizada que existente en la aspiración.
- $\Delta H_{cont.asp}$: pérdidas continuas en la tubería de aspiración.
- T_{vapor}: tensión de vapor. Varía con la temperatura: a mayor temperatura, mayor tensión de vapor. Se puede tomar este orden de magnitud (los valores están dados en m.c.a.):

Tª	Tv
20º	0,25
25º	0,33
30º	0,43

NOTA: cuando se trabaje con agua a temperatura ambiente, se puede despreciar la tensión de vapor. No obstante, conviene hacer referencia a que el NPSH disponible se ve afectado por la temperatura del agua y la altura sobre el nivel del mar en base a las gráficas siguientes (extraídas del libro de Problemas de Alfredo Granados):



Disminución de la aspiración en función de la temperatura del agua



Disminución de la presión atmosférica en función de la altitud sobre el nivel del mar