

**CUERPO SUPERIOR  
FACULTATIVO  
DE I.C.C.P.  
JUNTA DE  
ANDALUCÍA  
EJEMPLOS  
DOCUMENTACIÓN  
1º EJERCICIO TEST  
PRÁCTICO**



**O P O S I C I O N E S  
C A M I N O S A N D A L U C Í A**

# Índice:

**1.- Documentos Teórico-Prácticos.**

**2.- Guías Rápidas.**

**3.- Exámenes prácticos ICCP  
JUNTA.**

**4.- Exámenes prácticos ITOP  
Junta.**

**5.- Exámenes prácticos ICCP e  
ITOP Estado.**

**6.- Supuestos prácticos  
elaboración propia.**



**O P O S I C I O N E S  
C A M I N O S A N D A L U C Í A**

# **EJEMPLOS DE DOCUMENTOS TEÓRICO – PRÁCTICOS**

- **GEOTECNIA VIAL**
- **FORMULARIO BÁSICO**
- **ESQUEMA CÁLCULO  
DRENAJE**



**O P O S I C I O N E S  
C A M I N O S A N D A L U C Í A**

## **CAPÍTULO 7**

### **GEOTECNIA VIAL.**

*El capítulo de Geotecnia es ciertamente extenso y puede dar lugar a numerosas preguntas de complejidad variable. El examen práctico debería dar lugar sólo a preguntas de tipo cualitativo o, como mucho, a algún cálculo al nivel de "predimensionamiento" de elementos de cimentación o contención.*

*En este sentido, se recomienda la lectura de la "Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras" del Ministerio de Fomento, que tiene un alcance en sus recomendaciones de cálculo mayor que el de este documento.*

*Hay que indicar que los criterios de predimensionamiento enunciados en este capítulo están de acuerdo con la bibliografía existente y, en particular, con la literatura publicada por el prof. González de Vallejo por considerarse la más simple e intuitiva. Las diferencias entre fórmulas o símbolos en diferentes textos, deben atribuirse a la diferencia en el propio autor.*

*Por último, el objetivo de los criterios de predimensionamiento aquí mostrados es dotar a los alumnos de herramientas suficientes para afrontar las pruebas con éxito. Sin embargo, pueden existir diferencias con las formulaciones propuestas en los exámenes de los cuerpos en los que se dan formularios junto con el enunciado. En estos casos, la estructura general de la formulación tendrá que ser la misma, pero podrá variar la nomenclatura.*

#### **1.- INTRODUCCIÓN Y CONCEPTOS BÁSICOS.**

Las cimentaciones de las obras de fábrica, las bases de apoyo de los terraplenes y los tratamientos del terreno han de proyectarse, construirse y conservarse de manera que sean capaces de soportar las solicitaciones a que puedan verse sometidas a lo largo de la vida útil que se haya asignado a la carretera en el momento en que fue proyectada.

Cuando no existiera normativa específica y salvo indicación expresa en otro sentido, a los efectos de la Guía de Cimentaciones de Obras de Carreteras se puede suponer que la vida útil de una obra de cimentación es de cien (100) años.

La vida útil de obras auxiliares y provisionales puede ser más corta.

Las cimentaciones y el terreno tratado (si es el caso) no sólo han de soportar con seguridad suficiente las cargas impuestas, sino también sufrir deformaciones limitadas, de manera que no se sobrepasen los límites admisibles por razones estéticas y de servicio.

Es interesante considerar las siguientes definiciones en el ámbito de la Geotecnia Vial:

## **2.- IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMAS GEOTÉCNICOS.**

Los casos más frecuentes, en cimentaciones de obras de carretera, en los que se utilizan técnicas de mejora del terreno, son los **asociados a la construcción de rellenos sobre suelos blandos**.

Otro tipo de cimentaciones (puentes, pasos inferiores, muros, etc.) suelen resolverse frecuentemente mediante cimentaciones profundas cuando afectan a suelos blandos, si bien en determinados casos pueden ser de aplicación las técnicas que se especifican en la Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras.

Para analizar la necesidad de aplicar un procedimiento para mejorar el terreno en un caso concreto, es preciso **identificar claramente el problema a resolver**. Si se trata del apoyo de un terraplén sobre suelos blandos, deben calcularse la estabilidad y los asentos que corresponderían a la situación de construcción sin tratamiento. En los epígrafes que siguen se formulan algunas indicaciones relativas a la ejecución de estos estudios, previos al proyecto de un tratamiento del terreno.

En ocasiones, las técnicas de mejora del terreno se utilizan para resolver situaciones patológicas. En tales casos la identificación de la necesidad del tratamiento requerirá la realización de estudios que permitan plantear claramente el problema a resolver, y determinar su evolución teórica en el caso de que no se ejecutará tratamiento alguno.

### **2.1. Identificación de los terrenos a tratar.**

En cimentaciones de obras de carretera, uno de los problemas más frecuentes a resolver suele ser la escasa capacidad de soporte del terreno (seguridad insuficiente frente a la rotura), o los grandes asentos esperados. A veces se trata de problemas de impermeabilización y/o drenaje.

El estudio de la necesidad de una mejora del terreno debe comenzar identificando claramente los terrenos a tratar. El reconocimiento geotécnico del trazado deberá haber identificado la presencia de suelos blandos y la posible necesidad de un tratamiento del terreno. Una vez identificado el problema, deberá programarse un reconocimiento geotécnico específico para caracterizar el terreno con mayor detalle.

Los terrenos a tratar deberán quedar claramente delimitados tanto en profundidad como en su extensión en planta.

El número de puntos de reconocimiento se establecerá de acuerdo con lo especificado en el apartado 3.6 de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras. Se considera que, aún en los casos de suelos más homogéneos, debe existir al menos un «punto de reconocimiento» por cada mil metros cuadrados de superficie y nunca menos de tres en total. En grandes superficies ( $S > 100.000 \text{ m}^2$ ) y en condiciones de suelo homogéneas, puede ser suficiente con un menor número de puntos de reconocimiento, hasta del orden de 1/3 del indicado.

Al menos tres de esos «puntos de reconocimiento» serán explorados mediante sondeos y toma de muestras del terreno. Los otros puntos pueden reconocerse mediante penetrómetros continuos (estáticos preferentemente).

En los sondeos se deben tomar muestras suficientes para identificar el terreno (tipos de suelo atravesados, ensayos granulométricos y límites de Atterberg, etc.), y poder levantar perfiles longitudinales y transversales que identifiquen claramente los diferentes tipos de terreno, y las propiedades índice correspondientes.

La situación del nivel freático, en los casos de suelos blandos, resulta de especial importancia. Los sondeos de reconocimiento deben equiparse para poder medir el nivel piezométrico correspondiente y su evolución en el tiempo.

## **2.2. Caracterización Geotécnica.**

Una vez conocida la configuración del terreno en la zona de estudio, debe procederse a caracterizar geotécnicamente cada una de las formaciones existentes. Esta caracterización se hará normalmente mediante ensayos «in situ», y/o mediante ensayos de laboratorio efectuados sobre muestras inalteradas. Para ello puede ser conveniente realizar algún sondeo adicional, una vez que se haya definido claramente y se hayan identificado cada uno de los tipos de suelo cuyas características intervienen en el proyecto de mejora.

En general, en el caso de suelos blandos, interesa conocer los siguientes aspectos:

- Resistencia al corte sin drenaje: Este dato puede obtenerse por varios procedimientos.
- Resistencia al corte en condiciones drenadas: Normalmente se obtendrá esta información mediante ensayos triaxiales CD o CU con medida de presiones intersticiales.
- Deformabilidad y permeabilidad: En suelos blandos resulta apropiada la realización de ensayos edométricos con muestras inalteradas.
- Resulta de especial importancia determinar la densidad seca y la humedad natural de todas las muestras que se ensayen. La toma de muestras específicas para determinar la humedad del suelo es siempre conveniente.

La caracterización geotécnica de cada una de las formaciones existentes, unida a la identificación realizada previamente, debe permitir la configuración de un «modelo» del terreno, que sirva para el cálculo posterior de cada una de las alternativas del tratamiento posibles. En ocasiones puede ser necesario preparar varios modelos planos representando distintas secciones de interés. Rara vez será necesario realizar un modelo tridimensional del terreno cuyo tratamiento de mejora se estudia.

## **2.3. Evaluación Previa del Problema.**

Para poner de manifiesto la necesidad y adecuación de la mejora en su caso, debe analizarse la solución de construcción de la obra en cuestión en el caso de no tratar el terreno.

### 3.- ELECCIÓN DEL TIPO DE TRATAMIENTO.

Una vez identificada la necesidad de tratar el terreno para conseguir la mejora de algún aspecto, debe elegirse el procedimiento más adecuado de entre los existentes. Los aspectos que han de considerarse son:

- Tipo de problema que se pretende resolver.
- Tipo de terreno.
- Condicionantes de la obra (plazo y precio).

En el cuadro siguiente se reflejan los principales tratamientos de mejora en función del problema geotécnico identificado:

TÉCNICA O TRATAMIENTO	TERRENO		MEJORA DE			PROFUNDIDAD EFICAZ DEL TRATAMIENTO
	GRANULAR	COHESIVO	RESIS- TENCIA	DEFORMA- BILIDAD	PERMEA- BILIDAD	
Sustitución del terreno	Cualquier suelo problemático (suelos blandos, arcillas expansivas, suelos colapsables)		Sí	Sí	Sí	Moderada (normalmente menos de 3 m)
Compactación con rodillo	Cualquier terreno no saturado		Sí	Sí	No	Pequeña (normalmente menos de 1 m).
Precargas	Sí	Sí	Sí	Sí	No	Hasta varias decenas de metros
Mechas drenantes	No	Sí	No	No	Sí	Hasta varias decenas de metros
Vibración profunda	Sí Vibroflotación	Sí Vibrosustitución	Sí	Sí	No	Normalmente hasta 15 m de profundidad
Compactación dinámica	Cualquier tipo		Sí	Sí	No	Véase epígrafe 7.2.4
Inyecciones	Impregnación (véase nota al pie)	No aplicable	Algo	Algo	Sí	Hasta más de 100 m
	Hidrofracturación: cualquier terreno		Algo	Sí	Sí	
	Desplazamiento: cualquier terreno		Sí	Sí	Sí	
Jet-grouting	Cualquier tipo		Sí	Sí	Sólo con columnas secantes	Normalmente menos de 20 m
Columnas de grava	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	Sí	Normalmente menos de 20 m
Columnas de suelo cemento	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 20 m
Claveteado o cosido del terreno	Suelos de consistencia media o superior		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 10 m

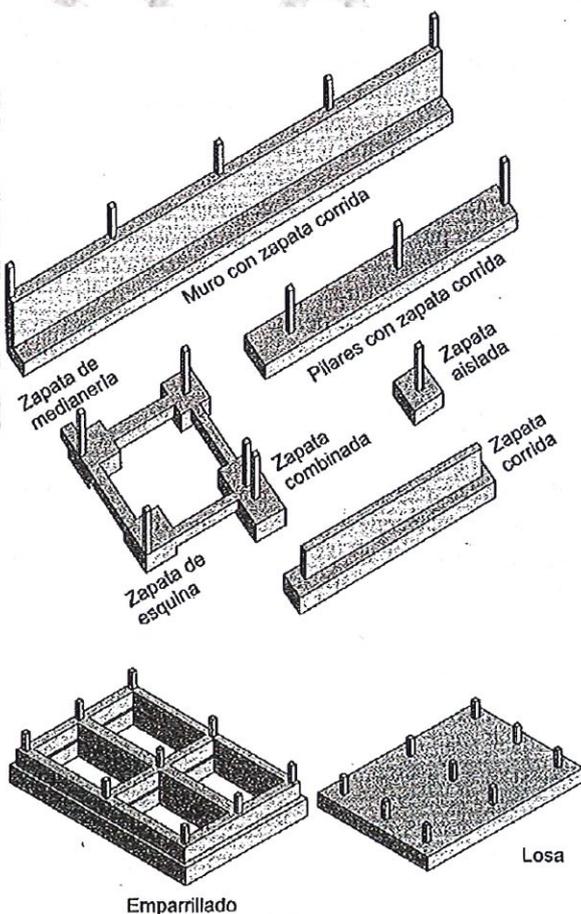
NOTA: La permeabilidad inicial del terreno que se requiere para poder impregnarlo, depende del producto inyectado:

Lechadas de cemento:  $k_{\text{terreno}} > 10^{-2}$  cm/s  
 Lechadas de microcemento:  $k_{\text{terreno}} > 10^{-3}$  cm/s  
 Geles y otros productos químicos:  $k_{\text{terreno}} > 10^{-4}$  cm/s

#### 4.- CIMENTACIONES DIRECTAS.

Como se ha dicho anteriormente, una cimentación directa es aquella que reparte las cargas de estructura en su plano horizontal de apoyo. En otras acepciones habituales a estas cimentaciones se les llama a veces superficiales, definiéndolas como aquellas cuyo plano o base de apoyo se sitúa a una profundidad igual o menor a 5 veces su anchura o dimensión mínima en planta.

Existen dos tipos fundamentales de cimentaciones directas: las zapatas y las losas. Las zapatas pueden ser individuales para un solo pilar o combinadas, recogiendo en una zapata varios pilares. Un caso particular de zapata combinada es la zapata corrida o continua, que recibe una serie de pilares alineados o un muro. Finalmente, un caso que se puede considerar intermedio entre las zapatas y las losas es el de la cimentación por medio de un emparrillado, que consiste en una serie de zapatas corridas, entrecruzadas en dos direcciones.



**Definiciones Básicas**

**1. Presión total bruta ( $q_b$ ):** es la presión vertical total que actúa en la base de la cimentación (cociente entre la carga total y el área de la cimentación); incluye todas las componentes verticales: sobrecargas, peso de la estructura, peso del propio cimiento, etc.

**2. Presión total neta ( $q_{neta}$ ):** es la diferencia entre  $q_b$  y la presión vertical total del terreno ( $q_0$ ) al nivel de la base de la cimentación (sobrecarga de tierras); usualmente  $q_{neta}$  es el incremento de tensión vertical total a dicho nivel.

**3. Presión efectiva bruta ( $q'_b$ ):** es la diferencia entre la presión total bruta y la presión intersticial ( $u$ ) al nivel de la cimentación.

**4. Presión efectiva neta ( $q'_{neta}$ ):** es la diferencia entre  $q'_b$  y la presión efectiva vertical ( $q'_0$ ) debida a la sobrecarga de tierras al nivel de la cimentación (obsérvese que  $q_{neta} = q'_{neta}$ ):

$$q'_{neta} = q'_b - q'_0 = (q_b - u) - (q_0 - u) = q_b - q_0 = q_{neta}$$

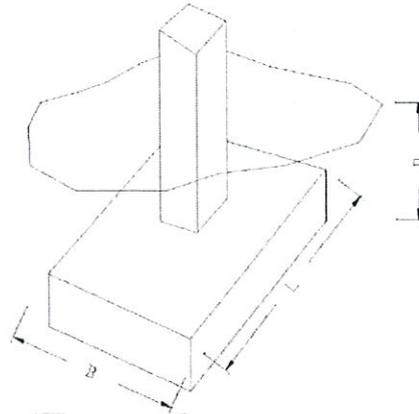
**5. Presión de hundimiento ( $q_h$ ,  $q'_h$ ):** es la presión vertical para la cual el terreno agota su resistencia al corte; puede expresarse en términos de tensiones totales o efectivas, brutas o netas.

**6. Presión admisible frente al hundimiento ( $q_{ad}$ ,  $q'_{ad}$ ):** es la presión vertical para la cual se cuenta con un coeficiente de seguridad adecuado frente al hundimiento; puede expresarse en términos de tensiones totales o efectivas, brutas o netas. Esta presión no tiene por qué ser la finalmente seleccionada como admisible para la estructura; así, aunque cuente con suficiente seguridad frente al hundimiento, no incluye ninguna limitación especial frente a los asentamientos, de forma que la estructura podría deformarse en exceso, aunque no se hunda.

**7. Presión admisible de trabajo ( $q_{adt}$ ,  $q'_{adt}$ ):** es la presión vertical admisible para una determinada estructura teniendo en cuenta no sólo la seguridad frente al hundimiento, sino también su tolerancia a los asentamientos; obviamente será igual o menor que  $q_{ad}$  puede expresarse en términos de tensiones totales o efectivas, brutas o netas.

**Condiciones que debe cumplir la cimentación****Estabilidad global**

La estructura y su cimiento pueden fallar globalmente sin que se produzcan, antes, otros fallos locales. Este tipo de rotura es típico de cimentaciones en taludes o en medias laderas.

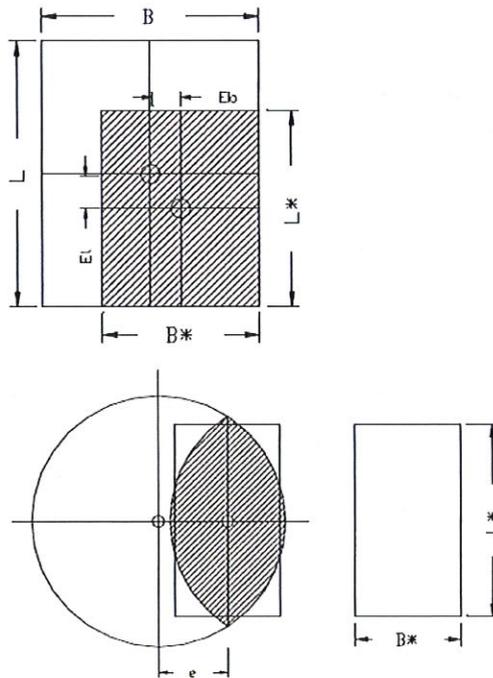


Se define ancho equivalente ( $B^*$ ) y largo equivalente ( $L^*$ ) como las longitudes resultantes de aplicar las excentricidades de aplicación de carga según las dos direcciones ortogonales.

De esta manera se definen como:

$$B^* = B - 2xE_b \quad (1)$$

$$L^* = L - 2xE_l \quad (2)$$



*Cimentaciones Equivalentes*

$\emptyset$	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$
20	6,399	14,834	2,948
21	7,070	15,814	3,495
22	7,821	16,882	4,134
23	8,661	18,047	4,878
24	9,603	19,322	5,745
25	10,661	20,719	6,758
26	11,853	22,253	7,940
27	13,198	23,940	9,323
28	14,719	25,801	10,941
29	16,442	27,858	12,839
30	18,399	30,137	15,068
31	20,629	32,668	17,691
32	23,174	35,486	20,784
33	26,089	38,634	24,439
34	29,436	42,159	28,771
35	33,292	46,118	33,916
36	37,748	50,579	40,048
37	42,914	55,622	47,376
38	48,926	61,343	56,166
39	55,949	67,857	66,745
40	64,185	75,302	79,528
41	73,885	83,845	95,036
42	85,359	93,691	113,935
43	98,997	105,09	137,074
44	115,287	118,348	165,547
45	134,848	133,849	200,771

### Coefficientes de forma

Tras una serie muy cuidada de ensayo en modelo reducido en arena, De Beer (1970) dedujo las siguientes expresiones :

$$S_q = 1 + \frac{B^*}{L^*} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

$$S_c = S_q$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B^*}{L^*}$$

### Coefficientes de inclinación

Las expresiones que proporcionan los valores de los coeficientes de inclinación se deben a Schultze (1952), Caquot y Odgaard entre otros:

$$i_q = (1 - 0,7 \cdot \text{tg} \delta)^3$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

para  $\phi = 0$

$$i_q = 0,5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B^* \cdot L^* \cdot c}}\right)$$

$$i_\gamma = (1 - \text{tg} \delta)^3$$

$\delta$  = ángulo de desviación de la carga respecto a la vertical.

Nota: Cuando se puede asegurar cierta cohesión "c" en el contacto de la cimentación con el terreno se podrá tomar un ángulo "δ" menor, dado por la expresión:

$$\text{tg} \delta^* = \frac{\text{tg} \delta}{1 + \frac{B^* \cdot L^* \cdot c}{V \cdot \text{tg} \phi}}$$

Esta forma aproximada de considerar el efecto de la inclinación no debe utilizarse para inclinaciones del cimienta superiores al 10 %.

### Influencia de las condiciones de agua sobre la capacidad de carga con drenaje

Las condiciones hidrogeológicas del terreno de cimentación tienen una importancia fundamental a la hora de determinar la capacidad de carga de las cimentaciones directas o superficiales.

El problema se puede paliar eficazmente con ciertas disposiciones constructivas así, por ejemplo, el rozamiento lateral por fuste se puede reducir notablemente en pilotes prefabricados (hormigón, metálicos o de madera), tratándolos con pinturas bituminosas.

En los pilotes resistentes por punta es suficientemente aproximado, y conservador, suponer que en todo el fuste se moviliza el rozamiento negativo cuando se temen asentamientos del terreno en superficie.

A estos efectos, se puede estimar el rozamiento negativo suponiéndolo igual a la resistencia por fuste.

Normalmente, el rozamiento negativo no se desarrolla en su totalidad. Por ello puede ser conveniente realizar un cálculo de deformaciones relativas suelo-pilote, para encontrar la profundidad hasta la que actúa el rozamiento negativo.

## 6.- MUROS DE CONTENCIÓN.

Los muros son elementos constructivos cuya principal misión es servir de contención, bien de un terreno natural, bien de un relleno artificial o de un elemento a almacenar. En los dos primeros casos el ejemplo típico es el de un muro de sostenimiento de tierras, mientras que un almacén granero es una muestra del tercero.

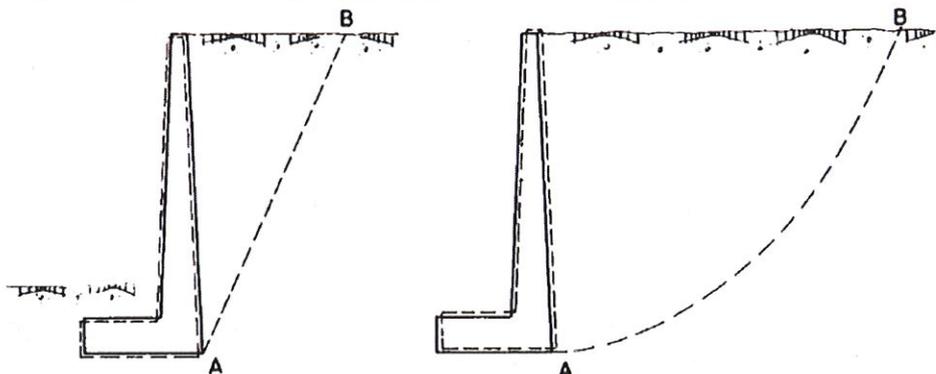
En las situaciones anteriores el muro trabaja fundamentalmente a flexión, siendo la compresión vertical debida a su peso propio generalmente despreciable.

En ocasiones los muros desempeñan la función de cimiento, al transmitir las presiones o cargas suministradas por los pilares o por los forjados que se apoyan en la coronación del muro. Esta situación es característica de los muros de sótano, muy desarrollada en la edificación actual.

### Tipos de Empuje

La presión del terreno sobre un muro está fuertemente condicionada por la deformabilidad del muro, entendiéndose por tal no sólo la deformación que el muro experimenta como pieza de hormigón, sino también la que produce en el muro la deformación del terreno de cimentación.

En la interacción entre el muro y el terreno sobre el que cimenta puede ocurrir que las deformaciones sean prácticamente nulas, diciéndose que la masa de suelo se encuentra en estado de reposo y se está en el caso de empuje al reposo. Algunos muros de gravedad y de sótano pueden encontrarse en ese caso.



*Representación de los empujes activo y pasivo, respectivamente.*

Si el muro se desplaza, permitiendo la expansión lateral del suelo, se produce un fallo por corte del suelo, y la cuña de rotura avanza hacia el muro y desciende. El empuje se reduce desde el valor del empuje al reposo hasta el denominado valor de empuje activo, que es el mínimo valor posible del empuje.

Por el contrario, si se aplican fuerzas al muro de forma que éste empuje al relleno, el fallo se produce mediante una cuña mucho más amplia, que experimenta un ascenso. Este

Con  $\beta$  el ángulo que forma el talud del elemento contenido con la vertical y  $\varphi$  el ángulo de rozamiento interno del material contenido.

El empuje varía linealmente con la profundidad y sus valores vienen dados por:

$$E_h = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda'_h$$

$$E_v = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda'_v$$

Como observamos, es el resultado de integrar una ley triangular de presiones según las fórmulas generales anteriormente expuestas. Su resultante está situada a una profundidad  $\frac{2}{3} \cdot H$  desde la coronación del muro.

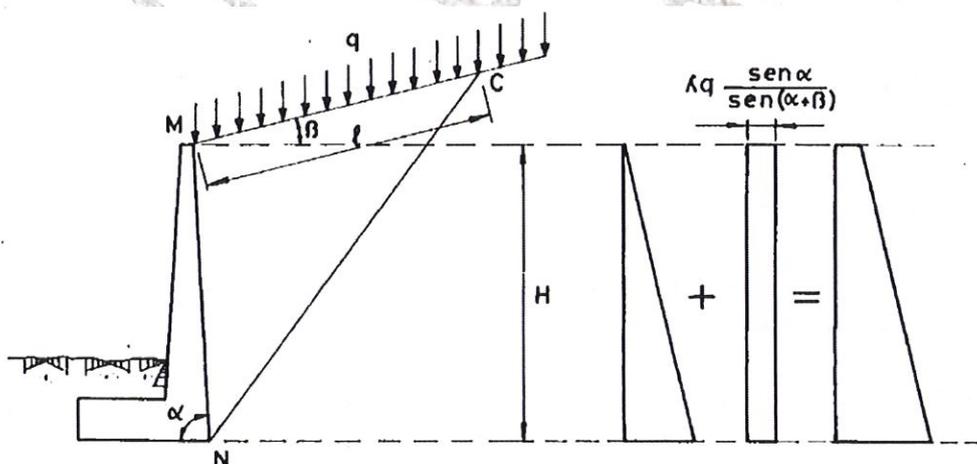
Si tenemos el caso particular en que  $\beta = 0$  (superficie del terreno en el trasdós horizontal) se tienen las mismas expresiones que para la teoría de Coulomb:

$$\lambda'_h = \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi}$$

$$\lambda'_v = 0$$

Carga uniformemente repartida en el terreno del trasdós

Según el esquema siguiente:



El término de empuje activo resultante correspondiente a este caso sería:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda + \lambda \cdot q \cdot H \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)}$$

Siendo  $\lambda = \sqrt{(\lambda_h^2 + \lambda_v^2)}$

El valor de  $\lambda$  es difícil de evaluar, pero en arenas suele variar entre 0,4 y 0,6. En terrenos granulares suele estimarse mediante la expresión  $\lambda = 1 - \text{sen } \varphi$ . En terrenos cohesivos alcanza valores entre 0,5 y 0,75.

Igual que ocurría en el caso sin carga en el trasdós, la resultante se obtendrá por integración de las leyes de presiones resultantes. En este caso, a las presiones horizontal y vertical del caso general (y que daban una ley triangular como resultado) habrá que añadir la ley de presiones horizontal que se representa en la figura anterior.

Con ello se obtendrá la siguiente expresión para la presión de la carga uniforme:

$$P = \lambda \cdot q \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)}$$

A esta presión, habrá que añadir las presiones horizontal y vertical de empuje del terreno.

El punto de aplicación de la resultante de la ley de presiones trapecial representada en la figura anterior viene dado por la expresión:

$$z = H \cdot \frac{2 \cdot \gamma \cdot H + 3 \cdot q \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)}}{3 \cdot \gamma \cdot H + 6 \cdot q \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)}}$$

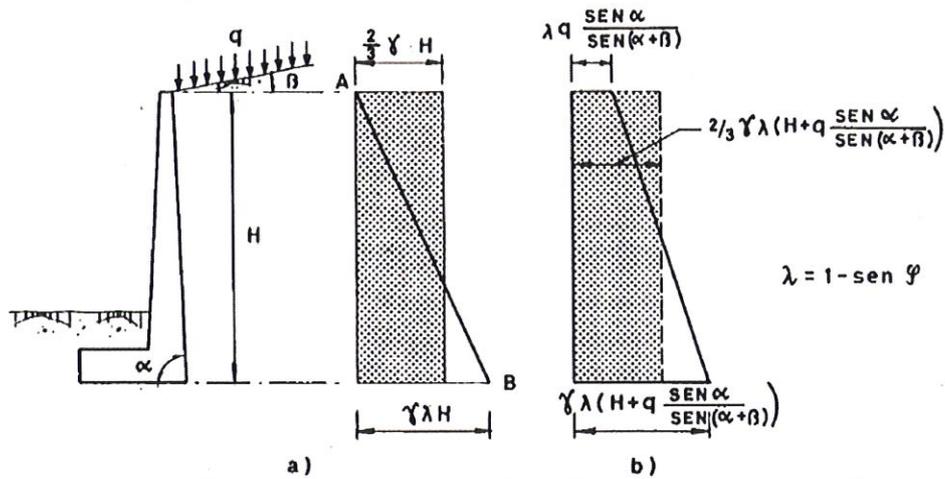
Que en el caso particular de superficie del trasdós plana y paramento vertical del muro, se transforma en la mucho más sencilla:

$$z = H \cdot \frac{2 \cdot \gamma \cdot H + 3 \cdot q}{3 \cdot \gamma \cdot H + 6 \cdot q}$$

### **Cálculo del Empuje Pasivo**

Este valor del empuje puede producirse cuando la deformabilidad del muro es extremadamente pequeña.

Un método aproximado de uso frecuente es el que se recoge en la figura siguiente. Para el caso en que no haya carga sobre el relleno, el diagrama triangular de presiones se sustituye por uno rectangular de valor dos tercios de la presión máxima de empuje activo. Si existe carga sobre el terreno, se opera de manera análoga.



Al final, resulta en el caso particular de muro sin inclinación en el trasdós ( $\alpha = 90^\circ$ ) y superficie de tierras horizontal ( $\beta = 0^\circ$ ), el siguiente coeficiente:

$$K_p = \frac{(1 + \operatorname{sen} \varphi)}{(1 - \operatorname{sen} \varphi)}$$

Y el valor para el empuje sería:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p$$

Fórmula que se conoce como la "expresión de Rankine" del empuje pasivo.

### **Predimensionamiento de muros**

El proyecto de un muro presenta tres etapas bien diferenciadas. En primer lugar se ha de realizar el cálculo de los empujes, que ya ha sido tratado. En lo que sigue adoptaremos las expresiones que se obtienen con la aplicación de la teoría de Coulomb.

Una vez calculados los empujes que ha de soportar la estructura de contención, se realizará un predimensionamiento. Para ello vamos a seguir las recomendaciones de Ayuso, y que aparecen resumidas en la figura siguiente:

La fuerza que resiste el deslizamiento viene dada por la expresión:

$$R = (P + E_v) \cdot \mu + E_p$$

$P$  = Resultante de los pesos de los distintos elementos del muro y de las zonas de terreno situadas verticalmente sobre la puntera (\*) y el talón. (Zonas 1, 2, y 3 de la figura).

$\mu$  = Coeficiente de rozamiento entre suelo y hormigón. En general será el resultado del correspondiente estudio geotécnico. A falta de datos más precisos, puede tomarse  $\mu = \text{tag}(2/3 \cdot \phi)$  siendo  $\phi$  el ángulo de rozamiento interno del terreno base.

$E_p$  = Empuje pasivo frente a la puntera del muro.

$E_v$  = Componente vertical del empuje activo.

La resultante de fuerzas verticales, positiva en sentido descendente, es de cálculo inmediato en su magnitud y posición, definida por la distancia en excentricidad respecto al punto medio de la base del cimiento, considerada positiva hacia la puntera.

El valor del empuje pasivo  $E_p$  puede ser estimado de una manera conservadora mediante la expresión de Rankine:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_f^2 \cdot \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

Siendo  $h_f$  la profundidad de cimentación.

La resultante del empuje pasivo es horizontal y está situada a una distancia  $\frac{1}{3} \cdot h_f$  por debajo del nivel del terreno frente al muro.

Esta expresión está del lado de la inseguridad por tener en cuenta el terreno situado por encima de la puntera, ya que ha sido removido para la ejecución del muro. Por ello es aconsejable utilizar la expresión:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (h_f^2 - h'_f{}^2) \cdot \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

Y en este caso  $h'_f$  es la profundidad respecto al suelo de la cara superior de la puntera.

La comprobación a deslizamiento se hará considerando que:

$$C_{sd} = R / E_h$$

La utilización del  $E_p$  debe ser objeto de consideración, pues la movilización del empuje pasivo puede requerir corrimientos importantes del muro, frecuentemente incompatibles con las condiciones de servicio.

**Resumen de Cálculo**

**DATOS**

- Ángulo de rozamiento interno ( $\varphi$ )
- Ángulo de rozamiento tierras-muro ( $\delta$ )  
Como valor de  $\delta$  puede tomarse:  
 $\delta = \frac{2}{3}\varphi$
- Peso específico del terreno ( $\gamma$ )

**DESARROLLO**

□ **Introducción**

Las tierras empujan hacia abajo con un valor igual a su peso, y en sentido horizontal con un valor proporcional al peso de las tierras.

El valor del empuje horizontal de las tierras del trasdós de un muro varía proporcionalmente con la altura. Es decir, la ley de empujes es lineal, siendo mínima en coronación y máxima en la base.

La expresión general del empuje horizontal (E) a una profundidad H es, por tanto:

$E = K\gamma H$	E	[T/m <sup>2</sup> ]
	K	Coefficiente de empuje
	$\gamma$	[T/m <sup>3</sup> ]
	H	profundidad [m]

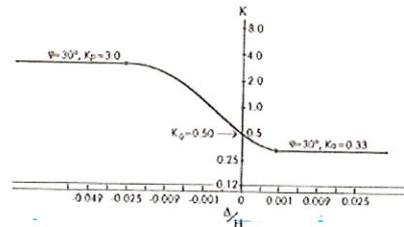
El coeficiente de empuje de las tierras varía con el comportamiento del muro que las sostiene. Más concretamente varía con los desplazamientos relativos entre el terreno y el muro, es decir:

- Si el muro es flexible y se "aleja" de las tierras el empuje se llama Activo.
- Si el muro empuja contra las tierras es decir que se "acerca", el empuje se llama Pasivo.
- Si el muro está fijo, por ejemplo porque está arriostado, el empuje se llama Reposo.

Los valores del empuje son muy diferentes (hasta 10 veces) según se trate de uno u otro tipo. La forma de medirlo es mediante la deformación del muro y una idea de la variación se muestra en el gráfico, donde:



- las deformaciones ( $\Delta$ ) negativas indican que el muro empuja (Pasivo).
- las deformaciones ( $\Delta$ ) positivas indican que la tierra empuja (Activo).
- en los valores cercanos a  $\Delta=0$  se encuentran los valores del Reposo.



□ **Empujes**

Los empujes dependen de la deformación y, por tanto se puede tener un orden de magnitud del empuje si se conoce, de alguna forma, la deformabilidad de la coronación del muro.

- **Desplazamiento relativo entre el muro y el terreno**  
Como orden de magnitud, se puede utilizar la siguiente regla:  
• El empuje activo se moviliza para desplazamientos positivos del muro (hacia fuera) del orden de milésimas de la altura:

$$\Delta > \frac{H}{1000}$$

Por tanto, se moviliza en muros de contención (en ménsula).

- El empuje pasivo se moviliza para desplazamientos negativos del muro (hacia las tierras) del orden de centésimas de la altura:

$$\Delta > \frac{H}{100}$$

Por tanto, se moviliza en zonas de muros en las que existe un claro movimiento del muro hacia el terreno.

- El empuje al reposo se moviliza para desplazamientos intermedios entre ambos.  
Por tanto, se moviliza en muros de sótano, es decir, coaccionados en coronación por un forjado.

PREPARA OPOSICIONES

www.oposiciones.com



## FORMULARIO BÁSICO

### 1.- CARRETERAS

#### ✚ Determinación de la categoría de firme (IMDp):

Fórmula:

$$IMDp = IMD \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{p}{100}\right) \cdot \left(1 + \frac{r}{100}\right)^n \cdot \left(1 + \frac{ind}{100}\right)$$

Donde:

- IMD: IMD (en ambos sentidos)
- p: Porcentaje de pesados
- r: Tasa de crecimiento anual
- ind: Tráfico inducido (en puesta en servicio)
- n: Puesta en servicio: 5 años

Ejemplo:

- IMD: 15000
- p: 20%
- r: 2%
- ind: 15%
- n: 5 años

$$IMDp = 15000 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{20}{100}\right) \cdot \left(1 + \frac{2}{100}\right)^5 \cdot \left(1 + \frac{15}{100}\right) = 1904 \Rightarrow \text{categoría T1}$$

#### ✚ Determinación de la deflexión de cálculo (dc):

Fórmula:

$$d_c = C_h \cdot C_t \cdot d_k$$

Donde:

- Ch: coeficiente de corrección por humedad
- Ct: coeficiente de corrección por temperatura
- dk: deflexión característica

## 2.- FERROCARRILES

### ✚ Longitud de desvío para tangente dada (L):

Fórmula:

$$L = \frac{2a}{\operatorname{tg} \alpha}$$

Donde:

- a: ancho de vía
- (alfa): ángulo entre la vía desviada y la directa en el cruzamiento del desvío

### ✚ Radio en metros en curva con peralte máximo (R):

Fórmula:

$$v = 4,5\sqrt{R}$$

Donde:

- v (km/h): velocidad

### ✚ Peralte teórico en milímetros (H):

Fórmula:

$$H = 13,7 \frac{v^2}{R}$$

Donde:

- v (km/h): velocidad
- R (m): radio

### ✚ Rampa característica en milímetros (R<sub>c</sub>):

Fórmula:

$$R_c = i + \frac{800}{R}$$

Donde:

- i: pendiente en milésimas
- R (m): radio

✚ Resistencia por curva en kp/t ( $r_c$ ):

Fórmula:

$$r_c = \frac{500 \cdot b}{R} \cong \frac{800}{R}$$

Donde:

- b (m): ancho de vía
- R (m): radio

✚ Resistencia por pendiente en kp ( $R_p$ ):

Fórmula:

$$R_p = r_p \cdot P$$

Donde:

- p (adimensional): pendiente
- P (kp): peso del tren

✚ Porcentaje de frenado (P):

Fórmula:

$$P = \frac{\text{masa frenada}}{\text{masa total del tren}} \cdot 100$$

✚ Esfuerzo tractor en llanta (kp):

Fórmula:

$$E_{LL} = \frac{\text{Potencia útil (kp} \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}})}{\text{velocidad } (\frac{\text{m}}{\text{s}})} \cdot \text{rendimiento de uniones} \cdot \text{rendimiento de motor}$$

✚ Gálibo límite de implantación de obstáculos (G):

Fórmula:

$$G \cong 1,25 \cdot C$$

Donde:

- C: contorno de referencia

**✚ Ley de Dormon:**

Fórmula:

$$\lambda = \frac{\sigma_1}{\sigma_0} = [(T_{e0} \cdot I_1)/(T_{e1} \cdot I_0)]^{0,2}$$

Donde:

- Sigma 0: tensión de la vía en situación actual o de partida
- Sigma 1: tensión de la vía en situación de proyecto
- Te0: tráfico equivalente en situación actual o de partida
- Te1: tráfico equivalente en situación de proyecto
- I0: número de intervenciones anuales de conservación en situación actual o de partida
- I1: número de intervenciones anuales de conservación en situación de proyecto

Temperatura de liberación:

Fórmula:

$$T_{lib} = \frac{(T_{m\acute{a}x} + T_{m\acute{i}n})}{2} + 5^{\circ}C$$

**✚ Tensiones en BLS en kp/cm<sup>2</sup> (sigma):**

Fórmula:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = E \cdot \frac{\Delta L}{L} = E \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

Donde:

- E (kp/cm<sup>2</sup>): Modulo de elasticidad del acero = 2,1·10<sup>6</sup>
- Épsilon (adimensional): alargamiento unitario
- Alfa (°C<sup>-1</sup>): coeficiente de dilatación del acero
- L (m): longitud

**✚ Longitud de respiración en metros (L):**

Fórmula:

$$L = \frac{E \cdot \alpha \cdot \Delta T \cdot \Omega}{r}$$

Donde:

- E (kp/cm<sup>2</sup>): Modulo de elasticidad del acero = 2,1·10<sup>6</sup>
- Alfa (°C<sup>-1</sup>): coeficiente de dilatación del acero
- Omega (cm<sup>2</sup>): sección eficaz de los carriles. Es dos veces la sección de un carril
- r (kp/m): resistencia de las traviesas

- ✚ **Distribución Weibull para hallar la altura de ola significativa  $H_s$  que es superada en un número de años promedio  $T_r$  (período de retorno):**

Fórmula:

$$H_s = \beta \cdot \left(-\ln\left(\frac{1}{\lambda} \cdot T_r\right)\right)^{\frac{1}{\nu}} + \alpha$$

- ✚ **Régimen medio a extremal:**

Fórmula:

$$H_{1/3} = \sigma_N y + \mu_N$$

$$\sigma_E = 0,4848 \cdot \sigma_N$$

$$\mu_E = 1,6449 \cdot \sigma_N + \mu_N$$

$$y = -\ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{T_r}\right)\right)$$

- ✚ **Ley de Snell de la refracción:**

Fórmula:

$$\frac{\text{sen}\alpha_0}{\text{sen}\alpha_1} = \frac{L_0}{L_1}$$

- ✚ **Período (T) a partir del período pico ( $T_p$ ):**

Fórmula:

$$T = 0,95T_p$$

- ✚ **Transformación de oleaje a indefinidas desde intermedias:**

Fórmula:

$$H_s(\text{indefinidas}) = H_s(\text{intermedias}) \cdot \frac{k_\alpha}{k_r}$$

Donde:

- $K_\alpha$ : coeficiente direccional
- $k_r$ : coeficiente de refracción

✚ **Transformación del oleaje a la zona de rotura desde indefinidas:**

Fórmula:

$$H_{\text{zona de rotura}} = H_{\text{S (indefinidas)}} \cdot k_{rs}$$

Donde:

- $k_{rs}$ : coeficiente de refracción-asomeramiento

✚ **Número de Iribarren ( $I_{rb}$ ):**

Fórmula:

$$I_{rb} = \frac{\tan\beta}{\sqrt{\frac{H_b}{L_0}}}$$

Donde:

- $\tan(\beta)$ : pendiente de la playa
- $H_b$ : altura de ola en rotura
- $L_0$ : longitud de onda en indefinidas

✚ **Período de retorno**

Fórmula:

$$P (\%) = 1 - (1 - (1/T))^C$$

Donde:

- $P$  es la probabilidad de ocurrir un suceso (%)
- $T$  es el periodo de retorno en años (años)
- $C$  es el número de años a considerar donde quiere determinarse la probabilidad de que se produzca el suceso (años)

✚ **Período de retorno ( $T_r$ ) a través del riesgo máximo admisible para fase de servicio:**

Fórmula:

$$E = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n$$

Donde:

- $E$ : riesgo máximo admisible
- $n$ : vida útil mínima

✚ **Parámetro de Nayak:**

Fórmula:

$$\Omega_0 = \frac{H_0}{w \cdot T}$$

Donde:

- $H_0$  (m): altura de ola
- $w$  (m/s): velocidad de caída del sedimento
- $T$  (s): período

$\Omega_0 > 0,5$  -> Playa disipativa.

$0,5 > \Omega_0 > 0,3$  -> Playa Intermedia.

$0,3 > \Omega_0$  -> Playa reflectiva.

✚ **Regla de Brunn (retroceso de la línea de costa):**

Fórmula:

$$R = S \cdot \frac{L}{B + h}$$

Donde:

- $S$  (m): aumento del nivel del mar
- $B$  (m): berma
- $L$  (m): longitud del perfil activo
- $h$  (m): profundidad del perfil de equilibrio

## 4.- AGUAS

### Pérdida de carga localizada:

Fórmula:

$$\Delta H = k \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

- K: coeficiente que varía
- v (m/s): velocidad
- g (m/s<sup>2</sup>): aceleración de la gravedad

### Pérdida de carga continua:

Fórmula:

$$\Delta H = \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} L$$

Donde:

- f: f de Darcy
- D (m): diámetro
- v (m/s): velocidad
- g (m/s<sup>2</sup>): aceleración de la gravedad
- L (m): longitud de la tubería

### Colebrook:

Fórmula:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left( \frac{k/D}{3,715} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

Donde:

- f: f de Darcy
- k: rugosidad absoluta
- Re: número de Reynolds

**+ Manning:**

Fórmula:

$$i = \frac{v^2 \cdot n^2}{R_H^{4/3}}$$

Donde:

- i: pendiente de la línea de carga
- v (m/s): velocidad
- n: n de Manning
- R<sub>H</sub> (m): radio hidráulico (superficie/perímetro mojado)

**+ Caudal:**

Fórmula:

$$Q = \frac{S}{n} \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Donde:

- S: superficie
- n: n de Manning
- R<sub>H</sub>: radio hidráulico
- I: pendiente del canal

**+ Número de Froude:**

Fórmula:

$$F = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y_m}}$$

Donde:

- v (m/s): velocidad
- g (m/s<sup>2</sup>): aceleración de la gravedad
- y<sub>m</sub> (m): radio hidráulico

**+ Anchura mínima de coronación de para alturas superiores a 15m (C):**

Fórmula:

$$C = 3 + 1,5 \cdot \sqrt[3]{A - 15}$$

Donde:

- A (m): altura

**+ Estabilidad a deslizamiento:**

Fórmula:

$$E \leq \frac{N \cdot \operatorname{tg} \varphi}{c_{\varphi}} + \frac{c \cdot \Omega}{c_c}$$

Donde:

- E: empuje del agua
- N: fuerza normal que resiste el terreno
- C(phi): coeficiente de seguridad del rozamiento
- C(c): coeficiente de seguridad de cohesión
- C: cohesión
- Omega: área de la superficie a compresión

**+ Velocidad en desagüe de fondo:**

Fórmula:

$$v = 0,6 \cdot \sqrt{2gh}$$

Donde:

- h: altura de agua

**+ Altura de ola (Iribarren):**

Fórmula:

$$H = 1,2 \cdot \sqrt[4]{F}$$

Donde:

- F (km): Fetch

**+ Cierre lento (Michaud):**

Fórmula:

$$\Delta H = \frac{2 \cdot L \cdot v}{g \cdot T}$$

Donde:

- v (m/s): velocidad
- L (m): longitud del tubo
- g (m/s<sup>2</sup>): aceleración de la gravedad
- T (s): período

## GUÍA SUPER RÁPIDA PARA USAR EL MÉTODO RACIONAL

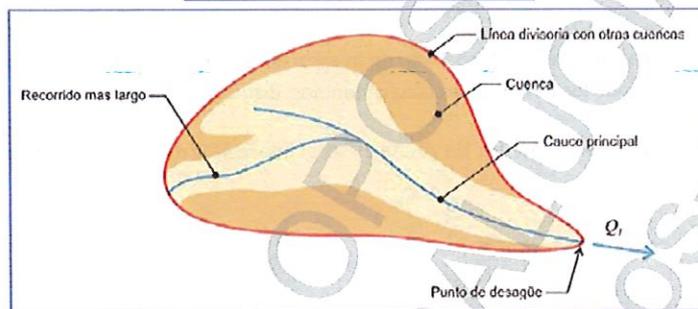
Los problemas de DRENAJE que nos pueden aparecer tanto en aguas como en carreteras generalmente van enfocados a calcular el Q que desagua la cuenca que estamos estudiando o que vamos a interceptar con una infraestructura, y por lo tanto es necesario obtenerlo para dimensionar una obra de drenaje.

Esta guía pretende resumir lo que aparece en la norma 5.2 IC de drenaje de forma rápida y sencilla, para no tener que acudir al texto legal, que a veces es algo farragoso.

El método a utilizar es el RACIONAL, es decir, el método que se aplica para calcular caudales en **cuenca que tienen una superficie menor a 50 km<sup>2</sup>** (Punto 2.1 de la Norma 5.2 IC, aprobada por ORDEN/FOM/298/2016, en su página 18893).

La fórmula del MÉTODO RACIONAL es la siguiente:

$$Q_T = \frac{I(T, t_c) \cdot C \cdot A \cdot K_t}{3,6}$$



Dónde:

- $Q_T$  (m<sup>3</sup>/s): Caudal máximo anual correspondiente al período de retorno T, en el punto de desagüe de la cuenca.
- $I(T, t_c)$  (mm/h): Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno considerado T, para una duración del aguacero igual al tiempo de concentración  $t_c$ , de la cuenca.
- $C$  (adimensional): Coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie considerada.
- $A$  (km<sup>2</sup>): Área de la cuenca o superficie considerada.
- $K_t$  (adimensional): Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación.

Antes de entrar en números es importante que atender a varios aspectos:

- En la fórmula hay un 3,6 en el denominador, esto es porque queremos obtener el Q en m<sup>3</sup>/seg e introducimos el área de la cuenca en Km y la Intensidad en mm/h. Pero, si tienes todas las cifras en las mismas unidades, **no hay que poner el 3,6** (cuidado, es un fallo muy habitual). Por lo tanto, hay que tener mucho cuidado con las dimensiones cuando saquemos los parámetros.
- Si te fijas, la Intensidad de la precipitación es la relacionada con una duración equivalente al tiempo de concentración, que es el tiempo a partir del cual ya aporta caudal al desagüe toda la cuenca.
- El cálculo de caudales por este método es como las "matrioskas", te metes en una fórmula que te deriva a otra, y luego a otra, y luego a otra y así hasta no acabar. Por eso voy a desarrollar un esquema general del orden que hay que aplicar para tener una visión global del proceso y así ser más rápido en los cálculos.
- En caso de que no dé tiempo a resolver el ejercicio, es importante dejar por escrito al menos los pasos que se seguirían.
- A lo largo de la guía se avisa mediante un cuadro en amarillo de los parámetros que dependen del periodo de retorno (T), por si se tiene que hacer un cálculo para varios periodos de retorno poder hacerlo más rápido.
- Algunas gráficas o tablas se pueden ver en baja resolución en esta guía ya que están extraídas y pegadas de la propia norma 5.2 IC, por lo que se recomienda imprimir en grande y a color aquellas figuras que no se aprecien con la calidad suficiente.

**OBTENCIÓN DE PARÁMETRO  $F_a$  (Apartado 2.2.2.4 de la Norma 5.2 IC)**

El factor  $F_a$  se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

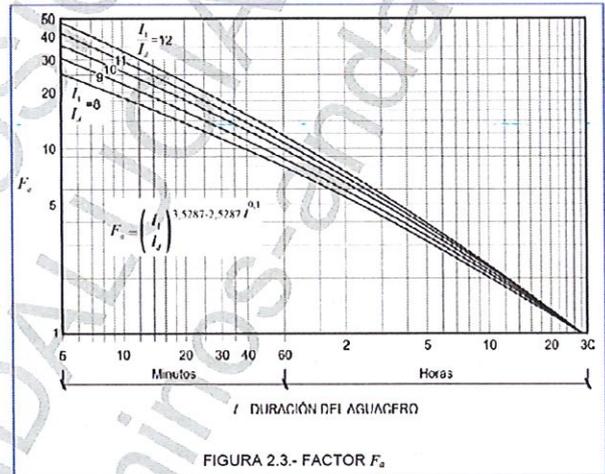
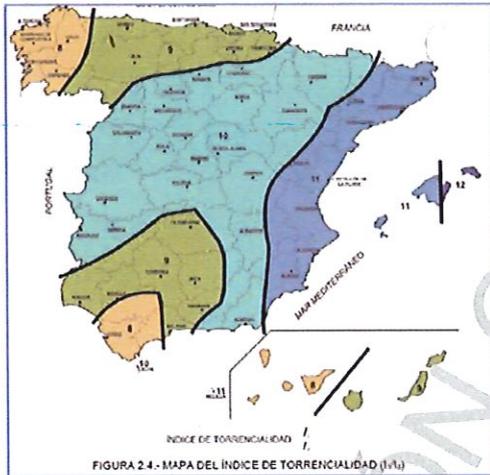
$$F_a = \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{3,5287 - 2,5287 t^{0,1}}$$

Dónde:

- $F_a$  (adimensional): Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad ( $I_1/I_d$ ). Se representa en la figura 2.3.
- $I_1/I_d$  (adimensional): Índice de torrencialidad que expresa la relación entre la intensidad de precipitación horaria y la media diaria corregida. Su valor se determina en función de la zona geográfica, a partir del mapa de la figura 2.4.
- $t$  (horas): Duración del aguacero.

Para la obtención del factor  $F_a$ , se debe particularizar la expresión para un tiempo de duración del aguacero igual al tiempo de concentración.

**NOTA:** Puedes obtenerlo numéricamente a partir de la fórmula de arriba, y luego comprobar que te sale el mismo resultado con el gráfico de la figura 2.3.



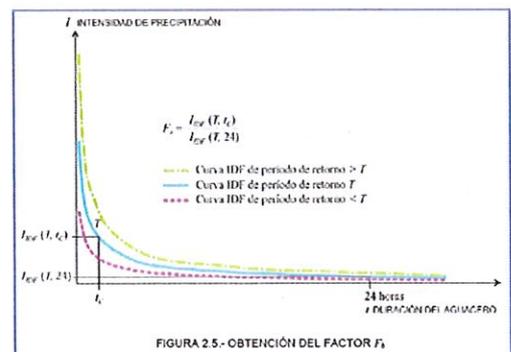
**OBTENCIÓN DE PARÁMETRO  $F_b$  (Apartado 2.2.2.4 de la Norma 5.2 IC)**

El factor  $F_b$  se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

$$F_b = k_b \frac{I_{IDF}(T, t_c)}{I_{IDF}(T, 24)}$$

Dónde:

- $F_b$  (adimensional): Factor obtenido a partir de las curvas IDF de un pluviógrafo próximo.
- $I_{IDF}(T, t_c)$  (mm/h): Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno  $T$  y al tiempo de concentración  $t_c$ , obtenido a través de las curvas IDF del pluviógrafo (figura 2.5).
- $I_{IDF}(T, 24)$  (mm/h): Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno  $T$  y a un tiempo de aguacero igual a veinticuatro horas ( $t = 24$  h), obtenido a través de curvas IDF (figura 2.5).
- $K_b$  (adimensional): Factor que tiene en cuenta la relación entre la intensidad máxima anual en un período de veinticuatro horas y la intensidad máxima anual diaria. **En defecto de un cálculo específico se puede tomar  $k_b = 1,13$**



**OBTENCIÓN DE PARÁMETRO  $F_{int}$  (Apartado 2.2.2.4 de la Norma 5.2 IC)**

Una vez ya hemos obtenido  $F_a$  y  $F_b$  ya podemos obtener  $F_{int}$  (Factor de intensidad), que introduce la torrencialidad de la lluvia en el área de estudio y depende de:

- La duración del aguacero  $t$
- El período de retorno  $T$ , si se dispone de curvas intensidad - duración - frecuencia (IDF) aceptadas por la Dirección General de Carreteras, en un pluviógrafo situado en el entorno de la zona de estudio que pueda considerarse representativo de su comportamiento.

Se tomará el mayor valor de los obtenidos en los apartados anteriores (como habitualmente  $F_b$  no se puede calcular, se toma  $F_a$  como  $F_{int}$  y fuera.

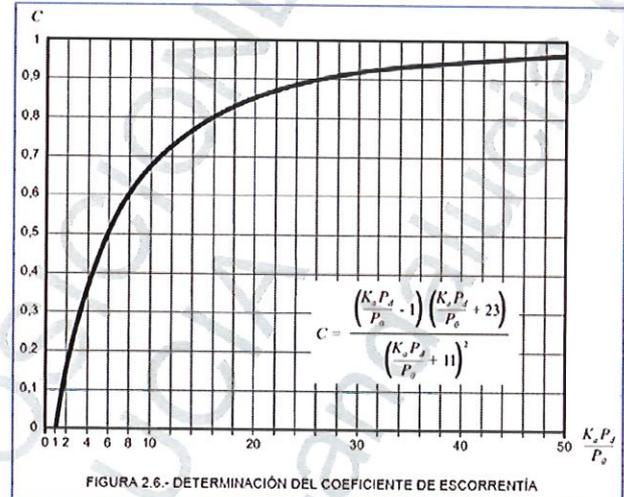
$$F_{int} = \max(F_a, F_b)$$

**PASO 3: Cálculo del coeficiente de escorrentía C (Apartado 2.2.3 de la Norma 5.2 IC)**

El coeficiente de escorrentía define la parte de la precipitación de intensidad I(T, tc) que genera el caudal de avenida en el punto de desagüe de la cuenca (es decir, de la lluvia, que parte se infiltra y que parte se va a tragar mi ODT en el punto de salida de la cuenca).

Para obtenerlo también sucede como en los casos anteriores, es decir, se necesitan "sub" parámetros para entrar en la ecuación, aunque como no es tan largo como para la Intensidad, aquí lo he puesto en el orden inverso de cómo lo harías. La formulación analítica y gráfica es:

$$\begin{aligned} \text{Si } P_d \cdot K_A > P_0 & C = \frac{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} - 1\right) \left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 23\right)}{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 11\right)^2} \\ \text{Si } P_d \cdot K_A \leq P_0 & C = 0 \end{aligned}$$



Dónde:

- **C (adimensional):** Coeficiente de escorrentía
- **P<sub>d</sub> (mm):** Precipitación diaria correspondiente al período de retorno T considerado (*obtenido antes*)
- **K<sub>A</sub> (adimensional):** Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca (*obtenido antes*)
- **P<sub>0</sub> (mm):** Umbral de escorrentía (epígrafe 2.2.3.2).

**NOTA:** Si te fijas, el Coeficiente de escorrentía fluctúa entre valores de 0 y 1, algo lógico ya que si tiene valor 0 implica que toda el agua que llueve se infiltra (el umbral de escorrentía es mayor que la precipitación diaria existente) y tiene valor 1 si resulta que no infiltra nada, es decir el suelo es impermeable y por lo tanto toda la lluvia se transforma en escorrentía.

**OBTENCIÓN DE PARÁMETRO P<sub>0</sub> (Apartado 2.2.3.2 de la Norma 5.2 IC)**

El umbral de escorrentía P<sub>0</sub>, representa la precipitación mínima que debe caer sobre la cuenca para que se inicie la generación de escorrentía. Se determinará mediante la siguiente fórmula:

$$P_0 = P_0^i \cdot \beta$$

Dónde:

- **P<sub>0</sub> (mm):** Umbral de escorrentía
- **P<sub>0</sub><sup>i</sup> (mm):** Valor inicial del umbral de escorrentía (epígrafe).
- **β (adimensional):** Coeficiente corrector del umbral de escorrentía (epígrafe)

**OBTENCIÓN DE PARÁMETRO  $P_0$**  (Apartado 2.2.3.3 de la Norma 5.2 IC)

El valor inicial del umbral de escorrentía  $P_0$ , se puede obtener a partir de:

- Dato del enunciado directamente
- El enunciado nos proporciona series de datos o mapas de la DGC donde para un determinada localización geográfica se pueda obtener directamente
- Tabla 2.3 de la Norma 5.2 IC (página 18.906)

Un ejemplo de la Tabla 2.3 es:

TABLA 2.3.- VALOR INICIAL DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA  $P_f$  (mm)

Código	Uso de suelo	Práctica de cultivo	Pendiente (%)	Grupo de suelo			
				A	B	C	D
11100	Tejido urbano continuo			1	1	1	1
11200	Tejido urbano discontinuo			24	14	8	6
11200	Urbanizaciones			24	14	8	6
11210	Estructura urbana abierta			24	14	8	6
11220	Urbanizaciones exentas y/o ajardinadas			24	14	8	6
12100	Zonas industriales y comerciales			6	4	3	3
12100	Orañas agrícolas			24	14	8	6

Código	Uso de suelo	Práctica de cultivo	Pendiente (%)	Grupo de suelo			
				A	B	C	D
24221	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en regadío	R	≥ 3	37	20	12	9
24221	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en regadío	R	≥ 3	42	23	14	11
24221	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en regadío	RN	< 3	47	25	16	13
24222	Mosaico de cultivos permanentes en regadío		≥ 3	80	34	19	14
24222	Mosaico de cultivos permanentes en regadío		< 3	95	42	22	15

**¡¡CUIDADO!!** La norma 5.2 IC sufrió una pequeña actualización en 2018 que afecta a esta tabla (TABLA 2.3). Por lo que hay que complementar la tabla de la norma con la que aparece en la Resolución de 26 de marzo de 2018, de la Dirección General de Carreteras, por la que se actualizan determinadas tablas de la norma 5.2 IC sobre drenaje superficial de la instrucción de carreteras, ya que no está consolidada la norma en el BOE.

Para obtener el valor de la tabla, tienes que primero determinar qué grupo de suelo es, y para ello tienes que remitirte a cualquiera de las siguientes 3 figuras (se realiza a partir de la figura 2.7, aunque si se tiene más información detallada de la cuenca se puede optar por la figura 2.8 o la tabla 2.4):

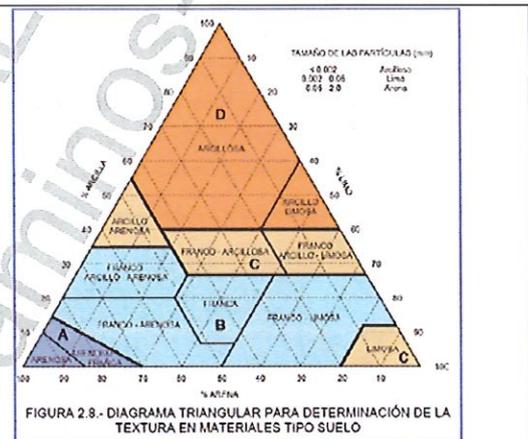
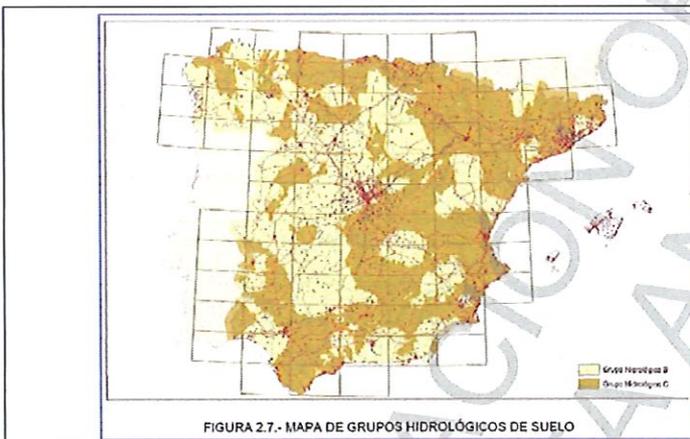


TABLA 2.4.- GRUPOS HIDROLÓGICOS DE SUELO A EFECTOS DE LA DETERMINACIÓN DEL VALOR INICIAL DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA

Grupo	Infiltración (cuando están muy húmedos)	Potencia	Textura	Drenaje
A	Rápida	Grande	Arenosa Areno-limosa	Perfecto
B	Moderada	Media a grande	Franca Franco-arenosa Franco-arcillosa-arenosa	Buena a moderado
C	Lenta	Media a pequeña	Franco-arcillosa Franco-arcillo-limosa Arcillo-arenosa	Imperfecto
D	Muy lenta	Pequeña (titosuelo) u horizontes de arcilla	Arcillosa	Pobre o muy pobre

Nota: Los terrenos con nivel freático alto se incluirán en el Grupo D.

**OBTENCIÓN DE PARÁMETRO  $\beta$**  (Apartado 2.2.3.4 de la Norma 5.2 IC)

El parámetro  $\beta$  es un parámetro que sirve para calibrar el modelo con datos reales de las cuencas, pero hay que tener en cuenta la situación que estamos estudiando para aplicar una formulación u otra:

- Cuando se disponga de una calibración específica para una cuenca concreta, el valor del coeficiente corrector a aplicar es, directamente, el obtenido en ella (sería dato del enunciado).
- Cuando se disponga de datos sobre caudales suficientemente representativos para una cuenca concreta o cuencas próximas similares, se debe efectuar una calibración por comparación entre datos reales y resultados del método racional, de tal forma que los caudales correspondientes a distintos períodos de retorno obtenidos a partir del análisis estadístico de los datos de caudal, coincidan sensiblemente con los obtenidos mediante la aplicación del método (sería dato del enunciado aunque escondido a través de formulaciones, no he encontrado ningún ejercicio así).

- Cuando no se disponga de información suficiente en la propia cuenca de cálculo o en cuencas próximas similares, para llevar a cabo la calibración, se puede tomar el valor del coeficiente corrector a partir de los datos de la **TABLA 2.5**, correspondientes a las regiones de la **FIGURA 2.9** (este es el caso más habitual). **En este caso, se procede de la siguiente forma:**

- En las cuencas del Levante y Sureste peninsular se debe estar a lo especificado en el apartado 2.3
- En el resto de las cuencas se debe proceder como sigue, atendiendo al tipo de obra de que en cada caso se trate:
  - > **Drenaje transversal de vías de servicio, ramales, caminos, accesos a instalaciones y edificaciones auxiliares de la carretera y otros elementos anejos (siempre que el funcionamiento hidráulico de estas obras no afecte a la carretera principal) y drenaje de plataforma y márgenes:** Se debe aplicar el producto del valor medio de la región del coeficiente corrector del umbral de escorrentía por un factor dependiente del período de retorno T, considerado para el caudal de proyecto en el elemento de que en cada caso se trate:

$$\beta^{PM} = \beta_m \cdot F_T \quad \leftarrow \quad \text{¡Dependen del Período de Retorno (T)!}$$

- > **Drenaje transversal de la carretera (puentes y obras de drenaje transversal):** producto del valor medio de la región del coeficiente corrector del umbral de escorrentía corregido por el valor correspondiente al intervalo de confianza del cincuenta por ciento, por un factor dependiente del período de retorno T considerado para el caudal de proyecto, es decir:

$$\beta^{DT} = (\beta_m - \Delta_{50}) \cdot F_T \quad \leftarrow \quad \text{¡Dependen del Período de Retorno (T)!}$$

Dónde:

- >  **$\beta_{PM}$  (adimensional):** Coeficiente corrector del umbral de es-correntía para drenaje de plataforma y márgenes, o drenaje transversal de vías auxiliares
- >  **$\beta_{DT}$  (adimensional):** Coeficiente corrector del umbral de escorrentía para drenaje transversal de la carretera
- >  **$\beta$  (adimensional):** Valor medio en la región, del coeficiente corrector del umbral de escorrentía (tabla 2.5)
- >  **$F_T$  (adimensional):** Factor función del período de retorno T (tabla 2.5)
- >  **$\Delta_{50}$  (adimensional):** Desviación respecto al valor medio: intervalo de confianza correspondiente al cincuenta por ciento (50 %)

TABLA 2.5



TABLA 2.5.- COEFICIENTE CORRECTOR DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA: VALORES CORRESPONDIENTES A CALIBRACIONES REGIONALES

Región	Valor medio, $\beta_m$	Desviación respecto al valor medio para el intervalo de confianza del			Período de retorno T (años), $F_T$				
		50% $\Delta_{50}$	67% $\Delta_{67}$	90% $\Delta_{90}$	2	5	25	100	500
11	0,90	0,20	0,30	0,50	0,80	0,90	1,13	1,34	1,59
12	0,95	0,20	0,25	0,45	0,75	0,90	1,14	1,33	1,58
13	0,60	0,15	0,25	0,40	0,74	0,90	1,15	1,34	1,55
21	1,20	0,20	0,35	0,55	0,74	0,88	1,18	1,47	1,90
22	1,50	0,15	0,20	0,35	0,74	0,90	1,12	1,27	1,37
23	0,70	0,20	0,35	0,55	0,77	0,89	1,15	1,44	1,82
24	1,10	0,15	0,20	0,35	0,76	0,90	1,14	1,36	1,63
25	0,60	0,15	0,20	0,35	0,82	0,92	1,12	1,29	1,48
31	0,90	0,20	0,30	0,50	0,87	0,93	1,10	1,26	1,45
32	1,00	0,20	0,30	0,50	0,82	0,91	1,12	1,31	1,54
33	2,15	0,25	0,40	0,65	0,70	0,88	1,15	1,38	1,62
41	1,20	0,20	0,25	0,45	0,91	0,96	1,00	1,00	1,00
42	2,25	0,20	0,35	0,55	0,87	0,88	1,18	1,46	1,78
511	2,15	0,10	0,15	0,20	0,81	0,91	1,12	1,30	1,50
512	0,70	0,20	0,30	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
52	0,95	0,20	0,25	0,45	0,89	0,94	1,09	1,22	1,38
53	2,10	0,25	0,35	0,60	0,88	0,87	1,16	1,38	1,56
61	2,00	0,25	0,35	0,60	0,77	0,91	1,10	1,18	1,17
71	1,20	0,15	0,20	0,35	0,82	0,94	1,00	1,00	1,00
72	2,10	0,30	0,45	0,70	0,87	0,88	1,00	-	-
81	1,30	0,25	0,35	0,60	0,76	0,90	1,14	1,34	1,58
821	1,30	0,35	0,50	0,85	0,82	0,91	1,07	-	-
822	2,40	0,25	0,35	0,60	0,70	0,86	1,16	-	-
83	2,30	0,15	0,25	0,40	0,83	0,85	1,21	1,51	1,85
91	0,85	0,15	0,25	0,40	0,72	0,88	1,19	1,52	1,95
92	1,45	0,30	0,40	0,70	0,82	0,94	1,00	1,00	1,00
93	1,70	0,20	0,25	0,45	0,77	0,92	1,00	1,00	1,00
941	1,80	0,15	0,20	0,35	0,68	0,87	1,17	1,39	1,64
942	1,20	0,15	0,25	0,40	0,77	0,91	1,11	1,24	1,32
951	1,70	0,30	0,40	0,70	0,72	0,88	1,17	1,43	1,78
952	0,85	0,15	0,25	0,40	0,77	0,90	1,13	1,32	1,54
101	1,75	0,30	0,40	0,70	0,76	0,90	1,12	1,27	1,39
1021	1,45	0,15	0,25	0,40	0,79	0,93	1,00	1,00	1,00
1022	2,05	0,15	0,25	0,40	0,79	0,93	1,00	1,00	1,00

En Ceuta y Melilla se adoptarán valores similares a los de la región 61.  
Pueden obtenerse valores intermedios por interpolación adecuada a partir de los datos de esta tabla  
En todos los casos  $F_{100}=1,00$

- Para obtener los valores, los pasos son los siguientes:
1. Entrás en la Figura 2.9 en la región para la que vayas a calcular el Q, y obtienes el valor de la "Región"
  2. Con ese dato entras en la primera columna de la Tabla 2.5, y ya puedes obtener el  $\beta_m$  y el  $\Delta_{50}$
  3. Para obtener el  $F_T$ , simplemente es el cruce de la región de antes con la columna para cuyo Período de Retorno hayas calculado el Q, generalmente si es ODT será 100 años, por lo que en el cruce con T = 100 años obtienes el valor de  $F_T$

**EJEMPLO DE GUÍAS  
RÁPIDAS  
AGUAS Y OO.HH.**

## 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

CANALES.....	2
TUBERÍAS.....	4
PROBLEMAS DE REGULACIÓN GRÁFICA.....	7
PROBLEMAS DE LAMINACIÓN DE AVENIDAS.....	10
PRESAS: SISTEMA HIDRÁULICO.....	12
ALIVIADEROS:.....	12
Perfil del vertedero, anchura y calado vertiente.....	12
Compuertas.....	13
Desagüe sobre compuerta.....	13
Cuenco amortiguador.....	14
Trampolín de lanzamiento.....	15
RESGUARDOS:.....	16
DESAGÜES DE FONDO.....	17
Capacidad de los desagües de fondo.....	17
PRESAS: COMPROBACIÓN MECÁNICA.....	18
PRESAS: ELECCIÓN DE LA TIPOLOGÍA.....	21
SALTOS HIDROELÉCTRICOS.....	22
ESTACIONES DE BOMBEO.....	23

Por lo general, un problema de examen engloba 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.

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

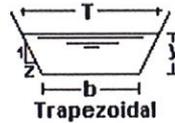
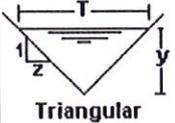
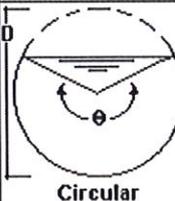
Donde:

- A: Sección del flujo, va a ser función del calado y de la geometría del canal (m<sup>2</sup>)
- Rh: Radio hidráulico  $R_h = A/p$ ; 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  $K_s = 1/n$ ). Si es hormigón, directamente  $n = 0,014$

Naturaleza de las paredes	Coefficiente de Manning (n)
<b>Canales sin revestir</b>	
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
<b>Canales revestidos</b>	
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
<b>Corrientes naturales</b>	
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	$\frac{(\theta - \text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}) \frac{D}{4}$	$(\text{sen}\frac{\theta}{2}) D$ ó $2\sqrt{y(D-y)}$
 Parabólica	$\frac{2}{3} Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

Si el régimen no es uniforme (es variado), lo más probable es que el problema se solucione aplicando la fórmula de Bernoulli 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
- $\Delta h_{1-2}$  = Pérdida de carga entre las secciones 1 y 2

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

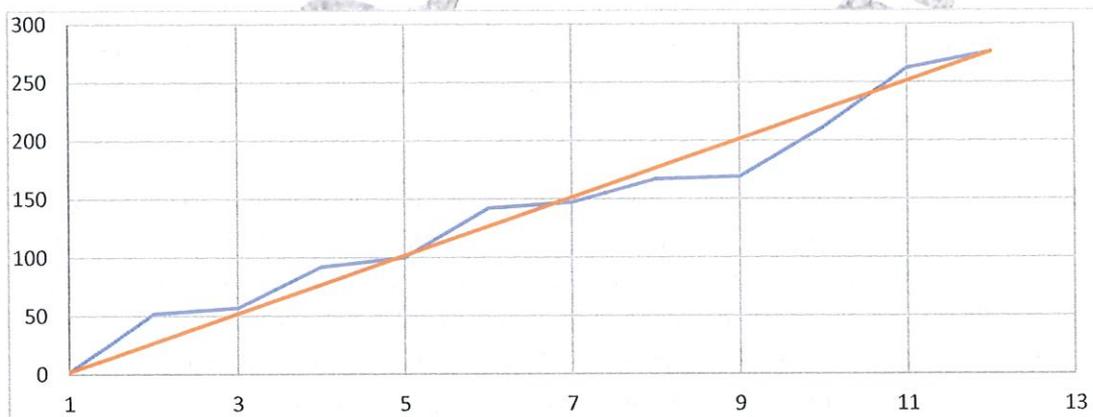
*En canales, si te dicen que los cajeros tienen un talud 1/5, lo habitual es que se refiera a H/V, por lo que, en la formulación de arriba, para obtener z tendrás que dividir la horizontal entre la vertical (para el ejemplo dado z sería 1/5 = 0,2)*

### 3.- PROBLEMAS DE REGULACIÓN GRÁFICA

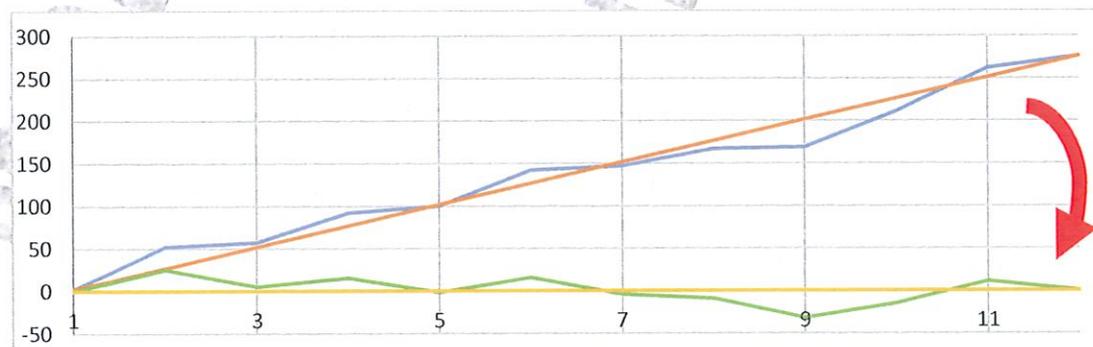
Básicamente consisten en utilizar curvas de aportaciones acumuladas para resolver gráficamente problemas de regulación.

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.

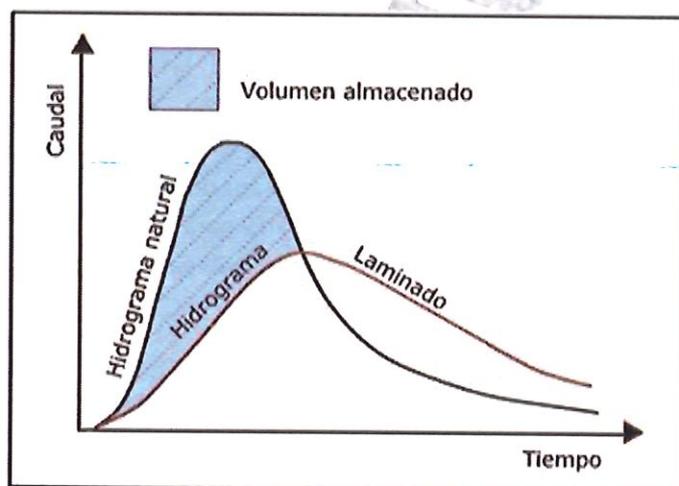


Qué representándola en una gráfica sola, tiene una pinta similar a las que nos encontramos en los ejercicios.

#### 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.

## 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  $C_d$  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  $C_d$ ); 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 ( $L_u$ ) 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:

- $K_p$ : Coeficiente por pilas
  - ♦ Pilas rectangulares con esquinas redondeadas: 0,02
  - ♦ Pilas redondeadas: 0,01
  - ♦ Pilas terminadas en pico: 0,0
- $K_e$ : 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

## DESAGÜES DE FONDO

Se debe situar su entrada lo más abajo posible respecto al cauce original del río, 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 río
- ♦ 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.

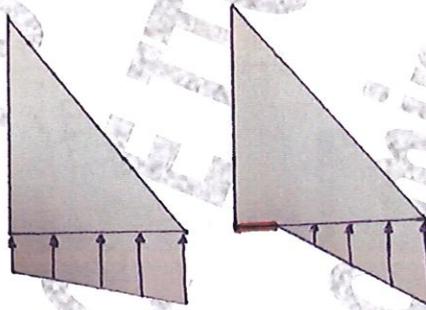
En el análisis de la estabilidad a deslizamiento de las presas de gravedad, las situaciones más exigentes son habitualmente la A2 (embalse lleno en situación normal) y la B21 (embalse lleno con drenes ineficaces). En casos de sismicidad alta la situación B22 (embalse lleno con sismo) suele ser más restrictiva 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:

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

- siendo  $E_s$  = Componente tangencial desestabilizadora (empuje del agua).  
 $N$  = Presión efectiva normal al plano de deslizamiento ( $N = P - S$ ).  
 $P$  = Componente normal del peso.  
 $S$  = Subpresión.  
 $\varphi$  = Angulo de rozamiento.  
 $c$  = Cohesión.  
 $E_p$  = Empuje pasivo actuante sobre el tacón del repié de aguas abajo.  
 $\Omega$  = 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 presente 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 no 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.

## **8.- SALTOS HIDROELÉCTRICOS**

Potencia producida en una turbina:

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

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)
- $\rho$ : Rendimiento de los grupos
- H: Salto bruto disponible (m)
- $\Delta h$ : Pérdidas de carga en conducciones cuando por ellas circula el caudal de equipamiento (m)
- $A_u$ : Aportación turbinada ( $Hm^3$ )
- $\beta$ : 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  $\Delta h_i$

## 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.

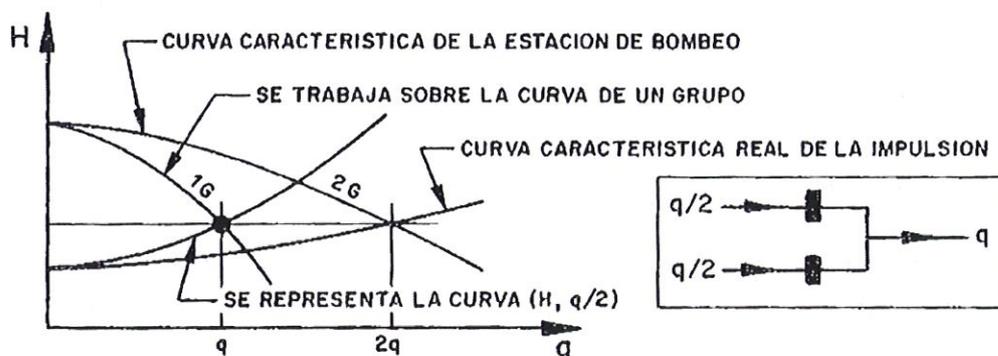
Además, hay que tener en cuenta dos ideas conceptuales:

- Si se acoplan varios rodets 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 rodets) 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:



SOLUCIÓN PARA 2 BOMBAS MONOCELULARES EN PARALELO

**EJEMPLO DE EXÁMENES  
PRÁCTICOS REALES  
OPOSICIONES ICCP  
JUNTA DE ANDALUCÍA**

**CUERPO SUPERIOR  
FACULTATIVO  
DE I.C.C.P.  
JUNTA DE  
ANDALUCÍA  
EJERCICIO PRÁCTICO  
2005**

**EJERCICIO Nº 1.-** En el cálculo de una sección de hormigón armado de 20 x 60 cm. sometida a una tracción de 467 KN con unos requerimientos de durabilidad que exigen que las fisuras que se produzcan sean inferiores a 0,2 mm. y que el recubrimiento mínimo sea de 2,5 ctms., el proyectista después de una serie de tanteos obtiene que:

**1.-** La armadura mínima que cumple la condición de durabilidad impuesta será:

- a) 6 Ø 20
- b) 20 Ø 12
- c) 24 Ø 6
- d) 4 Ø 25

Conocemos los siguientes datos:  $f_{ck} = 25$  MPa,  $f_{ct} = 2,5$  MPa,  $f_{yk} = 400$  MPa,  
 $E_s = 2 \times 10^5$  MPa,  $\gamma_s = 1,15$ ,  $\gamma_r = 1,4$

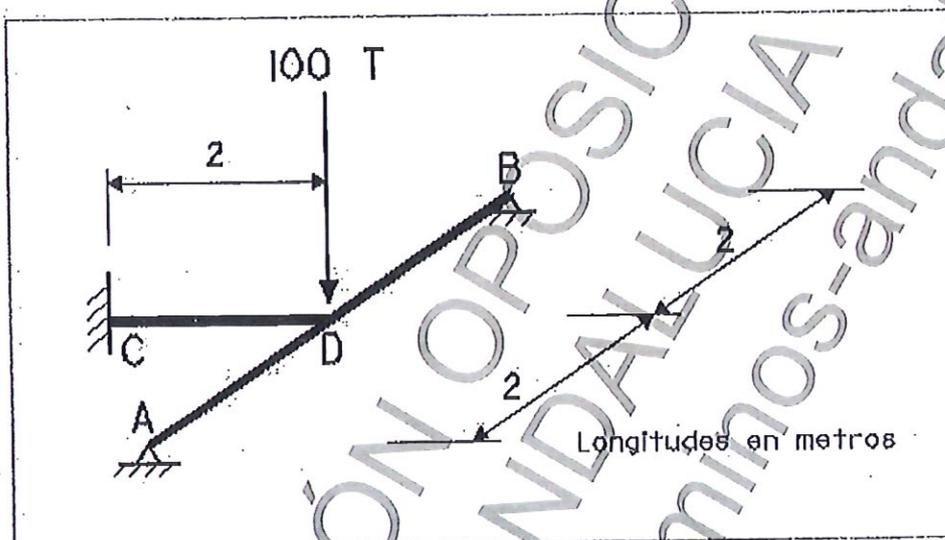
PREPARACIÓN OPOSICIONES  
JUNTA ANDALUCCIA  
WWW.OPOSICIONES-CAMINOS-ANDALUCIA.ES

**EJERCICIO Nº 2.-** La viga AB está horizontal, apoyada en sus extremos, de sección rectangular de 40 cm. de ancho y 60 cm. de canto.

La viga CD también está horizontal, empotrada en C y se apoya en D sobre la AB. Su sección es rectangular constante, de 40 cm. de ancho.

El módulo de elasticidad es  $E = 2 \times 10^6 \text{ Ton/m}^2$

Cuando en D actúa una carga puntual vertical de 100 Ton.



2.- El valor del canto de la viga CD (expresado en cm.) para que las máximas tensiones normales en ambas vigas sean iguales es:

- a) 40
- b) 60
- c) 20
- d) 80

3.- La flecha en el punto D (expresada en mm.) será aproximadamente de:

- a) 4,12
- b) 8,42
- c) 10,10
- d) 15,32

4.- El valor del giro (en milésimas de radian) de la sección D perteneciente a CD es aproximadamente de:

- a) 10,21
- b) 1,31
- c) 3,09
- d) 5,62

**11.-** La carga volúmica con la que se estaba trabajando resultó ser de:

- a) 0,16 (Kg/día)/m<sup>3</sup>
- b) 0,32 (Kg/día)/m<sup>3</sup>
- c) 0,48 (Kg/día)/m<sup>3</sup>
- d) 0,64 (Kg/día)/m<sup>3</sup>

**12.-** Suponiendo que el caudal de recirculación es igual a cero, ¿Qué tiempo de retención aproximado se utilizaba en el reactor?.

- a) 3 horas 27 minutos
- b) 6 horas 57 minutos
- c) 9 horas 15 minutos
- d) 12 horas 3 minutos

**13.-** El índice de Mohlmann obtenido en el reactor resultó ser de:

- a) 16
- b) 32
- c) 48
- d) 64

**14.-** ¿Cuál era aproximadamente la edad del fango, sabiendo que el 50% de los S.S. se eliminan en el tratamiento primario?

- a) 4,37 días
- b) 8,55 días
- c) 16,22 días
- d) 30,14 días

PREPARACION OPOSICIONES  
JUNTA ANDALUCIA  
WWW.OPOSICIONES-CARRINOS-ANDALUCIA.ES

**Cuadro 1**  
**Datos generales de las Alternativas 1ª Fase**

ALTERNATIVA	LONGITUD (Kms)	P.E.C. (€) (*)
Ia	3,875	7.364.392,14
Ib	3,842	7.049.289,52
Ic	3,873	6.943.088,59
IIa	4,215	7.221.433,70
IIb	4,124	6.886.761,51
IIc	4,175	6.880.355,76
IIIa	4,090	7.190.730,99
IIIb	4,189	7.073.773,38
IIIc	4,495	7.503.827,42

(\*) En € constantes del año 2.005

**Cuadro 2**  
**Matriz de valoración de Alternativas 1ª Fase**  
**Valores globales de los Indicadores**

ALTERNATIVA	Coste de la Inversión	Funcionalidad	Medio Físico
Ia	0,561	0,413	0,238
Ib	0,508	0,357	0,234
Ic	0,491	0,316	0,238
IIa	0,537	0,535	0,237
IIb	0,481	0,510	0,235
IIc	0,480	0,442	0,230
IIIa	0,532	0,391	0,252
IIIb	0,512	0,449	0,247
IIIc	0,584	0,523	0,264

**Cuadro 3**  
**Datos de Costes y Beneficios Alternativas 2ª Fase**

ALTERNATIVA	Coste Actualizado Neto (€) (*)	Beneficio Actualizado Neto (€) (*)
IIa	7.350.261,27	66.152.351,43
IIb	7.127.233,30	67.708.716,35
IIc	7.855.627,01	73.057.331,19

(\*) En € constantes de 2.005

En base a los datos anteriores:

**15.-** ¿Qué tipo de Estudio de carreteras ha contratado la Consejería de Obras Públicas y Transportes de la Junta de Andalucía al objeto propuesto, según la legislación aplicable y los antecedentes enumerados?

- a) Anteproyecto
- b) Estudio de Planeamiento
- c) Estudio Informativo
- d) Estudio de Viabilidad

**16.-** Aplicando un Análisis Multicriterio se han valorado en una 1ª Fase las diferentes alternativas según su grado de cumplimiento de unos objetivos básicos, a partir de la definición y cuantificación de unos indicadores de Coste de Inversión, Funcionalidad y del Medio Físico (medioambientales, geológico-geotécnicos y territoriales) en escala de valores 0 a 1.

A la vista de los resultados obtenidos, recogidos en la Matriz de Valoración (Cuadro 2), ¿qué alternativas resultan idóneas desde el punto de vista funcional y desde el punto de vista económico, respectivamente y en este orden?

- a) La alternativa Ia y la alternativa IIIc
- b) La alternativa IIa y la alternativa IIIo
- c) La alternativa IIIc y la alternativa IIa
- d) La alternativa IIa y la alternativa Ia

**17.-** Si se asignan pesos a los tres criterios de valoración empleados en la 1ª Fase de forma que la suma total de los pesos sea igual a uno, y tal que el criterio al que se atribuye más importancia es al de funcionalidad, siendo dicho peso el doble del peso asignado a cada uno de los otros dos criterios, que sería igual para ambos, ¿qué alternativa resultaría la idónea, y claramente seleccionada, para estudiar en una 2ª Fase por su valoración total?

- a) Alternativa IIIc
- b) Alternativa Ic
- c) Alternativa IIb
- d) Alternativa IIIb

**EJERCICIO Nº 6.-** Por parte de la Dirección General de Ferrocarriles del Ministerio de Fomento se va a proceder a la supresión de un paso a nivel en el T.M. de Lora del Río, en la carretera A-481 de competencia autonómica, mediante la construcción de un paso a elevado de la carretera sobre el ferrocarril que se situará a 150 metros, medidos desde el punto kilométrico del trazado ferroviario, del paso a nivel existente. A efectos de la tramitación ambiental del reglamentario proyecto deberán tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

**21.-** ¿La actuación esta sujeta a algún procedimiento de protección ambiental, según la legislación ambiental vigente en la Comunidad Autónoma de Andalucía?

- a) Sí, se recoge en el Anexo I de la Ley 7/1994, de 18 de mayo, de Protección Ambiental.
- b) Sí, se recoge en el Anexo II de la Ley 7/1994, de 18 de mayo, de Protección Ambiental.
- c) Sí, se recoge en el Anexo III de la Ley 7/1994, de 18 de mayo, de Protección Ambiental.
- d) No esta sujeta a ningún procedimiento de protección ambiental.

**22.-** ¿A que procedimiento ambiental estará sujeto según la misma legislación?

- a) Evaluación de Impacto Ambiental.
- b) Informe Ambiental
- c) Calificación Ambiental
- d) No es necesario ningún procedimiento

**23.-** El procedimiento ambiental a seguir será el recogido en la legislación siguiente:

- a) Ley 6/2001, de 8 de mayo, de modificación del Real Decreto Legislativo 1302/986, de 28 de junio, de Evaluación de Impacto Ambiental.
- b) Ley 7/1994, de 18 de mayo, de Protección Ambiental, de la Comunidad Autónoma de Andalucía.
- c) Decreto 153/1996, de 30 de abril, por el que se aprueba el Reglamento de Impacto Ambiental, de la Comunidad Autónoma de Andalucía.
- d) Decreto 101/2001, de 8 de mayo, por el que se aprueba el Reglamento de la Ley de Protección Ambiental de la Comunidad Autónoma de Andalucía.

**OPOSICIONES AL CUERPO SUPERIOR FACULTATIVO DE INGENIERÍA  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS DE LA JUNTA DE ANDALUCÍA**

**RESOLUCIÓN EXAMEN 2005**

---

**SUPUESTO PRÁCTICO 1**

En el cálculo de una sección de hormigón armado de 20 x 60 cm. sometida a una tracción de 467 KN, con unos requerimientos de durabilidad que exigen que las fisuras que se produzcan sean inferiores a 0,2 mm y que el recubrimiento mínimo sea de 2,5 cm, el proyectista después de una serie de tanteos obtiene que:

1.- La armadura mínima que cumple la condición de durabilidad impuesta será:

- a) 6Φ20
- b) 20 Φ 12
- c) 24Φ6
- d) 4Φ25

Conocemos los siguientes datos:  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ ,  $f_{ct} = 2,5 \text{ MPa}$ ,  $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ ,  $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ ,  $\gamma_s = 1,15$ ,  $\gamma_f = 1,4$

La resolución del ejercicio es relativamente sencilla, en tanto que solo requiere aplicar la formulación de la EHE. Hay que mencionar que el artículo 49.1 de la EHE vigente en el momento del examen no ha cambiado con la actualmente vigente EHE-08, por lo que puede usarse para resolver este ejercicio con idénticos resultados.

Es también importante indicar que, puesto que la formulación es compleja y el resultado depende de pocos decimales, habrá que arrastrar en el cálculo 5 o 6 decimales para alcanzar la solución buscada.

En nuestro caso, resolveremos el ejercicio con una hoja de cálculo preparada al efecto. Siguiendo los resultados de esa hoja, la respuesta correcta sería la b) que es la única que cumple las condiciones impuestas.

**CALCULO A FISURACIÓN (Art. 49.2 EHE)**

Se debe cumplir:  $W_k \leq W_{rxk}$

Tomamos  $W_{rxk} = 0,2$

Amadura longitudinal de tracción  
 $\phi$  (mm) = 12      nº de barras = 10      separación = 17 mm

$k_1 = 0,25$       c: recubrimiento de las arm. = 26 mm

$A_{s,teor} = 230,00 \text{ cm}^2$  (según EHE art.49.2.5)  
 $A_s = 22,62 \text{ cm}^2$  (sección de armaduras situadas en  $A_{c,abstr}$ )

Separación media de fisuras (mm)  $s_{cr} = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi \cdot A_{s,teor}}{A_s} = 65,5 \text{ mm}$

$\sigma_s$ : tensión de servicio de la arm. en sección fisurada = N/As      206,46      N/mm<sup>2</sup>

$E_s$ : módulo de deformación del acero = 210.000      N/mm<sup>2</sup>

$k_2$  (1 si es carga instantanea, 0,5 repetida) = 1

$\sigma_{sr}$ : tensión de la arm. al fisurar el hormigón =  $\frac{bh^2}{6} \frac{0,3\sqrt{f_{ctk}^2}}{0,9 \cdot d \cdot A_s} = 1,79 \text{ N/mm}^2$

Alargamiento medio de las armaduras (mm)

$$e_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - k_2 \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] = 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,0010 \text{ mm}$$

$\beta$  (1,3 para acciones indirectas, 1,7 en los demás casos) = 1,7

La abertura de fleura es:

$$W_k = \beta s_m e_{sm} = 0,1095 \text{ mm}$$

**OK, CUMPLE A FISURACIÓN**

**DATOS**

<b>SOLICITACIONES MAYORADAS</b>						
Nd (kN) = 467,00						
<b>COEFICIENTES DE CONTROL</b>						
COEFS. DE MINORACIÓN DE MATERIALES			COEFS. DE MAYORACIÓN DE CARGAS			
HORMIGÓN 1,4			PERMANENTES 1,5			
ACERO 1,15			VARIABLES 1,8			
<b>MATERIALES</b>	<b>RESISTENCIA CARACTERÍSTICA</b>			<b>RESISTENCIA DE CÁLCULO</b>		
HORMIGÓN	fck = 25	N/mm <sup>2</sup>		fcd = 17,86	N/mm <sup>2</sup>	
ACERO	fyk = 400	N/mm <sup>2</sup>		fyd = 347,83	N/mm <sup>2</sup>	
<b>DATOS GEOMÉTRICOS</b>						
b (ancho) =	0,20	m		e = excentricidad entre la armadura inferior y el eje Nd		
h (alto) =	0,60	m		eo = excentricidad entre el c.d.g. de la sección y el eje Nd		
Luz =	7,7	m		h = canto total		
recubrimiento de la armadura =	0,025	m		d = canto útil		
diámetro barra traccionada =	20	mm		d' = recubrimiento mecánico		
Tipo de viga	empotrada		de cuelgue			
<b>ARMADO DE PROYECTO</b>						
<b>LONGITUDINAL</b>						
	6	12	18	20	25	SUMA
TRACCIÓN				4		As1 = 19,83

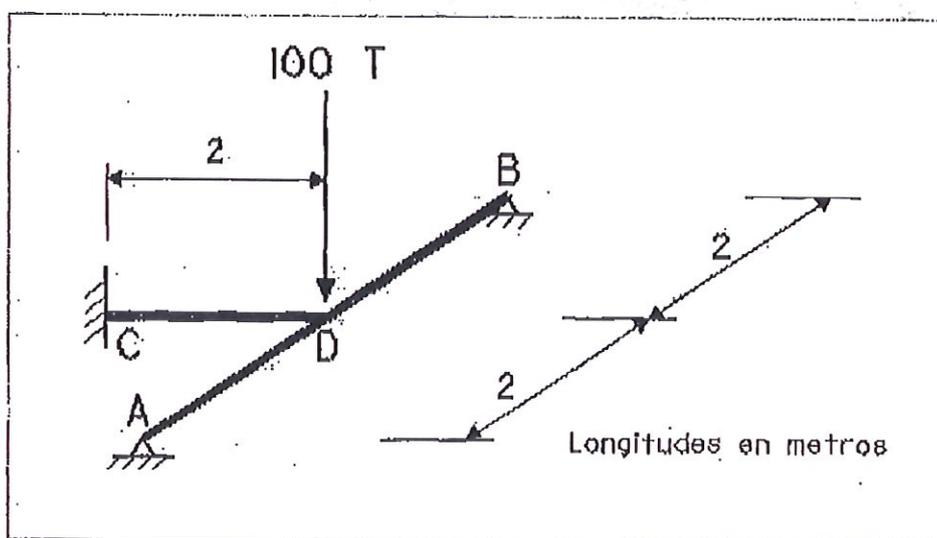
**SUPUESTO PRÁCTICO 2**

La viga AB está horizontal, apoyada en sus extremos, de sección rectangular de 40 cm de ancho y 60 cm de canto.

La viga CD también está horizontal, empotrada en C y se apoya en D sobre la AB. Su sección es rectangular constante, de 40 cm de ancho.

El módulo de elasticidad es  $E = 2 \times 10^6 \text{ Ton/m}^2$

Cuando en D actúa una carga puntual vertical de 100 Ton.



2.- El valor del canto de la viga CD (expresado en cm) para que las máximas tensiones normales en ambas vigas sean iguales es:

- a) 40
- b) 60
- c) 20
- d) 80

Lo primero que hacemos es simplificar la estructura de modo que podamos resolver la cuestión analíticamente. Así, la estructura puede simplificarse de la siguiente forma:

3.- la flecha en el punto D (expresada en mm) será aproximadamente de:

- a) 4,12
- b) 8,42
- c) 10,10
- d) 15,32

Calculando para la viga C-D:



De la ecuación (I):

$$P - R = 2 \cdot R \cdot \frac{I_1}{I_2}; \text{ si } h_1 = h_2 \rightarrow I_1 = I_2$$

Luego:

$$P - R = 2 \cdot R \rightarrow P = 3 \cdot R \rightarrow R = 33,33 \text{ Tn}$$

Con lo que la flecha requerida es:

$$\delta_D = \frac{(P - R) \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 0,4 \cdot 0,6^3 = 0,0072$$

$$\delta_D = \frac{66,66 \cdot 2^3}{3 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 0,0072} = 0,012 \text{ m}$$

Que no coincide con ninguna de las respuestas; igualmente hemos realizado estas operaciones con programas de cálculo matricial y la flecha propuesta en la resolución no coincide con la calculada.

Por lo tanto, llegamos a la conclusión de que ninguna de las soluciones propuestas es correcta.

**SUPUESTO PRÁCTICO 3**

Una viga de 10 m. de longitud, perteneciente al forjado del pilono del puente del Alamillo, se encuentra empotrada en uno de sus extremos y articulada en el otro, si sabemos que está sometida a una carga continua que podemos evaluar, ya mayorada, en 10 Ton/m.

5.- El valor del cortante (en toneladas) en la sección de empotramiento será aproximadamente de:

- a) 30,00
- b) 100,00
- c) 62,50
- d) 80,45

6.- El valor del cortante (en toneladas) en la sección articulada será aproximadamente de:

- a) 10,20
- b) 37,50
- c) 62,50
- d) 80,00

7.- El valor del momento flector (en toneladas por metro) en la sección articulada será aproximadamente de:

- a) 5,40
- b) 0,00
- c) 2,10
- d) 3,00

8.- El valor del momento flector (en toneladas por metro) en la sección de empotramiento será aproximadamente de:

- a) 100,50
- b) 150,32
- c) 0,00
- d) 125,00

**9.- La M.L.S.S.V. en el reactor, suponiendo un porcentaje del 70% de sólidos volátiles, era de:**

- a) 1.350 ppm
- b) 2.380 ppm
- c) 3.400 ppm
- d) 4.560 ppm

La concentración de fangos en el reactor biológico determina la concentración MLSS, o dicho de otro modo, los sólidos en suspensión del licor de mezcla. Estos MLSS serán volátiles y no volátiles, por lo que, conocido el porcentaje de volátiles la respuesta será inmediata:

$$[MLSSv] = [MLSS] \%v = 3.400 \cdot 70\% = 2.380 \text{ ppm}$$

Por lo tanto, la respuesta correcta sería la b).

**10.- La carga másica, expresada en (Kg de D.B.O.<sub>5</sub> /día)/(Kg de M.L.S.S.V), existente en el reactor, sabiendo que se ha producido una reducción del 30% de D.B.O.<sub>5</sub> en la decantación primaria, era de:**

- a) 0,13
- b) 0,18
- c) 0,27
- d) 0,34

$$C_m = \frac{\text{Kg DBO}_5/\text{día}}{\text{Kg MLSSv}}$$

Sabemos que,

$$\text{Kg MLSS} = V \cdot [MLSSv] = 10.000 \text{ m}^3 \cdot 2,38 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 23.800 \text{ Kg.}$$

Por otro lado, considerando una reducción del 30% en el primario, tendríamos:

$$Q = 400 \frac{\text{l}}{\text{s}} \cdot \frac{86.400 \text{ s/d}}{1.000 \text{ l/m}^3} = 34.560 \text{ m}^3$$

$$\text{DBO}_5 = (1 - 30\%) \cdot 0,3 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 0,21 \text{ Kg/m}^3$$

Por tanto,

$$\text{Kg} \frac{\text{DBO}_5}{\text{d}} = 34.560 \cdot 0,21 = 7.257,6$$

$$C_m = \frac{7.257,6 \text{ Kg DBO}_5/\text{día}}{23.800 \text{ Kg MLSSv}} = 0,30$$

- c) Alternativa IIb**
- d) Alternativa IIIb**

Los pesos serán:

- Coste de la inversión 0,25
- Funcionalidad 0,5
- Medio físico 0,25

Si multiplicamos cada índice por su peso correspondiente y lo sumamos, tendremos que la opción más recomendable es la IIIc, con un índice global de 0,4735.

Luego la respuesta correcta es la a).

**18.- Para la siguiente Fase del Estudio (2a Fase) han sido seleccionadas las alternativas Ha, IIb y Inc. En esta segunda fase se ha realizado un Análisis de Rentabilidad, tomando como año cero el año 2.005, como tasa de actualización 6,2%, y un periodo de análisis de la inversión a 8 años. Con los valores obtenidos para las alternativas en esta fase (Cuadro 3), ¿qué alternativa consideraría como la mejor por presentar una mayor rentabilidad por euro invertido?**

- a) Alternativa IIIc**
- b) Alternativa IIa**
- e) Alternativa IIb**
- d) Alternativa IIb o alternativa Me, de forma indiferente**

La mayor rentabilidad por euro invertido corresponde a mayores ratios B/C. Calculamos este parámetro:

<b>Alternativa</b>	<b>B/C</b>
IIa	9
IIb	9,5
IIIc	9,3

Luego habría que elegir la alternativa IIb, que corresponde con la respuesta c).

## **SUPUESTO PRÁCTICO 6**

**Por parte de la Dirección General de Ferrocarriles del Ministerio de Fomento se va a proceder a la supresión de un paso a nivel en el T.M. de Lora del Río, en la carretera A-431 de competencia autonómica, mediante la construcción de un paso a elevado de la carretera sobre el ferrocarril que se situará a 150 metros, medidos desde el punto kilométrico del trazado ferroviario, del paso a nivel existente. A efectos de la tramitación ambiental del reglamentario proyecto deberán tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:**

**21.- ¿La actuación está sujeta a algún procedimiento de protección ambiental, según la legislación ambiental vigente en la Comunidad Autónoma de Andalucía?**

- a) Sí, se recoge en el Anexo I de la Ley 7/1994, de 18 de mayo, de Protección Ambiental.**
- b) Sí, se recoge en el Anexo II de la Ley 7/1994, de 18 de mayo, de Protección Ambiental.**
- c) Sí, se recoge en el Anexo III de la Ley 7/1994, de 18 de mayo, de Protección Ambiental.**
- d) No está sujeta a ningún procedimiento de protección ambiental.**

Sí, según el Anexo II de la referida ley, siendo la respuesta que se dio por buena la b).

Por otro lado, hay que citar que en la actualidad esta ley se encuentra derogada por la Ley 7/2007 de Gestión Integrada de la Calidad Ambiental. En consecuencia, la respuesta correcta es la b), puesto que entendemos el paso a nivel y su supresión como una "mejora puntual de trazado y sección".

Según la GICA, en la actualidad, se debería considerar esta actuación como una "modificación de trazado y sección de una carretera, por lo tanto, estaría sometido a AAU.

**22.- ¿A qué procedimiento ambiental estará sujeto según la misma legislación?**

- a) Evaluación de Impacto Ambiental.**
- b) Informe Ambiental**
- c) Calificación Ambiental**
- d) No es necesario ningún procedimiento**

Según el art. 22 de la ley 7/1994, la solución sería la b) que hace referencia al Informe Ambiental.

**23.- El procedimiento ambiental a seguir será el recogido en la legislación siguiente:**

- a) Ley 6/2001, de 8 de mayo, de modificación del Real Decreto Legislativo 1302/1986, de 28 de junio, de Evaluación de Impacto Ambiental.**
- b) Ley 7/1994, de 18 de mayo, de Protección Ambiental, de la Comunidad Autónoma de Andalucía.**
- c) Decreto 153/1996, de 30 de abril, por el que se aprueba el Reglamento de Impacto Ambiental, de la Comunidad Autónoma de Andalucía.**
- d) Decreto 101/2001, de 8 de mayo, por el que se aprueba el Reglamento de la Ley de Protección Ambiental de la Comunidad Autónoma de Andalucía.**

Según el art.5 del RDL 1302/1986 modificado por la ley 6/2001 (actualmente derogada), el órgano ambiental competente en los proyectos de la Administración General del Estado es el Ministerio de Medio Ambiente (actualmente Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico (MITERD)). Por lo tanto, habrá de regir la citada ley siendo la respuesta correcta la a).

En la actualidad, la normativa vigente de aplicación sería la Ley 21/2013, de 9 de diciembre, de Evaluación Ambiental. Según esta última, es el MITERD el órgano ambiental en los proyectos de la Administración General del Estado.

**24.- ¿Por parte del Ministerio de Fomento será necesario realizar?**

- a) Procedimiento de Evaluación de Impacto Ambiental**
- b) Procedimiento de Informe Ambiental o bien un anejo para garantizar la calidad ambiental previo informe de la Comunidad Autónoma de Andalucía.**
- c) Procedimiento de Evaluación de Impacto Ambiental a un anejo para garantizar la calidad ambiental previo informe de la Comunidad Autónoma de Andalucía.**
- d) Procedimiento de Informe Ambiental**

Ha de someterse al instrumento recogido en la legislación estatal (EIA), siendo en este caso la respuesta correcta la c).

Actualmente, el procedimiento de impacto ambiental para proyectos queda recogido en la Ley 21/2013, más concretamente, en el capítulo II de Evaluación de Impacto Ambiental de Proyectos dentro del título II de Evaluación Ambiental.

**25.- El Órgano Ambiental competente será:**

- a) El Ministerio de Fomento
- b) La Consejería de Medio Ambiente de la Junta de Andalucía
- c) El Ministerio de Medio Ambiente
- d) La Consejería de Obras Públicas y Transportes de la Junta de Andalucía

Tal y como se ha comentado anteriormente, el órgano ambiental según la Ley 21/2013 es el Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico.

**Artículo 11. Determinación del órgano ambiental y del órgano sustantivo.**

1. *Corresponde al órgano del **Ministerio competente en materia de medio ambiente** que se determine reglamentariamente, ejercer las funciones atribuidas por esta ley al órgano ambiental cuando se trate de la **evaluación ambiental de planes, programas o proyectos que deban ser adoptados, aprobados o autorizados por la Administración General del Estado** y los organismos públicos vinculados o dependientes de ella, o que sean objeto de declaración responsable o comunicación previa ante esta administración.*

[...]

**EJEMPLO DE EXÁMENES  
PRÁCTICOS REALES  
OPOSICIONES ITOP  
JUNTA DE ANDALUCÍA**

**CUERPO TÉCNICO  
GRADO MEDIO  
DE I.T.O.P.  
JUNTA DE  
ANDALUCÍA  
EJERCICIO PRÁCTICO  
2007**



**O P O S I C I O N E S  
C A M I N O S A N D A L U C Í A**

1.- ¿Cuál es el valor aproximado del Tiempo de Concentración en la cuenca N° 1?:

- a) 0,9123 horas.
- b) 0,5698 horas.
- c) 0,7243 horas.
- d) 1,2134 horas.

2.- ¿Cuál es el valor aproximado del Tiempo de Concentración en la cuenca N° 2?:

- a) 0,8500 horas.
- b) 0,2352 horas.
- c) 0,6767 horas.
- d) 0,9142 horas.

3.- ¿Cuál es el valor aproximado del Tiempo de Concentración en la cuenca N° 3?:

- a) 0,6569 horas.
- b) 0,8445 horas.
- c) 0,7922 horas.
- d) 1,0345 horas.

4.- ¿Cuál sería el valor aproximado de la Precipitación Total Diaria (Pd), correspondiente al periodo de retorno de 500 años?:

- a) 75,48 milímetros.
- b) 130,14 milímetros.
- c) 94,23 milímetros.
- d) 113,32 milímetros.

5.- ¿Cuál sería el valor aproximado del umbral de escorrentía Po para las cuencas consideradas?

- a) 65 milímetros.
- b) 54 milímetros.
- c) 27 milímetros.
- d) 48 milímetros.

16.- El tráfico equivalente correspondiente al tramo mencionado, tiene un valor aproximado de:

- a) 550.000 ejes equivalentes de 13 T.
- b) 600.000 ejes equivalentes de 13 T.
- c) 832.500 ejes equivalentes de 13 T.
- d) 1.000.000 ejes equivalentes de 13 T.

17.- La Intensidad Media Diaria de vehículos pesados, al año de apertura al tráfico, tiene un valor aproximado dado por:

- a) 130,12 vehp/día.
- b) 115,94 vehp/día.
- c) 100,33 vehp/día.
- d) 120,43 vehp/día.

18.- La categoría de tráfico pesado que correspondería asignar al tramo de carretera estudiado es:

- a) T 3 A.
- b) T 2.
- c) T 4 A.
- d) T 3 B.

19.- El factor de crecimiento del tráfico de vehículos pesados para un periodo de proyecto de 20 años, desde el año de puesta en servicio de la carretera es, aproximadamente:

- a) 29,80
- b) 43,20
- c) 37,50
- d) 40,12

20.- La sección-tipo de firme a adoptar, según la Instrucción de Carreteras 6.1-IC-"Secciones de Firme", del Ministerio de Fomento, para una explanada tipo E-2 sería:

- a) 40 cm ZA + 20 cm MBC.
- b) 30 cm SC + 10 cm MBC.
- c) 40 cm ZA + 16 cm MBC.
- d) 35 cm ZA + 15 cm MBC.

**OPOSICIONES AL CUERPO DE TÉCNICOS DE GRADO MEDIO OPCIÓN  
INGENIERÍA TÉCNICA DE OBRAS PÚBLICAS DE LA JUNTA DE  
ANDALUCÍA**

**RESOLUCIÓN EXAMEN 2007**

---

**1.- ¿Cuál es el valor aproximado del Tiempo de Concentración en la cuenca Nº 1?**

- a) 0,9123 horas.
- b) 0,5698 horas.
- c) 0,7243 horas.
- d) 1,2134 horas.

**2.- ¿Cuál es el valor aproximado del Tiempo de Concentración en la cuenca Nº 2?**

- a) 0,8500 horas.
- b) 0,2352 horas.
- c) 0,6767 horas.
- d) 0,9142 horas.

**3. - ¿Cuál es el valor aproximado del Tiempo de Concentración en la cuenca Nº 3?**

- a) 0,6569 horas.
- b) 0,8445 horas.
- c) 0,7922 horas.
- d) 1,0345 horas.

Resolveremos estas tres cuestiones a la vez, pues la forma de hallar la solución es idéntica, cambiando únicamente los datos correspondientes a cada cuenca. Por tanto, si sabemos que:

$$T_c = 0,3 \cdot \left( \frac{L}{J^4} \right)^{0,76}$$

**5.- ¿Cuál sería el valor aproximado del umbral de escorrentía  $P_o$  para las cuencas consideradas?**

- a) 65 milímetros.
- b) 54 milímetros.
- c) 27 milímetros.
- d) 48 milímetros.

Si asimilamos la pendiente de las cuencas (pendiente media de toda la cuenca) a la del cauce principal, tenemos que ésta, en todos los casos, es mayor del 3 %.

Por otro lado, considerando cultivos en hilera según las curvas de nivel y suelos tipo B, por el cuadro de la Instrucción 5.2-IC, el umbral  $P_o$  sería 16 mm.

Como por el enunciado el coeficiente de escorrentía es 3, tenemos que:

$$P_o = 16 * 3 = 48 \text{ mm}$$

Y elegimos la opción d)

**6.- En el caso que nos ocupa, ¿se produce escorrentía en las cuencas consideradas?**

- a) Si.
- b) No
- c) Siempre
- d) **Depende del coeficiente de escorrentía.**

**NOTA:** Recomendando ver la resolución de la pregunta 3 del examen de Caminos de la Junta de Andalucía de 2009.

Para que se produzca escorrentía se tiene que verificar que  $P_d/P_o > 1$ , lo que ocurre en nuestro caso, así como las condiciones de humedad del suelo habrán de ser tales que no retengan la precipitación producida. De hecho, el coeficiente corrector de la  $P_o$  representa la variación regional de la humedad habitual de los suelos al comienzo de los aguaceros significativos (ver Norma 5.2 Ic). Por tanto, tras un verano extremadamente caluroso, periodos de sequía, etc. La humedad del suelo puede ser tan baja que no siempre se produzca escorrentía.

En consecuencia, la respuesta correcta es la a).

**7.- ¿Cuál es el valor aproximado del coeficiente de escorrentía, para las cuencas consideradas?**

- a) 0,512
- b) 0,375
- c) 0,234
- d) 0,725

De la fórmula de la Instrucción:

$$C = \frac{\left[\frac{Pd}{Po} - 1\right] \cdot \left[\frac{Pd}{Po} + 23\right]}{\left(\frac{Pd}{Po} + 11\right)^2} = 0,2340$$

Siendo por ello la opción correcta la c).

**8.- ¿Cuál es el valor aproximado de la Intensidad Media de Precipitación  $I_t$ , en la cuenca N° 1:**

- a) 43,28 mm/hora.
- b) 53,25 mm/hora.
- c) 84,72 mm/hora.
- d) 66,13 mm/hora.

**9.- ¿Cuál es el valor aproximado de la Intensidad Media de Precipitación  $I_t$ , en la cuenca N° 2:**

- a) 47,35 mm/hora.
- b) 30,53 mm/hora.
- c) 60,37 mm/hora.
- d) 80,46 mm/hora.

**10.- ¿Cuál es el valor aproximado de la Intensidad Media de Precipitación  $I_t$ , en la cuenca N° 3:**

- a) 92,46 mm/hora.
- b) 61,33 mm/hora.
- c) 76,48 mm/hora.
- d) 51,23 mm/hora.

**14.- ¿Considerando que el caudal a vehicular a través del marco situado en el PK-10+250 es el caudal de referencia de su cuenca, ¿Cuál de las siguientes secciones es la mínima que cumplimenta las restricciones de sección mojada y velocidad del agua, consideradas?**

- a) Marco de 1,50 x 1,50 m.
- b) Marco de 1,50 x 2,00 m.
- c) Marco de 1,50 x 2,50 m.
- d) Marco de 3,00 x 1,00 m.

**NOTA:** Ver la resolución del Examen de ICCP de la Junta de Andalucía de 2009.

De la ecuación de la Instrucción 3.1 Ic basada en la fórmula de Manning:

$$Q = S_H \cdot R_H^{\frac{10}{3}} \cdot J^{\frac{1}{2}} \cdot K \cdot U$$

Siendo:

$$U=1$$

$$K=60 \text{ (hormigón)}$$

$$J=0,01 \text{ m/m}$$

La ecuación anterior puede expresarse en función de las dimensiones b y h del marco. Sin embargo, por comodidad, h será el calado que por el criterio de llenado nos da la altura del marco directamente.

$$S_H \cdot R_H^{\frac{10}{3}} = 1,8333$$

$$b \cdot h \cdot \left( \frac{b \cdot h}{b + 2h} \right)^{\frac{10}{3}} = 1,8333$$

Probamos con los marcos de 1,50 m de base. Resolvemos por iteraciones sucesivas la expresión.

$$1,5 \cdot h \cdot \left( \frac{1,5 \cdot h}{1,5 + 2h} \right)^{\frac{10}{3}} = 1,8333$$

$$h \approx 1,8564 \text{ m}$$

Tomando h igual a 1,86 m como el calado final para el Q dado, puede comprobarse que el marco que cumple es el c).

**15.- ¿Cuál es el valor aproximado del caudal máximo a evacuar por el marco de sección mínima anterior con las restricciones citadas?**

- a) 12,75 m<sup>3</sup>/seg.
- b) 20,30 m<sup>3</sup>/seg.
- c) 18,25 m<sup>3</sup>/seg.
- d) 15,32 m<sup>3</sup>/seg.

El caudal máximo con el marco "c" se producirá con  $h=2,125$ , sin superar  $v=5$  m/s

$$Q = (1,5 \cdot 2,125) \cdot \left( \frac{1,5 \cdot 2,125}{1,5 + 2 \cdot 1,125} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,01^{\frac{1}{2}} \cdot 60$$

$$Q = 12,91 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Por lo tanto, debemos elegir la respuesta a) ( $v=4,05$  m/s)

**16.- El tráfico equivalente correspondiente al tramo mencionado, tiene un valor aproximado de:**

- a) 550.000 ejes equivalentes de 13 T.
- b) 600.000 ejes equivalentes de 13 T.
- c) 832.500 ejes equivalentes de 13 T.
- d) 1.000.000 ejes equivalentes de 13 T.

De la expresión incluida en la ICAFIR:

$$TP = IMD_{PA} \cdot CE \cdot 365 \cdot F \cdot \gamma b$$

Y considerando que el tráfico de proyecto es "el número de ejes equivalentes de 13 tn que se prevea que pasarán sobre el carril de proyecto durante el periodo de proyecto", tendremos:

$$IMD_{2007} = 1.874 \frac{\text{veh}}{\text{d}} \rightarrow IMD_{2010} = 1.874 \cdot (1 + 0,04)^3 \rightarrow IMD_{2010} = 2.108 \text{ veh/d}$$

Suponiendo que en 2010 se mantiene el porcentaje de pesados y puesto que estamos ante una carretera convencional con ancho mayor de 6 m, estimaremos que sobre el carril de proyecto se tendrán:

$$IMD_{PA2010} = IMD_{2010} \cdot 11\% \cdot 50\% = 116 \frac{\text{veh}}{\text{d}} \rightarrow T3A$$

Por otro lado, de las tablas de la ICAFIR se extrae:

CE = 0,6 (por ser un firme flexible)

F = 29,8 (20 años de periodo de proyecto, 4% crecimiento)

$y^t = 1,10$  Por tener una categoría T3A

Luego:

$$TP = 116 \cdot 0,6 \cdot 29,8 \cdot 1,10 \cdot 365 = 832,310 \text{ veh}$$

Debemos elegir la opción c).

**17.- La Intensidad Media Diaria de vehículos pesados, al año de apertura al tráfico, tiene un valor aproximado dado por:**

- a) 130,12 vehp/día.
- b) 115,94 vehp/día.
- c) 100,33 vehp/día.
- d) 120,43 vehp/día.

**18. - La categoría de tráfico pesado que correspondería asignar al tramo de carretera estudiado es:**

- a) T 3 A.
- b) T 2.
- c) T 4 A.
- d) T 3 B.

**19.- El factor de crecimiento del tráfico de vehículos pesados para un periodo de proyecto de 20 años, desde el año de puesta en servicio de la carretera es, aproximadamente:**

- a) 29,80
- b) 43,20
- c) 37,50
- d) 40,12

**EJEMPLO DE EXÁMENES  
PRÁCTICOS REALES  
OPOSICIONES ICCP  
ESTADO**

**CUERPO DE I.C.C.P.  
DEL ESTADO**

**EJERCICIO PRÁCTICO  
AGUAS  
2018 - 2019**



**OPOSICIONES  
CAMINOS.ES**



**CUARTO EJERCICIO (19 DE NOVIEMBRE DE 2019): Supuesto Práctico sobre el Grupo 2: Subgrupo 1**

**1ª PARTE**

Se van a ejecutar las obras necesarias para la modificación del trazado del cauce del río "Canal" desde su confluencia con la rambla "Oposición" hasta su desembocadura en el mar, para ello se dimensionará, cumpliendo con lo establecido en el texto refundido de la Ley de Aguas y el Reglamento General del Dominio Público Hidráulico, un nuevo encauzamiento de sección trapezoidal y de material homogéneo, de tal forma que mantenga la mayor continuidad longitudinal y transversal posible con el cauce del río "Canal" aguas arriba de la confluencia, se adjunta al final del enunciado una imagen de la planta de la zona donde se recogen los cauces y la traza del nuevo encauzamiento (en color azul).



El río "Canal" pertenece a la demarcación hidrográfica del Canal, cuyas funciones y servicios en relación con la administración hidráulica fueron traspasados de la Administración General del Estado a la C.C.A.A. en el Real Decreto correspondiente, al tratarse de una cuenca intracomunitaria.



**CUESTIÓN 6.** (0,50 pts)

El jefe de servicio de explotación de la presa durante una avenida que se corresponde con un periodo de retorno de 1.000 años, una vez comprobado que no existe riesgo estructural en la misma, procede a abrir los desagües de fondo a partir de la 14 hora desde el comienzo de la avenida. ¿Es correcta la maniobra realizada por el jefe de servicio de explotación? Justifique la respuesta.

**CUESTIÓN 7.** (0,50 pts.)

Pinte sobre la imagen de la planta de la zona que se adjunta, la zona inundable del nuevo cauce.

**CUESTIÓN 8.** (0,50 pts.)

Posteriormente, a la ejecución de las obras la Comunidad Autónoma pretende realizar una nueva carretera y para ello es necesario la realización de un puente sobre el nuevo cauce. ¿A quién debe dirigir la solicitud de autorización? ¿Qué condiciones se impondrán por el órgano competente para cumplir con la legislación de aguas?



**TABLA 2**

**HIDROGRAMA DE ENTRADA AL EMBALSE**

TIEMPO	CAUDAL (M <sup>3</sup> /S)			VOLUMEN ACUMULADO (X1000 M <sup>3</sup> )		
	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)			100	500	1000
	100	500	1000			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	0,00	1,00	2,00	0,00	1,00	3,00
3,00	80,00	158,00	201,00	72,00	159,00	212,00
4,00	458,00	798,00	970,00	1.114,00	2.010,00	2.477,00
5,00	649,00	1.131,00	1.374,00	3.176,00	5.595,00	6.827,00
6,00	1.049,00	1.850,00	2.253,00	6.142,00	10.831,00	13.209,00
7,00	1.455,00	2.502,00	3.029,00	10.816,00	18.943,00	23.044,00
8,00	1.705,00	2.914,00	3.546,00	16.600,00	28.867,00	35.098,00
9,00	1.674,00	2.874,00	3.522,00	22.676,00	39.242,00	47.756,00
10,00	1.553,00	2.725,00	3.383,00	28.545,00	49.422,00	60.317,00
11,00	1.373,00	2.470,00	3.105,00	33.771,00	58.732,00	71.965,00
12,00	1.165,00	2.134,00	2.702,00	37.965,00	66.414,40	81.692,20
13,00	1.000,00	1.838,00	2.330,00	41.565,00	73.031,20	90.080,20
14,00	931,00	1.691,00	2.130,00	44.916,60	79.118,80	97.748,20
15,00	771,00	1.355,00	1.683,00	47.692,20	83.996,80	103.807,00
16,00	578,00	976,00	1.194,00	49.773,00	87.510,40	108.105,40
17,00	440,00	723,00	876,00	51.357,00	90.113,20	111.259,00
18,00	350,00	565,00	680,00	52.617,00	92.147,20	113.707,00
19,00	279,00	449,00	539,00	53.621,40	93.763,60	115.647,40
20,00	219,00	353,00	424,00	54.409,80	95.034,40	117.173,80
21,00	168,00	272,00	328,00	55.014,60	96.013,60	118.354,60
22,00	127,00	206,00	250,00	55.471,80	96.755,20	119.254,60
23,00	94,00	154,00	187,00	55.810,20	97.309,60	119.927,80
24,00	67,00	110,00	134,00	56.051,40	97.705,60	120.410,20
25,00	47,00	76,00	92,00	56.220,60	97.979,20	120.741,40
26,00	30,00	48,00	58,00	56.328,60	98.152,00	120.950,20
27,00	15,00	25,00	30,00	56.382,60	98.242,00	121.058,20
28,00	6,00	10,00	12,00	56.404,20	98.278,00	121.101,40
29,00	3,00	4,00	5,00	56.415,00	98.292,40	121.119,40
30,00	1,00	2,00	2,00	56.418,60	98.299,60	121.126,60
31,00	0,00	1,00	1,00	56.418,60	98.303,20	121.130,20
32,00	0,00	0,00	0,00	56.418,60	98.303,20	121.130,20

**OPOSICIONES AL CUERPO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y  
PUERTOS DEL ESTADO. CONVOCATORIA 2018 (19-01-2019)**

**RESOLUCIÓN**

**PRIMER PROBLEMA. AGUAS**

**1ª PARTE:**

**PREGUNTA 1 (2,00 puntos)**

**Calcular el caudal circulante, durante el período de avenida, por el tramo del río "Canal" desde la presa hasta la confluencia. El diseño tendrá que cumplir con la legislación de aguas vigente (2 puntos):**

En primer lugar, distingamos los distintos elementos que tenemos.



Como vemos, por un lado, se tiene una **presa**, que supondremos está en el punto P (está a 2 km aguas arriba de la confluencia, pero simplemente la disponemos ahí para tenerla de referencia).

Aguas abajo, se tiene un tramo del río "Canal", de 2 km, que confluye con la rambla "Oposición". El **punto de confluencia** lo denominaremos punto C. Aguas abajo del punto C, y hasta el **mar** (punto M) se tiene la zona donde se construirá el nuevo **encauzamiento**.

Ahora tendremos que decidir qué **período de retorno consideraremos en los cálculos**.

En primer lugar, debemos determinar el periodo de retorno de referencia a considerar en los cálculos en base a la legislación vigente, que debería venir determinado en el PHC correspondiente a la zona.

No obstante, a falta de más datos como primera posibilidad, podríamos suponer que pueda ser suficiente con la avenida de  $T = 100$  años, pues es la que se tiene en cuenta para la determinación de la vía de Intenso desagüe, así como la zona de flujo preferente y para un encauzamiento normalmente es la que se emplea para su dimensionamiento.

Si bien, por la imagen del enunciado, vemos que se trata de una zona de clima árido-desértico, posiblemente del levante peninsular, por lo que dadas las particulares características del lugar, y que existen poblaciones cercanas en la zona por la que pasará el futuro encauzamiento, ante una avenida, sería conveniente adoptar toda un periodo de retorno tal que abarque el caudal que se recogería en toda la llanura de inundación, para que toda la posible zona Inundable quede contenida en la delimitación del encauzamiento, que posteriormente hay que dimensionar en el apartado siguiente.

Ante lo cual, en el Reglamento de Dominio Público Hidráulico (RDPH) se recoge en su artículo 14.1 que:

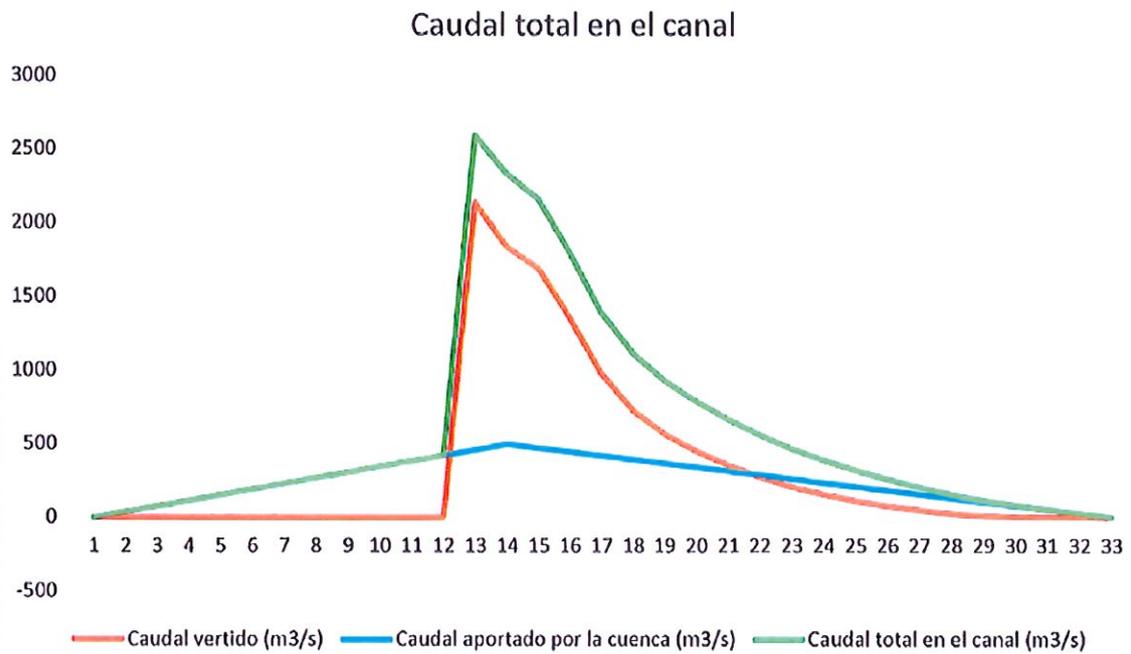
*1. Se considera **zona inundable** los terrenos que puedan resultar inundados por los niveles teóricos que alcanzarían las aguas en las avenidas cuyo **período estadístico de retorno sea de 500 años**, atendiendo a estudios geomorfológicos, hidrológicos e hidráulicos, así como de series de avenidas históricas y documentos o evidencias históricas de las mismas en los lagos, lagunas, embalses, ríos o arroyos. Estos terrenos **cumplen labores de retención o alivio de los flujos de agua y carga sólida transportada durante dichas crecidas o de resguardo contra la erosión**. Estas zonas se declararán en los lagos, lagunas, embalses, ríos o arroyos.*

Por tanto, adoptaremos este **periodo de retorno ( $T = 500$  años)**

A continuación, evaluamos la **aportación de la presa al tramo PC**.

De la presa, en el enunciado se aporta el hidrograma de entrada, la tabla de volúmenes acumulados en el embalse a lo largo de la avenida y la curva característica de éste. Se establece por enunciado que al comienzo de la avenida el embalse está vacío.

A continuación, se representa también la gráfica de aportaciones total en el canal en  $m^3/s$ , que como vemos en la tabla anterior, alcanza un máximo de **2.592,769  $m^3/s$**



**PREGUNTA 2 (2,75 puntos)**

**Diseñe la sección tipo (definida en el mapa, en color amarillo, como A-A') del nuevo encauzamiento aguas abajo de la confluencia, siendo uno de los caudales a considerar, para su diseño, el que llega por el río Canal y se ha determinado en la Cuestión 1. El diseño tendrá que cumplir con la legislación de aguas vigente.**

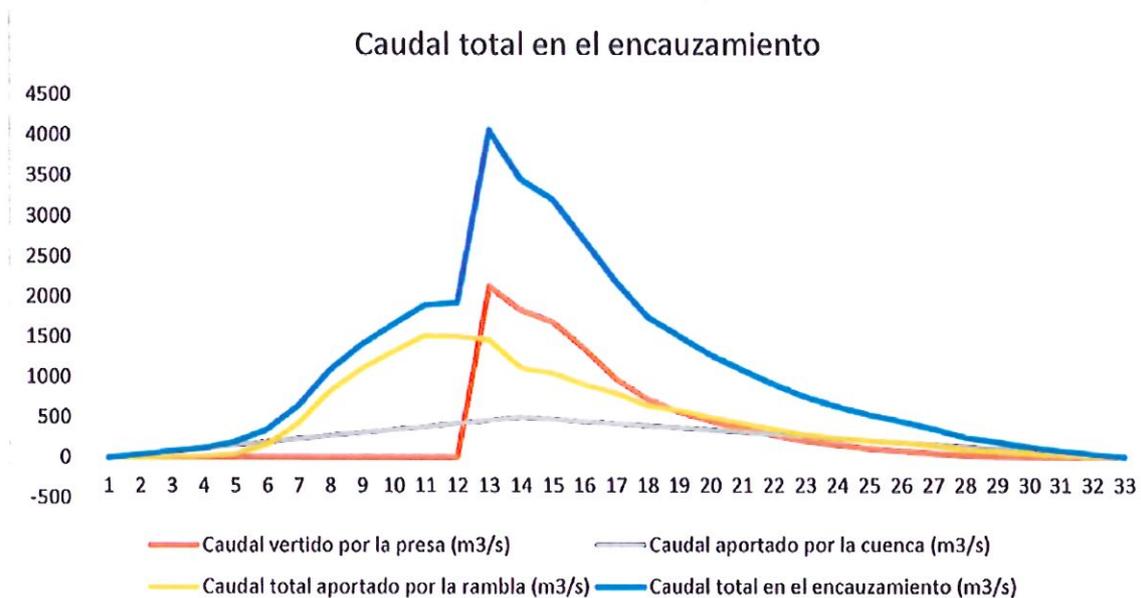
En primer lugar, tendremos que obtener el caudal aportado por la rambla Oposición para el T = 500 años y sumarlo al obtenido en el apartado anterior, y determinamos el máximo caudal circulante por el encauzamiento, para su diseño.

Así se tiene que:

Tiempo	Caudal vertido por la presa (m3/s)	Caudal aportado por la cuenca (m3/s)	Caudal total aportado por la rambla (m3/s)	Caudal total en el encauzamiento (m3/s)
0	0	0,000	0	0,000
1	0	38,231	0	38,231
2	0	76,462	2	78,462
3	0	114,692	10	124,692
4	0	152,923	40	192,923
5	0	191,154	157	348,154
6	0	229,385	423	652,385
7	0	267,615	824	1091,615
8	0	305,846	1109	1414,846
9	0	344,077	1324	1668,077
10	0	382,308	1521	1903,308
11	0	420,538	1514	1934,538
<b>12</b>	<b>2134</b>	<b>458,769</b>	<b>1470</b>	<b>4062,769</b>
13	1838	497,000	1121	3456,000
14	1691	470,842	1050	3211,842
15	1355	444,684	910	2709,684
16	976	418,526	798	2192,526
17	723	392,368	642	1757,368
18	565	366,211	587	1518,211
19	449	340,053	497	1286,053
20	353	313,895	423	1089,895
21	272	287,737	354	913,737
22	206	261,579	287	754,579
23	154	235,421	240	629,421
24	110	209,263	207	526,263
25	76	183,105	185	444,105
26	48	156,947	145	349,947
27	25	130,789	90	245,789
28	10	104,632	70	184,632
29	4	78,474	45	127,474
30	2	52,316	21	75,316
31	1	26,158	8	35,158
32	0	0,000	0	0,000

Por tanto, el **caudal de diseño para el encauzamiento es de 4062,77 m<sup>3</sup>/s**

De forma gráfica puede verse en el hidrograma siguiente:



A continuación, determinamos la sección del encauzamiento para el caudal de diseño obtenido anteriormente, teniendo en cuenta que la sección del encauzamiento es trapezoidal y de material homogéneo y que debe mantenerse la mayor continuidad longitudinal y transversal posible con el cauce del río Canal.

Según el enunciado el diseño del encauzamiento se hará "de tal forma que mantenga la mayor continuidad longitudinal y transversal posible con el cauce del río "Canal". La continuidad longitudinal se conseguirá siguiendo la traza marcada en azul en el enunciado, de tal forma que se continúe con la curvatura del río "Canal" partiendo de la tangente en el punto C, así como la pendiente de dicho canal.

La continuidad transversal se conseguirá con material similar (cauce sin revestir, con material homogéneo), misma altura, mismos taludes y pendiente del cauce del río "Canal", que son de 7 metros, 1V:2H y 0,22% respectivamente, si bien es conveniente aumentar la altura con un resguardo de entre 0,30 y 0,50 m.

La sección del río Canal es trapezoidal, con altura de 7 m, taludes de pendiente 1V:2H y una pendiente del 0,22%.

Partiremos por tanto de dichos valores aportados, y habrá que determinar la anchura de la solera del encauzamiento, para lo cual a partir de la expresión de Manning, y suponiendo un parámetro  $n = 0,020$ , podremos determinar la incógnita que es la base del encauzamiento y comprobar si puede ser aceptable.

La sección tipo sería la siguiente:



Por su parte, la fórmula de Manning es:

$$Q = \frac{S}{n} \cdot R_H^{2/3} \cdot \sqrt{I}$$

Donde:

"Q" es el caudal del canal

"S" es la sección del canal, o lo que es lo mismo:

$$S = (b + z \cdot y) \cdot y$$

"n" es el coeficiente de Manning (rugosidad)

"R<sub>H</sub>" es el radio hidráulico, que se define para una sección trapezoidal como:

$$\frac{\text{Sección del canal}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{(b + z \cdot y) \cdot y}{\left( \frac{(b + z \cdot y) \cdot y}{b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + z^2}} \right)}$$

"I" es la pendiente en tanto por uno

Por tanto, con la formulación desarrollada en base a las dimensiones del canal se tiene:

$$Q = \frac{(b + z \cdot y) \cdot y}{n} \cdot \left( \frac{(b + z \cdot y) \cdot y}{b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + z^2}} \right)^{2/3} \cdot \sqrt{I}$$

Donde:

- ✓ "Q" es el caudal del canal
- ✓ "b" es la solera del canal
- ✓ "n" es el coeficiente de Manning (rugosidad)
- ✓ "y" es el calado
- ✓ "z" es la componente horizontal del talud de los cajeros, siendo la vertical la unidad.
- ✓ "I" es la pendiente en tanto por uno

Que, con los datos aportados por el enunciado, se tiene que:

$$4.062,77 \text{ m}^3/\text{s} = \frac{(b + 2 \cdot 7) \cdot 7}{0,020} \cdot \left( \frac{(b + 2 \cdot 7) \cdot 7}{b + 2 \cdot 7 \cdot \sqrt{1 + 2^2}} \right)^{2/3} \cdot \sqrt{0,0022}$$

$$b = 63,37 \text{ m}$$

Por tanto, la **solera del encauzamiento tendrá una dimensión mínima de 63,37 m y el espejo del agua (T) de la lámina de agua, será:**

$$T = 63,37 + 2 \cdot 2 \cdot 7 = 91,37 \text{ m}$$

La sección del encauzamiento ocupado por el agua (sin contar con el margen) será de:

$$S = (63,37 + 2 \cdot 7) \cdot 7 = 541,59 \text{ m}^2$$

**PREGUNTA 3 (0,75 puntos)**

**Dado que las obras se encuentran en el ámbito territorial de una cuenca intracomunitaria, ¿Pueden ser ejecutadas por parte de la Administración General del Estado? Justifique la respuesta indicando la legislación a aplicar, tanto si la respuesta es afirmativa como negativa.**

Sí, estas podrían llevarse a cabo por la AGE aun en caso de que se encuentren en el ámbito de una cuenca intracomunitaria.

Como ejemplos de aplicación a este caso podríamos plantear:

Según el artículo 46, del Texto Refundido de la Ley de Aguas, se recoge que:

**Artículo 46. Obras hidráulicas de interés general.**

1. Tendrán la consideración de **obras hidráulicas de interés general y serán de competencia de la Administración General del Estado**, en el ámbito de las cuencas a que se refiere el artículo 21 (en referencia a cuencas intercomunitarias) de esta Ley:

a) Las obras que sean necesarias para la regulación y conducción del recurso hídrico, al objeto de garantizar la disponibilidad y aprovechamiento del agua en toda la cuenca.

b) Las obras necesarias para el control, defensa y protección del dominio público hidráulico, sin perjuicio de las competencias de las Comunidades Autónomas, especialmente las que tengan por objeto hacer frente a fenómenos catastróficos como las inundaciones, sequías y otras situaciones excepcionales, así como la prevención de avenidas vinculadas a obras de regulación que afecten al aprovechamiento, protección e integridad de los bienes del dominio público hidráulico.

c) Las obras de corrección hidrológico-forestal cuyo ámbito territorial afecte a más de una Comunidad Autónoma.

d) Las obras de abastecimiento, potabilización y desalación cuya realización afecte a más de una Comunidad Autónoma.

2. El resto de **obras hidráulicas serán declaradas de interés general por Ley**.

3. No obstante lo señalado en el apartado anterior, podrán ser declaradas obras hidráulicas de interés general mediante Real Decreto:

a) Las obras hidráulicas contempladas en el apartado 1 en las que **no concurren las circunstancias en él previstas, a solicitud de la Comunidad Autónoma en cuyo territorio se ubiquen, cuando por sus dimensiones o coste económico tengan una relación estratégica en la gestión integral de la cuenca hidrográfica**.

b) Las obras necesarias para la ejecución de planes nacionales, distintos de los hidrológicos, pero que guarden relación con ellos, siempre que el mismo plan atribuya la responsabilidad de las obras a la Administración General del Estado, a solicitud de la Comunidad Autónoma en cuyo territorio se ubique.

....

**PREGUNTA 4 (0,50 puntos)**

**En el supuesto de que este tipo de obras pudieran ser realizadas por la Administración General del Estado, podrían ejecutarse a través de una Sociedad Estatal de Aguas. En caso afirmativo, justifíquese la respuesta y los trámites a realizar para ello.**

Para dar respuesta a esta consulta, acudimos al artículo 132, del Texto Refundido de la Ley de Aguas donde se recoge que:

**Artículo 132. Régimen jurídico de las sociedades estatales.**

1. Se autoriza al Consejo de Ministros a constituir una o varias sociedades estatales de las previstas por el artículo 6. 1.ª) del texto refundido de la Ley General Presupuestaria, aprobado por Real Decreto legislativo 1091/1988, de 23 de septiembre, cuyo objeto social sea la **construcción, explotación o ejecución de las obras públicas hidráulicas que al efecto determine el propio Consejo de Ministros.**

Asimismo, dichas sociedades podrán tener por objeto la adquisición de obras hidráulicas, públicas o privadas, previo cumplimiento de los trámites y requisitos establecidos por la normativa vigente, y en especial el de desafectación del demanio público cuando corresponda, para su integración a sistemas hidráulicos con el fin de conseguir un mejor aprovechamiento de los recursos hídricos y una gestión más eficaz de los mismos.

2. Las **relaciones entre la Administración General del Estado y las sociedades estatales** a las que se refiere el apartado anterior **se regularán mediante los correspondientes convenios, previo informe favorable del Ministerio de Economía, que habrán de ser autorizados por el Consejo de Ministros** y en los que se preverán, al menos, los siguientes extremos:

a) El régimen de **construcción o explotación de las obras públicas hidráulicas** de que se trate.

b) Las **potestades que tiene la Administración General del Estado en relación con la dirección, inspección, control y recepción de las obras**, cuya titularidad corresponderá en todo caso a la misma.

c) Las **aportaciones económicas que haya de realizar la Administración General del Estado a la sociedad estatal**, a cuyo efecto aquélla podrá adquirir los compromisos plurianuales de gasto que resulten pertinentes, sin sujeción a las limitaciones establecidas por el artículo 61 del texto refundido de la Ley General Presupuestaria, aprobado por el Real Decreto legislativo 1091/1988, de 23 de septiembre. Lo dispuesto en esta letra se entiende, en todo caso, sin perjuicio de las aportaciones que la sociedad estatal pueda recibir de otros sujetos públicos o privados, en virtud, en su caso, de la conclusión de los correspondientes convenios.

d) Las **garantías que hayan de establecerse** a favor de las entidades que financien la construcción o explotación de las obras públicas hidráulicas.

3. En los contratos que las sociedades estatales a las que se refiere este artículo concluyan con terceros para la construcción de las obras públicas hidráulicas se observarán las reglas siguientes:

**PREGUNTA 6 (0,50 puntos)**

**El jefe de servicio de explotación de la presa durante una avenida que se corresponde con un periodo de retorno de 1.000 años, una vez comprobado que no existe riesgo estructural en la misma, procede a abrir los desagües de fondo a partir de la 14 hora desde el comienzo de la avenida. ¿Es correcta la maniobra realizada por el jefe de servicio de explotación? Justifique la respuesta.**

Para dar respuesta a esta cuestión, acudimos al artículo 10 del Reglamento de Dominio Público Hidráulico, donde tenemos que:

**Artículo 10. Gestión de los episodios de avenidas e inundaciones.**

1. Podrán realizarse en caso de urgencia trabajos de protección de carácter provisional en las márgenes de los cauces. Serán responsables de los eventuales daños que pudieran derivarse de dichas obras los propietarios o en su caso los promotores que las hayan construido.

2. La realización de los citados trabajos en la zona de policía deberá ser puesta en conocimiento del organismo de cuenca en el plazo de quince días, al objeto de que éste, a la vista de los mismos y de las circunstancias que los motivaron, pueda resolver sobre su legalización o demolición de conformidad con el artículo 78.

3. En la **gestión de una avenida, en la operación de los órganos de desagüe de los embalses de la cuenca se procederá de acuerdo con lo establecido en el artículo 49 del Reglamento de la Administración Pública del Agua y de la planificación hidrológica aprobado por Real Decreto 927/1988, de 29 de julio, y con las obligaciones establecidas para los titulares de presas y embalses en el artículo 367 de este Reglamento.**

4. Con el fin de minimizar, en la medida de lo posible, los daños aguas abajo de los embalses existentes, **en el conjunto de operaciones destinadas a la gestión de una avenida en un determinado tramo de río situado aguas abajo de un embalse, o sistema de embalses, las maniobras de los órganos de desagüe se realizarán con el objetivo de que el caudal máximo desagüado no supere, a lo largo del periodo de duración de la avenida, al máximo caudal de entrada estimado en dicho período, sin perjuicio de las maniobras que se realicen con el objetivo de aumentar la capacidad de regulación del embalse o su propia seguridad mediante desembalses preventivos ni de las obligaciones derivadas del cumplimiento del régimen de caudales ecológicos.**

Para ello, compararemos los volúmenes que se almacenan y los que se desaguan y sus caudales asociados durante la tormenta.

En primer lugar, el **volumen total almacenado durante la tormenta**, será la capacidad del embalse, menos los volúmenes desagüados por los desagües de fondo desde la hora 14 a la hora 32, es decir, durante las 19 horas que están abiertos:

$$V = 64.425.240 \text{ m}^3 - (50 \text{ m}^3/\text{s} \times 60 \text{ min}/\text{h} \times 60 \text{ s}/\text{min} \times 19 \text{ h}) = 61.185.250 \text{ m}^3$$

El caudal entrante por tanto será de:

$$61.185.250 \text{ m}^3 / 32 \text{ horas} = 1.912.038,75 \text{ m}^3/\text{s}$$

**PREGUNTA 7 (0,50 puntos)**

**Pinte sobre la imagen de la planta de la zona que se adjunta, la zona inundable del nuevo cauce.**

Según el artículo 14.1 del Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, por el que se aprueba el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, se considera zona inundable los terrenos que puedan resultar inundados por los niveles teóricos que alcanzarían las aguas en las avenidas cuyo **período estadístico de retorno sea de 500 años** [...].

Esta es justamente la zona por donde discurren las aguas del encauzamiento. Desde la línea azul de la foto se tienen franjas de 46,5 m a ambos lados, siendo la **anchura completa de aproximadamente 93,00 m (92,97 m) como se calculó en el segundo apartado.**

En la siguiente imagen se han representado, asimismo, los límites de la solera:



**PREGUNTA 2 (1,00 punto)**

**Evaluar justificadamente el cumplimiento del resto de los objetivos medioambientales de esta masa de agua, y en su caso indicar las medidas que deberían adoptarse.**

En el artículo 92 bis del Texto Refundido de la Ley de Aguas, sobre objetivos medioambientales, establece que, para conseguir una adecuada protección de las aguas, se deberán alcanzar los siguientes 3 objetivos ambientales para las aguas subterráneas:

*a') Evitar o limitar la entrada de contaminantes en las aguas subterráneas y evitar el deterioro del estado de todas las masas de agua subterránea.*

*b') Proteger, mejorar y regenerar las masas de agua subterránea y garantizar el equilibrio entre la extracción y la recarga a fin de conseguir el buen estado de las aguas subterráneas.*

*c') Invertir las tendencias significativas y sostenidas en el aumento de la concentración de cualquier contaminante derivada de la actividad humana con el fin de reducir progresivamente la contaminación de las aguas subterráneas.*

Para cada uno de dichos criterios, se tiene que:

**Criterio a'**

Vemos que no se estaría cumpliendo este requisito, ya que en el enunciado se confirma la existencia de un vertido Indirecto a las aguas subterráneas, que puede provocar contaminaciones puntuales de plomo y cadmio en esta masa de agua.

Como medidas a adoptar habría que eliminar este vertido puntual, reducir el caudal o concentración del mismo o disponer de medidas de protección para evitar que llegue a la masa de agua.

**Criterio b'**

El estado de la masa de agua es malo por el mal estado cuantitativo, por lo que habría que tomar medidas para reducir las extracciones y hacer que el índice de explotación baje por debajo de 0,8.

**Criterio c'**

Las concentraciones de nitratos y dieldrín no superan sus respectivas normas de calidad ambiental (NCA).

Sin embargo, con los valores de 2018, se ve que se supera el 75% del límite de nitratos (0,75 x 50 mg/l) en ambos puntos de control y que además se tiene una progresión alcista de dicha concentración, por lo que se observa una tendencia progresiva creciente.

Por su parte, en cuanto al dieldrín, en ambos puntos de control se observa una tendencia creciente y además en el punto de control 1, se observa que se supera en 2018 el 75% del límite Individual para el dieldrín (0,75 x 0,1 µg/l).

Por tanto, habría que tomar medidas para invertir las tendencias, como es por ejemplo a través de la reducción del uso de plaguicidas y nitratos en la agricultura.

**EJEMPLO DE EXÁMENES  
PRÁCTICOS REALES  
OPOSICIONES ITOP  
ESTADO**

### APARTADO 3. CARRETERAS

Justificando todas las decisiones adoptadas e indicando la legislación o normativa empleada en cada caso con sus artículos o apartados correspondientes, se solicita:

3.1. Durante la redacción del proyecto de construcción de una variante de población, en la Red de Carreteras del Estado, por la empresa adjudicataria del contrato, surge una causa objetiva, que no pudo preverse y que hace necesario cambiar la solución prevista inicialmente, sin alterar la naturaleza global del contrato. Dicha modificación incluye proyectar una nueva ODT, no prevista en el pliego de cláusulas administrativas particulares que rige el contrato y definida en el Anejo CARRETERAS:

3.1.1. A la vista del plano 1 del Anejo CARRETERAS, calcular si la sobreelevación y el riesgo de aterramiento cumplen lo establecido en la Norma 5.2 IC, teniendo en cuenta lo siguiente:

La pendiente media del cauce coincide con la de la obra de drenaje.

La anchura del cauce natural es de 10 m.

#### PERIODO DE RETORNO 50 AÑOS

- Altura de la lámina de agua a la entrada del conducto inferior en la situación actual: 0,18 m.
- Altura de la lámina de agua a la entrada del conducto inferior una vez implantada la ODT: 0,63 m.

#### PERIODO DE RETORNO 500 AÑOS:

- Altura de la lámina de agua a la entrada del conducto inferior en la situación actual: 0,23 m.
- Altura de la lámina de agua a la entrada del conducto inferior una vez implantada la ODT: 0,86 m.

3.1.2. Indicar según qué apartado, de qué artículo de la Ley 9/2017, podría tramitarse o no, la correspondiente modificación del contrato, considerando lo siguiente:

- En el pliego de cláusulas administrativas particulares, no se consideran modificaciones ni prórrogas del contrato.
- Las modificaciones son exclusivamente las indispensables.
- Celebrar una nueva licitación para permitir el cambio de contratista, se considera un inconveniente.
- Presupuesto base de licitación: 900.000,00 €.
- Oferta de la empresa adjudicataria del contrato: 595.000,00 €, IVA excluido.
- Importe del modificado sin IVA: 296.500,00 + importe del hormigón HA-30 SR de las aletas (Anejo CARRETERAS, plano 2).
- Precio del m<sup>3</sup> de hormigón HA-30 SR: 274,51 €, IVA excluido.

El equipamiento de seguridad del que dispone el túnel es el siguiente:

EQUIPAMIENTO DE SEGURIDAD
Aceras
Señalización según Norma 8.1 y 8.2 I.C
Salidas de emergencia
Drenaje de líquidos tóxicos
Iluminación normal
Sistema de Alimentación Ininterrumpida
Ventilación
Iluminación de seguridad
Extintores
Opacímetros
Apartaderos
Iluminación de emergencia
Centro de control
Red de hidrantes
Señalización de salidas y de equipamientos de emergencia
Semáforos exteriores

Teniendo en cuenta los datos anteriores relativos a la descripción general, datos generales, los datos de tráfico, los datos geométricos del túnel, y el equipamiento de seguridad del que dispone el túnel, **indicar, en base a las disposiciones legales de aplicación sobre requisitos mínimos de seguridad en túneles:**

3.3.1. La tipología que le corresponde a este túnel a la hora de determinar su equipamiento mínimo.

Justificar la contestación indicando la **disposición legal de aplicación, el apartado aplicable y la tipología del túnel.**

3.3.2. En función de la tipología que le corresponda a este túnel, indicar en una tabla:

- i. cuál es el equipamiento mínimo de seguridad exigido.
- ii. cuál es el equipamiento mínimo de seguridad **NO** exigido.

EQUIPAMIENTO DE SEGURIDAD	
EXIGIDO	NO EXIGIDO

**OPOSICIONES AL CUERPO DE INGENIEROS TÉCNICOS DE OBRAS  
PÚBLICAS DEL ESTADO. CONVOCATORIA 2019 (29-05-2021)**

**RESOLUCIÓN**

**PROBLEMA. CARRETERAS**

**RESOLUCIÓN APARTADO 3.1**

**3.1.1. A la vista del plano 1 del Anejo CARRETERAS, calcular si la sobreelevación y el riesgo de aterramiento cumplen lo establecido en la Norma 5.2 IC**

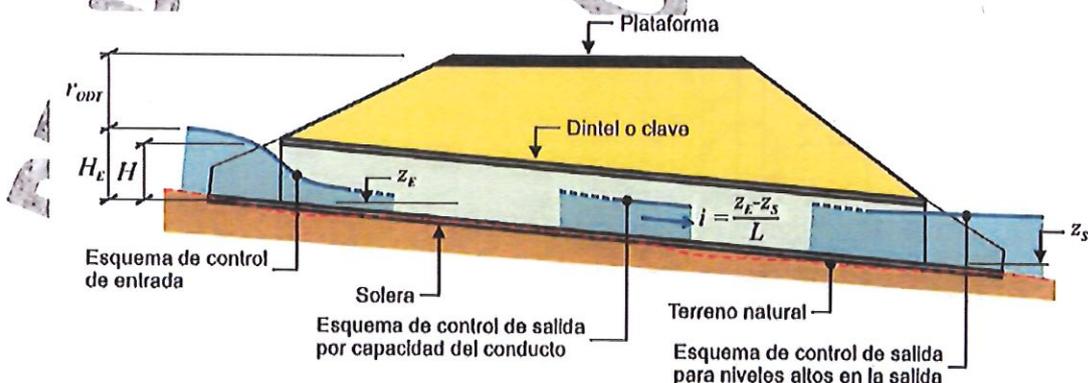
Se trata de realizar una serie de comprobaciones hidráulicas de la ODT conforme a los criterios establecidos en la Norma 5.2 IC- Drenaje Superficial, concretamente en su epígrafe 4.4 Obras de drenaje transversal.

En primer lugar, aunque el enunciado no lo especifique, destacar que la **dimensión libre mínima** de la ODT **cumple con los mínimos recomendados** en la Norma 5.2 IC (Tabla 4.1). Para  $L \geq 15m$  la dimensión libre mínima debe ser  $D_l \geq 1,8m$ . Observando el plano 1, la ODT tiene una longitud de 31,14m y una  $D_l = 2,00m$  por lo que se prevé, en principio, una capacidad hidráulica suficiente.

**SOBREELEVACIÓN PRODUCIDA POR LA ODT:**

Nos referiremos al epígrafe **4.4.4 Comprobación Hidráulica** de la Norma 5.2 IC:

"...Los tramos enterrados de las ODT (epígrafe 4.4.1.1) son conductos rectos de sección constante entre su entrada y su salida. Cada conducto presenta una **curva característica que relaciona el caudal que desagua a través de él, Q, con la cota que alcanza la lámina de agua inmediatamente aguas arriba del conducto, medida a partir de la cota de la solera a su entrada,  $H_e$**  (véase figura 4.22). Dicha curva es función de su sección transversal, pendiente, rugosidad y tipos de entrada y salida. ..."



$B$  = Anchura del conducto. ( $B = 2,00 \text{ m}$ )

$b$  = Se tomará el mayor valor de entre  $B$  y la anchura del cauce natural ( $b = 10 \text{ m}$ )

Operando la expresión:  $t = \frac{31,14}{2,00} \left( 0,005 \sqrt{\frac{10}{2,00}} + 0,005 \right) = 0,096 < 0,1$

**CONCLUSIÓN:** De acuerdo con la Norma 5.2 IC al ser superior a 0,1 **NO** existe Riesgo de aterramiento.

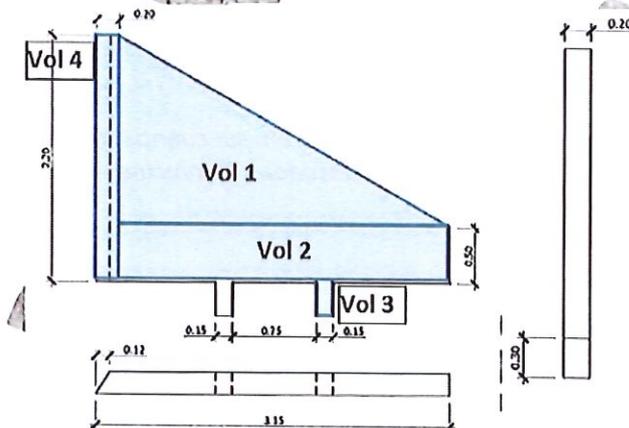
PREPARACION OPOSICIONES  
ICCP-ITOP  
WWW.OPOSICIONESCAMINOS.ES

- ⚡ **Segundo Requisito:** se cumple, puesto que a pesar de la modificación, sigue siendo un contrato de servicios para la redacción de un proyecto de construcción. Además el propio enunciado lo confirma de forma explícita.
- ⚡ **Tercer Requisito:** Es importante aclarar que el enunciado nos da por un lado el PBL y por el otro la oferta de la empresa adjudicataria sin IVA (es decir, teniendo en cuenta la baja del adjudicatario), pero en cuanto al importe del modificado sin IVA, **el enunciado no especifica si tiene aplicado o no la baja**, por lo que **suponemos que el importe del modificado** que nos da el enunciado se refiere al importe **sin aplicar la baja del adjudicatario**.

Por otro lado, es importante hacer una reflexión sobre el importe del modificado que especifica el enunciado: La modificación del proyecto, tiene repercusión directa en el **contrato de servicios** para la redacción del mismo (por ejemplo: la empresa XXX adjudicataria comienza la redacción del proyecto y de repente hay que cambiar determinadas soluciones inicialmente adoptadas en los pliegos del contrato, añadir nuevos cálculos, nuevos planos... es decir tiene un sobrecoste en horas de ingeniería que debe pagársele).

Sin embargo, que se añadan unas aletas de un determinado tipo de hormigón, no altera el importe del contrato de servicios, sino que tendrá repercusión en el precio de la obra. Con esto que acabamos de aclarar, parece que **no tiene mucho sentido** incluir en el importe del modificado el importe del hormigón HA-30 SR de las aletas, no obstante como el enunciado dice textualmente: *"...Importe del modificado sin IVA: 296,500,00 + importe del hormigón HA-30 SR de las aletas (Anejo CARRETERAS, plano 2)."* Procedemos a comprobar los importes incluyendo el hormigón de las aletas:

#### Volumen de una aleta:



$$\text{Vol aleta} = \text{Vol 1} + \text{Vol 2} + 2 \times \text{Vol 3} + \text{Vol 4}$$

$$\text{Vol 1} = \frac{1}{2} \times 2,95 \times 1,70 \times 0,2 = 0,5 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol 2} = 2,95 \times 0,50 \times 0,2 = 0,295 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol 3} = 0,15 \times 0,30 \times 0,2 = 0,009 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol 4} = \frac{1}{2} \times 0,12 \times 0,20 \times 2,20 + 0,08 \times 2,20 \times 0,20 = 0,0616 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol aleta} = 0,5 + 0,295 + 2 \times 0,009 + 0,0616 = 0,875 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol total} = 4 \times 0,875 = 3,402 \text{ m}^3$$

# **EJEMPLO DE SUPUESTOS PRÁCTICOS DE ELABORACIÓN PROPIA**

- ✚ **7º Valor total de la obra**
- ✚ **8º Cual es el adicional de liquidación**
- ✚ **9º Saldo a favor del contratista.**
- ✚ **10º Fecha máxima de recepción.**
- ✚ **11º Fecha máxima de certificación final**
- ✚ **12º Fecha máxima de abono de la certificación final.**

**5.- Valor Estimado del Contrato.**

**Artículo 101 de la LCSP**

$$V.E.C. = (P.B.L.)/1.21 = (1.983.339,94)/1.21 = 1.639.123,92 \text{ €}$$

**6.- Cual fue el exceso de mediciones de la obra, teniendo en cuenta que la liquidación del proyecto complementario ascendió a 7.212,14 €.**

**7.- Valor total de la obra.**

**8.- Cual es el adicional de liquidación**

**9.- Saldo a favor del contratista.**

El Presupuesto original del Contrato era de 1.803.036,321 €.

A lo largo de la obra se introduce la modificación que supone un incremento de 180.303,63 €. Por lo que el **Presupuesto Vigente** del Contrato Principal es de 1.983.339,94 €.

El **Presupuesto Vigente** del Contrato Complementario es de 120.202,42 €.

Los dos expedientes se tramitan ahora conjuntamente.

En la siguiente tabla recogemos todos los datos. En negro los datos y en rojo los valores que deducimos

	<b>P. Vigente</b>	<b>Certificado</b>	<b>O.E. Final</b>	<b>Adicional</b>	<b>Saldos</b>
<b>P. Principal</b>	1.983.339,94	1.962.304,52	2.024.208,77	40.868,83	61.904,25
<b>Complementario</b>	120.202,42	111.187,24	127.414,56	7.212,14	16.227,32
<b>Total</b>	2.103.542,36	2.073.491,76	2.151.623,33	48.080,97	78.131,57

La Primera columna es el Presupuesto del que se dispone.

La Segunda columna es la cantidad que se le ha abonado al contratista durante la ejecución de la obra. Nunca puede ser mayor que la primera columna.