



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



Anejo 12

Obras de abrigo:

Estudio de

soluciones y

dimensionamiento.

**Proyecto de Ampliación Norte del Puerto Deportivo de Las
Casas de Alcanar, Tarragona.**

Autor: M^a Teresa Esteve Ortega

Tutor: Joaquín Catalá Alís

Titulación: Grado en Ingeniería Civil

4º Curso, Junio de 2014

Anejo 12/23



Índice

1. Estudio de soluciones.....	Pg 3
1.1. Introducción.....	Pg 3
1.2. Tipologías de diques.....	Pg 3
1.3. Solución adoptada.....	Pg 11
 2. Dimensionamiento de diques.....	Pg 13
2.1. Introducción.....	Pg 13
2.2. Procedimientos a utilizar.....	Pg 13
2.3. Comparación de resultados.....	Pg 16
2.4. Determinación del espesor del manto principal.....	Pg 19
2.5. Primera capa del manto secundario.....	Pg 20
2.6. Segunda capa del manto secundario.....	Pg 20
2.7. Núcleo.....	Pg 20
2.8. Tabla resumen del dique.....	Pg 21
2.9. Cotas coronación.....	Pg 21
2.10. Dimensionamiento del espaldón.....	Pg 23



Anejo Obras de abrigo: Estudio de soluciones y dimensionamiento.

1. Estudio de soluciones.

1.1. Introducción

A lo largo de este anejo se compararan las diferentes soluciones posibles para el puerto de las casas de Alcanar comparando las varias posibilidades de diques teniendo en cuenta diferentes criterios como el lado estético, el lado económico y las dificultades constructoras.

La tipología de diques las podemos dividir en tres grandes grupos; en talud, mixtos y verticales, que se estudiarán a continuación.

1.2. Tipologías de diques

- *Dique en talud.*

La forma de trabajo de este tipo de dique es mediante la rotura del oleaje.

Existen diversos tipos de diques en talud ya que se pueden variar completamente, desde el número de capas, la rebasabilidad, el tipo de materiales, hasta la disposición eventual de espaldón o de cuenco amortiguador.

Podemos apreciar que los más frecuentes son los creados mediante un núcleo de todo-uno de cantera, que es cubierto con diversas capas de escollera.

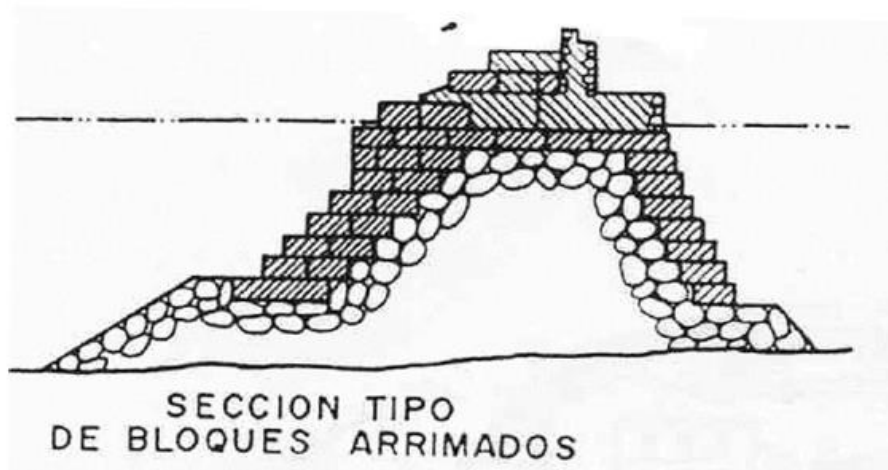
Uno de los criterios para poder diferenciar los diques tanto desde el punto de vista estructural como estético es el material utilizado para la creación del manto que puede ser de bloques naturales, bloques artificiales o bloques naturales revestidos de bloques artificiales.

Sabiendo esto, se procederá a describir diversos tipos de secciones de diques en talud.



En primer lugar vamos a describir diferentes secciones de diques según la disposición de los bloques que componen el manto:

- Bloques arrimados.

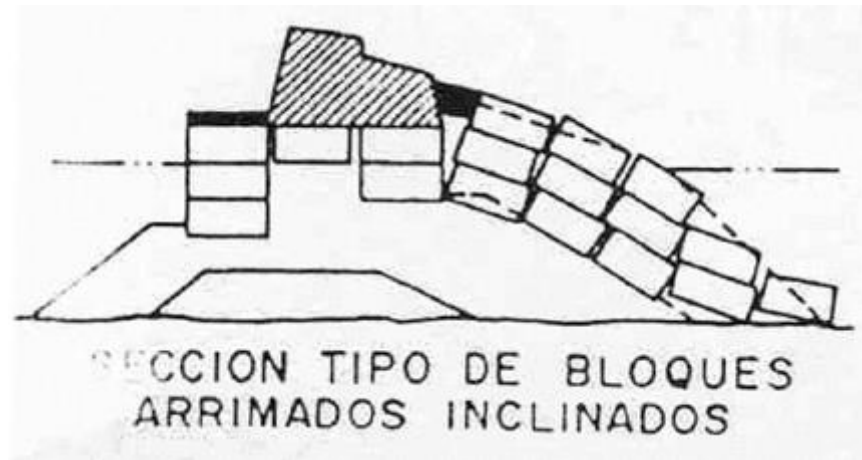


- Bloques semiarrimados horizontales.

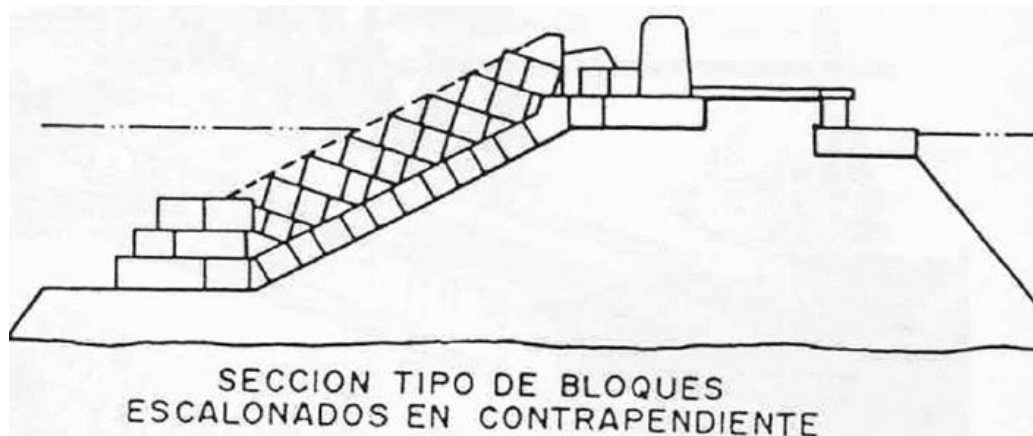




- Bloques arrimados inclinados.

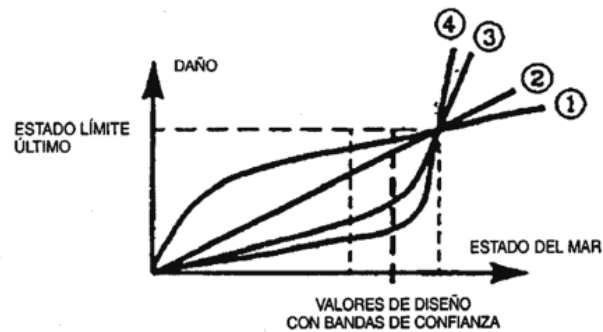
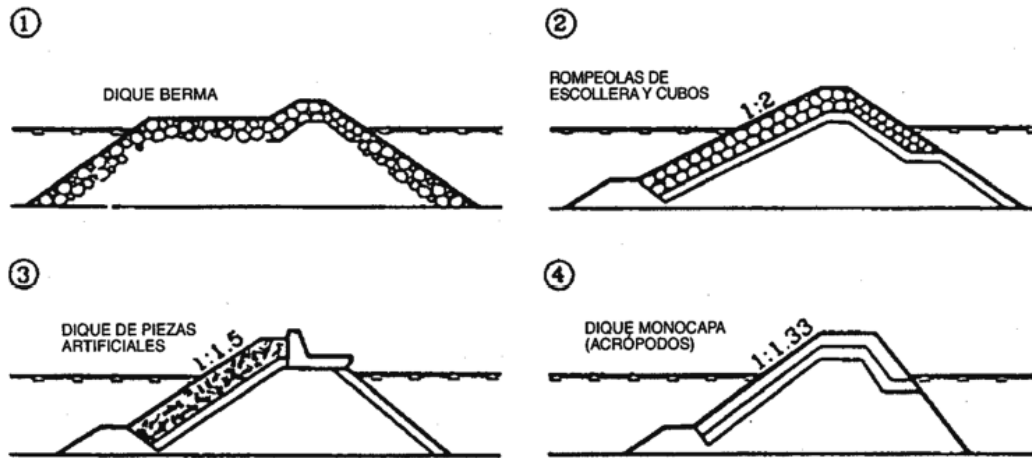


- Bloques escalonados en contrapendiente.





Ahora se describirán diferentes tipologías de diques en talud, comparando el estado límite último de cada una del ellas mediante una gráfica.

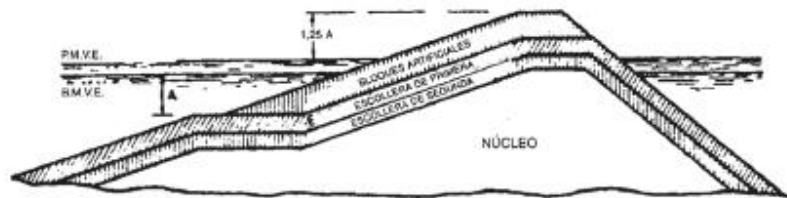


Se puede apreciar que la que menor daño sufre antes de llegar a la rotura es el dique monocapa, es decir, no avisa antes de que colapse la estructura. La sección tipo que más daño sufre antes de llegar al colapso es el dique berma como se aprecia en la gráfica anterior.

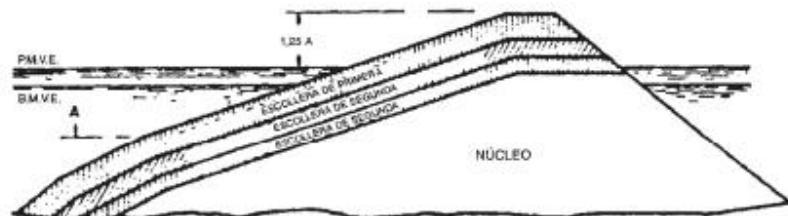


A continuación se procederá a describir las distintas secciones Iribarren.

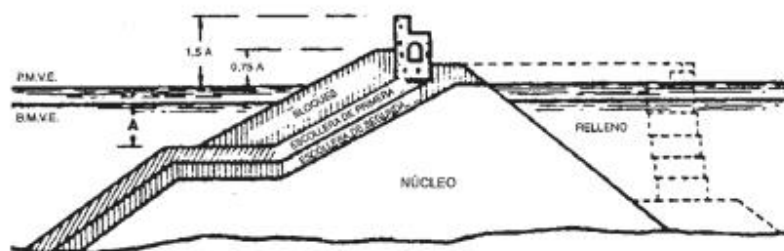
Secciones Iribarren



a) SIN ESPALDÓN



b) SIN ESPALDÓN



c) CON ESPALDÓN

La primera de ellas apreciamos que es la topología clásica de un rompeolas, sin espaldón, ésta disposición permite una mejor resistencia a la iniciación de las averías y la rotura total.

La segunda, es una variación de las capas de la anterior sección, sin espaldón también, se aprecia que las capas del manto cubren totas la totalidad de la pendiente de la zona de aguas no abrigadas.



La tercera sección ya es con espaldón, las tipologías de los diques con espaldón también son muy grandes, según el tipo de espaldón y las disposiciones de las capas inferiores.

Como ya se ha comentado anteriormente, existen varios tipos de materiales. En nuestro proyecto tenemos que elegir entre material de tipo escollera cuyo tamaño tendrá que ser determinado más adelante y entre elementos de hormigón prefabricados como lo vemos en la imagen siguiente:

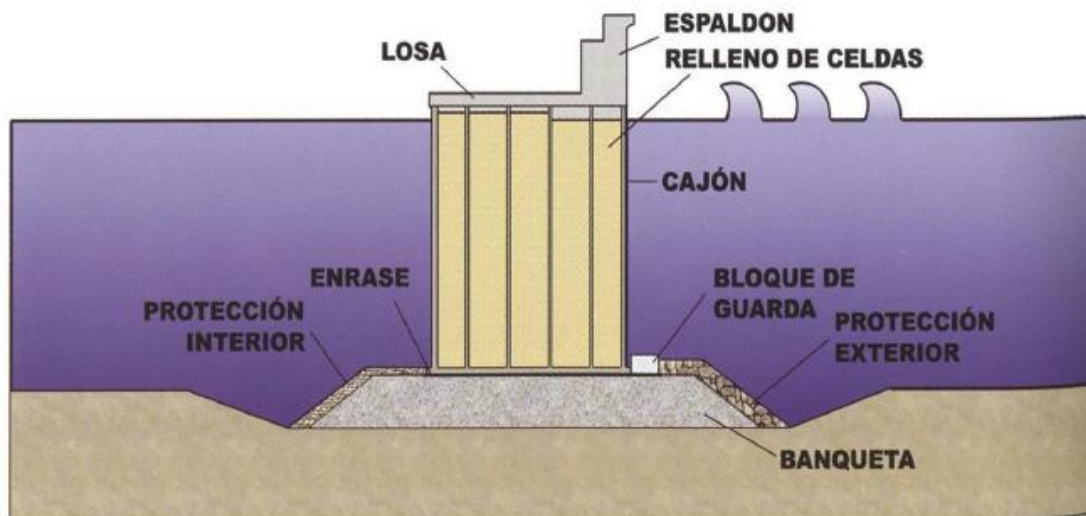




- *Dique vertical.*

El funcionamiento de este tipo de diques se basa en la reflexión del oleaje y tiene la ventaja de que se ahorra en material utilizado, ya que tiene una sección menor que los diques en talud.

En la siguiente imagen se puede apreciar una sección tipo de diques verticales.



Sección dique vertical de cajones

La tipología de este tipo de diques la podemos englobar en dos grandes grupos, los cimentados directamente en el fondo y los cimentados sobre banquetas.

- Cimentados directamente en el fondo.
 - a) Cajones hincados.

Son cajones flotantes hincados en el fondo por medio de aire comprimido. Tiene un alto precio y es más utilizada para morros y obras especiales que diques convencionales.
 - b) Con tablestacas.

Las tablestacas pueden ser de hormigón o metálicas, utilizadas fundamentalmente en mares con reducida energía y preferible en aguas dulces para evitar el ataque de agua. Los diques con tablestacas pueden



estar formados por una pantalla o por medio de recintos de tablestacas rellenos por piedra o material granular.

- Cimentados sobre banqueta.

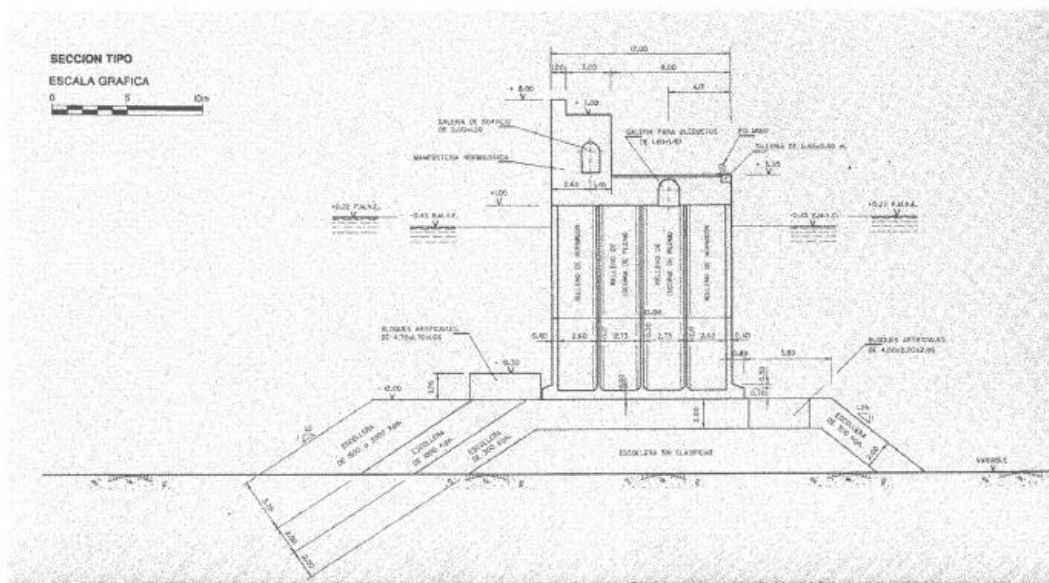
c) Mampostería.

Realizados a base de mampuestos para constituir de esta forma el muro vertical del dique.

d) Cajones.

Debido a la aparición de fisuras al momento de rellenar con el hormigón en masa, se utiliza mucho más el hormigón armado. El principio es la construcción en seco de los cajones (en tierra o flotante), llevarles hasta el sitio e hincarlos con un material granular o con hormigón pobre.

A continuación apreciamos una imagen de un dique en cajón.



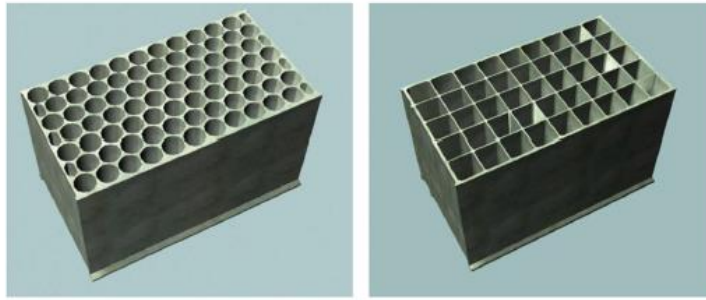
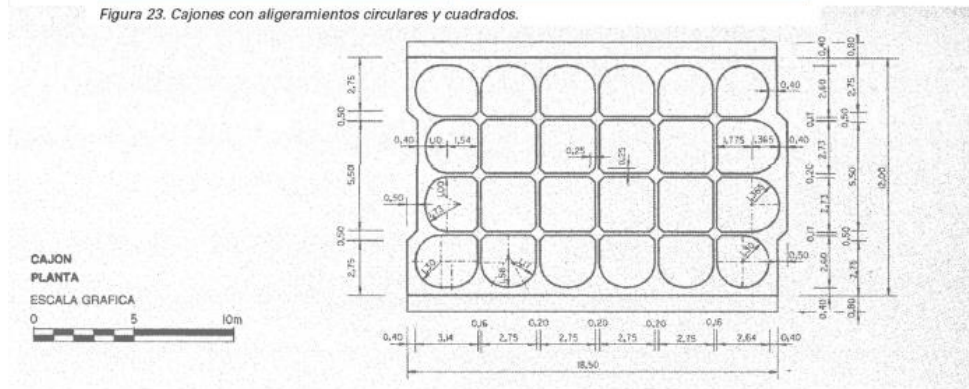


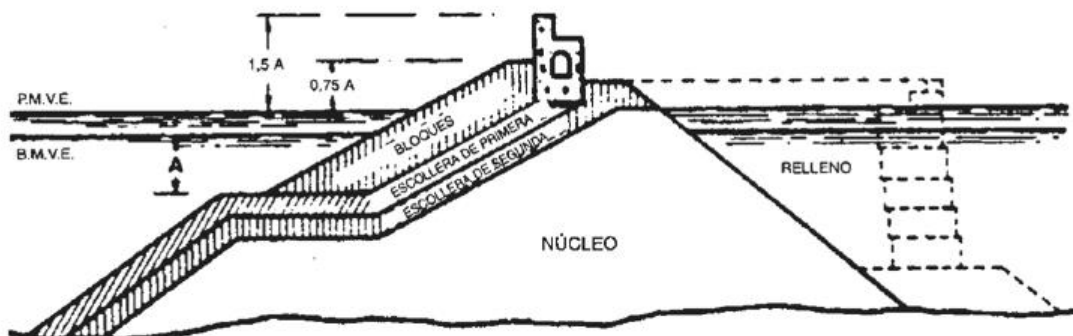
Figura 23. Cajones con aligeramientos circulares y cuadrados.



1.3. Solución adoptada.

Después de un análisis de las diferentes posibilidades de diques y de material, desde el punto de vista económico y técnico, y comparando con la actual topología existente, hemos decidido continuar la topología existente de dique en talud utilizando como material escolleras y coronándolo con un espaldón.

La sección tipo que vamos a utilizar es la siguiente:



Utilizando este tipo de dique, queremos alcanzar los objetivos siguientes:



- Reducir la cota de coronación con el fin de mejorar el aspecto estético del mismo, permitiendo a los usuarios del área abrigada ver el mar.
- Reducir fuerzas sobre el espaldón o un dique vertical.

Se trata de un dique en talud, donde la superficie atacada por el oleaje está formada por una capa de piezas o manto de protección y se remata en coronación con un espaldón.

Se ha tomado esta decisión por diversas razones, entre ellas se encuentra el aprovechamiento de la escollera de los diques existentes para la creación de las nuevas obras de abrigo, la baja cota batimétrica a la que se encuentra el nuevo dique quedando así una sección no muy grande que rellenar con todouno de cantera, la cota de coronación que al ser en talud es más baja y por último que al no haber podido realizar un estudio geotécnico exhaustivo de la profundidad del mar estamos del lado de la seguridad al disponer el dique en talud ya que se reparten mejor las cargas sobre el terreno y son mejor absorbidas por éste.



2. Dimensionamiento de diques.

2.1. Introducción.

Para la realización del dimensionamiento del dique podíamos dividirlo en varias partes con diferentes alturas de ola, pero, del lado de la seguridad, vamos a dimensionarlo con las mayores de ellas, calculadas en Régimen Extremal en el Anejo de Propagación del Oleaje. Estas alturas de ola significante son:

$$Hs1^* = 1.67 \text{ metros dirección ENE.}$$

$$Hs2^* = 1.07 \text{ metros dirección NE.}$$

$$Hs3^* = 3.88 \text{ metros dirección E}$$

2.2. Procedimientos a utilizar.

Lo primero que se debe realizar es obtener la altura de ola de cálculo, que al tratarse de un dique en talud se obtiene mediante la fórmula siguiente:

$$Hc^* = 1.27 Hs^*$$

Así aplicando esta fórmula a las alturas de ola correspondientes, obtenemos:

$$Hc1^* = 1.27 * 1.67 = 2.13 \text{ metros}$$

$$Hc2^* = 1.27 * 1.07 = 1.36 \text{ metros}$$

$$Hc3^* = 1.27 * 3.88 = 4.82 \text{ metros}$$

Vamos a dimensionar con la altura de ola de cálculo mayor, ya que así estamos del lado de la seguridad, y posteriormente comprobaremos la menor.

Lo primero que vamos a realizar es la obtención de los pesos unitarios de los

Fórmula de Iribarren

$$w = \frac{\chi}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \frac{H^3 \cdot \rho_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3}$$

w : peso mínimo necesario

μ : coef. de rozamiento

Fórmula de Hudson

$$w = \frac{1}{k_D \operatorname{ctg} \alpha} \frac{H^3 \rho_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3}$$



elementos que conforman el manto principal, para ello recurriremos a dos fórmulas:

La fórmula de Iribarren supone que las averías son nulas, las de Hudson están formuladas para que en ellas podamos aceptar un cierto grado de averías.

Con estas fórmulas descritas y mediante una tabla en Excel, vamos a calcular el peso unitario para diversos taludes para luego poder elegir uno de ellos.

- Fórmula de Iribarren.

Vamos a realizar los cálculos para diversos tipos de bloques para el manto, cada uno de los cuales tiene un coeficiente adimensional asociado. Los datos que vamos a utilizar se recogen en la siguiente tabla.

Iribarren			
	N	densidad	Coef. Roz
Escollera	0.43	2.7	2.38
Bloques	0.43	2.3	2.84
Tetrápodos	0.66	2.3	3.47

Así, realizando una tabla para los diferentes materiales, obtenemos:

Escollera		Profundidad	altura de ola	taludes	Angulo del talud	w
N	0,43	7	4,8	1,5	0,588	10,6453499
Dens. Mat	2700			2	0,464	6,48672877
Coef. Roz.	2,38			2,5	0,381	4,96393037
Dens. Agua	1035	7	2,13	1,5	0,588	0,93019722
				2	0,464	0,56681435
				2,5	0,381	0,43375129

bloques paralelepipedos		Profundidad	altura de ola	taludes	Angulo del talud	w
N	0,43	15	4,8	1,5	0,588	10,1307528
Dens. Mat	2300			2	0,464	6,53411726
Coef. Roz.	2,84			2,5	0,381	5,152132
Dens. Agua	1035	5	2,13	1,5	0,588	0,88523141
				2	0,464	0,57095519
				2,5	0,381	0,45019646



tetrápodos		Profundidad	altura de ola	taludes	Angulo del talud	w
N	0,66	15	4,8	1,5	0,588	7,24556067
Dens. Mat	2300			2	0,464	4,90501826
Coef. Roz.	3,47			2,5	0,381	3,97024049
Dens. Agua	1035	5	2,13	1,5	0,588	0,63312155
				2	0,464	0,42860351
				2,5	0,381	0,34692206

- Fórmula de Hudson.

Siguiendo el mismo procedimiento anterior, obtenemos las siguientes tablas.

Escollera		kd	Profundidad	altura de ola	taludes	Angulo del talud	w
Dens. Mat	2700	4	7	4,8	1,5	0,588	11,9540361
Dens. Agua	1035				2	0,464	8,96552705
					2,5	0,381	7,17242164
		2	7	2,13	1,5	0,588	2,08910205
					2	0,464	1,56682654
					2,5	0,381	1,25346123

Bloque paralelepípedo		kd	Profundidad	altura de ola	taludes	Angulo del talud	w
Dens. Mat	2300	8,5	7	4,8	1,5	0,588	10,9267457
Dens. Agua	1035				2	0,464	8,19505928
					2,5	0,381	6,55604743
		7	7	2,13	1,5	0,588	1,15938271
					2	0,464	0,86953703
					2,5	0,381	0,69562963

Tetrápodos		kd	Profundidad	altura de ola	taludes	Angulo del talud	w
Dens. Mat	2300	8	7	4,8	1,5	0,588	11,6096673
Dens. Agua	1035				2	0,464	8,70725049
					2,5	0,381	6,96580039
		7	7	2,13	1,5	0,588	1,15938271
					2	0,464	0,86953703
					2,5	0,381	0,69562963



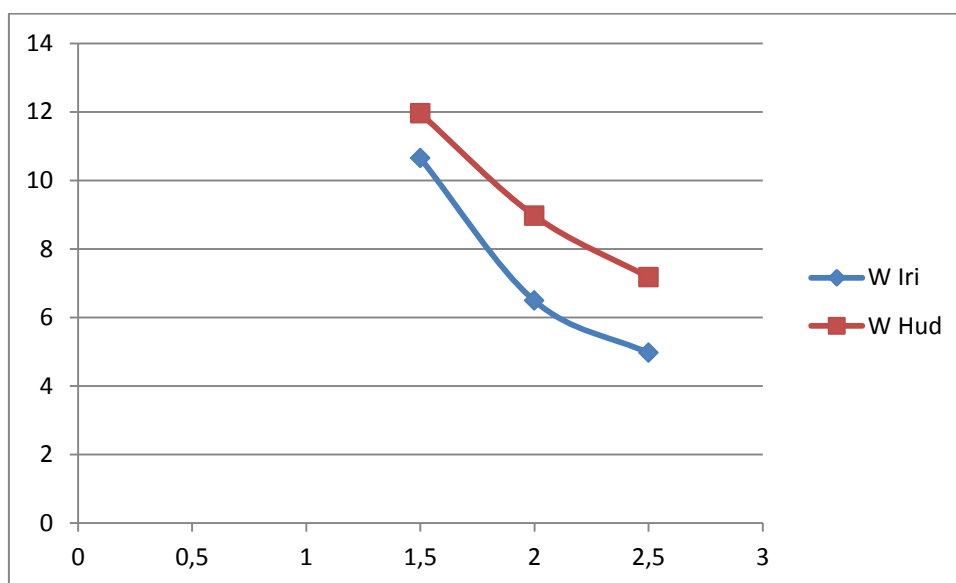
2.3. Comparación de resultados.

Se va a comparar los resultados obtenidos mediante gráficas, ya que así se procederá de manera más fácil, que relacionen el peso unitario con el talud; esto lo realizaremos para cada uno de los materiales analizados. Vamos a analizar el peso unitario para la altura de ola mayor como ya se ha comentado anteriormente.

Además, hay que tener presente las características de los materiales, como el peso usual de estos. Así, la escollera varía entre 300 y 6000 Kg, siendo raro encontrar de pesos mayores a 10000 Kg. En la costa española del Cantábrico se han llegado a poner mantos de bloques de hasta 150Tn y en el Mediterráneo se han puesto mantos de tetrápodos de hasta cerca de 60Tn. De esta forma, tomaremos aproximadamente estos valores como máximos y descartaremos los elementos de pesos superiores.

A continuación comentaremos cada una de las gráficas.

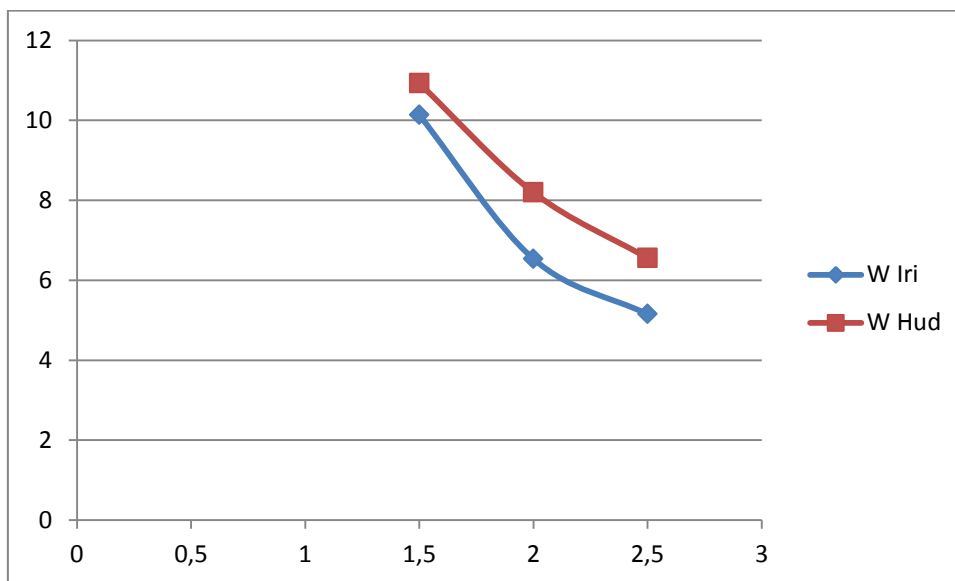
- ESCOLLERA



En la gráfica apreciamos que se obtienen pesos unitarios mayores con la fórmula de Hudson que con la de Iribarren, para igualdad del resto de condiciones, altura de ola, profundidad y talud

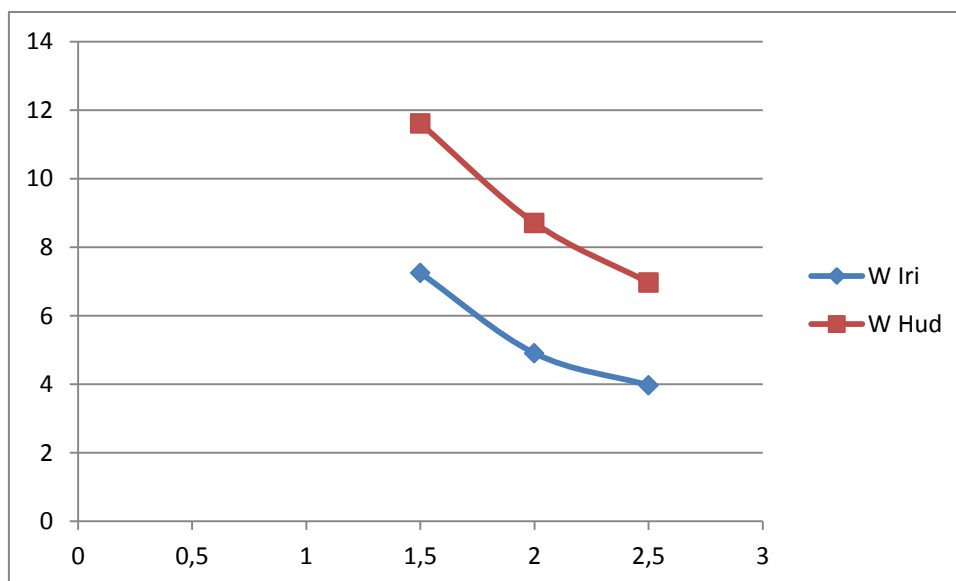


- BLOQUES PARALELIPÉDICOS



En el caso de bloques paralelepípicos, vemos la misma situación en la que la fórmula de Iribarren presenta pesos unitarios menores a los de la fórmula de Hudson. Sin embargo, vemos que estos valores se aproximan más entre sí en las mismas condiciones de profundidad del dique.

- TETRÁPODOS





En el caso de tetrápodos, la fórmula de Hudson nos sigue dando pesos unitarios mayores de los elementos.

Anteriormente se ha comentado que la escollera es abarca un rango menor de pesos unitarios, esto unido a que el material existente en el puerto actual es escollera, se ha tomado la decisión de que el manto principal se componga de este material.

Otra decisión que se debe tomar es el talud seleccionado para el dique que en comparación con otros diques de dimensiones similares existentes y observando que los pesos unitarios obtenidos no son muy elevados va a ser de 5/2.

Teniendo en cuenta todo lo anteriormente descrito, tomamos como peso unitario de los bloques de escollera de 5 toneladas con una talud de 5/2; a pesar de que el temporal del Este no es de los extremos no se ve alterado por el Delta del Ebro por lo que tiene la altura de ola mayor y es con este con el que vamos a dimensionar, también observamos que mediante la fórmula de Hudson dan pesos unitarios de los elementos mayores pero comparando con otros puertos de la misma zona y similares condiciones se ha llegado a la determinación de disponer el peso unitario de 5 toneladas.



2.4. Determinación del espesor del manto principal.

La forma de obtener el espesor del manto a partir del peso unitario de las piezas que lo componen es mediante la siguiente fórmula:

$$e = n \cdot \sqrt[3]{\frac{W}{W_r}}$$

Siendo “n” el número de capas y W_r la densidad del material a utilizar, en nuestro caso 2.7 t/m.

Hemos decidido poner dos capas de escollera, por lo que $n = 2$, así obtenemos:

$$e = 2 * \sqrt[3]{\frac{5}{2.7}} = 2.46 \text{ m}$$

Así el manto principal será de 2.46 metros con una escollera de peso unitario de 5 toneladas.

2.5. Primera capa del manto secundario.

Los pesos unitarios de los elementos d la primera capa del manto secundario los obtenemos mediante la siguiente fórmula:

$$W1 = \frac{W}{10} = \frac{5}{10} = 0.5 \text{ t}$$

Utilizando la fórmula para obtener el espesor mediante el peso, y teniendo en cuenta que vamos a disponer dos capas, tenemos un espesor $e = 1.14$ metros.



2.6. Segunda capa del manto secundario.

Los pesos unitarios de los elementos de la segunda capa del manto secundario los obtenemos mediante la siguiente fórmula:

$$W2 = \frac{W1}{20} = \frac{0.5}{20} = 0.025 \text{ t}$$

El espesor teniendo en cuenta que vamos a disponer dos capas es $e = 0.42$ metros.

2.7. Núcleo.

El núcleo está constituido por todouno de cantera.

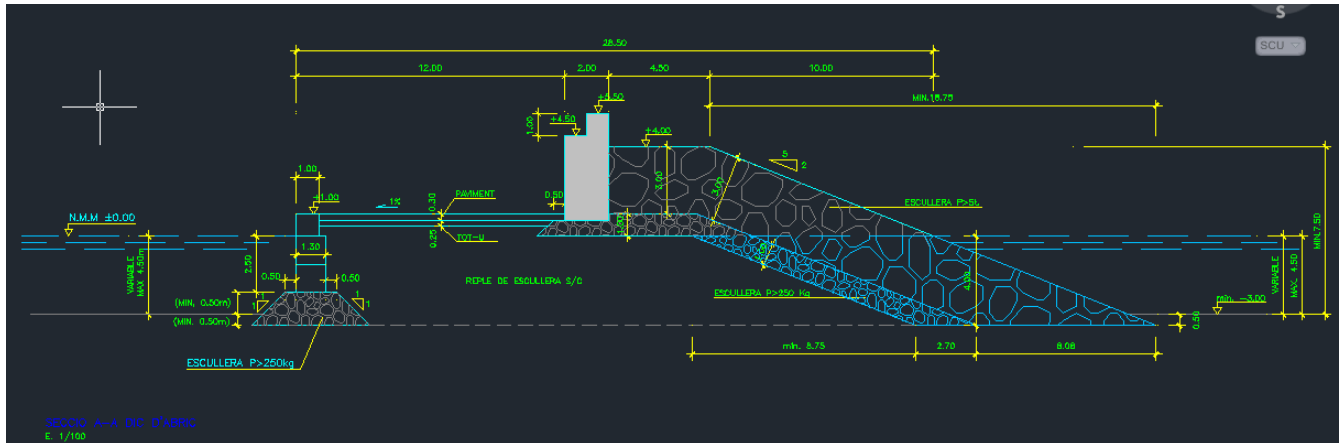
2.8. Tabla resumen dique.

Capa	Peso unitario (t)	Número de capas	Espesor (m)
Manto Principal	5	2	2.46
Manto Secundario 1	0.5	2	1.14
Manto secundario 2	0.025	2	0.42



2.9. Cotas de coronación.

La disposición de cotas del dique actual las podemos observar en la siguiente imagen:



En ella se aprecia que la altura máxima del manto principal es de 4.00 metros sobre el nivel máximo del mar, también apreciamos que la máxima coronación es de 5.5 metros sobre el nivel del mar. Vamos a tener en cuenta estas medidas para dimensionar el nuevo dique, aplicándoles un margen de seguridad de 0.5 metros.

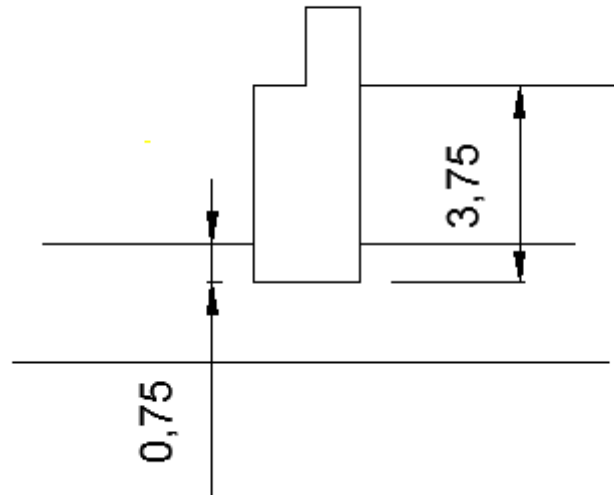
El nuevo dique se encuentra en una zona batimétrica de 7 metros, admitiendo esta cota como la media y sabiendo que varía entre pleamar y bajamar unos 1.50 metros, sabemos que en pleamar tendremos una cota batimétrica de 7.75 metros, mientras que en bajamar será de 6.25 metros.

La cota de coronación del espaldón será de 6 metros sobre el nivel medio del mar, que es 7 metros.



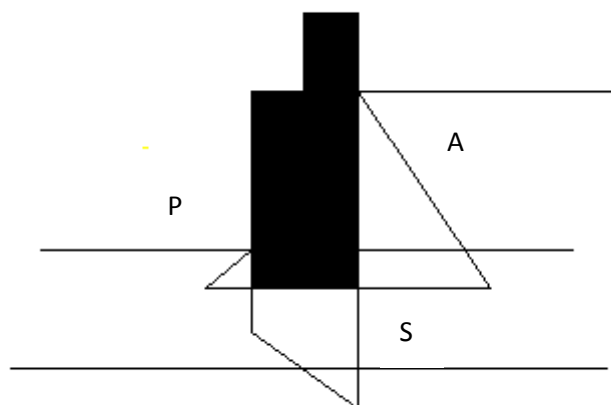
2.10. Dimensionamiento del espaldón. Comprobaciones.

La sección que se va a utilizar para las diferentes comprobaciones a realizar es la siguiente:



En ella podemos apreciar la sección del espaldón y las capas de escollera que le afectan a este.

Las acciones que vamos a considerar para realizar las comprobaciones son las siguientes:





- Empuje activo (A).

Para calcular el empuje activo se va a suponer que la escollera está sumergida en agua del lado de la seguridad, por lo que es necesario conocer la densidad saturada del material; sabemos que la densidad seca es de 2.5 t/m^3 , que el índice de huecos es de 0.3 y que la densidad del agua es de 1.03 t/m^3 , así que utilizando la siguiente expresión obtenemos la densidad saturada de la escollera.

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e \cdot \gamma_w}{1 + e}$$

$$\gamma_{sat} = 2.16 \text{ t/m}^3$$

El empuje activo por metro lineal lo obtenemos de la siguiente manera:

$$\sigma' A = 2.16 * 3.75 - 1.03 * 3.75 = 4.24 \text{ t/m}^2$$

$$K_a = \frac{1 - \sin 40^\circ}{1 + \sin 40^\circ} = 0.217$$

$$e' = 4.24 * 0.217 = 0.92 \text{ t/m}^2$$

$$Ea' = \frac{1}{2} * 3.75 * 0.92 = 1.73 \text{ t/m}$$

- Empuje pasivo (P).

Siguiendo el mismo procedimiento anterior obtenemos:

$$\sigma' P = 2.16 * 0.75 - 1.03 * 0.75 = 0.85 \text{ t/m}^2$$

$$K_p = 4.61$$

$$e' = 0.85 * 4.61 = 3.92 \text{ t/m}^2$$

$$Ep' = \frac{1}{2} * 0.75 * 3.92 = 1.47 \text{ t/m}$$

- Subpresiones.

Descomponiendo las subpresiones en un rectángulo y un triángulo obtenemos:

$$S1 = 1.47 * 2 = 2.94 \text{ t/m}$$

$$S2 = \frac{1}{2} * (1.73 - 1.47) * 2 = 0.26 \text{ t/m}$$



- Peso propio.

Se va a suponer que el peso propio no tiene excentricidad del lado de la seguridad.

$$P = 2.5 * 9 = 22.5 \text{ t/m}$$

- Empujes del agua.

$$EA = \frac{1}{2} * 3.75 * 1.03 = 1.93 \text{ t/m}$$

$$EP = \frac{1}{2} * 0.75 * 1.03 = 0.39 \text{ t/m}$$

- Normal.

$$N = 22.5 - 2.94 - 0.26 = 19.3 \text{ t/m}$$

1. Comprobación frente a vuelco.

Se debe de verificar que el coeficiente obtenido mediante la siguiente fórmula sea mayor a 2.

$$C_{sw} = \frac{Me}{Mv} = \frac{22.5 * 1 - 2.94 * 1 - \frac{2}{3} * 2 * 0.26 + 1.47 * \frac{0.75}{3}}{-1.73 * \frac{3.75}{3} - 1.93 * \frac{3.75}{3} + 0.39 * \frac{0.75}{3}} = \frac{19.58}{4.67} = 4.1$$

Se obtiene 4.1 que es mayor a 2, por lo que vemos que se cumple.

2. Comprobación frente a deslizamiento.

El coeficiente de seguridad frente a deslizamiento lo obtenemos mediante la siguiente fórmula y se debe comprobar que sea mayor a 1.5.

$$Fd = \frac{T_{max} + E'p(adm)}{T_{nec}}$$

$$T_{max} = 19.3 * tg\left(\frac{2}{3} * 40\right) = 9.69 \text{ t/m}$$

$$T_{nec} = 1.73 - 1.47 + 1.93 - 0.39 = 1.8 \text{ t/m}$$



$$Fd = \frac{9.69}{1.8} = 5.3$$

Se observa que cumple la comprobación frente a deslizamiento.

Valencia, 11 de Junio de 2014

M^a TERESA ESTEVE ORTEGA

Ingeniera Civil