

## **1. CLIMA MARÍTIMO.**

De la observación de las hojas adjuntas, obtenidas del P.I.D.U. (Plan Indicativo del Uso del Litoral), documento redactado por el extinto Ministerio de Obras Públicas, vemos, dada la configuración de la costa y la situación de nuestros embarcadero y terraza en la Bahía de Pollensa, por lo que el fetch se halla muy limitado por la costa protegida por los cabos de Punta Avanzada y Cabo Pinar, que el único temporal de posible incidencia sería el del SE, cuya altura de ola máxima en profundidades indefinidas,  $H_0$  sólo podría alcanzar de 2 a 3 m de altura.

Pero observando la archiconocida fórmula del profesor Iribarren, que nos permite obtener la altura de ola a partir del Fetch, vemos que para un fetch máximo de  $F = 7$  Km., la altura de ola incidente en profundidades indefinidas sólo podría alcanzar el valor:

$$H_0 = 1'2 \sqrt[4]{F} = 1'2 \sqrt[4]{7} = 1'95 \text{ m} \approx 2 \text{ m}$$

que coincide con las indicaciones del PIDU.

Pero observando las batimétricas de los planos, podemos aseverar que esta ola rompe mucho antes de alcanzar nuestras instalaciones, dada la longitud de las mismas. Así al ser la profundidad al pie de la cabeza del pantalán inferior a 0'7 m en el punto más desfavorable, la altura de ola que más esfuerzos podrá crear sobre la estructura será la que rompa precisamente en este punto. En el cual obtenemos el valor de cálculo de la misma a partir de la observación de las fórmulas de la tabla de Günbak (1977) que obran en el libro del profesor BRUUN, adjunta en el apartado de cálculos correspondiente.

## **2. Dinámica litoral.**

Observando los valores de las velocidades de arrastre de las corrientes que obran en las hojas adjuntas del ya mencionado PIDU, vemos que no hay un valor predominante de las mismas, si bien la configuración de la costa hace pensar, y la disposición de las playas existentes así lo demuestra, que el transporte predominante es el que sigue las agujas del reloj, o sea de oeste a este, como además prueba la disposición de la bocana del Club Náutico del Puerto de Pollensa.

Dicho esto, la escasa longitud del embarcadero y su proximidad al Club Náutico y encajada entre otras concesiones de mayor longitud existentes a

ambos lados de la misma, hacen que su afección a la dinámica litoral es nula, máxime cuando su ejecución data de hace ya casi 5 décadas.

### 3. Comprobación de la estabilidad del embarcadero.

A la vista de la profundidad media considerada en el punto más desfavorable de la cabeza del embarcadero (0'7 m) y dado que la altura de ola máxima que podría incidir es bastante superior (2 m) cabe suponer que aborda rompería antes y la que aborda la estructura llegaría con una pérdida importante de energía, si bien por ser la situación más desfavorable consideraremos el cálculo como el de una ola que rompe al pie de la estructura.

Luego consideramos que la situación más desfavorable se produce por la rotura de la ola que provoque una máxima altura en el abordaje de la estructura. Observando la tabla 2 (Günbak 1977) del libro del Profesor BRUUN adjunta (Design and Construction of mounds for breakwaters and costal protection) observamos que el mayor valor de altura de cualquier caso que en una profundidad de rotura determinada ( $d_b$ ) puede adquirir una ola ( $H_b$ ) es  $1'2 d_b$ .

Table 2. Prediction of  $\gamma_b$  using  $\xi_b$  (Günbak, 1.977)

$\xi_b < 0.2$	$\gamma_b = H_b / d_b = 0.8$
$0.2 \leq \xi_b \leq 0.66$	$\gamma_b = H_b / d_b = 0.87 \cdot \xi_b + 0.63$
$0.66 < \xi_b < 2.2$	$\gamma_b = H_b / d_b = 1.2$

Luego en nuestro caso adoptamos  $H_b = 1'2 \times 0'7 = 0'84$  m, valor que deja los cálculos del lado de la seguridad.

Calculamos la presión dinámica producida por la ola rota a partir de la teoría de Minikin, recogida en el Shore Protection Manual y que en la línea de nuestra actuación deja los cálculos del lado de la seguridad, ya que como cita textualmente la mencionada publicación este procedimiento arroja valores de 15 a 18 veces superiores a los comprobados para cálculos dinámicos de olas no rotas.

Así obtenemos la mencionada presión ( $P_m$ ) a partir de los ábacos de la Fig. 7-100 de cálculo de la relación  $P_m/(w H_b)$  a partir de  $d_s/(gT^2)$  y, en caso de rebase se aplicaría el parámetro de reducción por rebase de la coronación de la estructura, incluidos en la mencionada publicación. Si bien en nuestro caso no se debe considerar, pues la semialtura de ola resulta inferior a la cota de coronación.

Posteriormente modelizamos las acciones sobre la estructura (muro de 1 m de ancho con profundidad sumergida de 0'7 m y 0'84 m de altura emergida).

En primer lugar adoptamos como periodo del oleaje el habitual en la isla  $T = 9$  s, como profundidad la  $d_s = 0'7$  m, como cota de coronación + 0'84 m y como pendiente media sumergida la obtenida de los planos, donde se graficaron la batimetría del entorno  $m_s = 0'088$ .

$$\text{A partir de estos datos obtenemos: } \frac{d_s}{g T^2} = \frac{0'7}{9'8 \cdot 9^2} = 0'0009 \approx 0'001$$

Entrando en el ábaco de la Fig. 7-100 adjunto, para  $m_s = 0'09$  obtendríamos un valor en el ábaco de 5.

$$P_m/(w H_b) = 5 \quad w = 1 \text{ t/m}^3 \text{ (densidad del agua)} H_b \approx 0'84 \text{ m}; \quad P_m = 4'2$$

En la misma publicación se especifica (o bien se deduce directamente del diagrama adjunto al ábaco) que la acción producida por la presión dinámica se corresponde con la fórmula

$$R_m = \frac{1}{3} P_m \cdot H_b$$

que consideramos extendida en 1 m de longitud de la cabeza del pantalán.

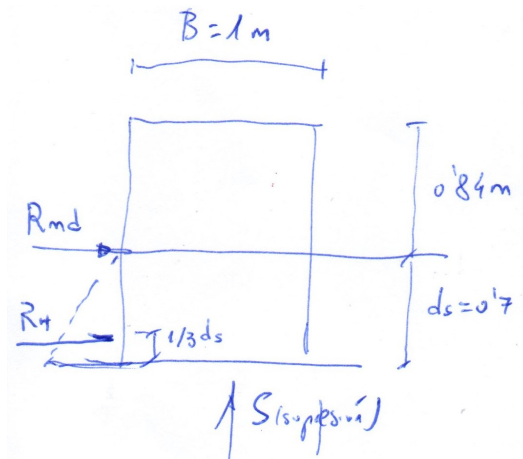
$$\text{Luego } R_m = \frac{1}{3} \cdot 4'2 \cdot 0'84 \cdot 1 = 1'18 \text{ t (acción dinámica del oleaje).}$$

Aplicando un coeficiente de seguridad  $\gamma_s = 1'6$ , obtenemos  $R_{md} = 1'6 \cdot R_m = 1'89 \text{ t}$ .

$$R_H = \frac{1}{2} \cdot w d_s^2 = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 0'7^2 = 0'245$$

Puesto que ( $H_b/2 \approx 0'4$ ) no se supera la cota de coronación y no hace falta aplicar el coeficiente de reducción  $r_m$  que se obtendría del ábaco adjunto.

Modelizamos así las acciones sobre la estructura y efectuamos la comprobación al vuelco.



Tenemos en cuenta la supresión al calcular el peso del hormigón considerando sumergido en 0'7 m y emergido en 0'84 m, al prever densidades de 1'3 t/m<sup>3</sup> y 2'3 t/m<sup>3</sup> respectivamente. De este modo obtenemos el valor

$$P_{HM} = 2'3 \cdot 0'84 \cdot 1 + 0'7 \cdot 1'3 \cdot 1 = 2'84 \text{ t}$$

Tomamos momento en 0 y obtenemos

$$M_{\text{volcador}} = R_{md} \cdot d_s + R_H \left( \frac{1}{3} \right) d_s = 1'89 \cdot 0'7 + 0'245 \cdot \left( \frac{1}{3} \right) \cdot 0'7 = 1'38$$

$$M_{\text{estab}} = P_{HM} \cdot B/2 = 2'84 \cdot 0'5 = 1'42$$

Luego  $M_{\text{est}} > M_{\text{volc.}}$ . Por tanto la estructura es estable. Con un coeficiente de seguridad final de 1'6 y mucho mayor si tenemos en cuenta, como hemos dicho antes, que el cálculo para olas rotas arroja valores de 15 a 18 veces mayores que los de olas no rotas, que son las que con mayor frecuencia incidirán en la estructura, habiendo además despreciado el empuje del relleno del trasdós por ser esta situación más desfavorable para nuestro cálculo por ser éste un empuje estabilizador.

Palma, septiembre de 2018

Fdo.: Antonio Garau Obrador  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos