

Algunas reflexiones sobre la dinámica de los medios porosos granulares

Some reflections on the dynamic of granular porous media

Ángel Lara Domínguez*

Palabras clave

medio poroso granular;
movimiento bifásico;
modelo conceptual;

Sumario

El movimiento bifásico de un medio granular se produce en muchos procesos, tanto naturales como artificiales. Su análisis es, por tanto, importante para resolver multitud de problemas que se presentan en la práctica ingenieril. Sin embargo, el estudio de este tipo de procesos se sigue basando en formulaciones de tipo semiempírico que suelen presentar grandes diferencias en sus estimaciones. El mayor conocimiento del comportamiento de los materiales y el avance de las técnicas informáticas permiten un tratamiento de los problemas planteados de una forma inimaginable en épocas pretéritas. En este sentido, el objeto principal de este artículo es el de llamar la atención sobre la necesidad de dar un paso más en el conocimiento y rigor conceptual de este tipo de movimientos, utilizando todos los recursos disponibles.

Keywords

granular porous media;
two-phase movement;
conceptual model;

Abstract

Two-phase movement of granular porous media is taken in many processes, by natural and artificial ways. In this sense, this analysis is important to solve many problems presented in engineering activities. Nevertheless, the study of these movements is still based in semi-empirical formulations, which show large divergences in the final results. Current knowledge on materials behavior and numerical technics progress allows this problem treatment by unbelievable ways in the past. Therefore, the main objective of this article is to show the development need on the knowledge and conceptual accuracy of this type of movements, using all available resources.

1. INTRODUCCIÓN

El movimiento bifásico agua - material sólido de un medio poroso granular se produce en muchos procesos, tanto naturales (arrastres en el cauce de un río, deslizamientos de ladera, etc) como artificiales (vertidos sobre presas de escollera, rotura de taludes, etc). Su análisis es importante, por tanto, para resolver multitud de problemas que se presentan en la práctica ingenieril.

Sin embargo, el estudio de este tipo de procesos se ha basado, generalmente, hasta fechas muy recientes, y sigue haciéndolo en gran medida, en formulaciones de tipo semiempírico, que básicamente contemplan correlaciones entre parámetros relevantes y suelen presentar grandes divergencias en sus estimaciones. Así, por ejemplo, el estudio del transporte de sedimentos por arrastre en el fondo del cauce de un río (bed load) se suele efectuar aplicando la conocida formulación de Exner (García, 1996), que expresa la conservación de masa del caudal sólido circulante, y utilizando diversas fórmulas (Meyer-Peter, Van Rijn, etc) (Maza Álvarez, 1996) de capacidad de arrastre.

Esto ha llevado a algún autor a opinar en un pasado cercano que el desarrollo de la hidráulica fluvial se encuentra en un estado similar a como estaba la Hidrodinámica en la época anterior al avance suscitado por la teoría de la capa límite.

El conocimiento del comportamiento de los materiales, el incremento de la capacidad de cálculo propiciado por el advenimiento de los ordenadores desde los años 40 del siglo pasado, el avance de las técnicas informáticas y de cálculo numérico, permite un tratamiento de las ecuaciones

planteadas en cualquier campo de una forma inimaginable en épocas pretéritas. En este sentido, el objetivo principal de este artículo es el de llamar la atención de los técnicos investigadores relacionados con esta problemática de la necesidad de dar un paso más, a pesar de las dificultades existentes, en el conocimiento y rigor conceptual de este tipo de movimientos, utilizando los recursos mencionados.

Un primer paso para el análisis del movimiento bifásico del medio granular es su modelización como un medio material continuo unitario cuya ecuación constitutiva se asimila a la de un fluido no newtoniano.

Otra aproximación es la realizada por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), la Universidad Politécnica de Madrid (UPM) y el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE) en un trabajo conjunto realizado desde el año 2007, en el que se aborda el estudio del modo en el que se produce la rotura de presas de escollera cuando se produce un vertido sobre coronación (Larese et al., 2010; Larese, 2012; Lechuga et al., 2008; Lechuga et al., 2010; Toledo et al., 2008; Toledo et al., 2009).

En este trabajo, el movimiento del medio poroso ha sido estudiado utilizando la teoría de Biot. Siguiendo esta aproximación, el fluido y el medio granular son tratados separadamente y las fuerzas de interacción, entre la parte líquida y la parte sólida, son tenidas en cuenta en la definición de la ecuación de la cantidad de movimiento para las partes fluida y sólida respectivamente.

Este es el modelo conceptual aquí adoptado. Debidamente adaptado a cada medio, podría ser utilizado con carácter más general para otros estudios en medios granulares tales como los mencionados al principio de este apartado. Es por ello por lo que se desarrolla en los apartados siguientes en sus aspectos más relevantes, matizándose algunas de sus expresiones.

* Corresponding author: angel.lara@cedex.es.

Laboratorio de Hidráulica. Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX, Madrid, España.

2. DENSIDADES

Si se considera un medio material heterogéneo prácticamente saturado de masa M y volumen aparente V_{ap} , compuesto por un volumen material sólido V_s , un volumen de fluido V_f , con densidades reales $\bar{\rho}_s$ y $\bar{\rho}_f$, respectivamente, y un cierto volumen de aire ocluido de masa despreciable. Se tiene que:

$$M = \bar{\rho}_s V_s + \bar{\rho}_f V_f$$

Las partículas sólidas que constituyen el almacén se consideran indeformables. El agua intersticial se considera, a las temperaturas normales, incompresible. Así pues, $\bar{\rho}_s$ y $\bar{\rho}_f$ se suponen, en principio, constantes.

El número de partículas sólidas dentro de un volumen material no puede variar. No obstante, se admite que el almacén granular puede deformarse, y así se produce generalmente en la realidad, mediante el cambio geométrico de la posición relativa de la partículas, lo que puede inducir a cambios en la relación entre el volumen de huecos y el volumen aparente, es decir, a variaciones de la porosidad (ver apartado 7).

Suponiendo que cada una de las dos fases principales, sólida y líquida, ocupara todo el volumen aparente con densidades medias ρ_s y ρ_f , se puede admitir, teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, que:

$$\rho_s = \bar{\rho}_s (1 - \varepsilon)$$

$$\rho_f = \bar{\rho}_f \varepsilon$$

$$\rho = \frac{M}{V_{ap}} = \rho_s + \rho_f$$

siendo ε la porosidad volumétrica y ρ la densidad media de la masa granular.

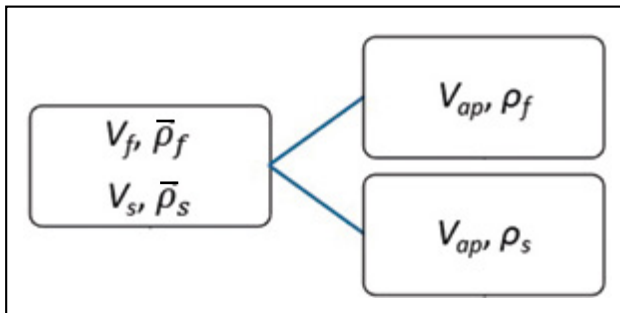


Figura 1. Volúmenes y densidades.

3. ECUACIÓN DE LA CONTINUIDAD

La conservación de masa a lo largo del movimiento de un volumen fluido $\Omega(t)$ de material de la matriz granular determina que

$$\frac{D}{Dt} \int_{\Omega(t)} (\rho_s + \rho_f) d\Omega(t) = 0$$

Análogamente ocurrirá con las masas correspondientes a las partes sólida y fluida de la matriz, es decir

$$\frac{D}{Dt} \int_{\Omega(t)} \rho_s d\Omega(t) = 0$$

$$\frac{D}{Dt} \int_{\Omega(t)} \rho_f d\Omega(t) = 0$$

Aplicando el teorema de arrastre de Reynolds (Becerril, 1960), (Osuna, 1978) a las expresiones anteriores se llega a:

$$\frac{\partial \rho_s}{\partial t} + \text{div}(\rho_s \vec{u}_s) + \frac{\partial \rho_f}{\partial t} + \text{div}(\rho_f \vec{u}_f) = 0$$

$$\frac{\partial \rho_s}{\partial t} + \text{div}(\rho_s \vec{u}_s) = 0$$

$$\frac{\partial \rho_f}{\partial t} + \text{div}(\rho_f \vec{u}_f) = 0$$

Siendo $\vec{u}_f$ la velocidad de Darcy del fluido, relacionada con la velocidad real del flujo a través de los huecos $\vec{u}_f^*$ mediante $\vec{u}_f = \varepsilon \vec{u}_f^*$, y $\vec{u}_s$ la correspondiente velocidad del material sólido.

Dado que cada una de las ecuaciones es combinación lineal de las otras dos, se puede eliminar una cualquiera de ellas en el proceso de cálculo.

4. ECUACIONES DE LA DINÁMICA

Aplicando el principio de D'Alembert (Osuna, 1978) al sistema de fuerzas exteriores a cada uno de los medios materiales continuos, sólido y fluido, con los que se ha modelado la matriz, se tiene:

Para la parte fluida, la igualdad de la resultante de las fuerzas exteriores y el sistema de las masas por aceleraciones se expresa mediante:

$$\int_{\Omega(t)} \left[\rho_f \left(\vec{b}_f - \frac{D\vec{u}_f}{Dt} \right) - \vec{D} \right] d\Omega(t) + \int_{S(t)} \vec{t}_f dS(t) = 0$$

donde $\vec{b}_f$ es la fuerza gravitatoria por unidad de masa de la parte fluida, $\vec{D}$ es la fuerza por unidad de volumen que se genera dentro de la masa fluida por efecto de las piedras y $\vec{t}_f$ las fuerzas sobre el contorno de la parte fluida.

Proyectando sobre el eje j y utilizando $\vec{t}_f = \sigma_f \cdot \vec{n}$, o bien $t_{fj} = \tau_{fij} n_i$ con τ_{fij} como el tensor de tensiones en la masa fluida, resulta

$$\int_{\Omega(t)} \left[\rho_f \left(b_{fj} - \frac{Du_{fj}}{Dt} \right) - D_j \right] d\Omega(t) + \int_{S(t)} \tau_{fij} n_i dS(t) = 0$$

y aplicando el teorema de la divergencia

$$\int_{\Omega(t)} \left[\rho_f \left(b_{fj} - \frac{Du_{fj}}{Dt} \right) - D_j + \frac{\partial \tau_{fij}}{\partial x_i} \right] d\Omega(t) = 0$$

y como esta expresión debe ser cierta para cualquier recinto integral, resultan las tres ecuaciones escalares

$$\rho_f \left(b_{fj} - \frac{Du_{fj}}{Dt} \right) - D_j + \frac{\partial \tau_{fij}}{\partial x_i} = 0$$

Asimismo, de la igualdad de los momentos de las fuerzas exteriores y de los momentos del sistema de las masas por aceleraciones se obtiene la simetría

$$\tau_{fij} = \tau_{fji}$$

Análogamente, para la parte sólida se tendría

$$\rho_s \left(b_{sj} - \frac{D u_{sj}}{Dt} \right) + D_j + \frac{\partial \tau_{sij}}{\partial x_i} = 0$$

$$\tau_{sij} = \tau_{sji}$$

donde $\vec{b}_s$ es la fuerza gravitatoria por unidad de masa de la parte sólida y τ_{sij} el tensor de tensiones correspondiente a la masa sólida. Precisamente el acoplamiento de ambas partes, fluida y sólida, que, como ya se mencionó anteriormente, se estudian por separado (suponiendo que cada una de ellas rellena el recinto con densidades ρ_s y ρ_f ya comentadas), se realiza mediante $\vec{D}$ que actúa con distinto signo en ambas expresiones, por el principio de acción y reacción.

5. EXPRESIÓN DE $\vec{D}$

El término $\vec{D}$ representa los efectos disipativos debidos a la interacción entre la masa sólida y el fluido. Está, pues, ligado conceptualmente a las expresiones del gradiente de presión dadas por las leyes de resistencia del tipo

$$\vec{\tau} = A\vec{u} + B|\vec{u}|\vec{u}$$

$\vec{\tau}$: gradiente de presión

$\vec{u}$: velocidad

En (Larese, 2012) se utiliza, en principio (aunque se admite su corrección), la expresión de Ergun con

$$A = 150 \frac{(1 - \varepsilon)^2}{\varepsilon^3} \frac{\mu_f}{D_p^2}$$

$$B = 175 \frac{(1 - \varepsilon)}{\varepsilon^3} \frac{\rho_f}{D_p}$$

Siendo D_p el tamaño medio del material granular ($D_p = D_{50}$) y μ_f la viscosidad dinámica del fluido.

Se ha comprobado (Lara et al., 2013) que estas formulaciones de A y B no son correctas a partir de determinados valores del diámetro D_p y n° de Reynolds, por lo que se recomienda corregirlas a partir de las conclusiones obtenidas en (Lara et al., 2013) u otros estudios similares.

Por otra parte, las velocidades a considerar aquí serán las velocidades relativas $\vec{u}'_f$ del fluido con respecto a la matriz sólida, $\vec{u}'_f = \vec{u}_f - \vec{u}_s$.

Así pues, finalmente, se tendrá como expresión de $\vec{D}$

$$\vec{D} = A'\vec{u}'_f + B'|\vec{u}'_f|\vec{u}'_f$$

$$\vec{u}'_f = \vec{u}_f - \vec{u}_s$$

A', B' : valores corregidos de A y B .

6. TENSORES DE TENSIONES

Los tensores de tensiones σ_s y σ_f

$$\sigma_s = \tau_{sij} \vec{e}_i \otimes \vec{e}_j$$

$$\sigma_f = \tau_{fij} \vec{e}_i \otimes \vec{e}_j$$

se pueden expresar en función de las variables del proceso mediante las ecuaciones constitutivas.

$$\sigma_s = \sigma_s(\vec{u}_s, p_s, \varepsilon)$$

$$\sigma_f = \sigma_f(\vec{u}_f, p_f, \varepsilon)$$

Para la matriz fluida se suele utilizar la relativa a un fluido newtoniano, tomando la forma (Osuna, 1978):

$$\sigma_f = (\mu_1 \text{div} \vec{u}_f - p_f) \mathbf{I} + 2\mu_f \mathbf{E}$$

ó bien en componentes

$$\tau_{fij} = \left(\mu_1 \frac{\partial u_{fi}}{\partial x_i} - p_f \right) \delta_{ij} + \mu_f \left(\frac{\partial u_{fi}}{\partial x_j} + \frac{\partial u_{fj}}{\partial x_i} \right)$$

siendo μ_1 la viscosidad volumétrica y $\mathbf{E}$ el tensor de velocidades de deformación.

En la elección de la ecuación constitutiva para la matriz sólida radica una de las dificultades de este tipo de análisis. La asimilación global del movimiento de los sedimentos a un proceso no newtoniano (por ejemplo, a un modelo de Bingham (Larese, 2012) presenta incertidumbres, debiendo confirmarse su validez.

Por otra parte, es necesario definir las condiciones de comienzo de arrastre que separan dos fases claras del proceso, la correspondiente al reposo del material sólido ($\vec{u}_s = \vec{0}$) y la del movimiento de dicho material ($\vec{u}_s \neq \vec{0}$). En (Larese, 2012) se utiliza, para el modelo de Bingham, la tensión τ_0 definida mediante el criterio de rotura de Mohr-Coulomb sin cohesión

$$\tau_0 = p'_s \tan \phi$$

donde p'_s son las presiones efectivas y ϕ el ángulo de rozamiento interno.

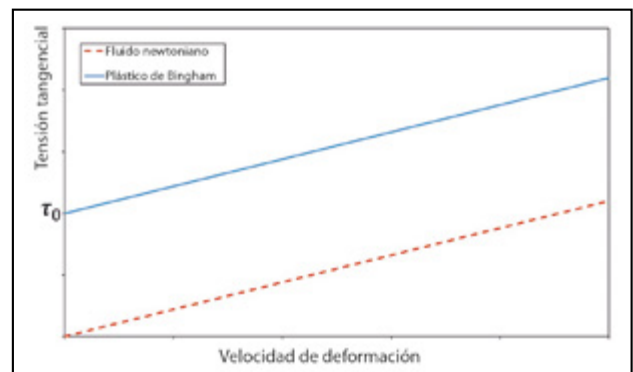


Figura 2. Relación velocidad de deformación-tensión tangencial.

7. PLANTEAMIENTO GLOBAL

Resumiendo, las ecuaciones que gobiernan el proceso son:

$$\frac{\partial \rho_s}{\partial t} + \text{div}(\rho_s \vec{u}_s) + \frac{\partial \rho_f}{\partial t} + \text{div}(\rho_f \vec{u}_f) = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \rho_f}{\partial t} + \text{div}(\rho_f \vec{u}_f) = 0 \quad (2)$$

$$\operatorname{div} \sigma_s + \operatorname{div} \sigma_f + \rho_s \vec{b}_s + \rho_f \vec{b}_f = \rho_f \frac{D\vec{u}_f}{Dt} + \rho_s \frac{D\vec{u}_s}{Dt} \quad (3)$$

$$\rho_f \vec{b}_f + \operatorname{div} \sigma_f - \vec{D} = \rho_f \frac{D\vec{u}_f}{Dt} \quad (4)$$

$$\rho_s = (1 - \varepsilon) \bar{\rho}_s \quad (5)$$

$$\rho_f = \varepsilon \bar{\rho}_f \quad (6)$$

$$\sigma_s = \sigma_s(\vec{u}_s, p_s, \varepsilon), \sigma_f = \sigma_f(\vec{u}_f, p_f, \varepsilon), \vec{D} = \vec{D}(\vec{u}_s, \vec{u}_f, \rho_f, \varepsilon)$$

Incógnitas	Ecuaciones
u_{s1}, u_{s2}, u_{s3}	Continuidad: (1), (2)
u_{f1}, u_{f2}, u_{f3}	Cantidad de movimiento: (3), (4)
p_s	Densidad matriz sólida: (5)
p_f	Densidad matriz fluida: (6)
ρ_s	
ρ_f	
ε	

Se tienen 11 incógnitas y 10 ecuaciones. Para cerrar el sistema hace falta otra ecuación que relacione las variables involucradas.

En (Larese et al., 2010) y (Larese, 2012) se admite, para escolleras, que la porosidad se mantiene constante a lo largo del movimiento. Así pues se tiene que:

$$\frac{D\varepsilon}{Dt} = 0 \text{ ó bien } \operatorname{div} \vec{u}_f = \frac{\partial u_{fi}}{\partial x_i} = 0$$

Para material más fino no es válida, en general, esta hipótesis, produciéndose una cierta variación de la porosidad ($\frac{D\varepsilon}{Dt} \neq 0$). Así pues habrá que utilizar alguna ecuación de consolidación, tal como (Osuna, 1978).

$$\frac{\partial(\rho_f u_{fi})}{\partial x_i} = -\rho_f(\alpha + \varepsilon\beta) \frac{\partial p_f}{\partial t}$$

o bien, con $S = \rho_f g(\alpha + \varepsilon\beta)$,

$$\frac{\partial(\rho_f u_{fi})}{\partial x_i} = -\frac{S}{g} \frac{\partial p_f}{\partial t}$$

siendo α el módulo de compresibilidad volumétrica de la estructura granular, β el módulo de compresibilidad volumétrica del líquido y S el coeficiente de almacenamiento del medio granular. Según esta última

$$\begin{aligned} \frac{\partial(\rho_f u_{fi})}{\partial x_i} &= \frac{\partial(\bar{\rho}_f \varepsilon u_{fi})}{\partial x_i} = \bar{\rho}_f \frac{\partial(\varepsilon u_{fi})}{\partial x_i} = \\ &= \bar{\rho}_f [\varepsilon \operatorname{div} \vec{u}_f + \vec{u}_f \cdot \operatorname{grad} \varepsilon] = -\frac{S}{g} \frac{\partial p_f}{\partial t} \end{aligned}$$

$$\operatorname{div} \vec{u}_f = -\frac{1}{\bar{\rho}_f \varepsilon} \left[\frac{S}{g} \frac{\partial p_f}{\partial t} + \bar{\rho}_f (\vec{u}_f \cdot \operatorname{grad} \varepsilon) \right]$$

8. CONCLUSIONES

1. En este artículo se llama la atención sobre la necesidad de avanzar, respecto a las metodologías de uso común en la actualidad, en el conocimiento y rigor conceptual del movimiento de los medios porosos granulares.
2. Para el estudio de dicho movimiento se adopta aquí la teoría de Biot, en consonancia con la metodología utilizada por el CEDEX, UPM y CIMNE en el estudio conjunto realizado sobre rotura de presas de escollera por vertido sobre coronación.
3. Se sugiere la posibilidad de utilizar este modelo conceptual con carácter más general para otros estudios en medios granulares, debidamente adaptado a cada medio, desarrollándose y matizándose las principales ecuaciones utilizadas.
4. Se recomienda prestar especial atención a la formulación de los efectos disipativos debidos a la interacción entre la masa sólida y el fluido, así como a la elección de la ecuación constitutiva y las condiciones de comienzo de arrastre de la matriz sólida.

9. BIBLIOGRAFÍA

- Becerril Enrique "Hidromecánica". Editorial Dossat. Madrid 1960.
- García Marcelo H. "Sediment transport. Lecture notes". Spring 1996.
- Lara Ángel, Cobo Rafael, García Francisco, Viña Pilar "Pérdida de energía del flujo en medios granulares". Ingeniería Civil. N° 172/2013.
- Larese Antonia, Rossi Riccardo, Oñate Eugenio, Toledo M. Ángel "Metodología de análisis del comportamiento de presas de escollera frente a un sobrevertido". Comité Nacional Español de Grandes Presas. Valladolid 2010.
- Larese Antonia "A coupled Eulerian – PFEM model for the simulation of overtopping in rockfill dams". Tesis Doctoral. Mayo 2012.
- Lechuga Cristina, Toledo M. Ángel, Oñate Eugenio "Análisis del comportamiento de las presas de escollera ante un vertido por coronación". XXIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Cartagena de Indias (Colombia). Septiembre 2008.
- Lechuga Cristina, Lara Ángel, Berga María Isabel, Viña Pilar, Toledo M. Ángel, Morán Rafael, Campos Hibber, García Jaime, Larese Antonia "Estudios sobre el comportamiento de presas de escollera ante vertidos por coronación". Comité Nacional Español de Grandes Presas. Valladolid 2010.
- Maza Álvarez J. Antonio "Transporte de sedimentos". Capítulo 10 del Manual de Ingeniería de Ríos. Instituto de Ingeniería UNAM. Diciembre 1996.
- Osuna Antonio "Hidráulica. Mecánica de Fluidos e Hidráulica Técnica". 1978
- Toledo M. Ángel, Lechuga Cristina, Morán Rafael "Investigación mediante modelo físico del comportamiento de las presas de escollera ante un vertido sobre coronación". Comité Nacional Español de Grandes Presas. Córdoba 2008.
- Toledo M. Ángel, Lechuga Cristina, Campos Hibber, Morán Rafael, Berga María Isabel, Viña Pilar "Caracterización de la rotura de presas de escollera por sobrevertido mediante la realización de ensayos en modelo físico". Jornadas de Ingeniería del Agua. 2009.

Influencia del viento en los ensayos de rebase en modelo físico a escala reducida

Wind effect on wave overtopping in physical model test

M^a Ángeles Rodríguez¹, José M^a Valdés¹, José Lozano¹, Ramón Gutiérrez¹ y Vicente Negro²

Palabras clave

rebases;
diques verticales;
espaldón;
remonte; viento;
redes neuronales;

Sumario

El artículo que se presenta a continuación recoge la ampliación de una investigación previa sobre los rebases en los espaldones de los diques verticales y en talud. Para ello se han realizado una serie de ensayos en modelo físico a escala reducida sobre la sección vertical del Dique de Levante de Málaga, cuyo objeto principal fue analizar el efecto del viento en el rebase. Los ensayos se han realizado generando oleaje con y sin viento, comparando los resultados obtenidos en cada una de las dos situaciones y se han llevado a cabo en el Canal de Oleaje y Viento de Gran Escala existente en el Laboratorio de Experimentación Marítima del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX.

Keywords

overtopping rates;
vertical breakwater;
crown wall;
run-up;
wind;
neural network;

Abstract

The purpose of the research work as summarised in this article, resulting from diverse work carried out at the CEDEX, is to make an analysis of the influence of wind effects on the wave overtopping of vertical sea-walls. The results obtained in the Málaga's Levante breakwater tests are presented here. The test was carried out in large sized facilities where waves and wind are generated.

1. INTRODUCCIÓN

El artículo que se presenta a continuación recoge la ampliación de una investigación previa sobre los rebases en los espaldones de los diques verticales y en talud. Esta ampliación ha consistido en la realización de una serie de ensayos en modelo físico sobre la sección vertical del Dique de Levante de Málaga, estudiando el efecto del viento en el rebase.

La investigación realizada hasta el momento se ha llevado a cabo en varias etapas, en primer lugar, se realizó una recopilación y un análisis del estado del arte de los rebases en las dos tipologías indicadas anteriormente (diques en talud y diques verticales). Seguidamente se contrastaron las formulaciones existentes con los resultados obtenidos en una serie de ensayos realizados en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, observándose una gran disparidad entre las tasas de rebases medidas en los ensayos y las estimadas con las distintas formulaciones, habida cuenta del rango de aplicación de cada una de ellas.

Esto determina que los modelos físicos sigan siendo la herramienta más precisa y fiable para el estudio específico del rebase, aún con las limitaciones específicas que en el caso del rebase presentan: indeseados efectos de escala del rebase.

Algunos autores (Rouck et al, 1998) indican que la tasa de rebase medida en prototipo suele ser mayor que la estimada en modelo, del orden de un 50% mayor. Para explicar estas diferencias o “efectos de modelo” es frecuente que los distintos autores se refieran a la ausencia del viento en los ensayos,

aunque éste no es el único fenómeno que influye en estas diferencias. Por otro lado, el efecto del viento sobre el rebase no ha sido estudiado en profundidad, siendo escaso el número de ensayos en modelo físico en los que se ha cuantificado el rebase generando simultáneamente oleaje y viento.

En el caso del CEDEX, a solicitud del Ente Público Puertos del Estado y la Autoridad Portuaria de Málaga, se han realizado una serie de ensayos en modelo físico sobre la sección tipo vertical del Dique de Levante del puerto de Málaga. Los ensayos se han realizado en el Canal de Oleaje y Viento de Gran Escala del CEDEX, cuyas dimensiones -90 m de longitud, 3,60 m de anchura y profundidad variable de 6 m en la zona generación oleaje a 4,50 m en la de ensayo- y su túnel de viento permiten trabajar con grandes escalas, minimizando los efectos de escala que se producen en ensayos de menores dimensiones.



Figura 1. Canal de Oleaje y Viento de Gran Escala del CEDEX.

* Corresponding author: angeles.rodriguez@cedex.es

¹ Centro de Estudios de Puertos y Costas. Madrid, España.

² E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España.

2. METODOLOGÍA PARA EL ESTUDIO DEL REBASE

Las formas de estudiar el rebase que van desde las consideradas más tradicionales en el campo de la ingeniería marítima, como son las formulaciones de carácter semi-empírico o empírico y los ensayos en modelo físico a escala reducida, a otras formas menos habituales como son los modelos numéricos o la instrumentación de diques reales (prototipos).

Los modelos numéricos están experimentando un importante desarrollo y su uso está cada vez más extendido, pero siguen presentando algunos inconvenientes derivados sobre todo de la necesidad de contar con ordenadores de elevada capacidad de cálculo, así como otras limitaciones relacionadas con las características de ciertas estructuras, como la porosidad.

En cuanto a la instrumentación de diques reales, son escasas las mediciones realizadas hasta ahora, siendo las más importantes las correspondientes al proyecto CLASH, donde se instrumentaron tres diques: uno vertical en Samphire Hoe (Reino Unido) y dos en talud, uno de ellos con manto de escollera en Ostia (Italia) y otro con bloques antifer en Zeebrugge (Bélgica).

Las formulaciones empíricas, tal y como se ha mencionado en la introducción, tienen el inconveniente de que su uso está limitado por el rango de la aplicabilidad de las fórmulas, por lo que, a día de hoy, los modelos físicos siguen siendo la herramienta más precisa y fiable para el estudio específico de cada caso. Sin embargo, presentan algunos inconvenientes derivados del importe de los ensayos y de sus plazos de ejecución, así como de los márgenes de error asociados a los efectos de escala y de modelo y a la realización, en general, de estos ensayos sin viento.

Estas diferencias entre las medidas registradas en modelo y prototipo han sido objeto de diversos estudios. En el proyecto OPTICREST se concluye que las diferencias observadas entre el run-up medido en prototipo y en modelo, del orden del 20%, se debían a los efectos de escala. Estos resultados y el hecho de que dichos efectos de escala pudieran también estar presentes en el rebase, impulsó el inicio

del proyecto europeo CLASH, siendo uno de sus principales objetivos tratar de resolver los efectos de escala y de modelo existentes al estimar el rebase en laboratorio.

Algunas de las conclusiones obtenidas con respecto al viento en el proyecto CLASH establecen que la influencia de éste en la tasa de rebase es mayor cuanto menor sea ésta.

Además, como se ha indicado en la introducción, son varios los autores que han comparado las medidas en prototipo con las registradas en los ensayos. Ward et al (1996), a partir de una serie de medidas de run-up y de rebase en ensayos en modelo físico, establecieron que el efecto del viento sobre estos fenómenos influyen en:

1. Deformación del oleaje y su rotura
2. Interacción oleaje- estructura
3. Incremento del nivel de agua sobre la estructura
4. Contribución del roción al rebase

3. FORMULACIONES PARA ESTIMAR EL REBASE

Las Tablas 1 y 2 incluyen la recopilación y análisis de las formulaciones existentes para estimar la tasa de rebase, así como el contraste de la tasa medida en los ensayos con la estimada al aplicar dichas formulaciones.

La tasa de rebase (q) no es el único parámetro existente para cuantificar el rebase, pero es la forma más habitual de estimarlo, ya que se trata de un parámetro fácil de medir en laboratorio. Ésta se define como el caudal de agua que sobrepasa una longitud de dique por unidad de tiempo cuando sobre el mismo incide un determinado número de olas.

Si en el intervalo de tiempo t_0 , alcanzan la estructura N_0 olas de alturas y períodos (H_i, T_i) y cada ola produce un volumen de rebase V_i (H_i, T_i), la tasa de rebase se determina por la expresión:

$$q = \frac{1}{t_0} \sum_{i=1}^{N_0} V_i(H_i, T_i) \quad (1)$$

Donde:

- q : tasa de rebase (m^3/s por m)

Tabla 1. Tasas medias de rebase. Formulaciones para diques verticales

Autores	Estructura	Modelo de rebase	Tasa de rebase adimensional, Q	Francobordo adimensional, R
Goda (1985)	Diques verticales y en talud	(*)	$\frac{q}{\sqrt{2g(H_0')^3}}$	$\frac{h_c}{H_0'}$
Franco, De Gerloni y Van der Meer (1994)	Dique vertical sin pared perforada	$Q = a \cdot e^{-bR}$	$\frac{q}{\sqrt{2g(H_0')^3}}$	$\frac{R_c}{H_s} \cdot \frac{1}{\gamma_r \cdot \gamma_b \cdot \gamma_h \cdot \gamma_\beta}$
			$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}}$	$\frac{R_c}{H_{m0}}$
				No impulsivo ($h_s > 0,3$)
EurOtop (2007)	Dique vertical	$Q = a \cdot e^{-bR}$	$\frac{q}{h_s^2 \sqrt{gH_s^3}}$	$h_s \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}$
				Impulsivo ($h_s \leq 0,2$)
			$\frac{q}{h_s^2 \sqrt{gH_s^3}}$	$h_s \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}$
				Olas rotas

Tabla 2. Tasas medias de rebase. Formulaciones para diques en talud

Autores	Estructura	Modelo de rebase	Tasa de rebase adimensional, Q	Francobordo adimensional, R
Owen (1980, 1982a y b)	Dique en talud liso, impermeable, recto y con bermas	$Q = a \cdot e^{-bR}$	$\frac{q}{gH_s T_{0m}}$	$\frac{R_c}{H_s} \left(\frac{s_{0m}}{2\pi} \right)^{0.5} \frac{1}{\gamma_r \cdot \gamma_b \cdot \gamma_h \cdot \gamma_\beta}$
Goda (1985)	Diques verticales y en talud	(*)	$\frac{q}{\sqrt{2g} (H_0')^3}$	$\frac{h_c}{H_0'}$
Bradbury y Allsop (1988)	Dique en talud, pendiente rocosa, impermeable y coronado con espaldón	$Q = a \cdot R^b$	$\frac{q}{gH_s T_{0m}}$	$\left(\frac{R_c}{H_s} \right)^2 \left(\frac{s_{0m}}{2\pi} \right)^{0.5}$
Aminti y Franco (1988)	Dique en talud, con manto formado por una doble capa de roca, cubos o tetrápodos sobre una pendiente impermeable, con espaldón	$Q = a \cdot R^b$	$\frac{q}{gH_s T_{0m}}$	$\left(\frac{R_c}{H_s} \right)^2 \left(\frac{s_{0m}}{2\pi} \right)^{0.5}$
Ahrens y Heimbaugh (1988b)	Siete diferentes diseños de diques y revestimientos	$Q = a \cdot e^{-bR}$	$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}$	$\frac{R_c}{(H_s L_{0p})^{1/3}}$
Pedersen y Burcharth (1992)	Dique en talud, manto de escollera ligeramente impermeable, con espaldón	$Q = a \cdot R$	$\frac{q T_{0m}}{L_{0m}^2}$	$\frac{H_s}{R_c}$
Van der Meer y de Waal (1992)	Dique en talud, con pendiente lisa, impermeable y con bermas	$Q = a \cdot e^{-bR}$	$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}$	$\frac{3,1(R_{u2\%} - R_c)}{H_s}$
Van der Meer y Janssen (1995)	Dique en talud, con pendiente lisa, impermeable y con bermas	$Q = a \cdot e^{-bR}$	$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} \sqrt{\frac{s_{0p}}{\tan \alpha}}$	$\frac{R_c}{H_s} \frac{\sqrt{s_{0p}}}{\tan \alpha} \frac{1}{\gamma_r \cdot \gamma_b \cdot \gamma_h \cdot \gamma_\beta}$
			$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}$	$\frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_r \cdot \gamma_b \cdot \gamma_h \cdot \gamma_\beta}$
Pedersen (1996)	Dique en talud, manto de escollera ligeramente impermeable, con espaldón	$Q = R$	$\frac{q T_{0m}}{L_{0m}^2}$	$3,2 \cdot 10^{-5} \frac{H_s^5 \tan \alpha}{R_c^3 A_c B}$
Berenguer y Baonza (2006)	Diques en talud, manto de bloques o escollera, con espaldón	$Q = e^{(aX+b)}$	$\frac{q}{g \cdot T_p \cdot H_s}$	$X = \frac{R_{u2\%}^{0,95} \cdot A_c^{0,05}}{R_c^{0,70} \cdot B^{0,30}}$
EurOtop (2007)	Dique en talud	$Q = a \cdot e^{-bR}$	$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}$	$\frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}$

(*) No se presenta en forma de ecuación, sino mediante una serie de diagramas.

- N_o : número total de olas del temporal
- H_i , T_i : altura y período de cada ola, i, que incide en la estructura, (m), (s)
- V_i (H_i , T_i): volumen de rebase producido por cada ola del registro de oleaje, por unidad de longitud, (m³/m)
- $t_0 = \sum_{i=1}^{N_o} T_i$ duración del registro de olas del temporal, (s)

En las formulaciones existentes son habituales dos tipos de expresiones:

$$Q = a \cdot e^{-(bR)} \quad (2)$$

$$Q = a \cdot R^{-b} \quad (3)$$

Donde:

- Q: tasa de rebase adimensional, dada por expresiones del tipo:

$$\frac{q}{gHT}, \frac{q}{\sqrt{gH^3}}, \frac{q \cdot T}{L^2}; \quad (4)$$

H, T y L característicos de cada formulación, siendo:

- H: altura de ola
- T: periodo
- L: longitud de onda

Generalmente H_0' , H_s , T_{0m} y L_{0m} .

- R: francobordo adimensional, definido en cada formulación
- a y b: parámetros específicos de cada formulación.

4. CONTRASTE DE LAS FORMULACIONES CON RESULTADOS DE ENSAYOS EN MODELO FÍSICO

Tras la realización del contraste de las formulaciones empíricas con la tasa de rebase medida en diversos ensayos en modelo físico realizados en el CEPYC (referencias [2] a [10]), se observa, como se ha señalado en la introducción, que existe una disparidad significativa en las tendencias y en el grado de ajuste mostrado en la aplicación de las distintas formulaciones en todos los casos de estudio seleccionados. En ninguno de los ensayos seleccionados para realizar este contraste, el rango de aplicación de las formulaciones coincide por completo con el de los ensayos.

La red neuronal NN-Overtopping2 consiste en un método general de cálculo aplicable a un amplio rango de estructuras, no sólo los clásicos diques en talud y verticales, sino también a otras tipologías más complejas. Sin embargo, en este estudio se ha aplicado esta red neuronal únicamente a una serie de diques de tipología en talud, dejando su estudio en diques verticales para una próxima fase.

La red neuronal, obtenida a partir de más de 10000 resultados de rebases medidos en modelo físico y en prototipo, está constituida por tres capas [Multi-Layer Percetron (MLP)], dentro de las cuales hay una serie de unidades de procesamiento, llamadas “neuronas”, conectadas en una dirección y de una capa a otra. No hay conexiones entre unidades de la misma capa ni hacia las de las capas anteriores. La primera capa es la de entrada y contiene un número de neuronas igual al número de parámetros (Figura nº 2). La última capa es la de salida y en ésta el número de neuronas es igual a 1, es decir, coincide con el número de parámetros a estimar: la tasa de rebase. Las capas existentes entre la de entrada y la de salida se denominan capas ocultas, en este caso la red está formada por una única capa oculta constituida por 20 neuronas.

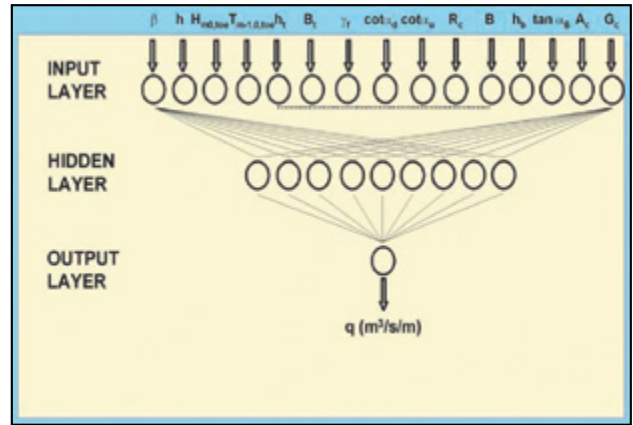


Figura 2. Configuración de la NN-OVERTOPPING2. En la Input layer se pueden observar las 15 “neuronas” o parámetros de entrada para aplicar la NN. (CLASH, Doc. 42: Final Report on Generic Prediction Method).

Tras aplicar la red neuronal NN-OVERTOPPING2 a los ensayos seleccionados de entre los realizados en el Centro (ensayos bidimensionales de tipología en talud) se observó, en general, un buen ajuste, que mejora al aumentar la tasa de rebase medida en los ensayos.

5. ENSAYOS DE REBASES EN MODELO FÍSICO CON Y SIN VIENTO. DIQUE DE LEVANTE DEL PUERTO DE MÁLAGA.

Condiciones de ensayo.

Como se ha indicado en la Introducción, para estudiar el rebase en el dique de Levante del Puerto de Málaga, se realizaron ensayos en modelo físico generando oleaje y oleaje más viento.

En la figura nº 3 se observa el emplazamiento de la sección tipo ensayada con respecto al Puerto y en la Figura nº 4 se presenta la sección tipo ensayada. Como se puede apreciar en la Figura nº 4, se trata de un dique vertical de



Figura 3. Vista aérea del Puerto de Málaga. Dique de Levante y tramo ensayado.

cajones de 21 m de manga, que van cimentados a la cota $-20,00$ m. El cajón apoya sobre una banqueta de escollera, que está protegida por una berma de escollera de 1,5 t de peso. Sobre la berma de 1,5 t se dispone una fila de bloques de guarda de 26,33 t de peso. El dique dispone de un espaldón curvo, cuya cota de coronación es la $+10,00$ m.

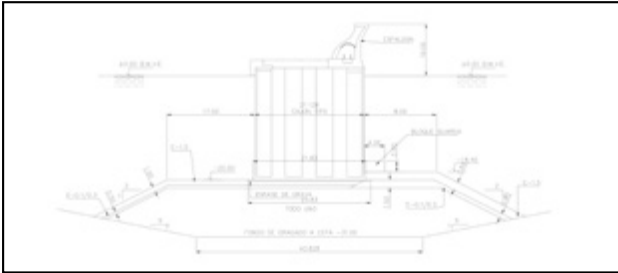


Figura 4. Plano de la sección ensayada.

Estos ensayos se han llevado a cabo en el Canal de Oleaje y Viento de Gran Escala del CEDEX (Figura nº 5), cuyas dimensiones, 90 m de longitud, 3,60 m de anchura y profundidad variable de 6 m en la zona generación oleaje a 4,50 m en la de ensayo, permitieron trabajar a una escala suficientemente grande (1/20) para evitar, en gran medida, los efectos de escala antes comentados.

Se generaron oleajes con $T_p = 9$ y 11 s y alturas crecientes de 3 a 7 m, según se indica en la *Tabla 3* de cuyas características espectrales se ajustaron a un espectro teórico tipo Jonswap previamente definido (T_p , H_s , γ). Los ensayos se realizaron para el nivel de agua correspondiente a la PMVE ($+0,80$ m), por ser ésta la situación más desfavorable para el rebase. Se ensayaron dos secciones, cuya diferencia radica en la cota de coronación del espaldón: 10 y 11 m.

En los ensayos con viento el perfil de velocidades medidos sobre el espaldón del dique fue el siguiente:

Tabla 4. Perfil de velocidades de viento

Altura sobre el espaldón en prototipo (m)	Velocidad del viento		
	Vmodelo (m/s)	Vprototipo (m/s)	Vprototipo (km/h)
0	2	8,94	32,20
10	4	17,89	64,40
20	6	26,83	96,60
30	8	35,77	128,80
40	9	40,25	144,90

Para las diferentes alturas de ola y con el fin de caracterizar el rebase, se determinaron los siguientes parámetros:

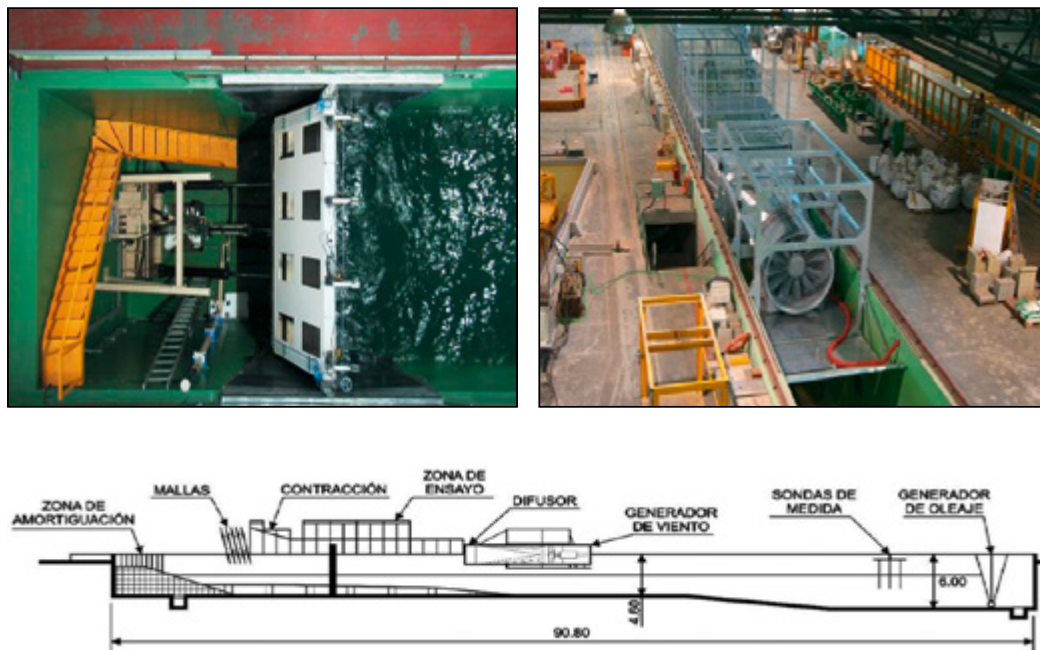


Figura 5. Canal de Oleaje y Viento de Gran Escala. Vista de la paleta generadora de oleaje y del túnel del viento.

Tabla 3. Características de los estudios realizados

Estudio	H_s	T_p
Rebase con y sin viento	3,0 m a 7,0 m	9 y 11 s
Escala	1/20	
Tipología	Dique vertical	
Criterio de semejanza	Froude	
Instalación	Canal de 90*3,6 y profundidad variable entre 6 y 4 m Absorción activa reflexiones y rampa amortiguadora oleaje	

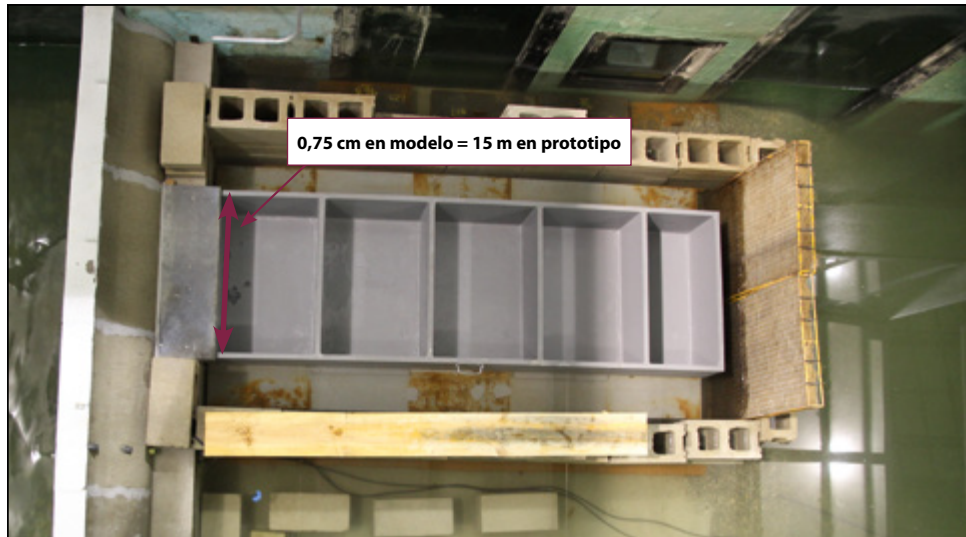


Figura 6. Dispositivo de medida de rebases.

1. Número de rebases producidos durante un tiempo t igual a la duración del registro de oleaje ($t = 1073$ s en modelo, equivalente a 1,33 h en prototipo). Los rebases se contabilizaron de forma visual.
2. Volumen de agua que rebasa el espaldón. Para ello se dispuso un recipiente compartimentado en la zona posterior del espaldón (Figura nº 6), que recogía el agua procedente de los rebases en una longitud de 75 cm, equivalente en prototipo a 15 m de longitud de dique. Al estar el depósito compartimentado, no sólo se podía obtener la tasa media de rebase, sino también el alcance de los mismos.

6. RESULTADOS DEL ENSAYO DEL DIQUE DE LEVANTE DEL PUERTO DE MÁLAGA

A continuación se presentan los resultados. Para ambos periodos de pico, 9 y 11 s, se observa (figuras nº 7 y 8), que la tasa de rebase medida en los ensayos es mayor generando simultáneamente oleaje y viento.

En las figuras nº 9 a 13 se presentan los resultados del alcance del rebase. En el eje x se ha representado la tasa de rebase obtenida para una determinada altura de ola significativa en la situación de ensayo sin viento, y en el eje y la tasa de rebase medida para la misma altura pero en la situación con viento.

Como se puede ver en las figuras nºs 9 y 10 ($T_p = 11$ s) y en las figuras nºs 11, 12 y 13 ($T_p = 9$ s), la tasa de rebase medida con viento es del mismo orden que la registrada sin viento. Salvo para $x=30$ m ($T_p = 11$ s), donde la tasa con viento está entre 3 y 4 veces la medida sin viento. Esto es concordante con lo indicado por De Waal et al (1996), que señalaron que la influencia del viento en el rebase en diques verticales solo es relevante cuando el oleaje rompe sobre el dique, fenómeno que no se produce en este caso y cuando se trate de tasas de rebase pequeñas (del orden de $2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{s}$).

Pero aún cuando se cumplan esos dos supuestos la influencia del viento será pequeña. De Waal et al encontraron que la tasa de rebase medida con viento es del orden

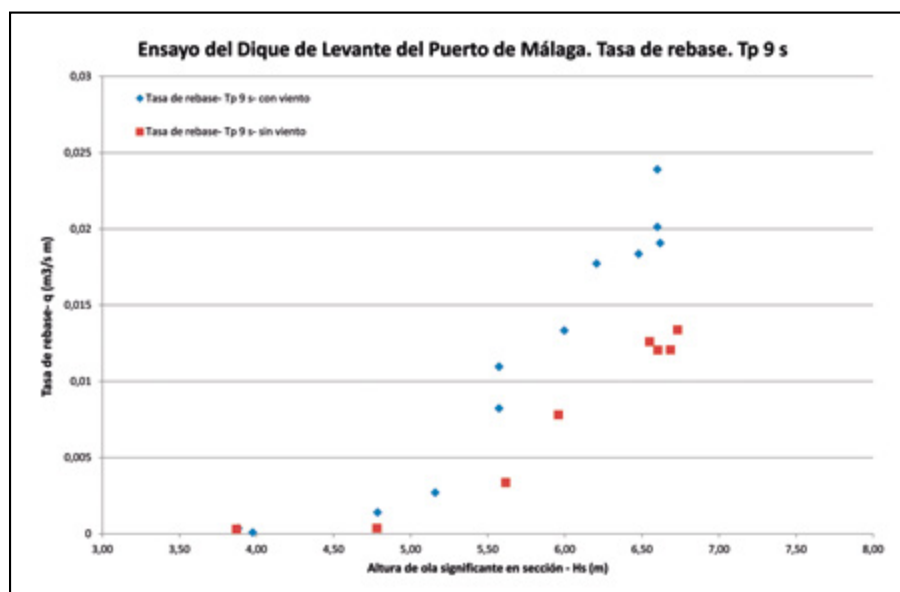


Figura 7. Tasa de rebase medidas durante los ensayos con y sin viento. T_p 9 s.

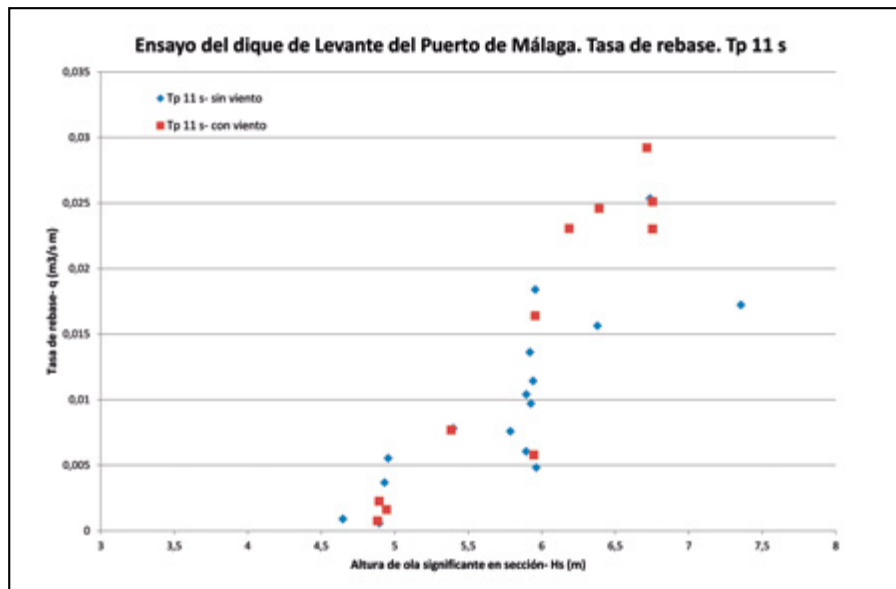


Figura 8. Tasa de rebase medidas durante los ensayos con y sin viento. Tp 11 s.

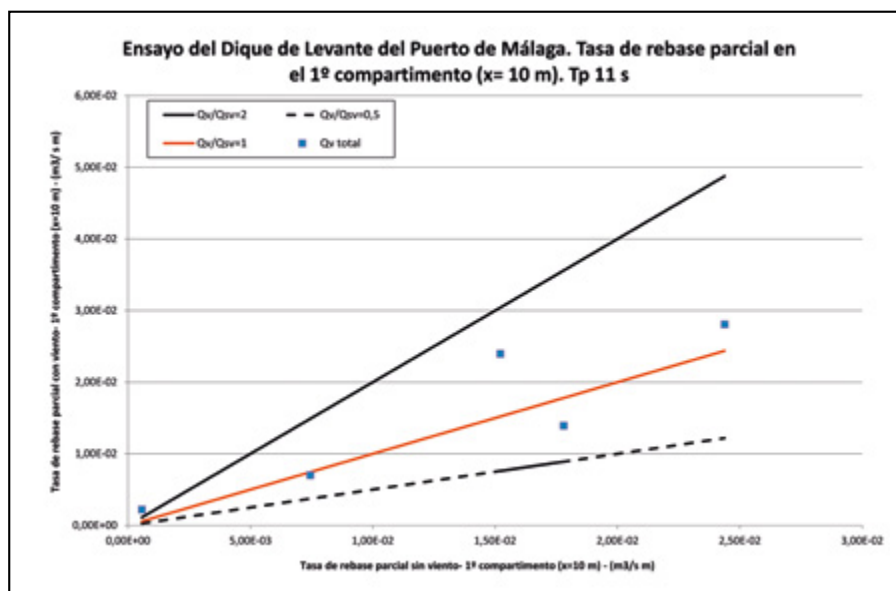


Figura 9. Tasa de rebase parcial con y sin viento, $x=10$ m. Tp = 11 s.

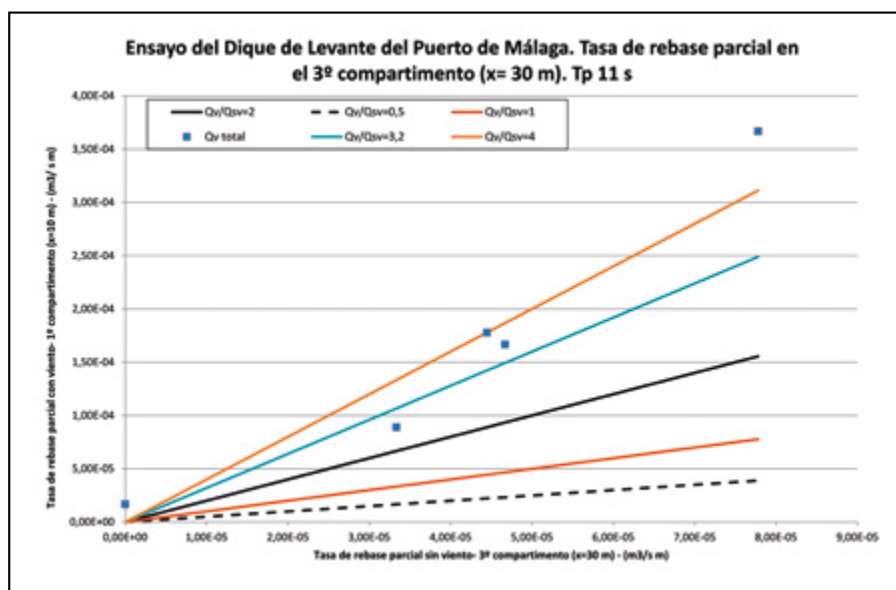


Figura 10. Tasa de rebase parcial con y sin viento, $x=30$ m. Tp = 11 s.

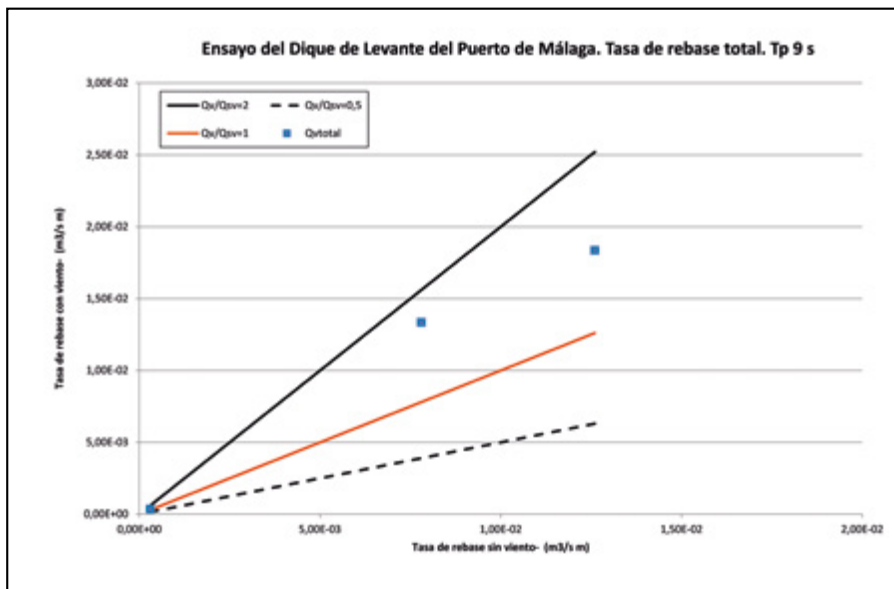


Figura 11. Tasa de rebase total con y sin viento. Tp = 9 s.

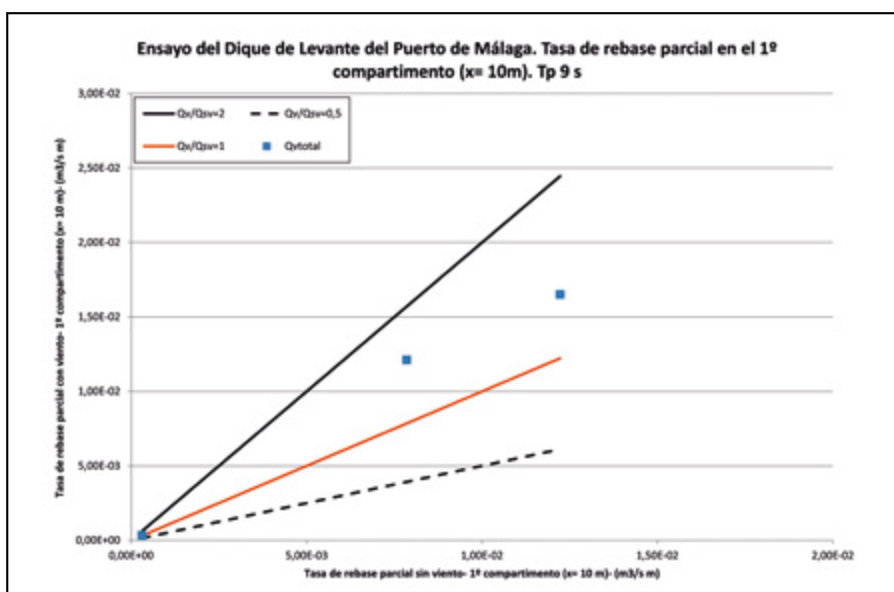


Figura 12. Tasa de rebase parcial con y sin viento, $x= 10 m$. Tp = 9 s.

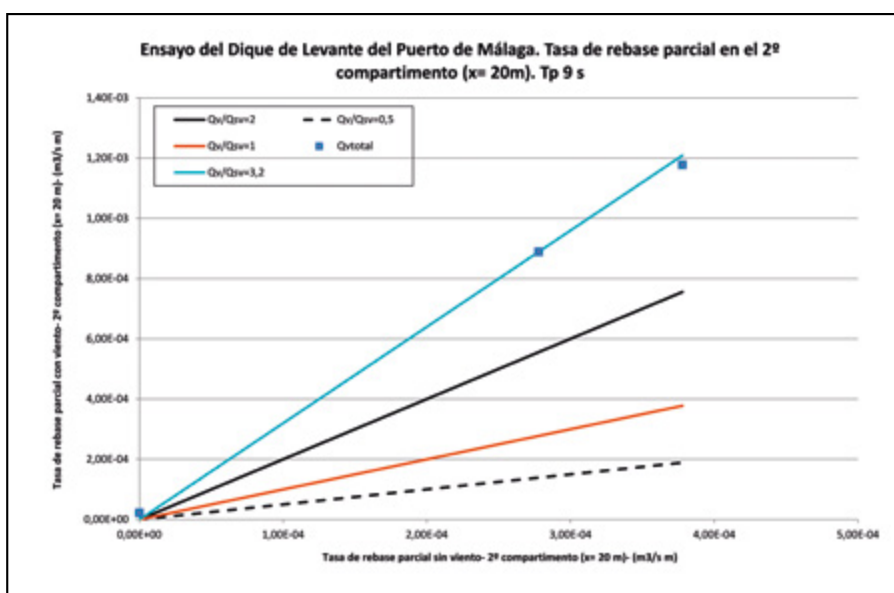


Figura 13. Tasa de rebase parcial con y sin viento, $x= 20 m$. Tp = 9 s.

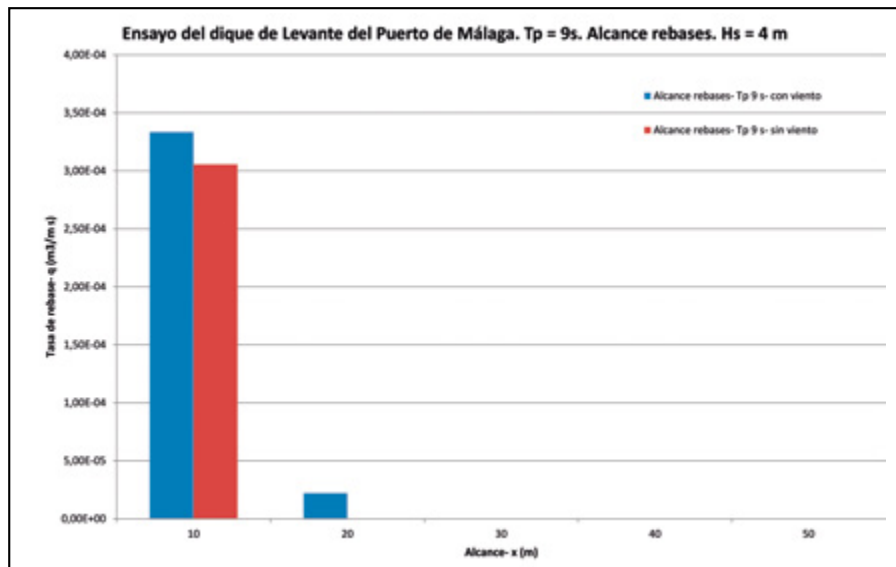


Figura 14. Alcance de los rebases con y sin viento. Tp 9 s y Hs= 4 m (altura próxima al inicio de rebases).

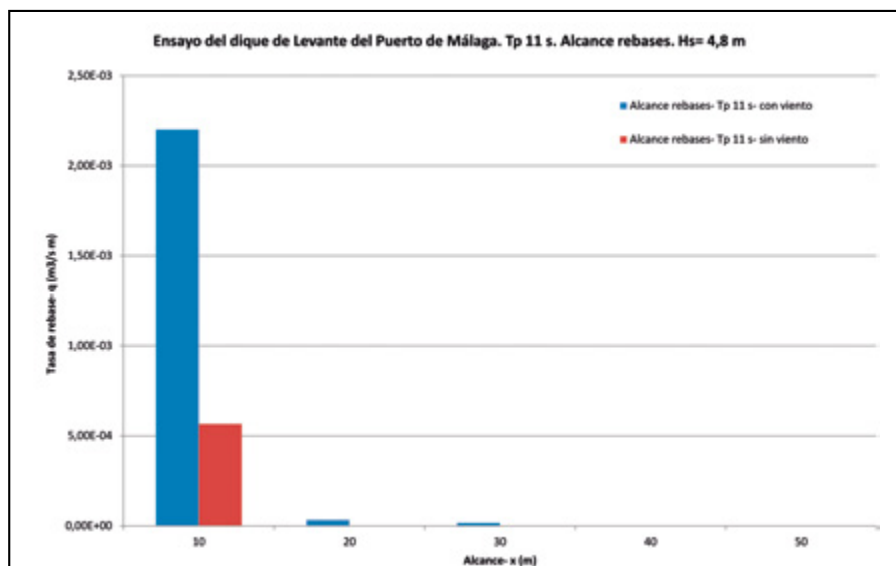


Figura 15. Alcance de los rebases con y sin viento. Tp 11 s y Hs= 4,8 m (altura próxima al inicio de rebases).

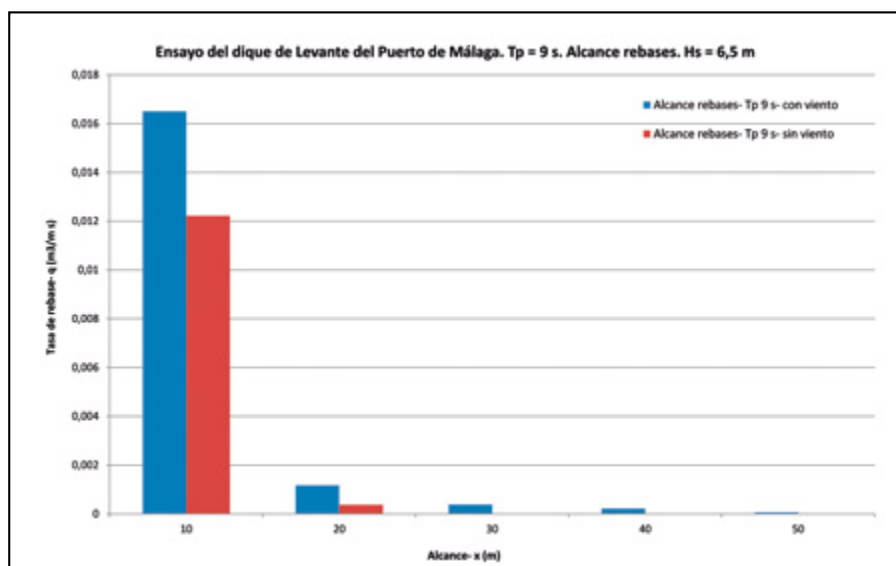


Figura 16. Alcance de los rebases con y sin viento. Tp 9 s y Hs= 6,5 m (altura de cálculo).

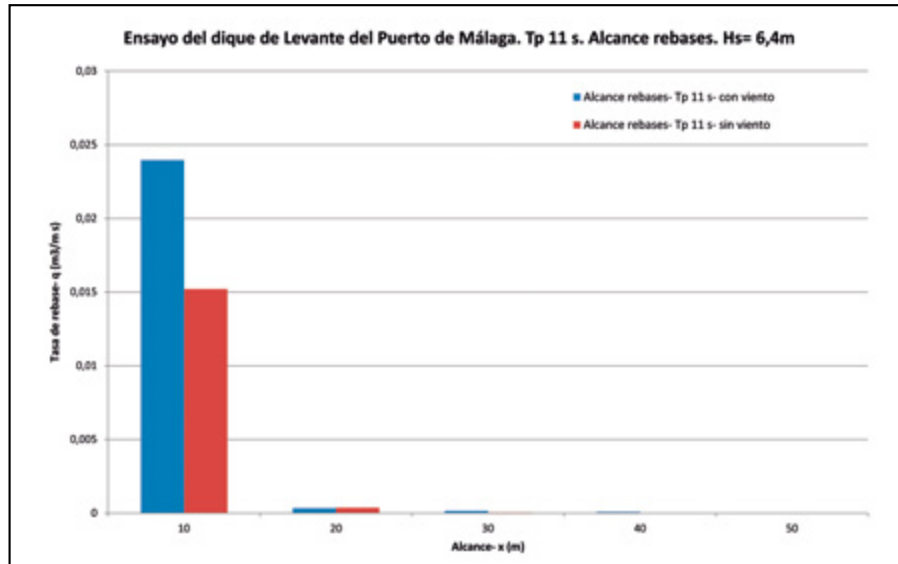


Figura 17. Alcance de los rebases con y sin viento. Tp 11 s y Hs= 6,5 m (altura de cálculo).

de 3,2 veces la registrada sin viento, tal y como ocurre en el caso de estudio.

Se ha estudiado también el alcance de los rebases para las dos situaciones ensayadas (con y sin viento). Para ambos periodos de pico se observó que el alcance es mayor cuando se ensaya con viento (figuras nºs 14 y 15).

Como se ha comentado anteriormente, son varias las formas en que el viento influye en el rebase, una de ellas es la forma en que al producirse la interacción entre el oleaje y la estructura, tiene lugar el rebase (Figura nº 18). Como se puede observar en la figura, en la situación ensayada con viento, al impactar el oleaje con la estructura se produce un

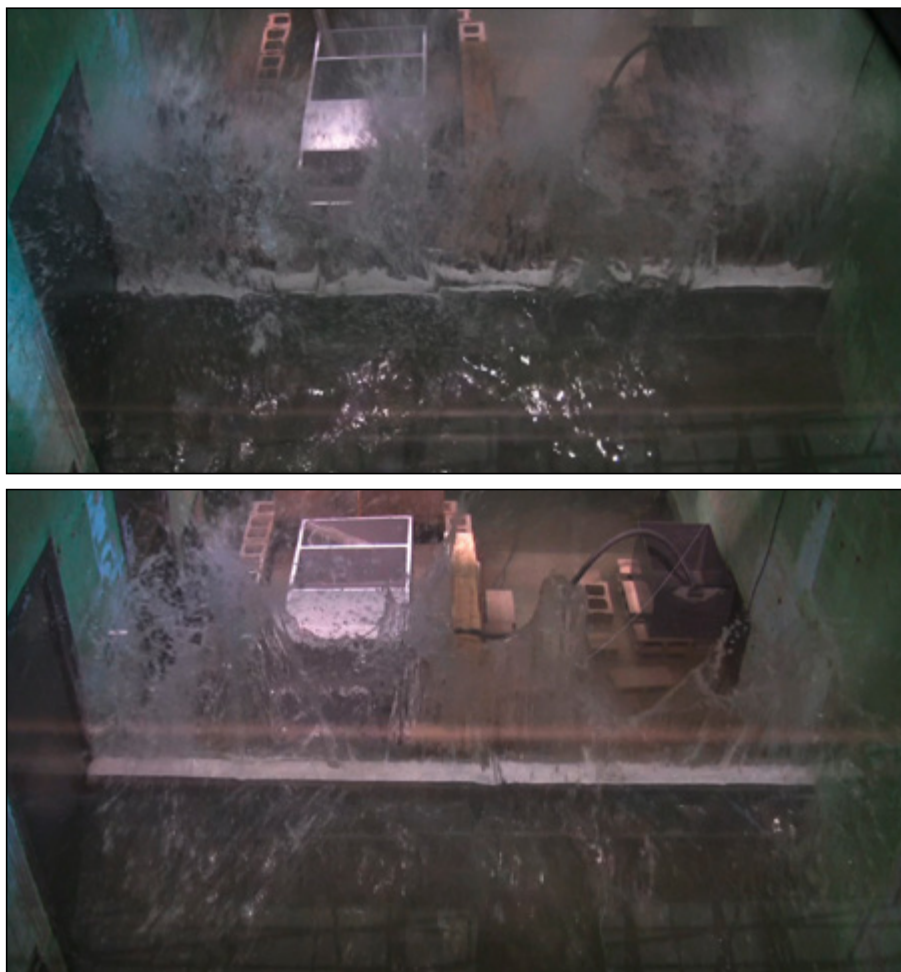


Figura 18. Detalle de un rebase con la acción del viento (arriba) y sin ella (abajo). Fotografías tomadas con el mismo registro de oleaje y en el mismo instante.

volumen de agua en forma de salpicadura que si no fuese por la acción del viento soplando sobre ellas no rebasarían al dique. Por tanto, al ensayar generando simultáneamente oleaje y viento el rebase deja de ser una lámina continua para pasar a tener forma de “salpicadura”, alcanzando, además, una mayor extensión.

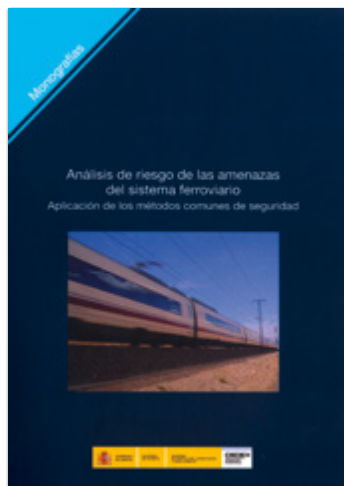
7. CONCLUSIONES SOBRE FÓRMULAS, REDES NEURONALES Y ENSAYOS CON Y SIN VIENTO.

A la vista de los resultados y de acuerdo con los estudios realizados por otros autores (De Waal et al, 1996), la influencia del viento en el rebase en diques verticales es pequeña, aunque, para una misma altura de ola, cuando la tasa de rebase medida en los ensayos sin viento sea pequeña, la registrada al ensayar con viento será del orden de 3,2 a 4 veces mayor.

Por otro lado, el viento modifica la forma en que se produce el rebase al interaccionar el oleaje con la estructura. En los ensayos realizados generando simultáneamente oleaje y viento se ha observado que las gotas alcanzan una mayor extensión, mientras que en los casos de ensayo sin viento el rebase suele ser una lámina continua, que tiende a depositarse en el primer depósito (ver Figura nº 6), siendo menor el alcance. Por tanto, en los ensayos realizados en este estudio, aunque el volumen de agua total que rebasa con o sin viento es similar algo mayor con viento, el alcance es sensiblemente superior al ensayar generando simultáneamente oleaje y viento.

8. REFERENCIAS

- [1] CLASH (2005). 5º Programa Marco de la UE. Contrato nº EVK3-CT-2001-00058.
- [2] CEDEX. (1990). ‘Ensayos para la medida de esfuerzos y rebases en el dique de Ciervana’; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (Clave CEDEX: 21-463-9-073, informe técnico para Puertos del Estado)
- [3] CEDEX (2000). ‘Ensayo en modelo físico 2-D del dique de abrigo para la ampliación del puerto de Ferrol en Cabo Priorio’; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (Clave CEDEX: 21-499-9-214, informe técnico para Puertos del Estado)
- [4] CEDEX. (2000). ‘Ensayos sobre la sección tipo del dique exterior del Puerto de Granadilla (Tenerife)’; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (Clave CEDEX: 21-499-9-216, informe técnico para Puertos del Estado)
- [5] CEDEX. (2003). ‘Ensayos de estabilidad y rebases del dique de abrigo de la ampliación del Puerto de Alicante’; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (Clave CEDEX: 21-402-9-254, informe técnico para Puertos del Estado)
- [6] CEDEX. (2003). ‘Estudio de rebases sobre el dique de la nueva bocana, que sirve de protección al hotel proyectado sobre la explanada anexa’; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (Clave CEDEX: 21-403-9-258, informe técnico para Puertos del Estado)
- [7] CEDEX. (2003). ‘Estudio de rebases sobre el dique de la nueva bocana, que sirve de protección al hotel proyectado sobre la explanada anexa’; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (Clave CEDEX: 21-403-9-258, informe técnico para Puertos del Estado)
- [8] CEDEX. (2004). ‘Ensayos de estabilidad y rebase sobre la sección tipo del nuevo dique exterior del Puerto de Sagunto’; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (Clave CEDEX: 21-401-9-240, informe técnico para Puertos del Estado)
- [9] CEDEX. (2007). ‘Estado del arte de las investigaciones sobre los rebases en los diques’; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (Clave CEDEX: 21-407-9-313, informe técnico para Puertos del Estado)
- [10] CEDEX. (2008). ‘Puerto de Melilla. Ensayos en modelo físico 2D de las secciones tipo, vertical y en talud, de la nueva alineación del dique N-3. Ensayo de la sección en talud’; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (Clave CEDEX: 21-407-9-313, informe técnico para Puertos del Estado)
- [11] CEDEX. (2010). ‘Esfuerzos y rebases sobre espaldones de diques verticales y en talud. Contraste de las formulaciones recogidas en el estado del arte de las investigaciones sobre esfuerzos y rebases en espaldones de diques verticales y en talud con los resultados de ensayos en modelo físico realizados en el CEDEX’; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (Clave CEDEX: 21-407-9-313, informe técnico para Puertos del Estado)
- [12] CEDEX. (2011). ‘Puerto de Málaga. Ensayos para la reducción del caudal de rebase sobre el dique exterior de Levante en la alineación norte’; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (Clave CEDEX: 21-409-5-003, informe técnico para Puertos del Estado)
- [13] CEDEX. (2013). ‘Estudio de rebases en el extremo norte del dique de Levante del Puerto de Málaga’; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (Clave CEDEX: 21-412-5-003, informe técnico para Puertos del Estado)
- [14] Coastal Engineering Manual (2006). U.S. Army Corps of Engineers.
- [15] EurOtop (2007). “Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment manual”. Allsop, N.W.H.; Bruce, T.; Kortenhaus, A.; Pullen, T.; Schüttrumpf, H.; van der Meer, J.W.
- [16] Negro, V.; Varela, O.; García, J.H.; López, J. S. (2008). ‘Diseño de diques verticales’. Colección Seínor 26. Segunda edición. Colegio de Ingenieros de Caminos. ISBN: 84-380-0182-3.
- [17] Negro, V.; Varela, O.; García, J. H.; López, J.S. (2008). ‘Diseño de diques rompeolas’. Colección Seínor 28. Segunda edición. Colegio de Ingenieros de Caminos. ISBN:84-380-0216-1.



Análisis de riesgo de las amenazas del sistema ferroviario. Aplicación de los métodos comunes de seguridad. M-114

Fernando Montes Ponce de León, Javier Moreno de Mesa, Gustavo González Castro, Jorge Nasarre de Goicoechea, Ignacio Ribera Sánchez, Juan José Cartagena Abella, Santiago González Kaendler y Carlos Porta Rodríguez
ISBN: 978-84-7790-535-6

AÑO: 2012

P.V.P.: 25€

Este libro que se presenta, es el compendio del trabajo realizado por un grupo de expertos bajo la dirección del Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria del CEDEX en el área de la seguridad del sistema ferroviario, para la identificación de aquellas amenazas significativas y su riesgo asociado que, en determinadas circunstancias, pueden interferir en el correcto funcionamiento del sistema ferroviario y que, por tanto, deben ser examinadas con especial atención en los procesos de evaluación de los diferentes subsistemas constitutivos del ferrocarril así como en las fases previas de obtención del Certificado de Seguridad

para la puesta en servicio de los mismos. Estas amenazas determinan requisitos esenciales de seguridad a tener en cuenta en los Safety Cases de las diferentes instalaciones o equipos para la concesión de la autorización de circulación de un nuevo vehículo o apertura de una línea o sección de línea. La metodología empleada en el proceso sigue las recomendaciones dadas por la ERA relativas a los Métodos Comunes de Seguridad (MCS) para el análisis del riesgo de amenazas y los criterios y los criterios expuestos en la EN 50126. La estructura que da cuerpo a todo el trabajo, es la Base de Datos General de Amenazas Significativas, Hazard Log, obtenida de la identificación y análisis de las amenazas realizado por un grupo de expertos en base a su experiencia, sobre cada uno de los subsistemas establecidos en las ETIs. De las amenazas consideradas se presentan unos Informes en los cuales, además de realizar una breve exposición de la amenaza y porqué se ha considerado, se incluyen las causas, que a juicio del experto, determinan la amenaza y las recomendaciones a seguir para reducir o mitigar su riesgo, es decir, los requisitos esenciales que a la hora de realizar el proyecto se deben tener en cuenta para mitigar o reducir el riesgo de la amenaza. En definitiva, este libro constituye una herramienta importante de ayuda en el seguimiento de la seguridad del sistema ferroviario y tiene también como objetivo la transmisión de experiencia sobre el funcionamiento real de los subsistemas ferroviarios y de sus puntos más críticos.



Guía técnica para la caracterización de las actuaciones a considerar en planes hidrológicos y estudios de viabilidad. M-115

Ángel García Cantón, Marta Catalinas Pérez, María Estrella Alonso Tejedor y Pedro Gallego García de Leániz
ISBN: 978-84-7790-530-1

AÑO: 2012

P.V.P.: 30€

La Guía caracteriza medidas que se pueden implementar para la consecución de los objetivos establecidos en planes hidrológicos de cuenca con un grado de detalle correspondiente a la fase de planificación, estudio de viabilidad o incluso anteproyecto. Para cada medida se aporta, siempre que su naturaleza lo permite, una descripción básica y una metodología para la estimación de sus costes y sus efectos. El objetivo ha sido disponer de unos procedimientos que pudieran ser de aplicación en la definición de los programas de medidas cuyo resumen deben incluir los planes hidrológicos de cuenca revisados tras la incorporación al ordenamiento jurídico español de la Directiva 2000/60/CE (Directiva

marco del agua). En la Guía se abordan 35 de las medidas reseñadas en la Instrucción de Planificación Hidrológica, aprobada por Orden ARM/2656/2008 de 10 de septiembre, como de aplicación no exclusiva en aguas costeras y de transición. Las actuaciones consideradas incluyen en primer lugar medidas básicas destinadas a la aplicación de la legislación de protección del agua (relacionadas especialmente con el tratamiento de aguas residuales) y al fomento del uso eficiente y sostenible del recurso. En segundo lugar, medidas complementarias tales como infraestructuras básicas (regeneración, desalación, regulación y transporte) y medidas de carácter esencialmente ambiental (restauración hidrológico-forestal, de ríos y de zonas húmedas). No se han contemplado las medidas de ámbito específicamente agrario, asociadas fundamentalmente a la modernización de regadíos.