

Influencia de los canales de acceso a los puertos sobre las corrientes de marea. Consecuencias sobre las tasas de aterramiento

ANTONIO RUIZ MATEO (*); SAGRARIO JULIÁN MARTÍN (**)

RESUMEN Los puertos situados en la desembocadura de los ríos y estuarios necesitan un canal de acceso que comunique la zona exterior del puerto con las dársenas portuarias. Los canales de acceso presentan un problema generalizado, ya que están sujetos a fenómenos de aterramiento que obligan a realizar operaciones de dragado cuyo fin es conseguir un aumento de calado y las cuales conllevan un avance del canal en el mar con la consiguiente exposición del canal a los oleajes extremos que, unidos a las corrientes, provocan un aumento de las tasas de aterramiento en el interior del canal. El objeto de este artículo es analizar la importancia de las corrientes en los procesos de aterramiento de los canales de acceso a los puertos y exponer un método de cálculo de las tasas de aterramiento.

INFLUENCE OF HARBOUR ACCESS CHANNELS ON TIDAL CURRENTS. CONSEQUENCES FOR SILTATION RATES

ABSTRACT Ports situated at the mouth of rivers and estuaries need a harbour fairway to communicate the external zone of the port with the marine docks. These fairways or channels present a common problem, as they are subjected to siltage phenomena which make it necessary to undertake dredging operation. This dredging aims to achieve an increased draught, yet it also results in the channel advancing further out to sea with the consequent exposure to the most extreme swells which, together with the currents, cause an increase in the siltation rates within the channel. The objective of this article is to analyse the importance of the currents on the siltation processes in these harbour fairways and describe a calculation method for the siltation rates.

Palabras clave: Canal; Tasa de aterramiento; Transporte en suspensión; Corrientes.

1. INTRODUCCIÓN

Todos los puertos situados en las desembocaduras de ríos y estuarios o a lo largo de su curso dependen de la existencia de un canal de navegación que comunique la zona exterior con las diferentes dársenas portuarias. Este canal de acceso, que ha de tener profundidad y anchura suficientes para permitir el tráfico de los buques adecuados al tipo de mercancía despachada en cada puerto, puede ser natural o, lo que es más frecuente, puede haber sido construido a partir de uno natural mediante un dragado de primer establecimiento que elimine bajos, meandros, barras, etc... En España tenemos ejemplos importantes del último tipo en los puertos de Pasajes, Bilbao, Santander, Avilés, Huelva, Sevilla y Cádiz.

Durante la explotación del puerto, estos canales de acceso sufren procesos de aterramiento que obligan a realizar dragados de mantenimiento periódicos cuyos costes suponen

un porcentaje significativo de los costes totales de operación del puerto. Valores de entre un 5% y un 8% son bastante normales, pero en algún caso llegan a suponer hasta un 14% [1].

Por otra parte, el desarrollo de los buques comerciales muy grandes (VLCC, very large commercial craft) y ultra grandes (ULCC, ultra large commercial craft) está forzando a las autoridades portuarias e incluso a las políticas, a plantearse la realización de mejoras (ensanchamiento y aumento del calado) de los canales de acceso existentes en la actualidad para permitir el paso de estos buques, lo cual conlleva importantes dragados de primer establecimiento. Estos hechos han obligado a realizar mejoras sustanciales de muchas instalaciones portuarias, en Holanda (Europoort-Rotterdam), Francia (Fos-Marseille), Bélgica (Zeebrugge), Taiwán (Keelung, Taichung) o Sudáfrica (Richards Bay, Saldanha) por poner algunos ejemplos. En España tenemos el caso de los puertos de Huelva, Avilés y Villagarcía.

El estudio de viabilidad de estas obras de ampliación requiere una estimación de los costes de dragado de las diferentes alternativas de alineación y de dimensiones transversales, tanto para los dragados de primer establecimiento como para los de mantenimiento durante la explotación. El estudio de viabilidad en este último caso cobra cada vez ma-

(*) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX. (IM de Fomento).

(**) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Fundación Agustín de Bethencourt.

por importancia dado que, al profundizar el canal, un tramo cada vez mayor de éste ha de construirse prolongando el cauce del río o estuario mar adentro, por fuera del trazado general de la línea de costa, con lo cual el canal queda expuesto a la acción de oleajes extremos que, en combinación con las corrientes, aumentan considerablemente las tasas de aterramiento.

Por otra parte, el dragado del canal de acceso modifica profundamente la batimetría de la zona, lo que influye de modo importante sobre el estado de oleaje y aún más sobre la dirección e intensidad de las corrientes de marea.

2. IMPORTANCIA DE LAS CORRIENTES EN LOS PROCESOS DE ATERRAMIENTO

En los puertos a los que nos hemos referido en el apartado anterior, la influencia de las corrientes sobre los procesos de aterramiento de sus canales de acceso tiene una importancia fundamental.

TRAMO INTERIOR

En el tramo interior (el que se encuentra dentro del estuario o protegido por diques de encauzamiento), el oleaje suele ser muy débil y, por el contrario, las corrientes de marea son muy intensas (entre uno y varios nudos), por lo que la tensión cortante que éstas ejercen sobre el fondo es bastante mayor que la debida al oleaje. Las corrientes son pues las responsables tanto del arrastre por fondo de las arenas como del transporte de limos y arcillas que generalmente se encuentran en suspensión. Afortunadamente, en este tramo la dirección de las corrientes coincide sensiblemente con la del canal de acceso, por lo que el transporte principal se produce también en dicha dirección y no causa aterramiento. En este tramo interior los aterramientos se deben a fenómenos de segundo orden, todos ellos causados por pequeñas modificaciones en el patrón general de corrientes debidas a desigualdades batimétricas entre las que cabe destacar:

- La existencia de taludes en una o ambas márgenes del canal de acceso. Las arenas situadas en el talud, cuando son movilizadas por la corriente longitudinal, no siguen exactamente la dirección de la corriente sino que, por efecto de la gravedad, tienden a desviarse cuesta abajo, adquiriendo una cierta componente dirigida hacia el

fondo del canal. Por otra parte, la elevada concentración de sedimentos en suspensión en las márgenes del canal, cerca del fondo, aumenta la densidad del agua, lo que hace que esta agua cargada de sedimentos se desplace talud abajo buscando las máximas profundidades (corrientes transversales de densidad).

- La presencia de curvas en el trazado del canal de acceso. Debido a la inercia del agua en movimiento, al presentarse una curva, parte del caudal que viajaba por el canal se sale fuera de éste hacia la margen situada en el exterior de la curva. Como consecuencia, parte del agua que venía por fuera del canal por la margen interior, se introduce dentro del canal, arrastrando hacia él su carga sedimentaria. Al finalizar la curva, el agua que se había salido retorna al canal con el consiguiente aporte de sedimentos.

- Las variaciones significativas de la sección transversal. En los tramos largos con sección constante se puede suponer que las líneas de flujo son paralelas al canal. Cuando el flujo encuentra una variación de sección, las líneas de corriente se desvían buscando su nueva posición de equilibrio. Si, como consecuencia de esta adaptación, aparecen líneas de corriente que se desvían desde las márgenes hacia el canal, se producirán aterramientos.

Dos casos particularmente importantes de variaciones de sección transversal son las que se dan en los extremos del canal de acceso. En el extremo de aguas abajo (fig. 1) se pasa de un fondo prácticamente horizontal situado a la cota del fondo del canal (sección C-C' en la figura), a una sección en la que aparecen ambas márgenes a una cota superior (sección A-A'), mientras que, en el extremo de aguas arriba (fig. 2) se pasa de esta última sección (denominada aquí sección C-C') a otra sección de fondo plano horizontal pero esta vez situado a la misma cota que las márgenes (sección A-A').

- Los aportes producidos tanto por el caudal del río como por las corrientes de densidad en la zona de la desembocadura. Las corrientes de densidad se deben a que el agua dulce del río, al ser menos densa que la del mar, tiende a salir por la superficie arrastrando parte del agua salada de la interfase, lo cual produce una corriente de fondo hacia el interior del estuario.

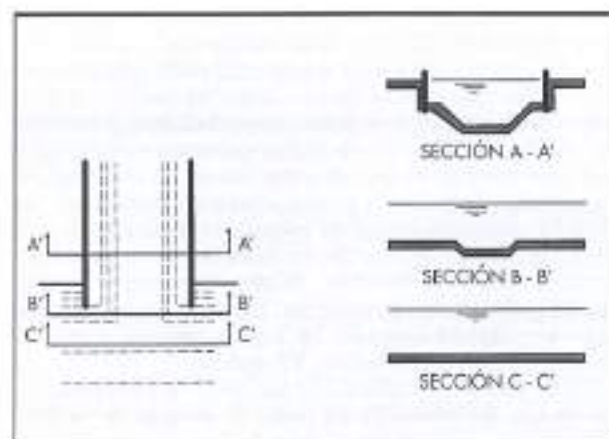


FIGURA 1. Esquema de batimetrías en el extremo inferior de un canal de acceso. Se han dibujado también los diques de encauzamiento y la línea de costa.

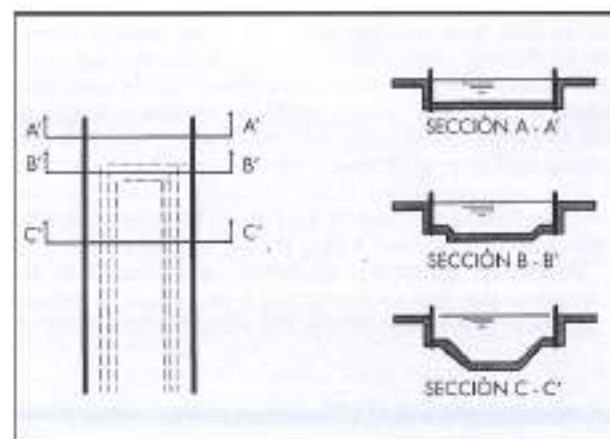


FIGURA 2. Esquema de batimetrías en el extremo superior de un canal de acceso. Se han dibujado también los diques de encauzamiento.

TRAMO EXTERIOR

En este tramo aparecen dos elementos diferenciales con respecto a la situación en el tramo interior: por un lado la presencia del oleaje, que puede ser muy intenso, y por otro, la dirección de las corrientes de marea, que tiene ahora una componente transversal al canal de acceso que en algunos casos puede ser predominante.

Para las profundidades normales en este tipo de canales (entre 8 y 12 metros), la acción del oleaje sobre el fondo, incluso durante los fuertes temporales, está muy amortiguada, de forma que las tasas de transporte debidas a un campo de oleaje puro son muy pequeñas y, desde luego, están muy por debajo de aquellas que se suelen manejar en los estudios de dinámica litoral. El efecto más importante que el oleaje produce sobre el transporte de sedimentos en esta zona se debe a que, si bien no es capaz de producir transporte, sí es un mecanismo muy efectivo para poner en suspensión el material, lo cual, en combinación con las corrientes, da lugar a un transporte importante incluso cuando la intensidad de éstas no es muy elevada.

En lo que se refiere a las corrientes, el hecho de que a gran escala la línea de costa represente una condición de contorno de flujo normal nulo hace que cualquiera que sea el origen de las corrientes (viento, gradiente de presión atmosférica, avance oceánico de las ondas de marea o derivaciones de las grandes corrientes marinas), éstas tiendan a hacerse cada vez más paralelas a la orientación general de las curvas batimétricas a medida que se acercan a la costa. Como por otro lado debe producirse el llenado y vaciado del puerto o estuario que se encuentre al final del canal de acceso, la dirección de las corrientes en el tramo exterior dependerá de la importancia relativa de estos procesos. A ello hay que añadir la modificación del fondo que supone el dragado del canal de acceso, lo que provoca desviaciones significativas de las corrientes. Como consecuencia, el ángulo que forman la corriente y el eje del canal en el tramo exterior puede tomar cualquier valor entre 0° y 90°.

3. CÁLCULO DE LAS TASAS DE ATERRAMIENTO

El cálculo de las tasas de aterramiento de un canal de acceso cuando se conocen la batimetría y las propiedades físicas del sedimento (granulometría, densidad y velocidad de caída) se lleva a cabo en dos fases:

Fase 1: Cálculo de los campos de velocidades y de niveles del agua. Eventualmente también alturas de ola.

Fase 2: Cálculo del arrastre, erosión y deposición de los sedimentos.

Normalmente los resultados de la primera fase sirven de datos para la segunda.

Conviene hacer notar que, aunque actualmente existen en el mercado sistemas de programas que aparentemente son capaces de realizar ambos cálculos simultáneamente, en muchos casos lo que los programas hacen realmente es calcular por integración numérica para cada paso de tiempo sólo velocidades, niveles y, en su caso, alturas de ola, y después, con los datos hidrodinámicos obtenidos de la simulación (que corresponden al último instante del período simulado o a un pequeño número de instantes de ese período), aplican a los nodos para los cuales se han obtenido los datos hidrodinámicos, alguna de las fórmulas de capacidad de transporte que aparecen en la literatura. Por último las tasas de erosión y sedimentación se obtienen por diferencia entre las capacidades de transporte entre nodos contiguos. Este procedimiento de cálculo se justifica porque los fenómenos que intervienen en el transporte de sedimentos presen-

tan aún muchas incertidumbres, mientras que los fenómenos hidrodinámicos se simulan bastante bien con las ecuaciones diferenciales que se usan habitualmente.

Este artículo se ha enfocado fundamentalmente como un estudio mediante modelos numéricos de algunos aspectos relacionados con los cálculos de la fase 1 para geometrías sencillas. A ello se dedica la sección siguiente. No obstante, en lo que queda de esta sección se va a exponer de forma breve cómo pueden realizarse los cálculos de la fase 2.

CARGA POR FONDO

Cuando las corrientes tienen una componente transversal al canal, ya sea por convergencia de las corrientes con el canal, como ocurre en el tramo interior de éste, o por cruce del canal con las corrientes debido a la influencia de las corrientes litorales, como sucede en el tramo exterior, puede suponerse que todo el material transportado por las márgenes como carga de fondo que llegue al veril del canal, caerá dentro de éste produciendo aterramiento. Si las corrientes se deben a la marea o al viento, cambiarán de sentido periódicamente, por lo que el aterramiento se producirá desde ambas márgenes del canal. El cálculo de la tasa de aterramiento por carga de fondo puede hacerse fácilmente si se conocen la intensidad y dirección de las corrientes y el estado del mar (altura de ola, período y longitud de onda) en las proximidades del veril, mediante la aplicación de la fórmula de Bijker [2]:

$$q_b = b u_*' d_{50} \exp \left[\frac{-0,27(\rho_s - \rho) g d_{50}}{\mu \tau_{b,ov}} \right]$$

donde:

q_b = volumen de transporte sólido como carga por fondo incluyendo poros (m^3/s)

b = coeficiente ($b = 1$ fuera de la zona de rompientes; $b = 5$ en la zona de rompientes)

$u_*' = [\tau_{b,x}/\rho]^{1/2}$ = velocidad de fricción debido a la corriente

$\tau_{b,ov} = \tau_{b,x} + \tau_{b,y}$ = tensión cortante en el fondo (N/m^2)

$\tau_{b,x} = (1/8) \rho f_x u^2$ = tensión cortante debida a la corriente (N/m^2)

$\tau_{b,y} = (1/4) \rho f_w \dot{U}_s^2$ = tensión cortante debida al oleaje (N/m^2)

$f_x = (8g) / C^2$ = factor de fricción debido a la corriente

$f_w = \exp(-6 + 5,2 (\Delta \delta / k_s)^{-0,19})$ = factor de fricción debido al oleaje ($f_w \leq 0,3$)

u = velocidad media de la corriente en la columna de agua (m/s)

$\dot{U}_s = (\pi H) / [T \operatorname{sh}(2\pi h/L)]$ = valor máximo de la corriente en el fondo debida al oleaje en teoría lineal (m/s)

$\Delta \delta = \dot{U}_s T / 2\pi$ = amplitud del desplazamiento en el fondo debida al oleaje en teoría lineal (m)

k_s = altura efectiva de la rugosidad del fondo (m)

d_{50} = mediana de los tamaños de partículas del fondo (m)

ρ = densidad del agua del mar (kg/m^3)

ρ_s = densidad del sedimento (kg/m^3)

$\mu = [C / C^*]^{1,5}$ = factor de eficiencia

$C = 18 \log (12h/k_s)$ = coeficiente de Chezy global considerando "ripples" ($m^{1/2}/s$)

$C^* = 18 \log (12h/d_{90})$ = coeficiente de Chezy sin considerar "ripples" ($m^{1/2}/s$)

d_{90} = percentil del 90% de los tamaños de partículas del fondo (m) ($d_{90} \geq d_{50}$)

h = profundidad del fondo (m)

H = altura de ola (m)

T = período del oleaje (s)

L = longitud de onda del oleaje (m)

Si la corriente forma un ángulo α con el eje del canal, la tasa de aterramiento por unidad de longitud de éste será: $q_b \sin \alpha$.

Así, por ejemplo, para $h = 10$ m; $u = 0,5$ m/s; $H = 5$ m; $T = 10$ s; $d_{50} = 120$ μ m; $d_{90} = 180$ μ m; $k_s = 0,06$ m; $\rho = 1025$ kg/m³; $\rho_s = 2650$ kg/m³ y $\alpha = 90^\circ$, se obtiene $q_b = 2,1 \cdot 10^{-5}$ m³/s, es decir, m³/s de sedimentos (incluyendo poros) por metro de ancho normal a la dirección del flujo, que en este caso coincide con la dirección del canal.

CARGA EN SUSPENSIÓN

El cálculo de las tasas de aterramiento debido a la carga en suspensión es más complicado porque la distribución de concentraciones en la columna de agua no responde inmediatamente a los cambios de batimetría. Como consecuencia, no puede suponerse que toda la carga en suspensión que llegue al veril vaya a quedarse dentro del canal.

En el caso de corrientes transversales, la hipótesis generalmente aceptada ([3], [4]) consiste en suponer:

- Que la carga en suspensión inmediatamente aguas arriba del veril q_{ar} es igual a la capacidad de transporte q_{cr} correspondiente a la profundidad, velocidad y altura de ola existente en las márgenes.
- Que la carga en suspensión inmediatamente aguas abajo del veril $q_{ab}(0)$ es igual que la que existe inmediatamente aguas arriba de éste. Como hay un aumento brusco de profundidad con la consiguiente disminución de velocidad, la capacidad de transporte disminuye también de forma brusca, por lo que se produce una situación de sobresaturación.
- Que en el tramo de trayectoria comprendido dentro del canal, la tasa de sedimentación S_s (m/s) es proporcional al exceso que en cada momento tiene la carga en suspensión $q_x(x)$ respecto a la capacidad de transporte q_{cr} . De esta forma, la carga en suspensión disminuye hasta alcanzar asintóticamente el valor de la capacidad de transporte en el canal.

Utilizando la notación de la figura 3, dicha hipótesis puede expresarse así:

$$S_s(x) = -\frac{dq_x(x)}{dx} = A[q_{cr}(x) - q_{cr}]$$

con la condición inicial:

$$q_x(0) = q_{ar}$$

La solución de esta ecuación diferencial es:

$$q_x = q_{cr} + (q_{ar} - q_{cr}) \exp(-Ax)$$

donde se ha eliminado la indicación de dependencia de q_{cr} respecto a x . De las ecuaciones anteriores se deduce que:

$$S_s = A(q_{cr} - q_{cr}) \exp(-Ax)$$

Si llamamos L_s a la longitud del tramo de trayectoria que se encuentra dentro del canal, la tasa de aterramiento por unidad de anchura perpendicular a la trayectoria será:

$$q_t = \int_0^{L_s} S_s dx = (q_{cr} - q_{cr}) (1 - \exp(-AL_s))$$

El coeficiente de proporcionalidad A , que, como puede verse, tiene una gran influencia sobre la tasa de aterramiento, depende del balance entre la velocidad de sedimentación y el transporte turbulento vertical. Las expresiones más usadas para calcular dicho coeficiente son:

- Mayor-Mortensen-Fredsee [3]:

$$A = \frac{w_s^2}{\epsilon_s u_*}$$

- Bijker [4]:

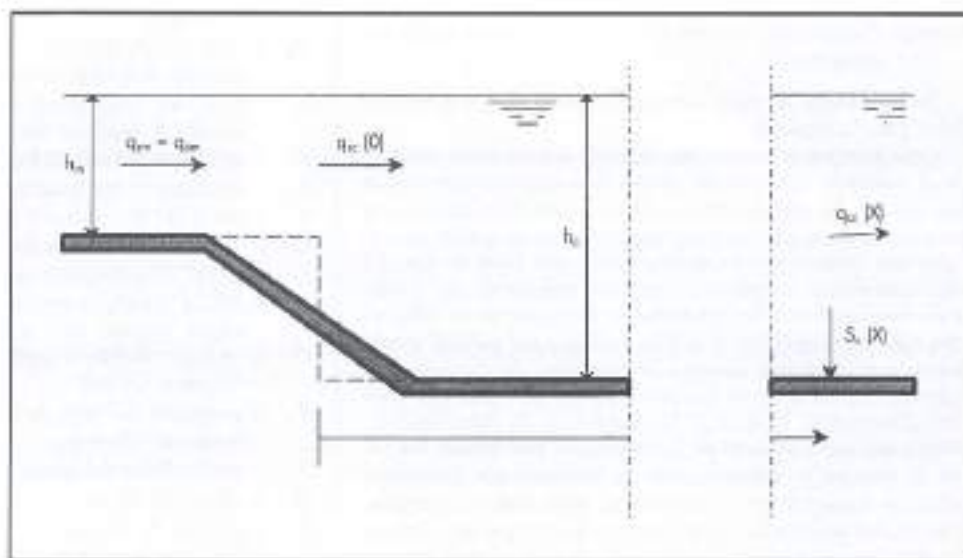
$$A = \frac{w_s F}{u_* h_c}$$

$$F = \frac{h_{cr}(h_{cr} - h_{cr})}{h_{cr}[1 - \exp(-h_{cr})] - h_{cr}[1 - \exp(-h_{cr})]}$$

$$h_{cr} = \frac{w_s h_c}{\epsilon_s}$$

$$h_{cr} = \frac{w_s h_{cr}}{\epsilon_s}$$

FIGURA 3. Notación utilizada para el cálculo de la tasa de aterramiento por carga en suspensión para corrientes transversales.



c) Lean [5]:

$$A = \frac{w_s}{2Z_{\text{est}} u_{\text{cr}}} \\ z_{\text{m}} = \frac{\varepsilon_{\text{m}}}{w_s} \left[1 - \frac{w_s h_{\text{m}}}{\varepsilon_{\text{m}} (-1 + \exp(w_s h_{\text{m}} \varepsilon_{\text{m}}))} \right]$$

El significado de las variables que aparecen en estas expresiones es el siguiente:

w_s = velocidad de caída de las partículas

ε = coeficiente de difusión turbulenta debido a la corriente y al oleaje

u = velocidad de la corriente promediada en la vertical

h = profundidad

Los subíndices 'm' y 'e' se refieren a las márgenes y al canal respectivamente.

Cuando la corriente incide oblicuamente sobre el canal, el flujo tiende a encauzarse por éste, con lo cual las trayectorias se desvían hasta tal punto que en el veril se produce un quiebro bastante rápido de las líneas de corriente (refracción). En estos casos, las fórmulas anteriores deben ser convenientemente modificadas [6].

4. EFECTO DEL CANAL SOBRE LAS CORRIENTES

4.1. CORRIENTES LONGITUDINALES

Nos proponemos investigar el efecto de convergencia de las líneas de corriente como consecuencia del dragado de un canal de acceso a lo largo del cauce de un estuario.

Nos centraremos en dos aspectos: la fracción del caudal total Q_0 (m^3/s) que representa el caudal Q_c (m^3/s) que circula por el canal y la extensión de la zona afectada por el cambio de sección.

Fracción del caudal total que circula por el canal

El primero de estos problemas puede resolverse analíticamente si tanto el canal como las márgenes tienen profundidades constantes; sean esas profundidades b_c y b_m respectivamente. Llamando b_c al ancho del canal y b_m a la suma de los anchos de las márgenes izquierda y derecha, la ecuación de continuidad se expresa mediante:

$$u_c b_c h_c + u_m b_m h_m = Q_0$$

siendo Q_0 el caudal total que circula por el estuario.

Como el fenómeno de convergencia de corrientes que estamos estudiando está poco influenciado por la velocidad de variación respecto al tiempo de las distintas magnitudes, podemos reducir el problema a régimen permanente. Bajo esta hipótesis, Q_0 no depende del tiempo y las ecuaciones de conservación del momento toman la forma:

$$u_c \frac{du_c}{dx} = -\frac{\tau_{bc}}{\rho h_c} - g \frac{dh_c}{dx} \\ u_m \frac{du_m}{dx} = -\frac{\tau_{bm}}{\rho h_m} - g \frac{dh_m}{dx}$$

La variación de velocidad a lo largo del estuario se debe exclusivamente a la pequeña disminución de sección debida al descenso de nivel originado por la pérdida de carga que se produce a lo largo del estuario. Por tanto se pueden despreciar los términos convectivos, con lo que se llega a las conocidas ecuaciones:

$$\tau_{bc} = -\rho g h_c \frac{dh_c}{dx} = \rho g \frac{u_c^2}{C^2}$$

$$\tau_{bm} = -\rho g h_m \frac{dh_m}{dx} = \rho g \frac{u_m^2}{C^2}$$

siendo C el coeficiente de Chezy.

Como no existen velocidades transversales, la aplicación de una ecuación análoga a las anteriores para la componente transversal nos lleva a que no puede haber gradiente de nivel en sentido transversal. Por lo tanto, si llamamos δ al desnivel que existe entre el fondo del canal y el de las márgenes, para cualquier sección se tiene que cumplir:

$$h_c = h_m + \delta$$

Como consecuencia:

$$\frac{dh_c}{dx} = \frac{dh_m}{dx} = -S$$

Despejando h_m , u_c y u_m de estas ecuaciones y sustituyendo en la de continuidad, se llega a:

$$(b_c h_c^{3/2} + b_m (h_c - \delta)^{3/2} C \sqrt{S} = Q_0)$$

El caudal que pasa por el canal es:

$$Q_c = C \sqrt{S} b_c h_c^{3/2}$$

que representa una fracción del caudal total Q_0 igual a:

$$f_Q = \frac{Q_c}{Q_0} = \frac{b_c h_c^{3/2}}{b_c h_c^{3/2} + b_m (h_c - \delta)^{3/2}} = \frac{f_Q h_c^{3/2}}{1 + f_Q (h_c^{3/2} - 1)}$$

siendo:

$f_h = b_c / (b_c + b_m)$ = fracción del ancho total ocupada por el canal

$h_{cm} = h_c / h_m$ = profundidad del canal relativa a la de las márgenes

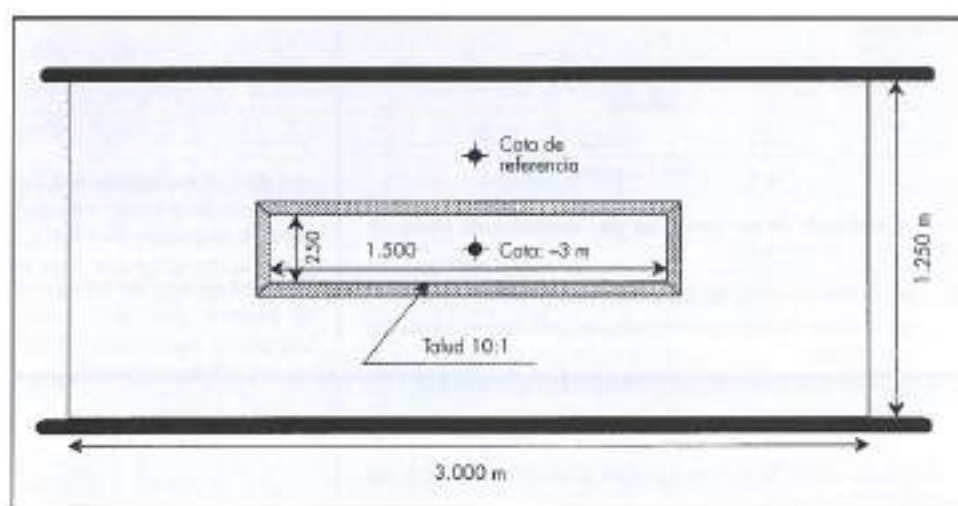
Así por ejemplo, si $\delta = 3$ m; $b_c = 250$ m; $b_m = 1000$ m y $h_c = 6$ m, se obtiene $f_Q = 0,414$ mientras que $f_h = 0,20$. Esto quiere decir que cuando se pasa de una sección con fondo horizontal a una sección con un canal dragado, al alcanzarse el equilibrio, el 41,4 % de los sedimentos arrastrados por la corriente (carga de fondo y carga en suspensión) se introducirán en el canal a pesar de que éste ocupe solo el 20 % de la anchura total. Para esta misma geometría de los fondos (iguales valores de δ , b_c y b_m), el valor de f_Q varía en función del nivel de marea de la forma que se indica en la figura 5. Nótese que para valores elevados de h_m , el parámetro h_{cm} tiende a 1 y, como consecuencia, f_Q tiende a f_h (0,2 en el ejemplo).

Es importante tener en cuenta que todo lo anterior es aplicable tanto en el semiperíodo pleamar-bajamar (cuando la corriente procede del estuario con un fondo plano a la misma cota que las márgenes del canal) como en el semiperíodo bajamar-pleamar (cuando la corriente procede del mar, con un fondo plano a la misma cota que la del fondo del canal).

Extensión de la zona afectada por el cambio de sección

La extensión de la zona afectada por el cambio de sección depende de la inercia de las masas de agua (término convectivo de la ecuación del momento), de la velocidad del agua respecto a la de transmisión de las perturbaciones (número de Froude) y de la geometría del tramo de acuerdo entre las dos secciones.

FIGURA 4. Características geométricas del dominio de cálculo utilizado para la aplicación de los modelos numéricos.



Todo esto hace que sea muy difícil estimar la extensión de la zona afectada por procedimientos analíticos.

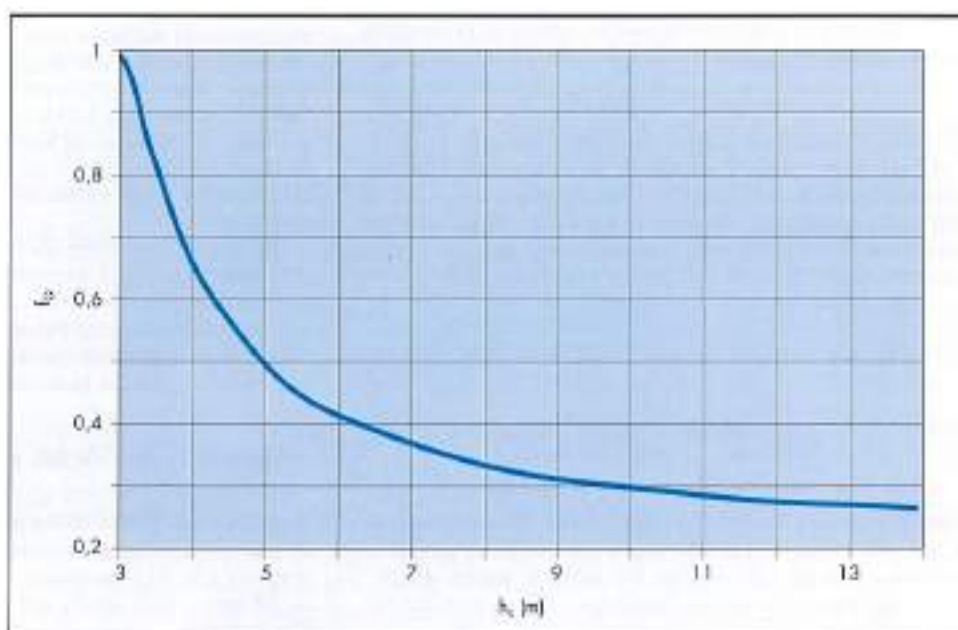
Con el fin de poder investigar la influencia de cada uno de estos factores, se ha preparado un modelo numérico cuyo dominio de cálculo tiene las características geométricas que se indican en la figura 4. Si se divide el dominio por su eje de simetría vertical y se compara con la figura 2, se ve que cada mitad representa el extremo de aguas arriba de un canal dragado a 3 m por debajo del fondo original (obsérvese que δ , b , y b_m tienen los mismos valores que en el ejemplo anterior). La razón por la que se ha elegido esta geometría reside en que con una sola pasada del modelo con flujo permanente (por ejemplo de izquierda a derecha) se puede observar la extensión de la zona afectada tanto con marea llanante como con marea vaciante. Por otra parte, esta geometría representa también un dragado de calibración, es decir, un dragado similar al que se realiza durante la fase de proyecto de lo que será un gran dragado con el fin

de ajustar los coeficientes de los modelos de cálculo de atarramiento.

La falta de simetría que ofrezcan los resultados respecto al eje de simetría vertical del dominio de cálculo nos indicará la importancia del efecto de inercia de las masas de agua. La comparación de las áreas correspondientes a las zonas afectadas aguas arriba y aguas abajo de los cambios de sección nos informará sobre la proximidad del proceso a las condiciones de flujo en régimen crítico. Además si el modelo se ejecuta para distintos niveles de llenado y se mantiene la velocidad en los contornos, están variando el número de Froude y el valor de f_Q .

Se ha ejecutado el modelo para niveles de llenado correspondientes a valores de h_m de 3, 4, 5 y 10 m. En todos los casos se ha impuesto una condición de flujo en los contornos izquierdo (entrante) y derecho (saliente) de forma que la velocidad en ambos contornos fuera aproximadamente igual a 1 m/s. Conviene destacar que debido al rozamiento con el

FIGURA 5. Variación de f_Q con el nivel de llenado para el ejemplo considerado en el texto ($\delta = 3$ m, $b_c = 2.50$ m, $b_m = 1000$ m).



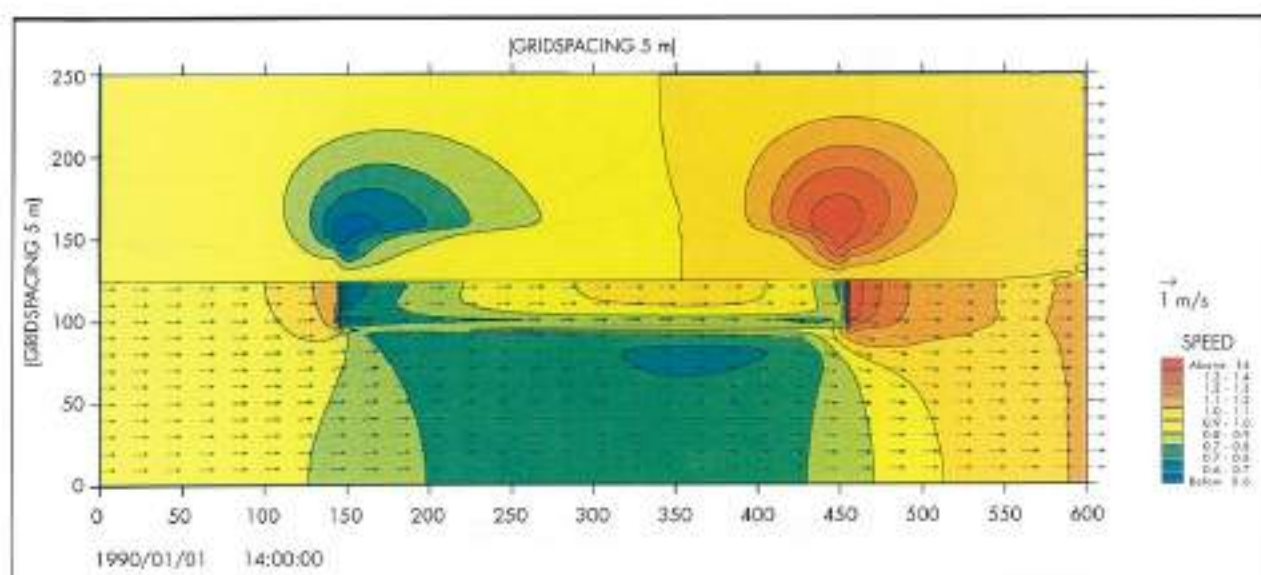


FIGURA 6. Corriente longitudinal para $h_m = 3$ m. Mitad inferior: vectores velocidad e isoclinas de sus módulos. Mitad superior: isoclinas de los ángulos de desviación respecto a la horizontal (4° , 7° , 10° y 15°).

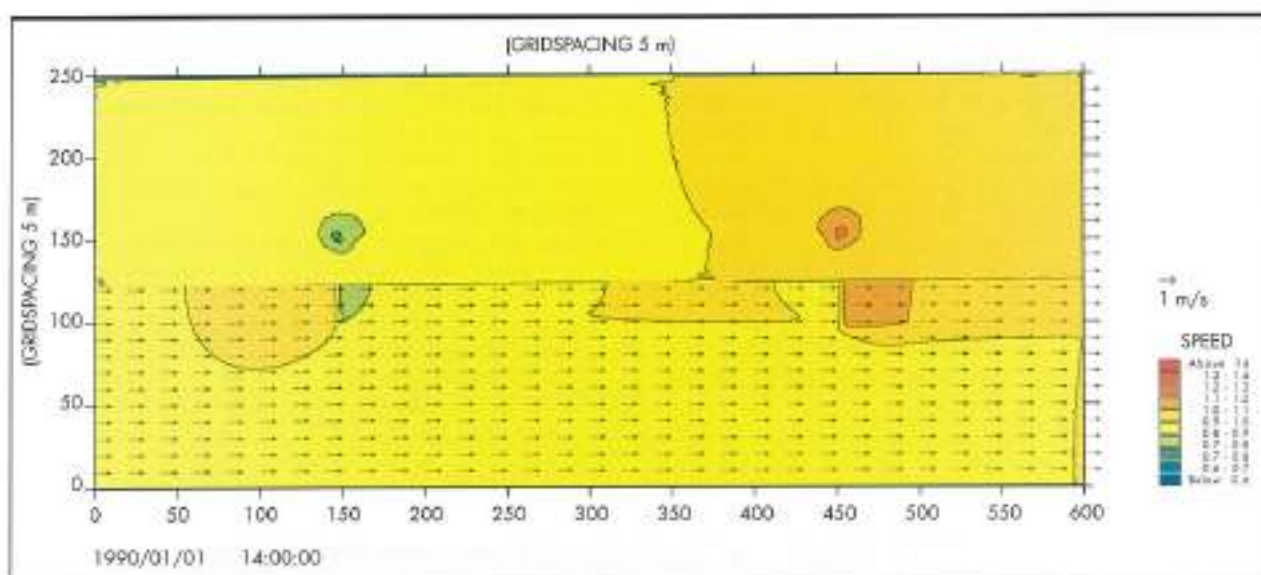


FIGURA 7. Corriente longitudinal para $h_m = 10$ m. Mitad inferior: vectores velocidad e isoclinas de sus módulos. Mitad superior: isoclinas de los ángulos de desviación respecto a la horizontal (4° y 7°).

fondo, el nivel de agua en el contorno de aguas abajo es ligeramente menor que en el contorno de aguas arriba, mientras que, por continuidad, con las velocidades sucede lo contrario.

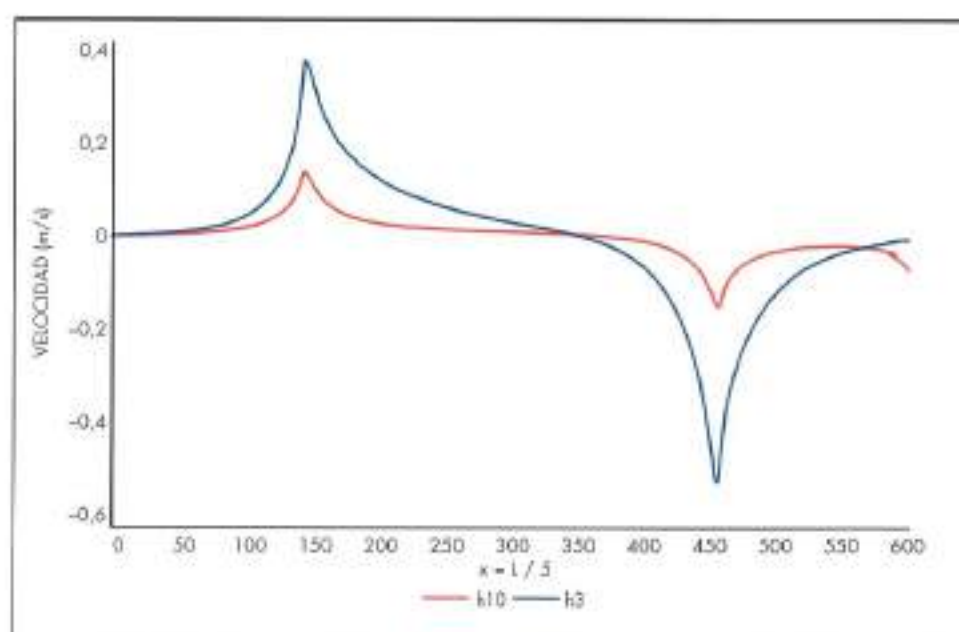
Por razones de espacio solo se incluyen los resultados de los casos correspondientes a $h_m = 3$ m (Figura 6) y $h_m = 10$ m (Figura 7). Del análisis de estas figuras se deduce lo siguiente:

- El área de las zonas afectadas tanto en intensidad como en dirección es mucho mayor para el nivel de llenado menor ($h_m = 3$ m).
- El área de la zona afectada aguas abajo del cambio de sección (el cambio de sección corresponde a los nodos 150 y 450) es mayor que el de la situada aguas arriba, sobre

todo para marea vaciante (mitad izquierda de las figuras 6 y 7).

- En la banda horizontal comprendida entre los nodos 100 y 150 que está situada antes de llegar al cambio de sección se produce un aumento de la velocidad con la marea vaciante y una disminución con la marea llenante. Como consecuencia, en esa zona se producirán erosiones para la marea vaciante y acumulaciones para la llenante. Nótese que en ambos casos las erosiones se producen fuera del canal y las acumulaciones dentro.
- Debido a que $f_0 > f_b$, la velocidad en las márgenes aguas abajo del cambio de sección decrece respecto a la que había aguas arriba. Por lo tanto, con marea vaciante hay que esperar que se produzcan acumulaciones en las már-

FIGURA 8. Variación de la componente transversal de la velocidad a lo largo del veril.



genes, que serán mayores donde mayor sea el gradiente de velocidad (proximidad de las isoclinas en la parte inferior izquierda de la figura 6). Del mismo modo, con marea entrante se producirán erosiones en la zona de las márgenes próximas al cambio de sección (parte inferior derecha de la misma figura). Conviene resaltar que este efecto se extiende hasta los diques de encauzamiento, los cuales están situados a 500 m del talud.

- En la misma banda horizontal anterior, tras el cambio de sección el valor de la velocidad disminuye con marea vaciante y aumenta con marea llenante, con lo cual se producen acumulaciones/erosiones. Obsérvese que de nuevo las acumulaciones se producen dentro del canal, y las erosiones fuera.

- Con marea entrante las velocidades dentro del canal van creciendo progresivamente pero los valores de equilibrio correspondientes a la nueva sección no se alcanzan hasta que no se han recorrido unos 1.000 m. Con marea vaciante son necesarios solo 500 m para que se alcance el equilibrio, pero quizá este resultado se encuentre afectado por la proximidad del contorno.
- Todos estos efectos deben presentarse también en el caso $h_{01} = 10$ m, pero estarán muy atenuados porque las diferencias de velocidad son mucho más pequeñas.
- La fracción $f_q - f_b$ de la carga sedimentaria total entra en el canal por los taludes laterales. Con el fin de tener una idea de cómo se distribuye esta fracción de la carga sedimentaria a lo largo del canal, en la figura 8 se ha repre-

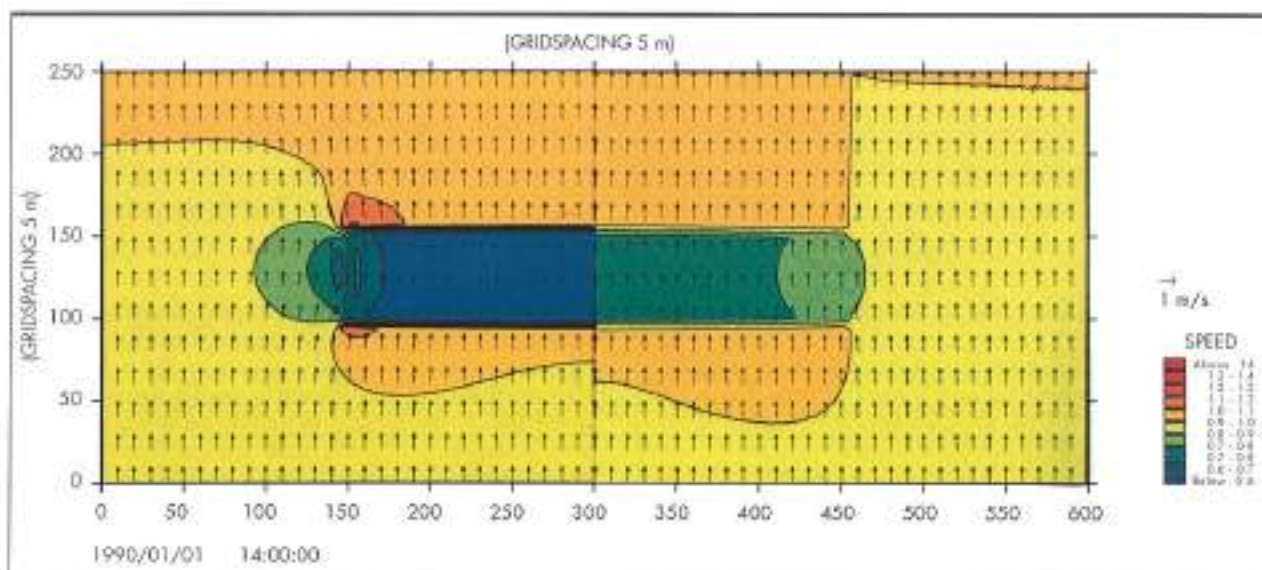


FIGURA 9. Corriente transversal. Mitad izquierda: $h_{01} = 3$ m. Mitad derecha: $h_{01} = 10$ m.

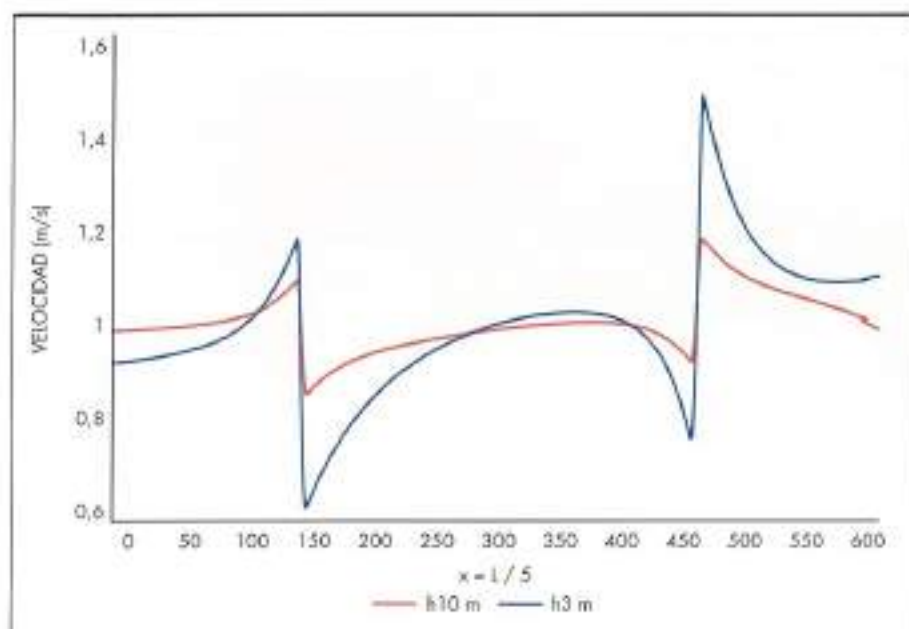


FIGURA 10. Variación de la velocidad a lo largo del eje de simetría del canal.

sentado la componente transversal de la velocidad a lo largo del veril. Puede verse que la mayor parte de la carga entra al canal inmediatamente después del cambio de sección. Recuérdese que la carga sedimentaria es proporcional a una potencia alta (del orden de 5) de la velocidad.

4.2. CORRIENTES TRANSVERSALES

Cuando las corrientes cruzan perpendicularmente el canal, las líneas de flujo permanecen paralelas; como el caudal entre dos líneas de flujo ha de permanecer constante se debe cumplir la siguiente igualdad independientemente del nivel de llenado:

$$u_n h_n = u_c h_c$$

En la figura 9 se exponen los resultados de aplicar una corriente transversal al mismo dominio de cálculo utilizado para corrientes longitudinales para $h_n = 3$ m y $h_c = 10$ m. El ligero aumento de velocidad que se observa aguas arriba del talud descendente se debe a la contracción que sufre el flujo por el efecto que produce la longitud finita del canal.

La carga de fondo procedente de la margen situada aguas arriba se depositará junto al talud descendente. De esa carga, la parte que pueda ser transportada por la nueva velocidad, llegará al talud ascendente, donde se acumulará porque no podrá ascender por el talud. Al mismo tiempo el veril del talud ascendente se erosionará porque no le llega material desde aguas arriba.

A efectos de comparación con lo que sucede para corrientes longitudinales, en la figura 10 se ha representado la variación de velocidad a lo largo del eje de simetría horizontal del dominio de cálculo para las corrientes longitudinales reproducidas en las figuras 6 y 7. Obsérvese por un lado la variación tan significativa que sufre la velocidad y, por otro que la velocidad en el interior del canal llega a hacerse mayor que la había antes de notarse el cambio de sección.

4.3. CORRIENTES OBLICUAS

Este caso tiene un gran interés porque representa la situación más frecuente en el tramo exterior de un canal de ac-

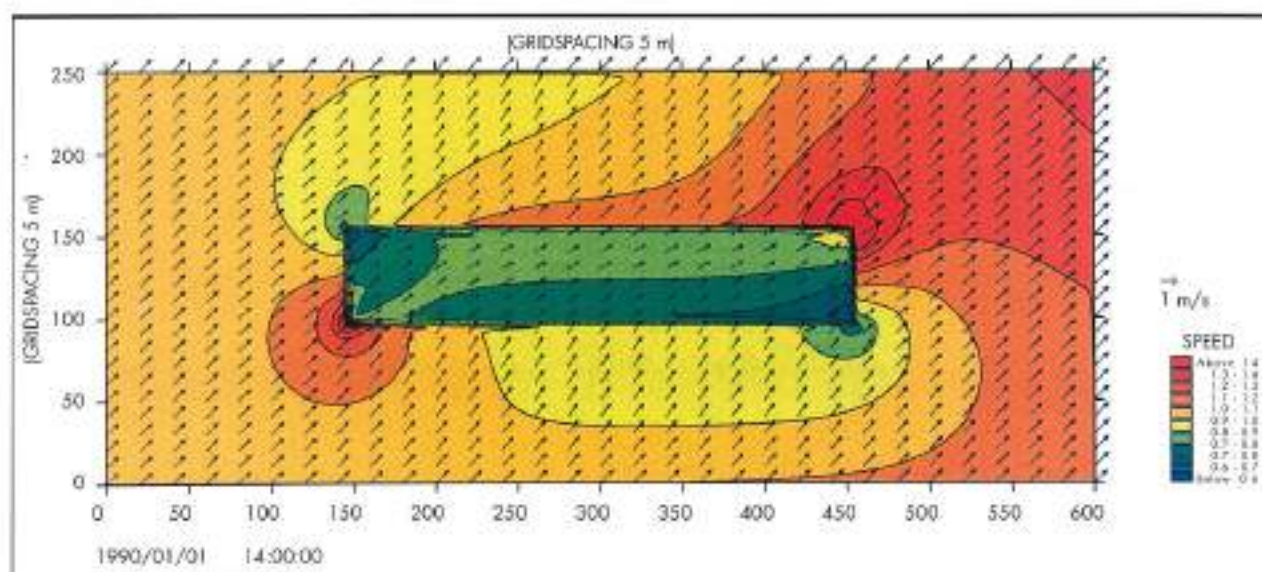
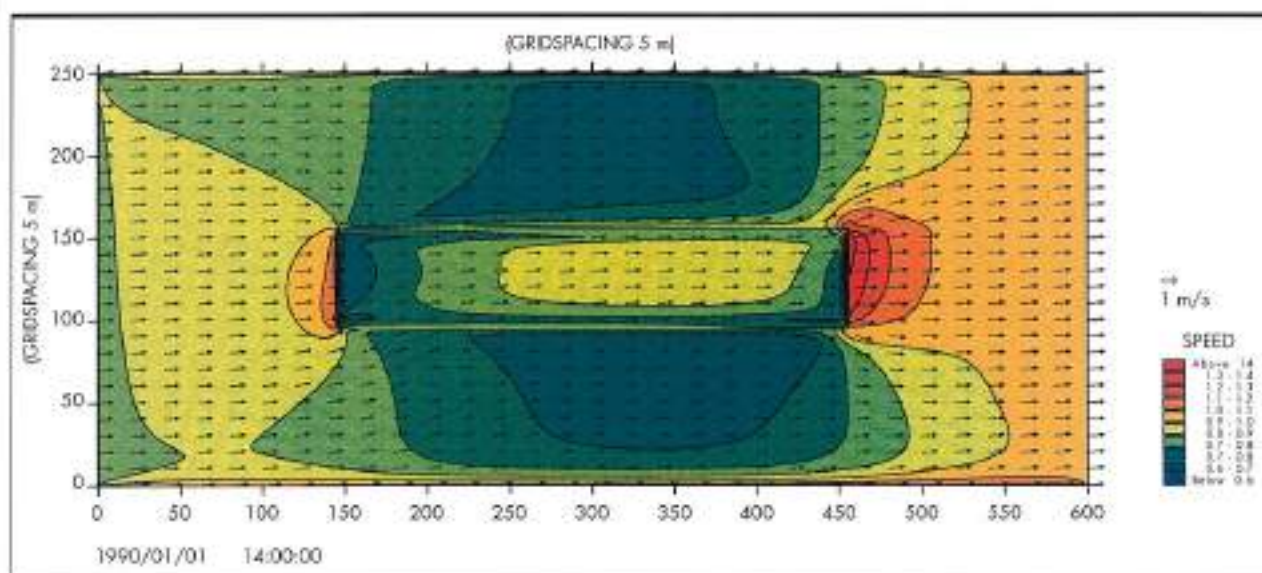
ceso. Para estudiarlo se ha ejecutado el modelo con la misma geometría que la utilizada en los casos precedentes, pero imponiendo corrientes que forman 45° y 5° con el eje longitudinal del canal. Como en los casos anteriores, se ha calculado la condición de flujo en el contorno para que resulten velocidades próximas a 1 m/s para los cuatro niveles de llenado considerados: valores de h_n de 3, 4, 5 y 10 m. Por razones de espacio solamente se exponen los resultados correspondientes a $h_n = 3$ m (figura 11 para corriente a 45° y figura 12 para corriente a 5°).

Lo más interesante que hay que reseñar de estas figuras es que para el ángulo de incidencia de 5° la situación es muy similar a la de las corrientes longitudinales y, en particular, las velocidades en el canal llegan a ser superiores a las que había antes del cambio de sección, mientras que para el ángulo de 45° , aunque se produce un aumento de velocidad a lo largo del tramo de trayectoria situado dentro del canal, la velocidad no llega a alcanzar el valor que tenía aguas arriba del talud descendente. En cambio, en este caso aparece de forma muy clara el fenómeno de refracción de las líneas de corriente que ya se ha comentado.

La naturaleza de esta refracción no tiene nada que ver con la de los movimientos ondulatorios. Se produce porque la componente normal de la velocidad disminuye exactamente en proporción inversa a la profundidad y se mantiene constante en toda la sección transversal (como ocurría con las corrientes transversales) mientras que la componente longitudinal tiene el mismo tipo de variación que el representado en la figura 10 para corrientes longitudinales; y el valor de esa componente longitudinal puede llegar a ser mayor dentro del canal que fuera de él.

La consecuencia más importante que se puede extraer de las reflexiones anteriores, es que si se pretende calcular la tasa de aterramiento correspondiente a corrientes oblicuas por el procedimiento explicado en la sección 3, han de tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- Que la longitud del tramo de trayectoria situado dentro del canal es mayor que la que se obtendría por simple


FIGURA 11. Corriente a 45° respecto al eje del canal ($h_w = 3$ m).

FIGURA 12. Corriente a 5° respecto al eje del canal ($h_w = 3$ m).

prolongación de las trayectorias existentes fuera del canal.

- b) Que las líneas de corriente, cuando se refractan, se juntan, por lo que la carga en suspensión, que viene expresada en m^3/s por unidad de ancho normal a la trayectoria, aumenta. Si llamamos s_{ei} a la separación de las líneas de corriente en las márgenes y s_e a la separación de las mismas dos líneas de corriente dentro del canal ($s_e \leq s_{ei}$), en el borde del talud descendente se cumplirá que:

$$q_{ei}s_{ei} = q_{es}s_e$$

por lo que la condición inicial ahora sería:

$$q_{es}(0) = q_{ei} \frac{s_{ei}}{s_e}$$

Si esquematizamos las líneas de corriente como rectas y llamamos α_i y α_r a los ángulos de incidencia y de refracción respectivamente, se tiene:

$$\frac{s_{ei}}{s_e} = \frac{\cos \alpha_i}{\cos \alpha_r}$$

expresión que permite calcular la condición inicial anterior a partir de gráficos de resultados análogos al de la figura 11.

5. CONCLUSIONES

En el tramo interior de los canales de acceso los aterramientos se producen por fenómenos de segundo orden relacionados con las corrientes y debidos a la presencia de taludes, de curvas del trazado o de variaciones significativas de la sec-

ción transversal. En el tramo exterior se deben a la combinación del oleaje (que pone el sedimento en suspensión) y de las corrientes, que suelen tener una importante componente transversal al canal.

El cálculo de las tasas de aterramiento requiere un estudio hidrodinámico (oleaje y corrientes) y un estudio de transporte de sedimentos. Este último estudio está todavía sujeto a muchas incertidumbres, por lo que para calcular el transporte suele ser suficiente la aplicación de fórmulas contrastadas como las que se ofrecen en el presente artículo.

Cuando se draga un canal a lo largo de un río o estuario con fondo horizontal se produce una convergencia de las corrientes sobre el canal que da lugar a un aporte de sedimentos tanto por el fondo como en suspensión. En este artículo se ha deducido una expresión para cuantificar esta convergencia.

Utilizando un modelo numérico sobre un dominio constituido por una fosa alargada, se han investigado las características de corrientes longitudinales, transversales y oblicuas para varios niveles de llenado.

Mientras que para corrientes transversales las velocidades están en proporción inversa a las profundidades, para corrientes longitudinales las velocidades en el canal son mayores que antes del cambio de sección. Para corrientes obli-

cuas el efecto más destacado es la refracción de las líneas de corriente, lo que obliga a modificar el método de cálculo de las tasas de aterramiento por carga en suspensión.

REFERENCIAS

- [1] FINNEY, N. H. (1987) *Maintenance dredging and spoil disposal at UK ports*, en **Maintenance dredging**, Proc. Conf. ICE, Bristol, Thomas Telford, pp. 1-20
- [2] BLIJKER, E. W. (1971) *Longshore transport computations*, J. Waterways, Harbour and Coastal Eng., Vol. 99, WW4.
- [3] MAYOR-MORA, R., MORTENSEN, P., FREDSOE, J. (1976) *Sedimentation studies on the river Niger delta*, Proc. 15th Coastal Eng. Conf., Honolulu, Hawaii, p. 2151-2170.
- [4] BLIJKER, E., (1980) *Sedimentation in channels and trenches*, Proc. 17th Conf. on Coastal Eng., ASCE, Sydney, Australia, pp. 299-300.
- [5] LEAN, G. H. (1980) *Estimation of maintenance dredging for navigation channels*, Hydraulics Research Station, Wallingford, England.
- [6] RIJN, L. C. VAN (1991) *Sedimentation of dredged channels and trenches*, en **Handbook of Coastal and Ocean Engineering**, J.B. Herbich, ed., Vol 2, pp. 611-649.



HIDTMA S.L.

HIDRAULICA Y MEDIO AMBIENTE

Empresa de consultoría, especializada en Ingeniería Hidráulica y Medioambiental, basada en la utilización de sofisticados modelos numéricos en conjunción con trabajos de campo.



PUERTOS

Agitación Interior.
Dragados y vertidos.
Calidad de agua.
Propagación de oleaje.

TRABAJOS DE CAMPO

Batimetría y Topografía.
Medida de mareas y Corrientes.
Análisis Sedimentario.
Parámetros Físico-químicos.



COSTAS

Impacto de obras.
Regeneración de playas.
Seguimiento de obras.
Dinámica de estuarios.

MEDIO AMBIENTE

Estudios de impacto ambiental.
Transporte y Dispersión.
Calidad de agua.
Contaminación atmosférica.



HIDRAULICA FLUVIAL

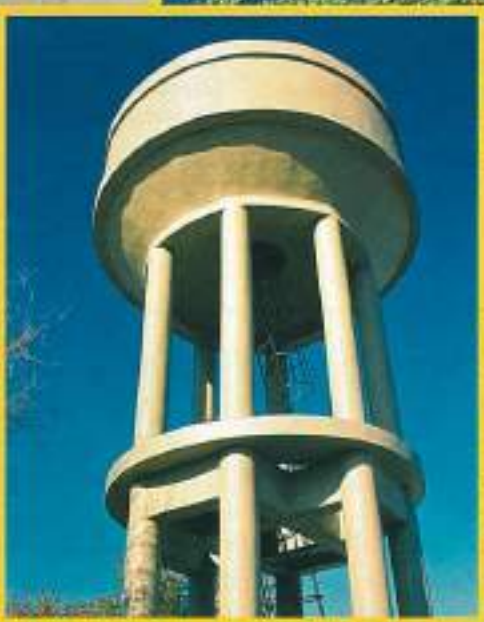
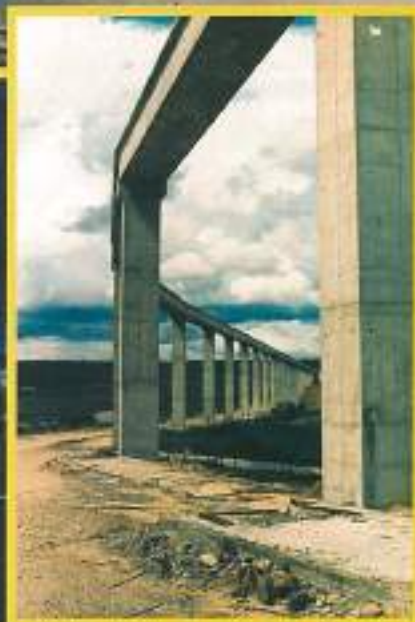
Rotura de presas.
Predicción de inundaciones.
Procesos Sedimentarios.
Calidad de agua.

Avda. de Europa, 16
28224 Pozuelo de Alarcón.
Telf: 351 06 48 / 351 09 08
Fax: 351 09 50
E-mail: hidtms@mad.servicom.es

En obras hidráulicas

Sika

Protege el camino del agua



Especialista de la estanquidad, aporta su experiencia en la construcción y reparación de obras hidráulicas con productos y técnicas de altas características, diseñando sistemas que solucionan los requerimientos más exigentes, a través de su gama completa de productos.

PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS

Revestimiento de resinas epoxi para protección de hormigón.

DEPOSITOS DE AGUA

Revestimientos y sistemas de impermeabilización.

DEPOSITOS DE AGUA ELEVADOS Y ESTACIONES DE BOMBEO

Sistema de reparación y protección de estructuras.

ESTANQUES DE USO DOMESTICO E INDUSTRIAL

Soluciones para la impermeabilización y protección de estanques para agua limpia o vertidos industriales.

DEPURADORAS DE AGUAS RESIDUALES

Revestimientos y protecciones frente a ataques de aguas fecales o industriales.

REDES DE SANEAMIENTO Y COLECTORES

Tratamientos protecciones frente a la abrasión y erosión.

OBRAS HIDRAULICAS

Aditivos de alto rendimiento para fabricación de hormigones impermeables, de calidad y duraderos en todos los trabajos de ingeniería civil.

Solicite más información rellenando con sus datos y enviando el cupón adjunto a:

Deseo recibir más información sobre Sika en Obras Hidráulicas

Empresa

Cargo

Dirección

Cod. / Población

Sika, S.A.

Ctra. de Fuencarral, 72

Aptdo. de correos 202

28100 ALCOBENDAS

Tel. 662 18 18 - Fax 662 19 38

