



UNIVERSIDADE DA CORUÑA

ESCOLA TÉCNICA SUPERIOR DE ENXEÑEIROS DE
CAMIÑOS CANAIS E PORTOS



Proyecto técnico.

Análisis de formulaciones
para la modelización numérica
del transporte de sedimentos
en confluencias.

AUTOR : **Alejandro Nieto Rodríguez**
TUTOR : **Luis Cea Gómez**
SEPTEMBRO 2012

AGRADECIMIENTOS

Quisiera aprovechar la oportunidad que me brindan estas líneas para dar mi más sincero agradecimiento a las personas sin cuya ayuda me hubiera resultado imposible realizar este trabajo.

En primer lugar me gustaría agradecer a mi tutor Luis Cea todas ofrecerse a tutorear este proyecto, dándome la ocasión de ampliar mis conocimientos en un campo que tanto aprecio. Gracias Luis por la gran paciencia que me has demostrado en este tiempo y por lo fácil y agradable que resulta trabajar contigo, con todo ello te has ganado mi más sincero respeto y admiración.

A mis compañeros de piso Óscar e Íñigo, por ayudarme a desconectar cada vez que regresaba a casa. Quiero aprovechar para agradeceros el tiempo en que os llegasteis a convertir en mi segunda familia. Siempre formareis una parte importante de mi vida.

Tampoco quiero olvidar mis grandes amistades Luis, Víctor, Jes y Tino. Gracias por estar siempre ahí, ayudándome a volver al mundo real cuando el trabajo lograba agotarme. Gracias de corazón por los grandes momentos de viernes noche y por saber que estabais ahí siempre que lo necesitaba.

No podría acabar esto sin dar a mi familia los agradecimientos que merecen, sin su apoyo me hubiera sido completamente imposible llegar hasta aquí. Gracias por animarme a seguir y no dejar que me rinda. Gracias a mis padres y mi hermana por estar siempre dispuestos a ayudar.

Y gracias a ti San, por estar todos los días a mi lado dándome tu apoyo y tu cariño. No existen suficientes palabras para agradecerte todo lo que me has dado en este tiempo. Nunca habría llegado hasta aquí sin ti.

0. Índice.

Lista de figuras.....	6
1. Introducción y objetivos.....	10
2. Modelos numéricos de transporte sólido en ríos.....	13
2.1. Ecuaciones hidrodinámicas.....	13
2.1.1. Ecuaciones de aguas someras.....	13
2.1.2. Tensiones efectivas.....	14
2.1.3. Modelo k-ε de Rastogi y Rodi (1978).....	16
2.2. Modelos de transporte de sedimentos.....	16
2.2.1. Ecuación de Exner.....	17
2.2.2. Caudal sólido para sedimento uniforme.....	17
2.2.2.1. Meyer-Peter Müller (1948).....	18
2.2.2.2. van-Rijn(1984).....	18
2.2.3. Caudal sólido para sedimento no uniforme.....	19
2.2.4. Tensión crítica de fondo.....	21
2.2.4.1. Formulación de Shields (Ábaco de Shields).....	21
2.2.4.2. Formulación de Parker et al. (2003).....	23
2.2.5. Corrección por flujo secundario.....	24
2.2.6. Corrección por pendiente de fondo.....	26
2.3. Efectos de las confluencias en transporte de sedimentos.....	27
3. Metodología.....	31
3.1. Casos experimentales a estudiar.....	31
3.2. Malla de calculo.....	35
3.3. Parámetros numéricos.....	37
3.4. Casos a analizar.....	37
4. Resultados.....	39
4.1. Hidrodinámica.....	39
4.2. Corrección por flujo secundario.....	44
4.3. Corrección por pendiente de fondo.....	46
4.4. Modelos de sedimento uniforme.....	47
4.5. Modelos de mezcla de sedimentos.....	56
5. Conclusiones y futuras líneas de estudio.....	63
6. Referencias.....	65
Apéndices.....	67

Lista de figuras.

Fig. 1. Ábaco de Shields. Marcelo García(2007).	22
Fig. 2. Parametrización del Ábaco de Shields propuesta por Hoffmann-Verhijk (1994).	23
Fig. 3. Representación de la formula de Parker et al. (2003) para la obtención de la tensión crítica de fondo.	24
Fig. 4. Representación de los flujos secundarios.	25
Fig. 5. Modelo descriptivo de la hidrodinámica de confluencias propuesto por Best (1987).	28
Fig. 6. Corrientes secundarias según la descripción de Mosley (1976) y medidas de Rhoads y Kenworthy(1998).	29
Fig. 7. Modelo de flujo tridimensional en confluencias propuesto por Weber et al. (2001).	29
Fig. 8. Modelo de forma de fondo en confluencias propuesta por Best (1988).	30
Fig. 9. Características geométricas de la configuración experimental. Leite Ribeiro (2011).	31
Fig. 10. Forma inicial del lecho en los experimentos de Leite Ribeiro (2011).	32
Fig. 11. Características del sedimento utilizado en los experimentos en Leite Ribeiro (2011).	32
Tabla 1. Resumen de las características de cada experimento.	33
Fig. 12. Forma de fondo obtenida en Leite Ribeiro (2011) para la configuración 1. Se pueden apreciar las zonas de erosión y sedimentación.	34
Fig. 13. Vista superior del fondo en la zona de la confluencia para la configuración 1, (a) donde se aprecian las zonas de erosión deposición y vista aguas abajo del afluente (b) donde se puede ver el escalón que se produce a la llegada de este al canal principal y la gradación de sedimentos en el canal principal. Resultados de Leite Ribeiro (2011).	35
Fig. 14. Distribuciones granulométricas para distintos puntos del canal obtenidos para la configuración 1 en Leite Ribeiro (2011).	35
Fig. 15. Tipos de malla analizadas, menos fina (a) y más fina (b).	36
Fig. 16. Láminas de agua obtenidas para malla menos fina (a) y malla más fina (b), con las condiciones de la configuración 1.	36
Fig. 17. Campos de velocidades obtenidos para malla menos fina (a) y malla más fina (b), con las condiciones de la configuración 1.	36
Tabla 2. Resumen de las condiciones utilizadas en la calibración de las correcciones.	38
Tabla 3. Resumen de las formulaciones utilizadas para cada configuración.	38
Fig. 18. Representación de las velocidades promediadas en profundidad y líneas de corriente obtenido para la configuración 3. Se pueden apreciar las diferentes zonas del modelo de Best (1987).	40
Fig. 19. Representación de los calados obtenidos para la configuración 3.	41

Fig. 20. Aumento de la energía cinética turbulenta en la zona exterior de la confluencia obtenido para la configuración 3.	41
Fig. 21. Representación de los valores de número de Froude para la configuración 1 (a), configuración 2 (b) y configuración 3 (c).	42
Tabla 4. Resumen del régimen en que circula cada canal para cada configuración.	42
Fig. 22. Representación del calado obtenido para la configuración 1 (a), configuración 2 (b) y configuración 3 (c).	43
Fig. 23. Representación del campo de velocidades obtenido para la configuración 1 (a), configuración 2 (b) y configuración 3 (c).	43
Fig. 24. Resultados obtenidos para tensión de fondo en la confluencia (a) y forma del fondo en la confluencia (a) obtenidos para la configuración 3 sin aplicar las correcciones.	44
Fig. 25. Tensión de fondo en cada punto obtenida aplicando la corrección por flujo secundario en la configuración 3.	45
Fig. 26. Distribución de velocidades sin correcciones (a) y aplicando corrección por flujo secundario (b) obtenidas para la configuración 3.	45
Fig. 27. Resultado obtenido para forma del fondo en la confluencia para la configuración 3 sin aplicar las correcciones.	46
Fig. 28. Formas de fondo obtenidas aplicando la corrección de fondo propuesta por Mihn Duc et al. (2003) (a) y la propuesta propia (b).	47
Tabla 5. Calados y pendientes medias en el afluente obtenidas experimentalmente para cada configuración.	48
Fig. 29. Resultados experimentales obtenidos para la configuración 1 en Leite Ribeiro (2011).	48
Fig. 30. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos con el modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948) para la configuración 1 ($D_s = 4\text{mm}$).	49
Fig. 31. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos con el modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de van-Rijn(1984) para la configuración 1 ($D_s = 4\text{mm}$).	49
Fig. 32. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos con el modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948) para la configuración 1 ($D_s = 4\text{mm}$).	50
Fig. 33. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos con el modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de van-Rijn(1984) para la configuración 1 ($D_s = 4\text{mm}$).	50
Tabla 6. Resumen de los resultados obtenidos para la configuración 1.	51
Fig. 34. Forma de fondo obtenida para diámetros de 3 mm ~ D78 (a), 4 mm ~ D82 (b) y 5 mm ~ D87 (c), para la configuración 1.	52
Fig. 35. Resultados experimentales obtenidos para la configuración 2 en Leite Ribeiro (2011).	52
Fig. 36. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948) para la configuración 2 ($D_s = 5.5\text{mm}$).	53

Fig. 37. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948) para la configuración 2 (Ds = 5.5mm).	53
Tabla 7. Resumen de los resultados obtenidos para la configuración 2.	54
Fig. 38. Resultados experimentales obtenidos para la configuración 3 en Leite Ribeiro (2011).	54
Fig. 39. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948) para la configuración 3 (D s = 4mm).	55
Fig. 40. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948) para la configuración 3 (D s = 4mm).	55
Tabla 8. Resumen de los resultados obtenidos para la configuración 3.	55
Tabla 9. Resumen de las distintas distribuciones granulométricas evaluadas.	57
Fig. 41. Resultado obtenido en la configuración 3 para la mezcla 1 (a), mezcla 2 (b), mezcla 3 (c) y mezcla 4 (d).	57-58
Fig. 42. Forma de fondo obtenida con el modelo de tensión crítica de fondo de Shields para la configuración 1.	59
Tabla 10. Resumen de los resultados obtenidos para la configuración 1 con el modelo de mezcla de Ashida-Michiue.	59
Fig. 43. Forma de fondo obtenida con el modelo de tensión crítica de fondo de Shields para la configuración 2.	60
Tabla 11. Resumen de los resultados obtenidos para la configuración 2 con el modelo de mezcla de Ashida-Michiue.	60
Fig. 44. Forma de fondo obtenida con el modelo de tensión crítica de fondo de Shields para la configuración 3.	61
Tabla 12. Resumen de los resultados obtenidos para la configuración 3 con el modelo de mezcla de Ashida-Michiue.	61
Fig. 45. Distribución de diámetros en el lecho. Distribución de finos (a), distribución de gruesos (b) y diámetro medio en cada punto (c).	62
Fig. 46. Vista del resultado experimental de la confluencia. Se aprecia una gradación del tamaño del sedimento a lo ancho del canal, material más fino en el margen interior y material más grueso en el exterior.	62
Fig A1. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948).	67
Fig. A2. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de van-Rijn(1984).	67
Fig. A3. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948).	68
Fig. A4. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de van-Rijn(1984).	68

Fig A5. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948).	69
Fig. A6. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de van-Rijn(1984).	69
Fig. A7. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948).	70
Fig. A8. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de van-Rijn(1984).	70
Fig A9. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948).	71
Fig. A10. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de van-Rijn(1984).	71
Fig. A11. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948).	72
Fig. A12. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de van-Rijn(1984).	72
Fig. B1. Forma de fondo obtenida con el modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) para la configuración 1.	73
Fig. B2. Forma de fondo obtenida con el modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) para la configuración 2.	73
Figura C1. Distintos fondos obtenidos para $D = 3$ mm (a), $D = 4$ mm (b), $D = 5$ mm (c) en la configuración 1.	74
Figura C2. Distintos fondos obtenidos para $D = 3$ mm (a), $D = 5.5$ mm (b), $D = 7$ mm (c) en la configuración 2.	74
Figura C3. Distintos fondos obtenidos para $D = 3$ mm (a), $D = 4$ mm (b), $D = 7$ mm (c) en la configuración 3.	74

1. Introducción y objetivos.

En este proyecto técnico se presenta un análisis comparativo de distintas formulaciones para la modelización de transporte de sedimentos en confluencias. Se utilizará para ello el modelo Turbillon desarrollado por el Grupo de Ingeniería del Agua y Medio Ambiente perteneciente a la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de A Coruña.

La simulación de los procesos hidrodinámicos que se puedan dar en un canal o río, tales como el propio flujo de agua o efectos de marea sobre el mismo, se realizan actualmente mediante la resolución numérica de las ecuaciones de aguas someras, también conocidas como ecuaciones de St. Venant. Estas ecuaciones se obtienen a partir del promedio en profundidad de las ecuaciones de Reynolds tridimensionales, y aplicando las hipótesis de distribución de presión hidrostática y perfil de velocidad uniforme en profundidad. La segunda de estas hipótesis representa un problema en flujos con cierta curvatura como son las confluencias, situaciones donde se producen unas corrientes secundarias que provocarán que el perfil de velocidades pierda dicha uniformidad en profundidad.

En cálculos de transporte de sedimentos, se consideran las condiciones hidrodinámicas del flujo (calado y velocidad) y las propiedades del fondo para obtener la tensión de fondo, y a partir de ella y de las condiciones hidrodinámicas obtener el caudal sólido que se produce. En función de este último valor se determina si se produce erosión o sedimentación en cada punto así como la variación de la cota del fondo aplicando la ecuación de continuidad de la masa de sedimento (ecuación de Exner).

El dato más representativo del lecho es su curva granulométrica, la cual se puede representar de dos formas en los modelos numéricos de transporte de sedimentos. La más realista consiste en tomar varios diámetros de sedimento y su porcentaje de presencia en el lecho. Las formulaciones que trabajan con esta

representación del fondo se conocen como modelos de mezcla de sedimento. Existe un método más aproximado que consiste en tomar un valor de diámetro como representativo de toda la mezcla y realizar todos los cálculos con él. Estos son los modelos llamados de sedimento uniforme. Estos últimos son los más utilizados en la práctica y por programas comerciales para modelización de procesos de transporte de sedimentos, en gran medida por su mayor sencillez de uso y por la dificultad de calibración de los modelos de mezcla.

Hay que tener en cuenta que las formulaciones que se utilizan habitualmente en los modelos de transporte sólido están calibradas para fondo plano, por lo que en situaciones donde se produzca un fondo de pendientes elevadas es necesario introducir una corrección por pendiente de fondo, la cual ha de modificar el valor tanto de la tensión crítica de fondo como del caudal sólido que se produce.

Con el fin de mejorar la simulación de los efectos que pueda producir la curvatura se ha implementado en el modelo Turbillon una corrección por flujo secundario. Dicha corrección modifica la dirección de la tensión de fondo en función de la curvatura del flujo, para poder considerar los efectos que las corrientes secundarias tienen sobre el transporte de sedimentos.

Las formulaciones que se analizarán en este trabajo para el cálculo de tensiones de fondo son, el clásico Ábaco de Shields y la formulación propuesta más recientemente por Parker et al. (2003). En cuanto a cálculo de caudales sólidos, se analizarán dos modelos de sedimento uniforme: la formulación de Meyer-Peter Müller (1948) que se adecúa a diámetros de sedimento gruesos (2–30 mm), y la formulación de van-Rijn (1984) calibrada en lechos formados por sedimento más fino (0,2-2 mm). También se analizará la formulación de Ashida-Michiue para mezclas de sedimento. Todas estas formulaciones se han combinado con las correcciones por pendiente de fondo y por flujo secundario mencionadas anteriormente.

Para la obtención de datos experimentales con los que validar las distintas formulaciones analizadas en este trabajo, se han tomado los resultados expuestos en la tesis del Dr. Marcelo Leite Ribeiro, "Influence of Tributary Widening on Confluence" (2011), la cual incluye un gran número de resultados experimentales de transporte sólido en confluencias.

2. Modelos numéricos de transporte sólido en ríos.

En este apartado se hará una descripción detallada de las distintas formulaciones de transporte de sedimentos que se analizarán en este trabajo.

2.1. Ecuaciones hidrodinámicas.

Las ecuaciones que se utilizan en la modelización de procesos hidrodinámicos de flujo en ríos son distintas simplificaciones de las ecuaciones de Navier-Stokes, las cuales rigen el comportamiento general de un fluido.

En el caso de un flujo incompresible tridimensional, las ecuaciones de Navier-Stokes forman un sistema de ecuaciones diferenciales, con 4 ecuaciones y 4 incógnitas:

$$\frac{\partial u_j}{\partial x_j} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial u_i u_j}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\nu \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) + \frac{F_i}{\rho} \quad i=1,3 \quad (2)$$

donde u_j representa la velocidad en cada una de las direcciones, P la presión, ρ la densidad del agua, F_i las fuerzas por unidad de volumen aplicadas sobre el fluido, y ν la viscosidad cinemática laminar del agua.

2.1.1. Ecuaciones de aguas someras.

Las ecuaciones de aguas someras bidimensionales se obtienen aplicando las hipótesis de distribución de presión hidrostática y perfil vertical uniforme de velocidades a las ecuaciones de Reynolds tridimensionales. Las ecuaciones de St. Venant 2D se pueden escribir como:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial z_s}{\partial x} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} \quad (4)$$

$$\frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} = -gh \frac{\partial z_s}{\partial y} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} \quad (5)$$

donde h representa el calado, U_x y U_y las velocidades horizontales promediadas en profundidad, ρ la densidad del agua, g la aceleración de la gravedad, z_s la elevación de la lámina de agua, τ_{xx}^e τ_{xy}^e τ_{yy}^e las tensiones tangenciales efectivas horizontales y τ_b la tensión debida al rozamiento del fondo calculada a partir de la formula de Manning:

$$\tau_{b,x} = \rho g \frac{n^2 |U|}{h^{1/3}} U_x \quad \tau_{b,y} = \rho g \frac{n^2 |U|}{h^{1/3}} U_y \quad (6)$$

2.1.2. Tensiones efectivas.

Los términos de tensión efectiva τ_{ij}^e se obtienen sumando los efectos de las tensiones viscosas, de las tensiones turbulentas y los términos de dispersión debido a la no homogeneidad en profundidad del perfil de velocidad.

$$\tau_{ij}^e = \tau_{ij}^v - \overline{u'_i u'_j} + D_{ij} \quad (7)$$

donde τ_{ij}^v son las tensiones viscosas, $\overline{u'_i u'_j}$ son las tensiones turbulentas y D_{ij} los términos de dispersión, que se definen como:

$$D_{ij} = \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_s} (U_i - \bar{u}_i)(U_j - \bar{u}_j) dz \quad (8)$$

donde z_b es la cota del fondo y z_s la elevación de la lámina de agua U_i la velocidad promediada en profundidad y \bar{u}_i la velocidad puntual. Los términos de dispersión se

desprecian habitualmente en las ecuaciones de aguas someras (hipótesis de perfil de velocidad uniforme en profundidad), debido a la imposibilidad de calcularlos de forma general. Su importancia será mayor cuanto menos uniforme sea el perfil de velocidad en profundidad, por ejemplo en flujos de gran curvatura.

Las tensiones viscosas se obtienen a partir de la viscosidad cinemática del fluido como:

$$\tau_{ij}^v = \nu \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \quad (9)$$

Las tensiones turbulentas se calculan utilizando la aproximación de Boussinesq para aguas someras:

$$-\overline{u'_i u'_j} = \nu_t \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \delta_{ij} \quad (10)$$

Introduciendo esta aproximación en las ecuaciones de aguas someras y simplificando algunos términos de segundo orden, se obtiene la siguiente formulación:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = 0 \quad (11)$$

$$\frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial z_s}{\partial x} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(h \nu_e \frac{\partial U_x}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h \nu_e \frac{\partial U_x}{\partial y} \right) \quad (12)$$

$$\frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} = -gh \frac{\partial z_s}{\partial y} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(h \nu_e \frac{\partial U_y}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h \nu_e \frac{\partial U_y}{\partial y} \right) \quad (13)$$

$$\nu_e = \nu + \nu_t \quad (14)$$

La viscosidad efectiva ν_e incluye la viscosidad laminar ν y la viscosidad turbulenta ν_t . Existe una amplia variedad de modelos de turbulencia para la obtención de la

viscosidad turbulenta. En este trabajo se utilizará el modelo k-ε para aguas someras propuesto por Rastogi y Rodi (1978), que es uno de los más extendidos en la modelización de flujo en aguas poco profundas.

2.1.3. Modelo k-ε de Rastogi y Rodi (1978).

Se utiliza este modelo para obtener la viscosidad turbulenta (ν_t). El modelo k-ε resuelve una ecuación de transporte para la energía cinética turbulenta (k) y para la tasa de disipación de energía turbulenta (ϵ). El modelo tiene en cuenta la producción de turbulencia debida al rozamiento del fondo, la producción por gradientes de velocidad, la disipación y el transporte convectivo. Las ecuaciones de este modelo para aguas someras son:

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial U_x k}{\partial x} + \frac{\partial U_y k}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\left(\nu + \frac{\nu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) + 2 \nu_t S_{ij} S_{ij} + c_k \frac{u_f^3}{h} - \epsilon \quad (15)$$

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial t} + \frac{\partial U_x \epsilon}{\partial x} + \frac{\partial U_y \epsilon}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\left(\nu + \frac{\nu_t}{\sigma_\epsilon} \right) \frac{\partial \epsilon}{\partial x_j} \right) + c_{\epsilon 1} \frac{\epsilon}{k} 2 \nu_t S_{ij} S_{ij} + c_\epsilon \frac{u_f^4}{h^2} - c_{\epsilon 2} \frac{\epsilon^2}{k} \quad (16)$$

$$\nu_t = c_\mu \frac{k^2}{\epsilon} \quad c_k = c_f^{-1/2} \quad c_\epsilon = 3.6 c_k^{3/2} c_{\epsilon 2} c_\mu^{1/2} \quad c_f = \frac{\tau_b}{\rho} \frac{1}{|U|^2} \quad (17)$$

$$c_\mu = 0.09 \quad c_{\epsilon 1} = 1.44 \quad c_{\epsilon 2} = 1.92 \quad \sigma_k = 1.0 \quad \sigma_\epsilon = 1.31 \quad (18)$$

siendo S_{ij} el tensor de deformación y u_f la velocidad de fricción de fondo:

$$S_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \quad u_f = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} \quad (19)$$

2.2. Modelos de transporte de sedimentos.

En este apartado se exponen todas las formulaciones que se utilizan para la simulación de los procesos de transporte de sedimentos. Entre ellas se encuentran las ecuaciones para cálculo de caudal sólido y tensión crítica de fondo, la ecuación de

Exner que relaciona caudal sólido con la variación de la cota del fondo y las correcciones por pendiente de fondo y flujo secundario.

2.2.1. Ecuación de Exner.

En lechos con un tamaño de sedimento apreciable el modo principal de transporte sólido es el transporte de fondo (transporte en suspensión despreciable). En este caso se calculará la variación de la cota del fondo en cada punto del dominio de estudio utilizando la ecuación de Exner:

$$(1-p) \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_{sb,x}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sb,y}}{\partial y} = 0 \quad (20)$$

en donde p es la porosidad de los sedimentos, z_b la cota del fondo, $q_{sb,x}$ y $q_{sb,y}$ el caudal sólido en las direcciones x e y . Esta formulación se conoce como formulación de equilibrio, ya que las formulas de transporte sólido se calibran para condiciones estacionarias y homogéneas en espacio.

2.2.2. Caudal sólido para sedimento uniforme.

Las expresiones que se presentan a continuación relacionan los valores de tensión de fondo y caudal sólido. En los modelos de aguas someras, el valor de la tensión de fondo se obtiene a partir de las condiciones hidrodinámicas obtenidas con las ecuaciones de St. Venant. Para la aplicación de estas formulas, se debe obtener primero el valor de la tensión de fondo debida a grano. Para ello se utiliza la aproximación propuesta por Einstein:

$$\tau_{bs}^* = \tau_b^* \left(\frac{n_s}{n} \right)^{1.5} \quad (21)$$

donde τ_{bs}^* es la tensión de fondo debida a grano adimensionalizada y τ_b^* es la tensión de fondo, n el número de Manning del lecho y n_s la rugosidad debida a grano.

2.2.2.1. Meyer-Peter Müller (1948).

Con esta formulación se obtiene el caudal sólido de fondo adimensionalizado a partir de la tensión de fondo y tensión crítica de fondo como:

$$q_{sb}^* = 8 \left(\tau_{bs}^* - \tau_c^* \right)^{1.5} \quad (22)$$

donde q_{sb}^* es el caudal sólido adimensionalizado, τ_{bs}^* la tensión de fondo debida a grano adimensionalizada y τ_c^* la tensión crítica de fondo, los cuales se obtienen a partir de sus equivalentes dimensionales utilizando las expresiones:

$$q_{sb}^* = \frac{q_{sb}}{\sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) g D_s^3}} \quad \tau_{bs}^* = \frac{\tau_{bs}}{(\rho_s - \rho) g D_s} \quad \tau_c^* = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho) g D_s} \quad (23)$$

siendo q_{sb} el caudal sólido de fondo, τ_{bs} la tensión de fondo debida a grano, τ_c la tensión crítica de fondo, g la aceleración de la gravedad y D_s el diámetro representativo del sedimento.

2.2.2.2. van-Rijn(1984).

Esta formulación calcula el caudal sólido a partir de un parámetro (T) que mide el exceso de fricción de fondo sobre el umbral de movimiento:

$$T = \frac{u_f^2 - u_{f,c}^2}{u_{f,c}^2} \quad u_{f,c}^2 = \frac{\tau_c}{\rho} \quad u_f^2 = \frac{\tau_{bs}}{\rho} \quad (24)$$

En función del exceso de fricción de fondo T , la formula de arrastre sólido de Van-Rijn se expresa como:

$$\begin{aligned} T < 0.3 &\rightarrow q_{sb}^* = 0.053 \frac{T^{2.1}}{D^{*0.3}} \\ T > 0.3 &\rightarrow q_{sb}^* = 0.100 \frac{T^{1.5}}{D^{*0.3}} \end{aligned} \quad (25)$$

siendo D^* el diámetro adimensional definido como:

$$D^* = D_s \left(\frac{g R}{\nu^2} \right)^{1/3} \quad (26)$$

2.2.3. Caudal sólido para sedimento no uniforme.

Este es un modelo más realista que tiene en cuenta la distribución granulométrica del lecho. Considerar distintas fracciones de sedimento permitiría en principio evaluar la diferente movilidad de las partículas, así como fenómenos de acorazamiento del lecho.

A partir de la curva granulométrica se pueden obtener los valores del diámetro correspondiente a cada fracción de sedimento (D_j) y su porcentaje de presencia en la mezcla (F_j), y, a partir de estos valores, un diámetro característico que se puede calcular como:

$$D_m = \sum_j D_j F_j \quad (27)$$

donde D_m es el diámetro medio de la mezcla de sedimento.

Se define la tensión de fondo adimensional correspondiente a cada fracción de sedimento como:

$$\tau_{bs,j}^* = \frac{\tau_{bs}}{(\rho_s - \rho) g D_j} \quad (28)$$

donde $\tau_{bs,j}^*$ es la tensión de fondo adimensional correspondiente a la fracción de sedimento D_j . De forma análoga se obtiene el caudal sólido adimensional como:

$$q_{sb,j}^* = \frac{q_{sb,j}}{F_j \sqrt{R g D_j} D_j} \quad (29)$$

siendo $q_{sb,j}^*$ el caudal sólido de fondo adimensional correspondiente a la fracción de sedimento D_j .

En este trabajo solo se analizará una formulación para sedimento no uniforme, la formulación de Ashida-Michiue, la cual propone calcular el caudal sólido de fondo adimensional como:

$$q_{sb,j}^* = 17 (\tau_{bs,j}^* - \tau_{c,j}^*) \left(\sqrt{\tau_{bs,j}^*} - \sqrt{\tau_{c,j}^*} \right) \quad (30)$$

En un cálculo de mezcla de sedimento se debe simular la interacción que existe entre las distintas fracciones de sedimento. Esta interacción afecta al cálculo de la tensión crítica de fondo asociada a cada fracción. En la formulación de Ashida-Michiue se calcula la tensión crítica para cada diámetro D_j como:

$$\frac{\tau_{sc,j}^*}{\tau_{sc,m}^*} = 0.843 \left(\frac{D_j}{D_m} \right)^{-1} \quad ,\text{si} \quad \frac{D_j}{D_m} < 0.4 \quad (31)$$

$$\frac{\tau_{sc,j}^*}{\tau_{sc,m}^*} = \left[\frac{\log(19)}{\log\left(19 \frac{D_j}{D_m}\right)} \right]^2 \quad ,\text{si} \quad \frac{D_j}{D_m} > 0.4 \quad (32)$$

siendo $\tau_{sc,j}^*$ la tensión crítica de fondo adimensional asociada a la fracción D_j y $\tau_{sc,m}^*$ la tensión crítica de fondo adimensional asociada al diámetro medio. Esta última tensión

se calcula a partir de las curvas de Shields o de Parker, las cuales se detallan en el siguiente apartado.

2.2.4. Tensión crítica de fondo.

En cálculos de transporte de sedimentos el primer valor que se suele calcular es la tensión crítica de fondo, también conocido como umbral del movimiento. Para el cálculo de este parámetro se utilizarán las formulaciones de Shields (Ábaco de Shields) y de Parker et al. (2003). Con cualquiera de ellas se obtiene la tensión crítica de fondo a partir de la cual comienza el movimiento de los sedimentos por carga de fondo.

2.2.4.1. Formulación de Shields (Ábaco de Shields).

La formulación de Shields calcula la tensión crítica de fondo adimensional a partir del diámetro adimensional. En ella se calcula el diámetro adimensional como:

$$D^* = \frac{u_f D_s}{\nu} \quad (33)$$

Una vez calculado el diámetro adimensional, se obtiene la tensión crítica de fondo adimensional a partir del ábaco de Shields (Figura 1).

Esta definición de diámetro adimensional tiene el inconveniente de depender de la velocidad de fricción de fondo, y por consiguiente del calado y velocidad en cada punto, lo que hará que varíe según las condiciones del flujo. En el modelo se definirá el diámetro adimensional como:

$$D^* = D_s \left(\frac{g R}{\nu^2} \right)^{1/3} \quad R = \frac{\rho_s}{\rho} - 1 \quad (34)$$

Con esta formulación alternativa el diámetro adimensional dependerá de parámetros conocidos y constantes (viscosidad cinemática del agua, aceleración de la

gravedad y densidades del agua y del sedimento).

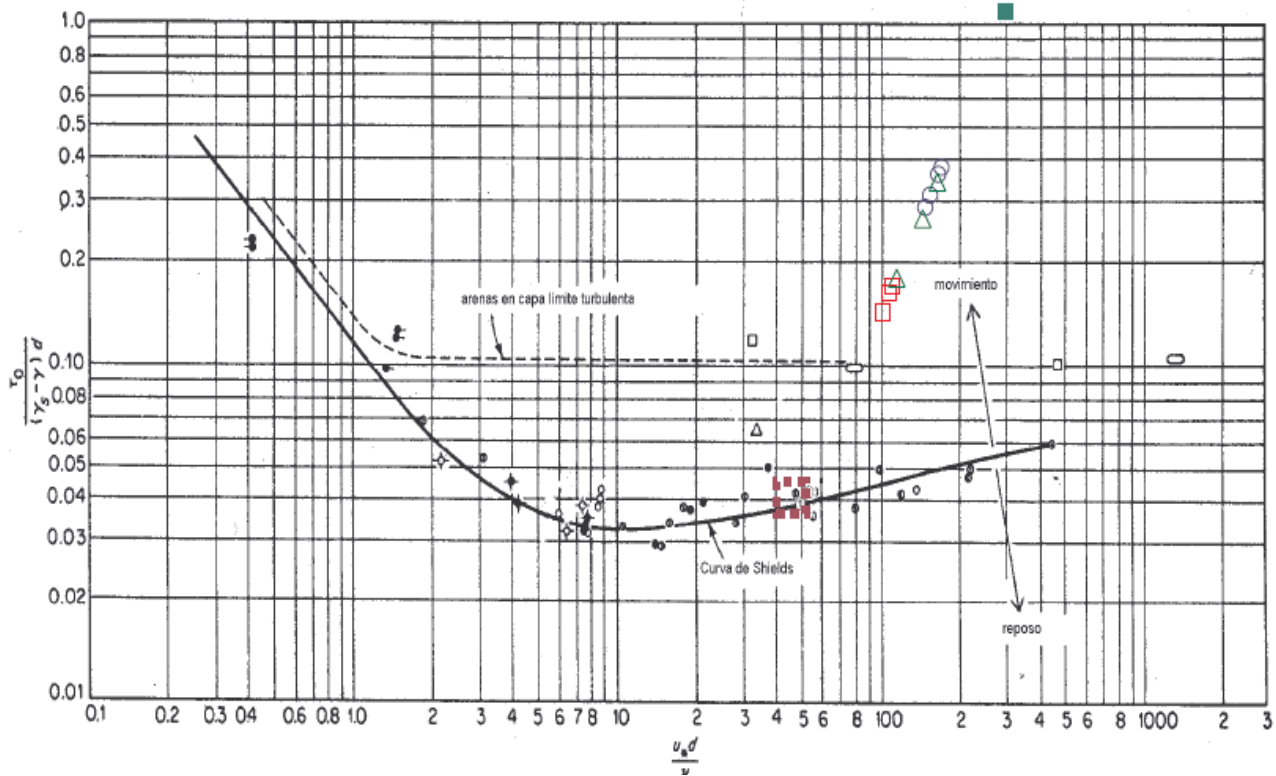


Fig. 1. Ábaco de Shields. Marcelo García(2007).

Para la aplicación en el modelo del Ábaco de Shields se utilizará la parametrización del Ábaco propuesta por Hoffmann-Verhijk (1994), representado en la Figura 2, y que utiliza la definición de diámetro adimensional dada por la ecuación (34):

$$\begin{aligned}
 \tau_c^* &= D^{*-1} && \rightarrow 0 < D^* < 4 \\
 \tau_c^* &= 0.14 D^{*-0.64} && \rightarrow 4 < D^* < 10 \\
 \tau_c^* &= 0.04 D^{*-0.10} && \rightarrow 10 < D^* < 20 \\
 \tau_c^* &= 0.013 D^{*0.29} && \rightarrow 20 < D^* < 150 \\
 \tau_c^* &= 0.055 && \rightarrow D^* > 150
 \end{aligned}
 \tag{35}$$

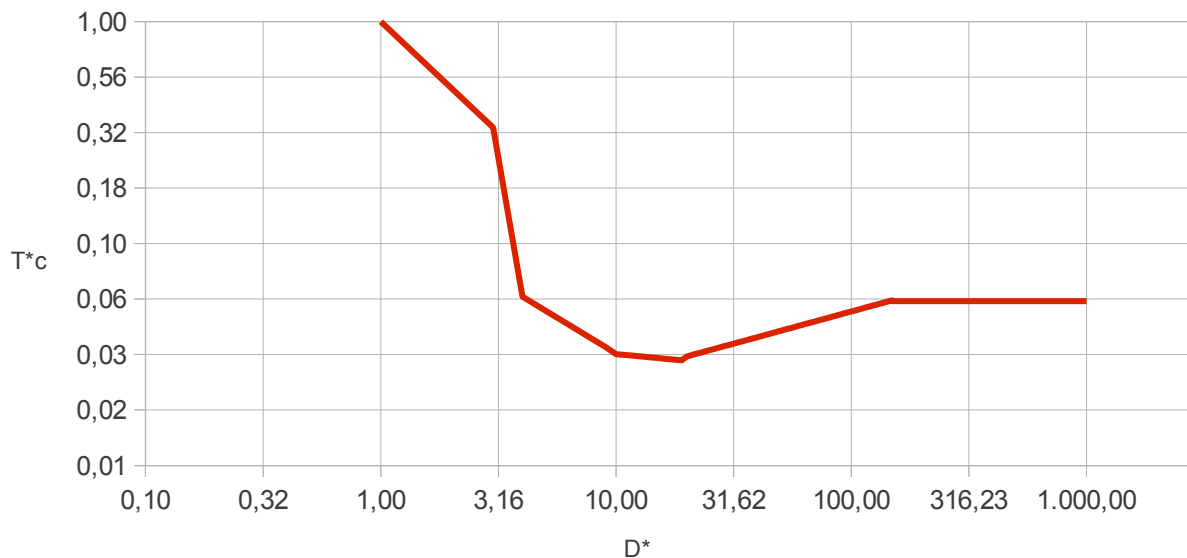


Fig. 2. Parametrización del Ábaco de Shields propuesta por Hoffmann-Verhijk (1994).

2.2.4.2. Formulación de Parker et. al. (2003).

Recientemente se ha propuesto una modificación del Ábaco de Shields para la obtención de la tensión crítica de fondo, basada en el número de Reynolds de la partícula. Esta modificación está basada en el reanálisis de datos experimentales de transporte de sedimentos y fue propuesta en Parker et al.(2003). En ella se calcula la tensión crítica de fondo como:

$$Re_p = \frac{\sqrt{R g D^3}}{v} \quad R = \frac{\rho_s}{\rho} - 1 \quad \tau_c^* = 0,5 \left[0,22 Re_p^{-0,6} + 0,06 \cdot 10^{(-7,7 Re_p^{-0,6})} \right] \quad (36)$$

La relación expresada por esta formulación entre el número de Reynolds de partícula y la tensión crítica de fondo se refleja en la Figura 3.

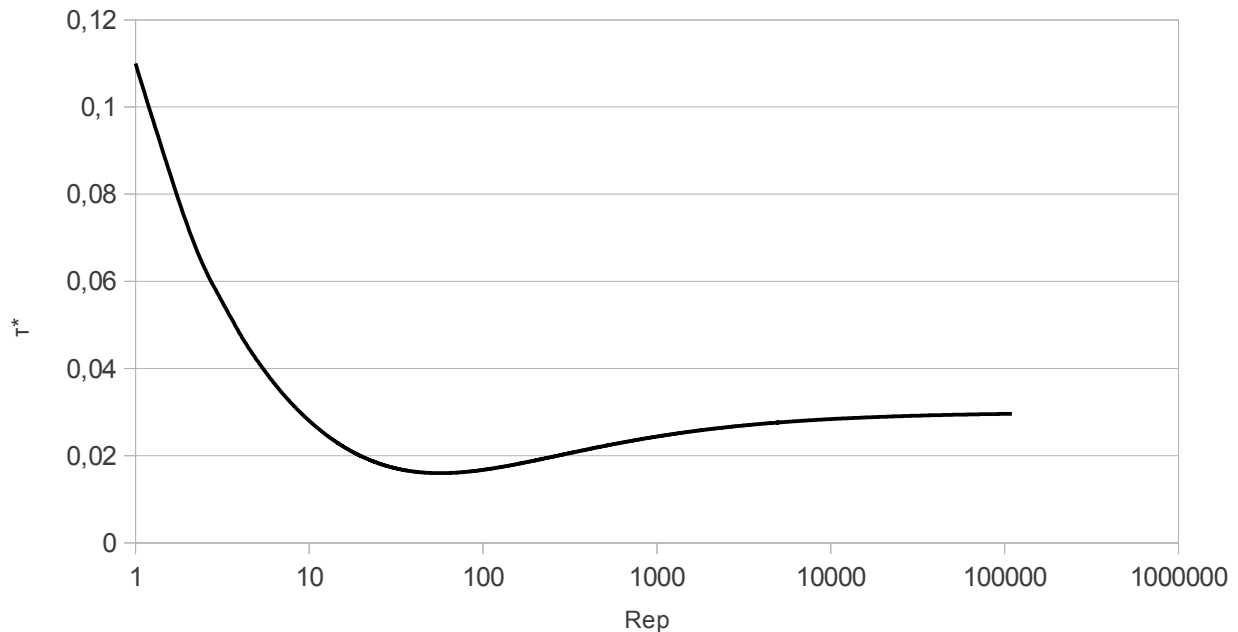


Fig. 3. Representación de la formula de Parker et al. (2003) para la obtención de la tensión crítica de fondo.

2.2.5. Corrección por flujo secundario.

Los distintos efectos tridimensionales que se pueden producir en el flujo provocan que el perfil de velocidades pierda homogeneidad en profundidad y que varíe la velocidad cerca del fondo, tanto en magnitud como en dirección. Este efecto rompe la hipótesis de perfil de velocidad homogéneo en profundidad, utilizada en los modelos 2D. La corrección por flujo secundario implementada en el modelo utilizado en este trabajo varía la dirección de la tensión de fondo en función de la curvatura de las líneas de flujo.

En la dirección tangencial a las líneas de flujo se asume un perfil logarítmico de velocidad en profundidad, definido por:

$$u_n = \frac{u_f}{0,41} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (37)$$

siendo z_0 un parámetro representativo de la rugosidad del fondo.

En la dirección transversal a las líneas de flujo se asume el perfil de velocidad en profundidad propuesto por Odgaard (1986) para flujo en curvas, según el cual la velocidad transversal varía mediante la expresión:

$$v_n = 2 \cdot v' \cdot \left(\frac{z}{h} - \frac{1}{2} \right) \quad v' = -\frac{2 \cdot m + 1}{2 \cdot m \cdot \kappa^2} \cdot \frac{h}{r_s} \cdot U_n \quad m = \kappa \frac{U_n}{u_f} \quad (38)$$

siendo v_n la componente de la velocidad en dirección normal al flujo, z la altura sobre el fondo, U_n la velocidad promediada en profundidad en dirección normal, κ la constante de von Karman ($\kappa=0,41$) y r_s el radio de curvatura, calculado a partir de:

$$\frac{1}{r_s} = \frac{1}{|V|^3} \cdot \left[u \left(u \frac{\partial v}{\partial x} - v \frac{\partial u}{\partial x} \right) + v \left(u \frac{\partial v}{\partial y} - v \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right] \quad (39)$$

Utilizando estos perfiles de velocidad longitudinal y transversal se toma como dirección de la fricción de fondo la misma del flujo a la altura de transición entre carga de fondo y transporte en suspensión, que se aproxima como 3 veces el diámetro de sedimento ($z=3 \cdot D_s$ en las anteriores ecuaciones).

Esta corrección intenta considerar los efectos de los flujos secundarios que se producen en zonas de gran curvatura (Figura 4).

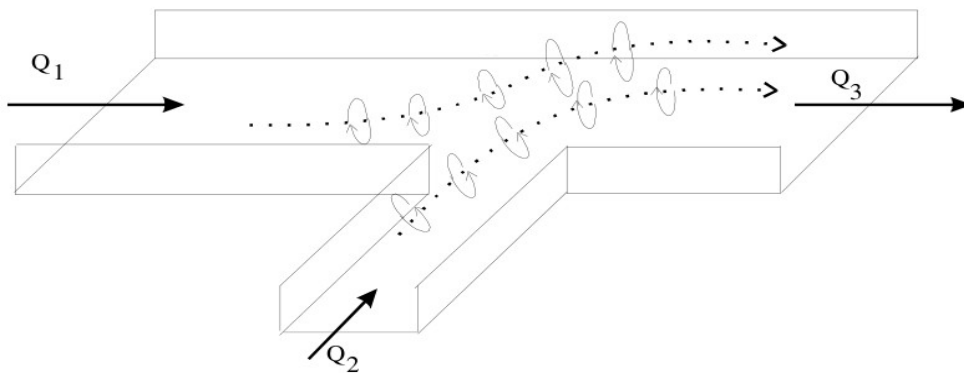


Fig. 4. Representación de los flujos secundarios.

2.2.6. Corrección por pendiente de fondo.

Las formulaciones para el cálculo del caudal sólido y de la tensión crítica que se han presentado en los apartados anteriores están calibradas para fondo plano, lo que no se cumplirá en muchos casos. Para poder aplicar correctamente estas formulaciones, es necesario introducir una corrección que afecte a los valores de tensión crítica de fondo y caudal sólido, teniendo en cuenta el efecto de la pendiente del fondo. En este trabajo se han utilizado dos tipos de corrección por pendiente de fondo.

La primera de ellas es la corrección de Minh Duc et. al. (2004), esta formulación propone modificar el caudal sólido de fondo en dirección principal y normal al flujo según las expresiones:

$$q_{se} = q_{sb} \cdot \left(1 - \frac{\partial z_b}{\partial s} \right) \quad q_{ne} = q_{sb} \cdot \left(\frac{-R \cdot g \cdot D_s}{u_f^2} \cdot \frac{\partial z_b}{\partial n} \right) \quad (40)$$

en donde q_{se} y q_{ne} serán los valores del caudal sólido equivalente en dirección del flujo y en dirección normal a él, respectivamente.

También se ha implementado una formulación propia que consiste en, por un lado, mayorar o minorar la tensión sobre el fondo (se mayorar si la fuerza de gravedad debida a la pendiente de fondo actúa a favor de la fuerza ejercida por el agua, y se minorar en caso contrario), y por otro lado minorar la tensión crítica que puede soportar el fondo sin producirse movimiento.

La tensión crítica efectiva que puede soportar el fondo sin sufrir movimiento se modifica a partir de la fórmula:

$$\tau_{c,e} = \tau_c \cos \phi \quad (41)$$

siendo ϕ el ángulo que forma el fondo con la horizontal, $\tau_{c,e}$ la tensión crítica de fondo efectiva y τ_c la tensión crítica de fondo obtenida con las formulaciones expuestas en el apartado 2.2.4.

Para evaluar el valor de la tensión efectiva sobre el fondo se utilizarán las siguientes expresiones:

$$\tau_{bx,e} = \tau_{bx} - \tau_c \frac{\sin \phi_x}{\operatorname{tg} \varphi} \quad \tau_{by,e} = \tau_{by} - \tau_c \frac{\sin \phi_y}{\operatorname{tg} \varphi} \quad \tau_{b,e} = \sqrt{\tau_{bx,e}^2 + \tau_{by,e}^2} \quad (42)$$

siendo ϕ_x y ϕ_y los ángulos que forma el fondo con la horizontal en las direcciones x e y, y φ el ángulo de rozamiento interno del material del lecho. Estos valores se utilizarán para modificar los valores de caudal sólido en ambas direcciones, utilizando para ello la expresión:

$$q_{sb,x} = q_{sb} \frac{\tau_{bx,e}}{\tau_{b,e}} \quad q_{sb,y} = q_{sb} \frac{\tau_{by,e}}{\tau_{b,e}} \quad (43)$$

donde $q_{sb,x}$ y $q_{sb,y}$ son las proyecciones según los ejes x e y del caudal sólido q_{sb} .

2.3. Efectos de las confluencias en transporte de sedimentos.

Cuando se estudian flujos confluentes, como un río al que llega un afluente, se producen variaciones en las condiciones hidrodinámicas y morfológicas (velocidad, tensión de fondo, zonas de erosión y deposición, etc.). Una de las primeras descripciones detalladas de la dinámica de flujo en confluencias fue presentada por Best (1987) (Figura 5). Este modelo define seis regiones en la zona de la confluencia: (1) zona de estancamiento, (2) zona de deflexión, (3) zona de separación, (4) zona de máxima velocidad, (5) zona de recuperación del flujo y (6) zona de capa de corte.

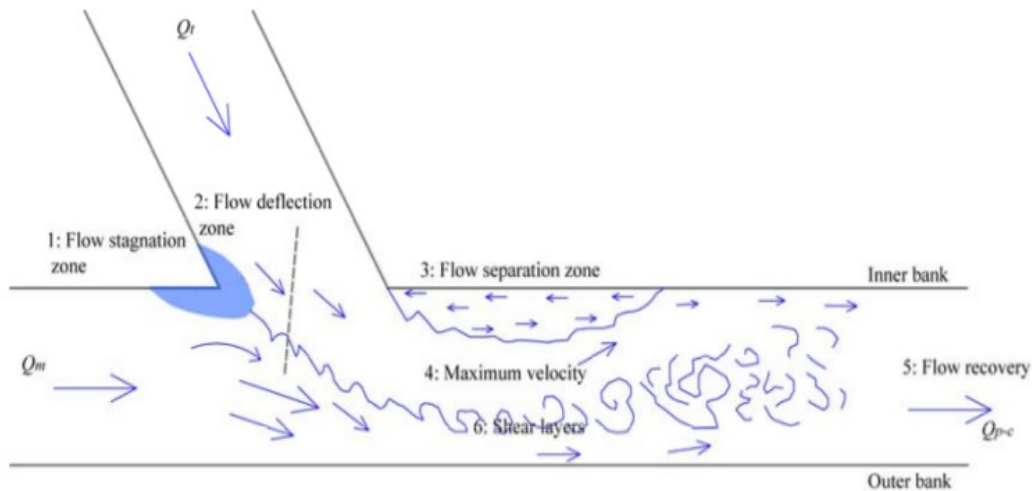


Fig. 5. Modelo descriptivo de la hidrodinámica de confluencias propuesto por Best (1987).

La zona de estancamiento (1) se crea por la deflexión de ambos flujos en la confluencia y se debe en primer lugar, a un incremento de la presión y profundidad del flujo y en segundo lugar, a una bajada de velocidades y tensiones de tangenciales. La variación de la dirección del flujo en el afluente crea la zona de deflexión (2), donde el flujo se separará del margen interior para volver a unirse aguas abajo. La zona de separación (3) es especialmente interesante dado que limita la anchura del canal aguas abajo de la confluencia, reduciendo el área efectiva. La zona de máxima velocidad (4) se sitúa aguas abajo de la confluencia, en la contracción que se produce junto a la zona de separación. Generalmente se asocia a un incremento de la tensión de fondo y consecuentemente con la formación de una erosión. El corte de las capas en la zona de corte (6) se forma al contacto de las zonas estancadas del fluido con el flujo exterior. Se caracterizan por altas intensidades de turbulencia y tensiones de corte además de por la presencia de una estructura de flujo bien organizada. La intensidad de esta turbulencia aumenta los procesos de mezcla aguas abajo de la confluencia.

La existencia de unas corrientes secundarias aguas abajo de la confluencia (Figura 6) ha sido estudiado por gran cantidad de autores, fue descrito por primera vez por Mosley (1976). Su existencia fue confirmada por los resultados experimentales de Fujita y Komura (1989) y por las medidas de campo realizadas por Rhoads y Kenworthy (1998).

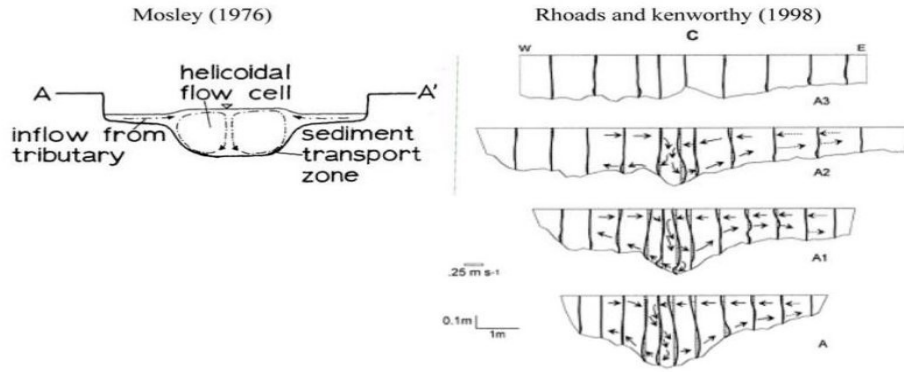


Fig. 6. Corrientes secundarias según la descripción de Mosley (1976) y medidas de Rhoads y Kenworthy (1998)

Weber et al. (2001) propone una descripción tridimensional del flujo en confluencias (Figura 7). Al igual que en el modelo de Best (1987), se identifican una zona de recirculación y un plano de corte, se produce una zona de corrientes secundarias en la zona de máxima velocidad.

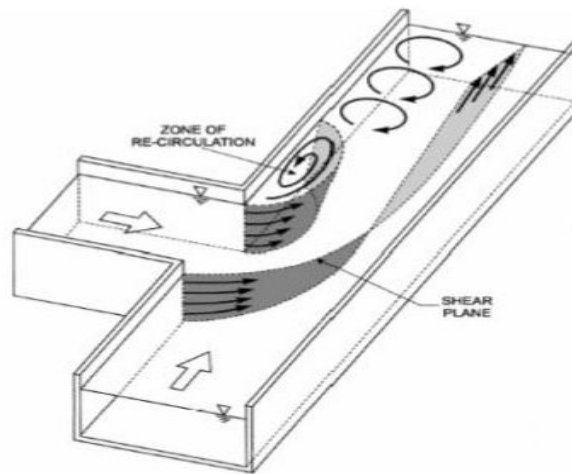


Fig. 7. Modelo de flujo tridimensional en confluencias propuesto por Weber et al. (2001)

Este modelo de flujo en confluencias produce unos efectos sobre la forma del fondo que fueron definidos por Best (1988), el cual describe la morfología del fondo en confluencias por cinco características principales, influenciadas por la descripción del flujo de Best (1987):

- 1) Surco en la zona de la confluencia debido al aumento de la velocidad y de la turbulencia. También se debe a las corrientes secundarias.
- 2) Formación de un escalón en el afluente en la zona de deflexión.
- 3) Formación de una barra de sedimento en el centro del canal.
- 4) Deposición en el margen interior, asociado a una zona de baja velocidad o zona de separación.
- 5) Acumulación de sedimento cerca del punto de contacto entre el canal principal y el afluente, asociado a la zona de estancamiento.

En la Figura 8 se muestran la primera, segunda y cuarta de estas características.

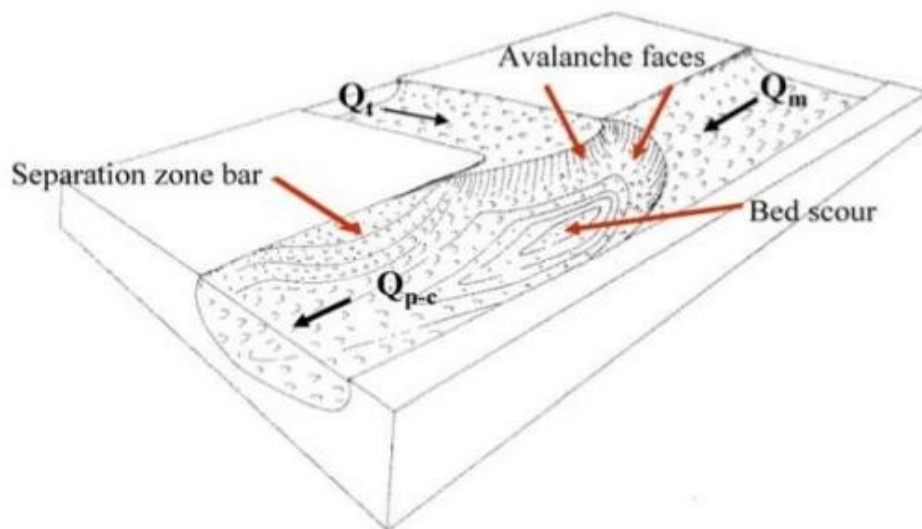


Fig. 8. Modelo de forma de fondo en confluencias propuesta por Best (1988)

3. Metodología.

3.1. Casos experimentales a estudiar.

Para la obtención de datos experimentales con los que validar las distintas formulaciones analizadas en este trabajo, se han tomado los resultados expuestos en la tesis del Dr. Marcelo Leite Ribeiro, "Influence of Tributary Widening on Confluence" (2011), la cual incluye un gran número de resultados experimentales de transporte sólido en confluencias.

En este apartado se hará un resumen de la configuración experimental utilizada en los ensayos a estudiar en este trabajo. Para consultar datos más detallados sobre los ensayos se puede consultar la propia tesis del Dr. Marcelo Leite Ribeiro en:

http://biblion.epfl.ch/EPFL/theses/2011/4951/EPFL_TH4951.pdf

Se utilizarán en el presente proyecto los resultados expuestos en Leite Ribeiro (2011). En esta tesis, se realiza un estudio sobre un afluente (4.9m de longitud) que se conecta con un ángulo de 90° a un canal principal a 3.60 m aguas abajo de la entrada al mismo. El canal principal tiene un ancho de 0.50 m y el afluente de 0.15 m. Esta geometría se muestra en la figura 9.

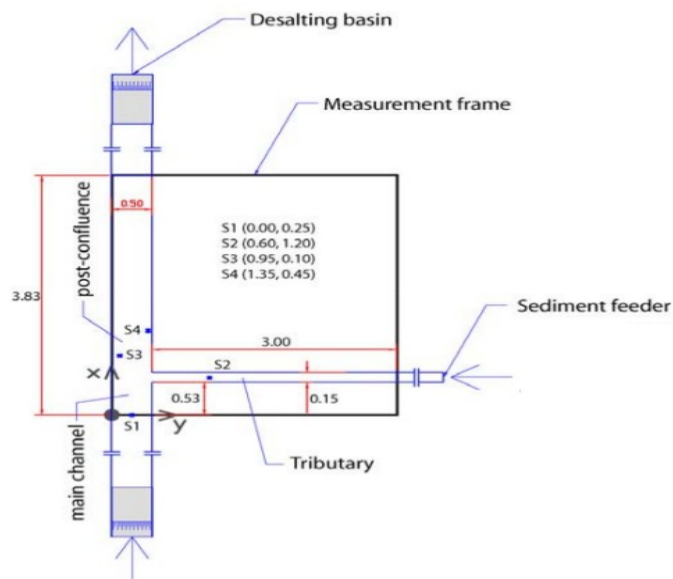


Fig. 9. Características geométricas de la configuración experimental. Leite Ribeiro (2011).

Sobre esta geometría se preparó un lecho plano (figura 10) del mismo material que se introdujo en el afluente. Las características de este material (figura 11) son $d_{50} = 0.82$ mm, $d_m = 2.3$ mm y $d_{90} = 5.7$ mm, con un coeficiente de gradación $\sigma = 4.15$, definido como:

$$\sigma = \frac{1}{2} \left[\frac{D_{84}}{D_{50}} + \frac{D_{50}}{D_{16}} \right] \quad (44)$$



Fig. 10. Forma inicial del lecho en los experimentos de Leite Ribeiro (2011).

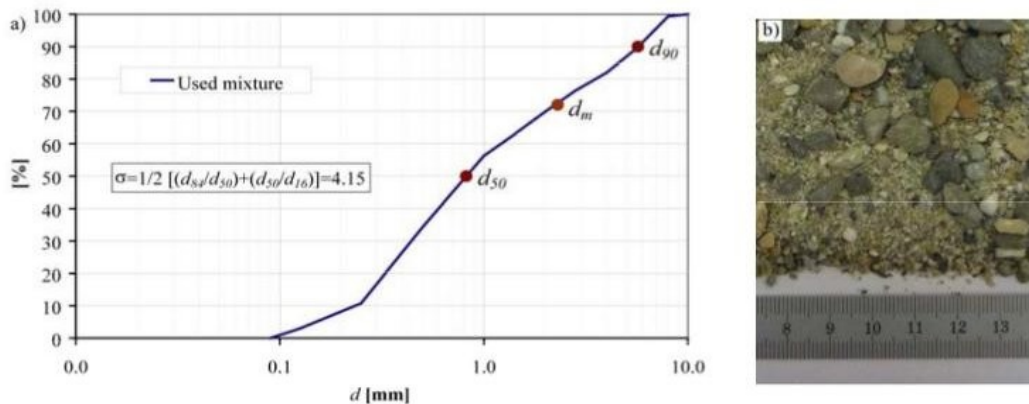


Fig. 11. Características del sedimento utilizado en los experimentos en Leite Ribeiro (2011).

Se analizaron tres configuraciones distintas introduciendo diferentes relaciones de Q_m (caudal en el canal principal) y Q_t (caudal en el afluente), y obteniendo también distintos valores de Fr (número de Froude) en el canal principal y el afluente. Se muestran dichos parámetros en la tabla 1.

	Q_m (l/s)	Q_t (l/s)	Q_m/Q_t	Fr_m	Fr_t
Configuración 1	18.6	1.4	0.07	0.32	1.34
Configuración 2	17.4	2.6	0.15	0.32	1.20
Configuración 3	16.3	3.7	0.43	0.26	0.82

Tabla 1. Resumen de las características de cada experimento.

Los valores que se tomaron para cada configuración trataban de relacionar la relación entre caudales (Q_m/Q_t) con las características del fondo obtenidas, siendo estas características las definidas por el modelo de Weber (2001). También se trató estudiar los efectos que puede provocar un cambio de régimen en la zona de la confluencia, efecto que ocurre con frecuencia en situaciones de crecida del afluente de un río. Siempre se ha respetado que el caudal a la salida del canal principal debe tomar un valor de 20 l/s para conseguir siempre una salida en régimen lento.

Antes de iniciar el experimento se llenaron lentamente ambos canales, y una vez llenos (calado de aproximadamente 20 cm), se ajustaron los caudales de entrada del canal principal y del afluente a los valores de la configuración experimental correspondiente. Al mismo tiempo se ajustó el calado a un valor de 7 cm a la salida del canal principal inclinando una rampa situada aguas abajo del mismo, este calado es el que se obtiene con la formulaciones de Manning-Strickler y de Meyer-Peter para las condiciones de salida del experimento.

Para simular numéricamente las configuraciones de la tabla 1, se toma como condición inicial la hidrodinámica estacionaria obtenida para un canal de la misma geometría, con fondo plano, y en el que no se produzca transporte de sedimentos, fijando un calado a la salida de 7 cm, valor que seguirá fijo en todo el cálculo. Se deja que el lecho del canal evolucione hasta el estacionario, lo que se evaluará midiendo la cantidad de entrada/salida de sedimento, así como la evolución temporal de la cota del fondo en los puntos más significativos de la confluencia. Este estado se logra en los experimentos al cabo de 22 – 24h.

En Leite Ribeiro (2011) se menciona que las paredes del afluente son de PVC, lisas, por lo que se hace la hipótesis de rozamiento nulo con las paredes laterales. La erosión en el afluente es uniforme, lo que confirma esta hipótesis.

En los resultados experimentales se observan una características que se pueden describir por:

- Formación de una barra de deposición a lo largo de la zona interior de la confluencia, esta presenta su máxima elevación aguas abajo de la confluencia, esta barra irá decreciendo a lo largo del canal.
- Formación de un escalón en la confluencia de altura apreciable.
- No se observa una erosión marcada del margen exterior, esto difiere considerablemente con el modelo de flujo en confluencias de Best (1988).
- Gradación de sedimentos a lo largo del canal, depositándose los finos en la zona interior de la confluencia y depositando sedimento más grueso cuanto más lejos del margen interior.

Todas estas características se muestran en las figuras 12, 13 y 14.

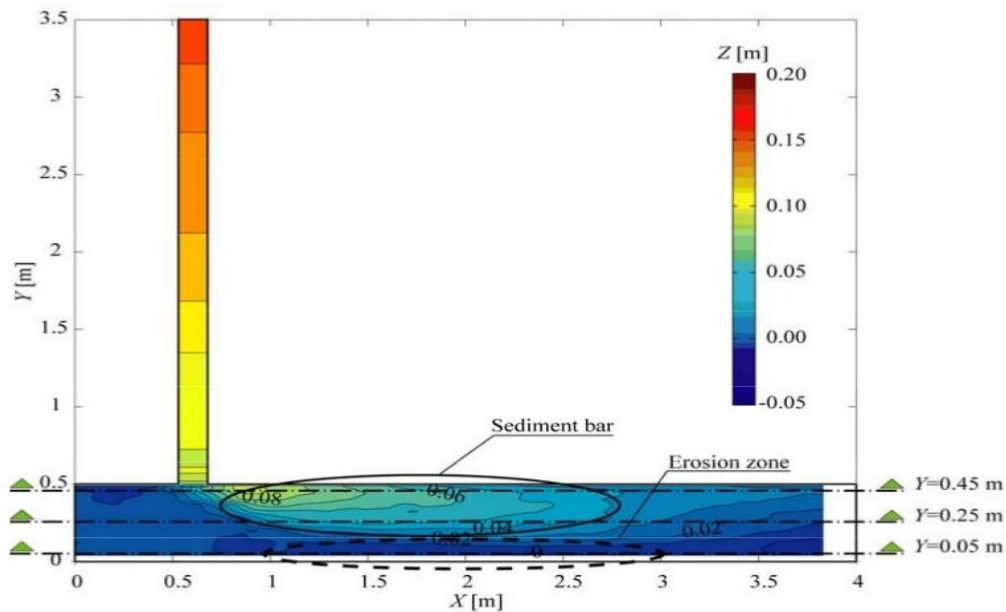


Fig. 12. Forma de fondo obtenida en Leite Ribeiro (2011) para la configuración 1. Se pueden apreciar las zonas de erosión y sedimentación.

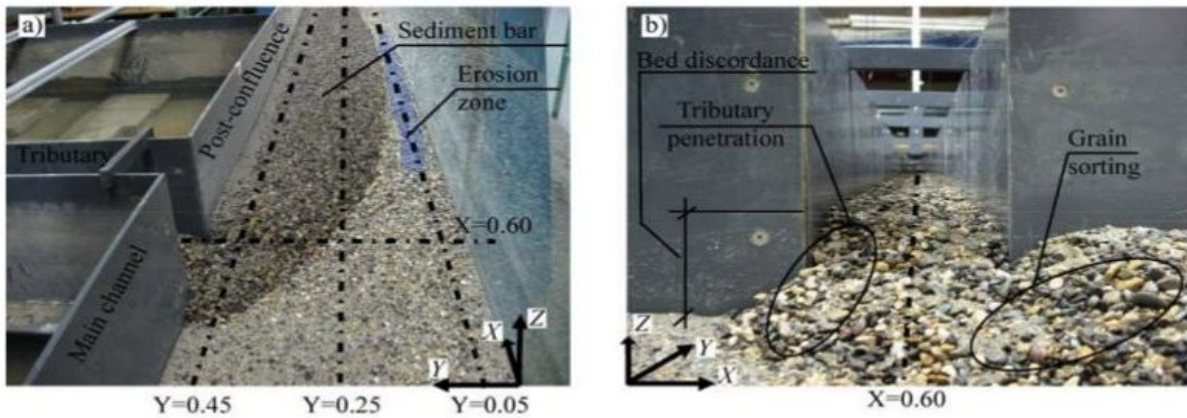


Fig. 13. Vista superior del fondo en la zona de la confluencia para la configuración 1, (a) donde se aprecian las zonas de erosión deposición y vista aguas abajo del afluente (b) donde se puede ver el escalón que se produce a la llegada de este al canal principal y la gradación de sedimentos en el canal principal. Resultados de Leite Ribeiro (2011)

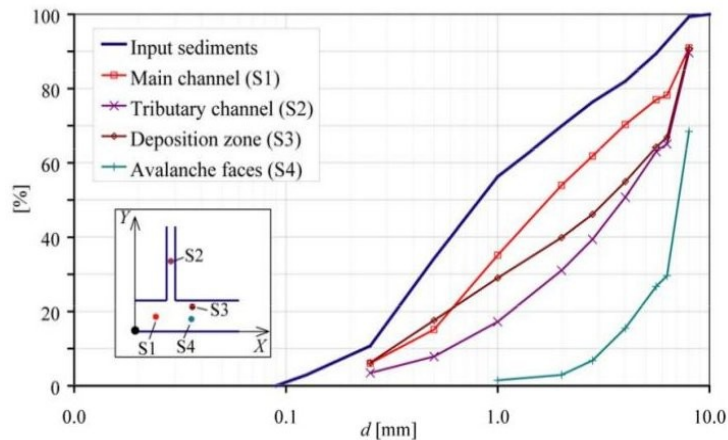


Fig. 14. Distribuciones granulométricas para distintos puntos del canal obtenidos para la configuración 1 en Leite Ribeiro (2011).

3.2. Malla de cálculo.

Para la elección del tipo de mallado a utilizar se realiza un análisis de la hidrodinámica para cada tipo de malla (figuras 16-17), utilizando mallado estructurado de distintas finuras (figura 15) en la zona aguas abajo de la confluencia. La primera (figura 15-a) formada por 1445 elementos de un tamaño medio de 15.39cm^2 , tamaño máximo de 50cm^2 y mínimo de 6.25cm^2 , y la segunda (figura 15-b) por 474 elementos de un tamaño medio de 46.94cm^2 , tamaño máximo de 100cm^2 y tamaño mínimo de 25cm^2 . No existe una gran diferencia entre los resultados obtenidos para los dos tipos

de mallado, así que se elige el mallado (a) para evitar posibles inestabilidades en el cálculo y para mejorar la resolución de resultados en la zona de interés.

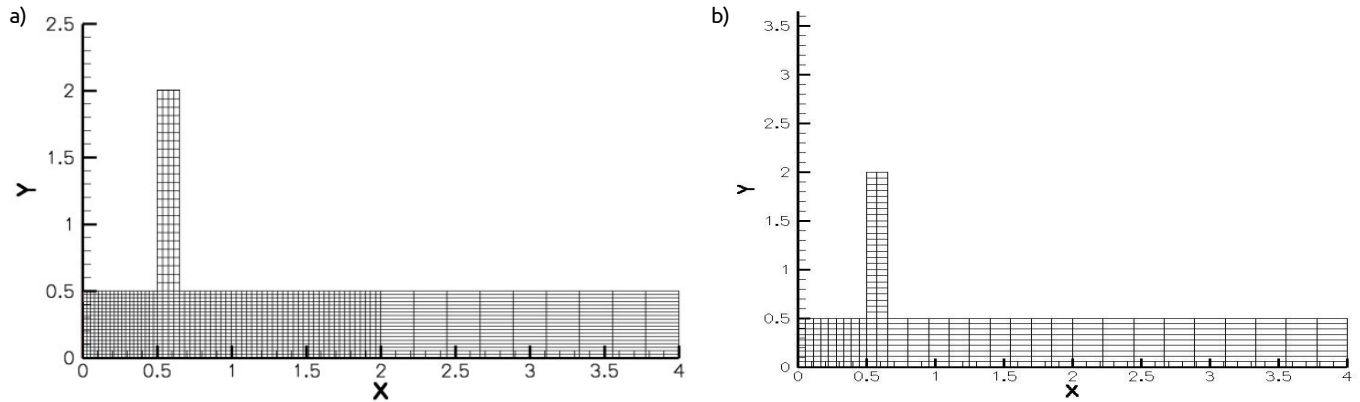


Fig. 15. Tipos de malla analizadas, más fina (a) y menos fina (b).

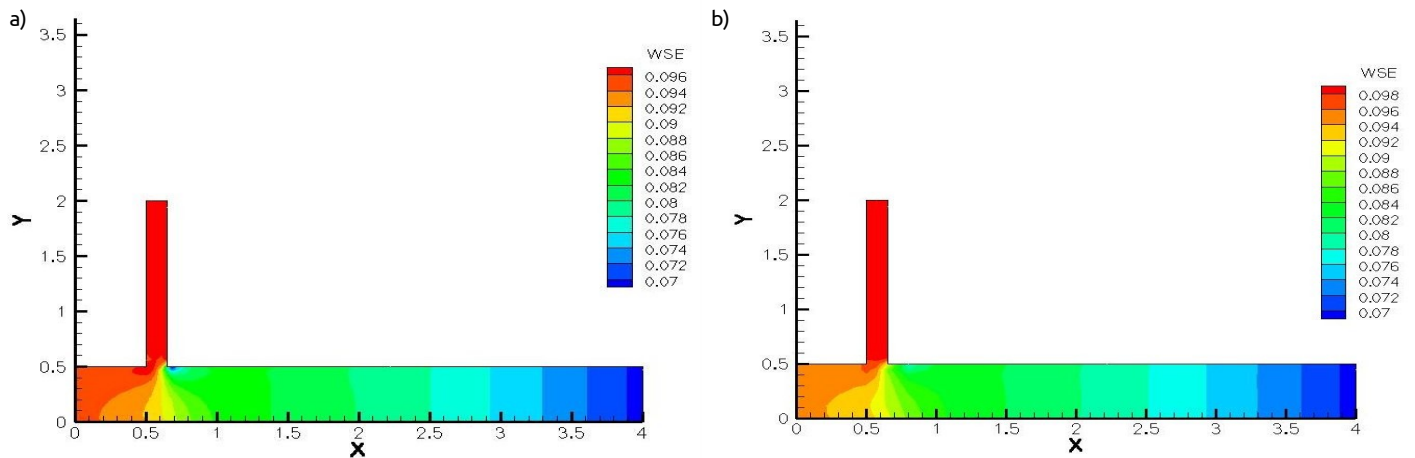


Fig. 16. Láminas de agua obtenidas para malla más fina (a) y malla menos fina (b), con las condiciones de la configuración 1.

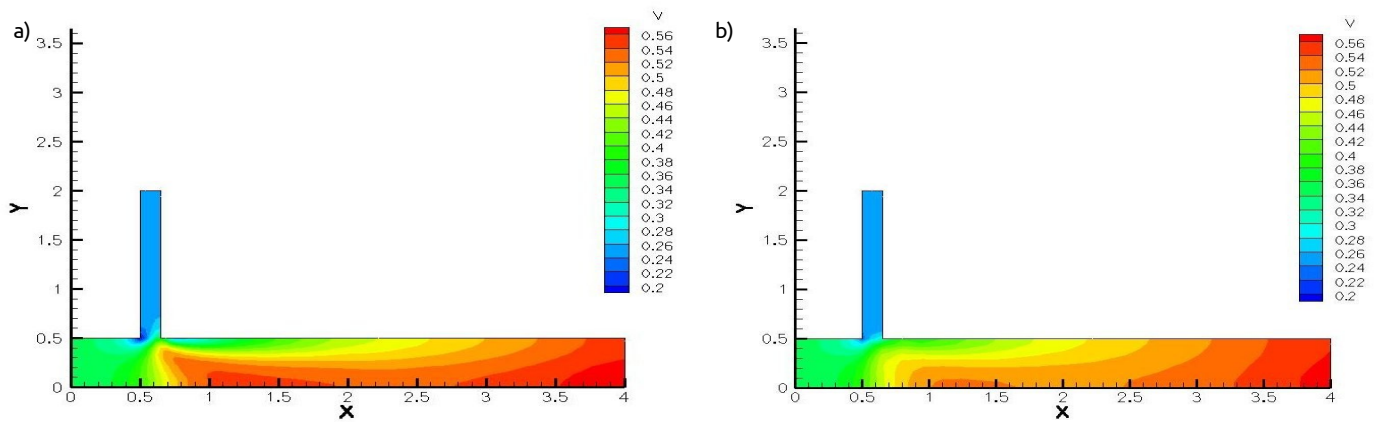


Fig. 17. Campos de velocidades obtenidos para malla más fina (a) y malla menos fina (b), con las condiciones de la configuración 1.

3.3. Parámetros numéricos.

El modelo Turbillon utilizado en este proyecto resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad, expresadas en el apartado 2.1.1. Estas ecuaciones se resuelven mediante el método de volúmenes finitos. En la discretización de los términos de flujo se utilizan esquemas descentrados de tipo Godunov. Se utilizará en este proyecto el esquema de Roe (Toro 2001), de orden 2 en el espacio.

El esquema numérico es explícito en el tiempo, por lo que el paso de tiempo esta limitado por la condición CFL:

$$\Delta t \leq \frac{A}{(U + \sqrt{gh})P} \quad (45)$$

donde A y P son respectivamente el área y el perímetro de la celda de cálculo, U la velocidad del agua, g la aceleración de la gravedad y h el calado.

Los términos de turbulencia se resolverán aplicando el modelo k-ε, el cual requerirá dar unos valores de energía cinética turbulenta y tasa de disipación de energía turbulenta a la entrada de ambos canales. Se fijan ambos valores a $1 \cdot 10^{-4}$ a la entrada de los dos canales como condición de contorno.

3.4. Casos a analizar.

En este apartado se hará un resumen de las combinaciones de formulaciones y correcciones que se han utilizado en este trabajo, cuyos resultados se presentan en el capítulo 4.

Para la evaluación de las correcciones se han estudiado sus efectos sobre la hidrodinámica obtenida en la configuración 3. Se elige esta configuración por tener una hidrodinámica más sencilla al no presentar cambios de régimen. Para estudiar los

efectos de las correcciones se eligen como modelos de transporte de sedimentos los que serían más apropiados para flujo unidimensional en las mismas condiciones, el modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller (1948) ya que está calibrada para tamaños de sedimento como el que se utilizará ($D_s = 4\text{mm} \sim D_{85}$). La tabla 2 resume las condiciones que se han utilizado para la calibración de las correcciones.

	Configuración 3
Corrección por pendiente de fondo	Abaco de Shields Meyer-Peter Müller (1948)
Corrección por flujo secundario	Abaco de Shields Meyer-Peter Müller (1948)

Tabla 2. Resumen de las condiciones utilizadas en la calibración de las correcciones.

A partir de este estudio se determinará que correcciones funcionan de forma suficientemente correcta y se introducirán estas en el modelo. Se estudiará también el funcionamiento conjunto de las formulaciones de tensión crítica de fondo y caudal sólido para la simulación de las 3 configuraciones, utilizando en todas las simulaciones la corrección por flujo secundario. La tabla 3 resume las combinaciones de formulaciones que se han analizado en las 3 configuraciones, y cuyos resultados se exponen en los apartados 4.3 y 4.4.

Caso	Modelo de tensión de fondo	Modelo de caudal sólido	Tipo de sedimento
S MPM	Shields	Meyer-Peter Müller	Sedimento uniforme
S VR	Shields	van-Rijn	Sedimento uniforme
S AM	Shields	Ashida-Michiue	Mezcla de sedimentos
P MPM	Parker et al. (2003)	Meyer-Peter Müller	Sedimento uniforme
P VR	Parker et al. (2003)	van-Rijn	Sedimento uniforme
P AM	Parker et al. (2003)	Ashida-Michiue	Mezcla de sedimentos

Tabla 3. Resumen de las formulaciones utilizadas para cada configuración.

4. Resultados.

En este apartado se hará una exposición de los resultados obtenidos para cada una de las formulaciones y correcciones expuestas en el apartado 2. Todas las imágenes que se muestran y observaciones sobre ellas están referidas al estado estacionario que se ha obtenido con el modelo.

4.1. Hidrodinámica.

Se muestra un estudio sobre la hidrodinámica obtenida en el cálculo, esto resulta interesante ya que la evolución de la misma está fuertemente ligada a la forma del fondo. Para todas las configuraciones a analizar se producen variaciones de la cota del fondo, que afectarán de forma significativa a la hidrodinámica que se desarrolla (campos de calados y velocidades) creando las zonas descritas por el modelo de Best (1987) descrito en el apartado 2.3. Este modelo nos da unas características particulares de hidrodinámica en confluencias que se han tratado de reproducir en este trabajo.

El hecho de trabajar con modelos 2D no permite reproducir numéricamente los flujos secundarios que se producen aguas abajo de la confluencia. Dichos flujos se consideran de forma aproximada en el modelo de transporte de sedimentos mediante la corrección por flujo secundario presentada en el apartado 2.2.5.

Se muestran en este apartado los resultados obtenidos a partir de las formulaciones de Shields (Ábaco de Shields) y Meyer-Peter Müller (1948), para un sedimento de diámetro 4mm e introduciendo en el modelo la corrección por flujo secundario. Se utilizan los resultados obtenidos en la configuración 3 para ilustrar las características más representativas de la hidrodinámica de confluencias que se han logrado reproducir y se mostrarán al final los obtenidos para el resto de configuraciones.

En la figura 18 se puede ver como aguas arriba de la confluencia se produce una reducción de la velocidad en la llamada zona de estancamiento. También se observa la bajada de velocidad y las recirculaciones que se producen en la zona interior de la confluencia, la zona de separación de flujos. En este caso la longitud de esta zona es apreciable, lo que reducirá en mucho la anchura del canal principal aguas abajo de la confluencia, que quedará en torno a los 20 cm. (aproximadamente un 40% del ancho del canal).

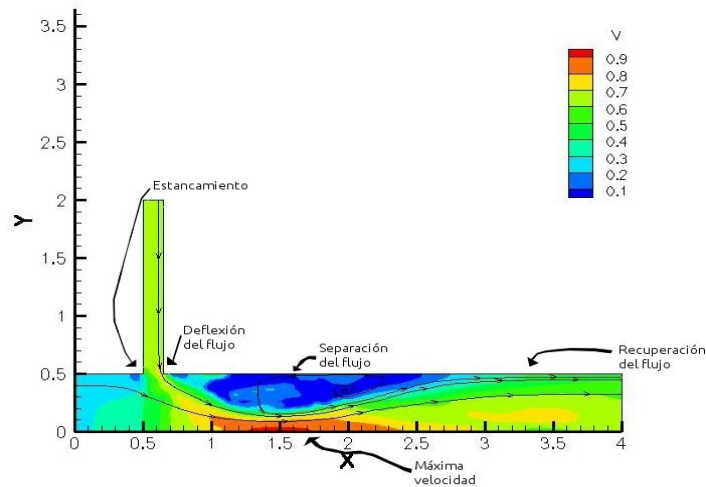


Fig. 18. Representación de las velocidades promediadas en profundidad y líneas de corriente obtenido para la configuración 3. Se pueden apreciar las diferentes zonas del modelo de Best (1987).

También se aprecia en esta figura la diferente curvatura de las líneas de corriente en la zona de la confluencia. Mientras que las que provienen del canal principal presentan una pequeña curvatura, las introducidas por el afluente tienen un cambio de curvatura muy brusco. Como se verá en los resultados de transporte de sedimentos, esta brusquedad puede dar problemas para la corrección por flujo secundario, analizado en el apartado 4.2.

En la figura 19 se pueden apreciar los descensos de calado que se producen en la zona de estancamiento (aguas arriba de la confluencia), y en la zona de separación de flujos (zona interior de la confluencia). El descenso de velocidades que se produce en esta zona provoca la deposición de sedimentos en la zona de separación de flujos.

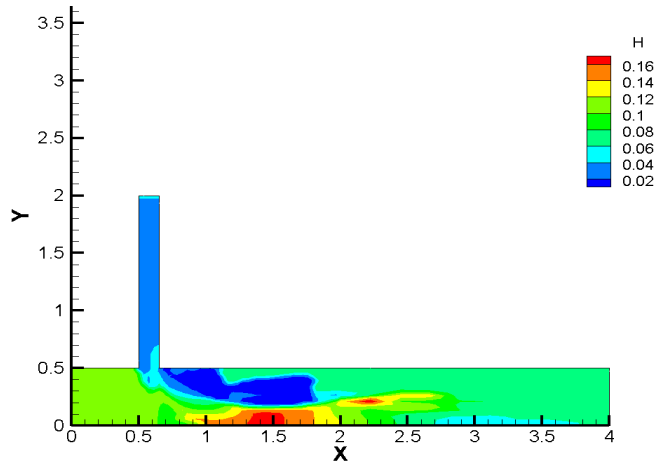


Fig. 19. Representación de los calados obtenidos para la configuración 3.

La zona exterior de la confluencia, zona de capa de corte, presenta altos valores de turbulencia (Figura 20), tal y como se refleja en el modelo descriptivo de la hidrodinámica de confluencias de Best (1987) (Figura 5)

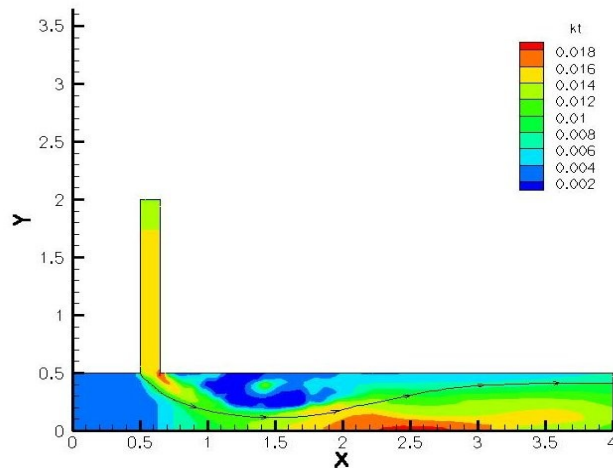


Fig. 20. Aumento de la energía cinética turbulenta en la zona exterior de la confluencia obtenido para la configuración 3.

Se menciona en el apartado 3.1 el régimen en el que discurre cada canal (principal y afluente) según la configuración a estudiar. Se ha logrado reproducir de forma correcta el régimen en que circula cada canal, como se puede ver en la figura 21.

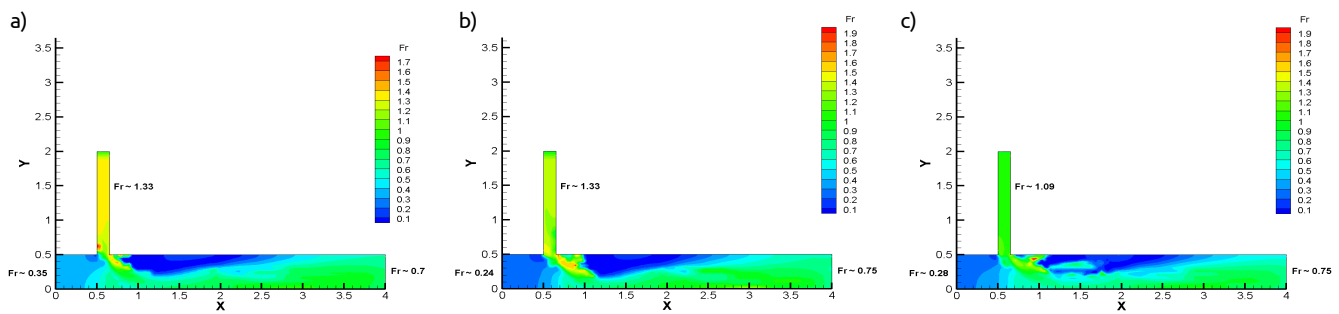


Fig. 21. Representación de los valores de número de Froude para la configuración 1 (a), configuración 2 (b) y configuración 3 (c).

En la tabla 4 se muestra un resumen del número de Froude obtenido experimentalmente para cada configuración y el régimen en que circula cada canal (afluente y principal).

	Fr_m	Fr_t	Régimen principal	Régimen afluente
Configuración 1	0.32	1.34	Subcrítico	Supercrítico
Configuración 2	0.32	1.20	Subcrítico	Supercrítico
Configuración 3	0.26	0.82	Subcrítico	Subcrítico

Tabla 4. Resumen del régimen en que circula cada canal para cada configuración.

Se puede observar como para las configuraciones 1 y 2 el afluente discurre en régimen supercrítico y con un valor de número de Froude suficientemente próximo al resultado experimental. También se logra reproducir para todas las configuraciones el régimen subcrítico en el que circula la entrada del canal principal. En los resultados experimentales de la configuración 3 el afluente discurre en régimen subcrítico ($Fr \sim 0.82$) mientras que numéricamente se obtiene un $Fr \sim 1.09$. Esta diferencia entre resultados numéricos y experimentales, que no se observa en las otras dos configuraciones, puede deberse a la complejidad de los procesos que se producen en las formas de fondo en el entorno de $Fr \sim 1$. La transición entre dunas, fondo plano y antidunas conlleva cambios muy importantes en la rugosidad efectiva del fondo, lo cual hace que sea particularmente complicada su correcta calibración.

Se muestran en las figuras 22 y 23 los resultados de hidrodinámica (campos de calados y velocidades) obtenidos para todas las configuraciones.

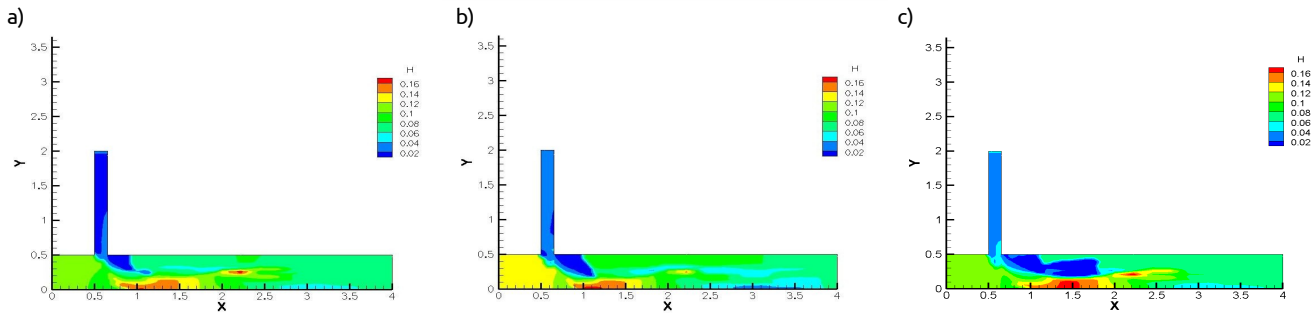


Fig. 22. Representación del calado obtenido para la configuración 1 (a), configuración 2 (b) y configuración 3 (c).

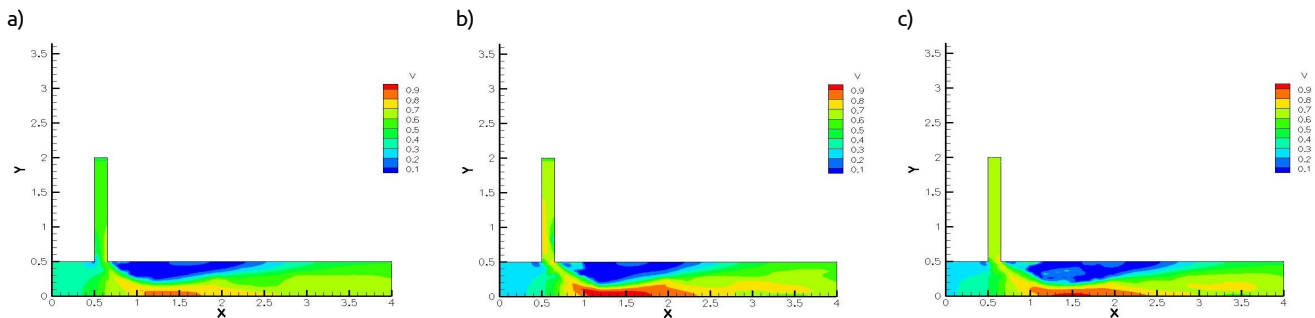


Fig. 23. Representación del campo de velocidades obtenido para la configuración 1 (a), configuración 2 (b) y configuración 3 (c).

El modelo reproduce de forma correcta el comportamiento cualitativo de la hidrodinámica en confluencias descrito por Best (1987), (Figura 5). Sin embargo existen diferencias con los valores numéricos y experimentales del número de Froude. Esto se debe a la falta de calibración de las ecuaciones de transporte sólido para confluencias y su fuerte acoplamiento a las ecuaciones hidrodinámicas.

4.2. Corrección por flujo secundario.

En este apartado se evaluarán los efectos que produce la corrección por flujo secundario, expuesta en el apartado 2.2.5.

Al igual que en el apartado anterior se utilizarán los resultados obtenidos para la configuración 3 aplicando la corrección por flujo secundario a las fórmulas de transporte sólido de Shields y Meyer-Peter Müller (1948) con sedimento uniforme para ilustrar las características de mayor relevancia.

En la figura 24 se exponen los resultados obtenidos para las distintas variables a las que afecta la corrección (tensión de fondo y forma de fondo), sin considerar la corrección por flujo secundario.

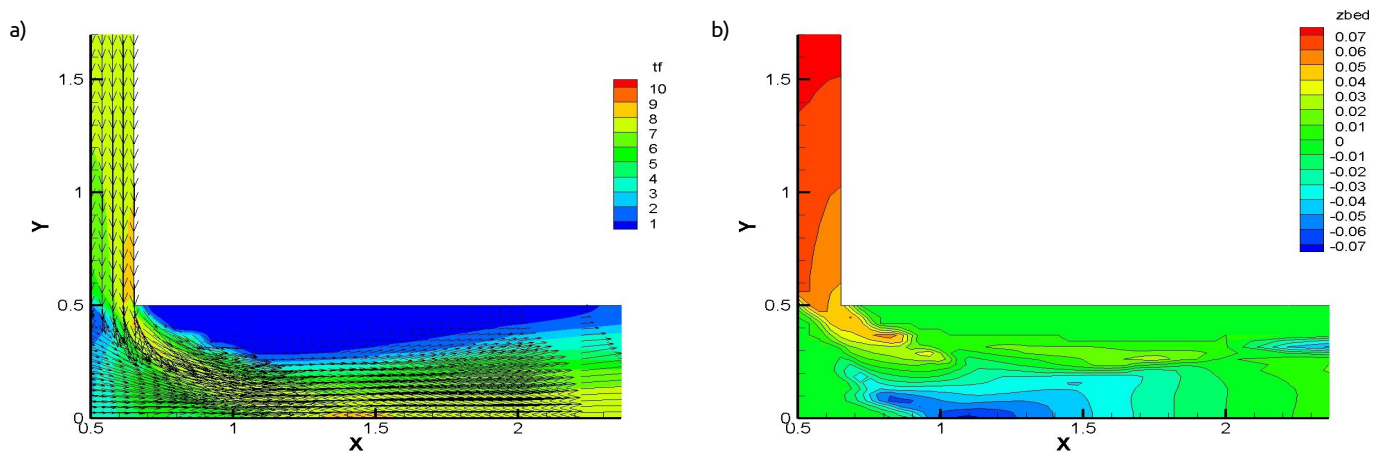


Fig. 24. Resultados obtenidos para tensión de fondo en la confluencia (a) y forma del fondo en la confluencia (a) obtenidos para la configuración 3 sin aplicar las correcciones.

Introduciendo la corrección por flujo secundario descrita en el apartado 2.2.5 se modifica la dirección de la tensión de fondo obteniéndose el resultado mostrado en la figura 25. Se puede apreciar en ella como la dirección de la tensión de fondo en cada punto varía ligeramente con respecto a la original (figura 24-a) tendiendo esta hacia el interior de la confluencia.

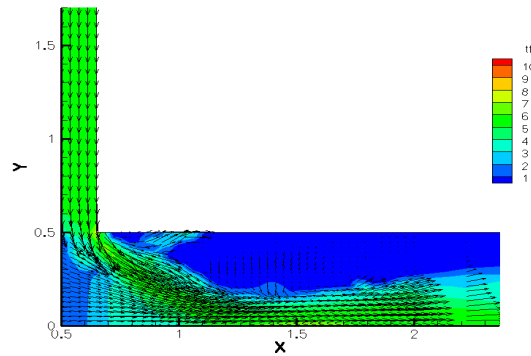


Fig. 25. Tensión de fondo en cada punto obtenida aplicando la corrección por flujo secundario en la configuración 3.

Desde el punto de vista hidrodinámico también se puede apreciar como al aplicar esta corrección se reduce el área efectiva de flujo en el canal principal, lo que produce un aumento de velocidades en la zona exterior de la confluencia tal y como se puede ver en la figura 26.

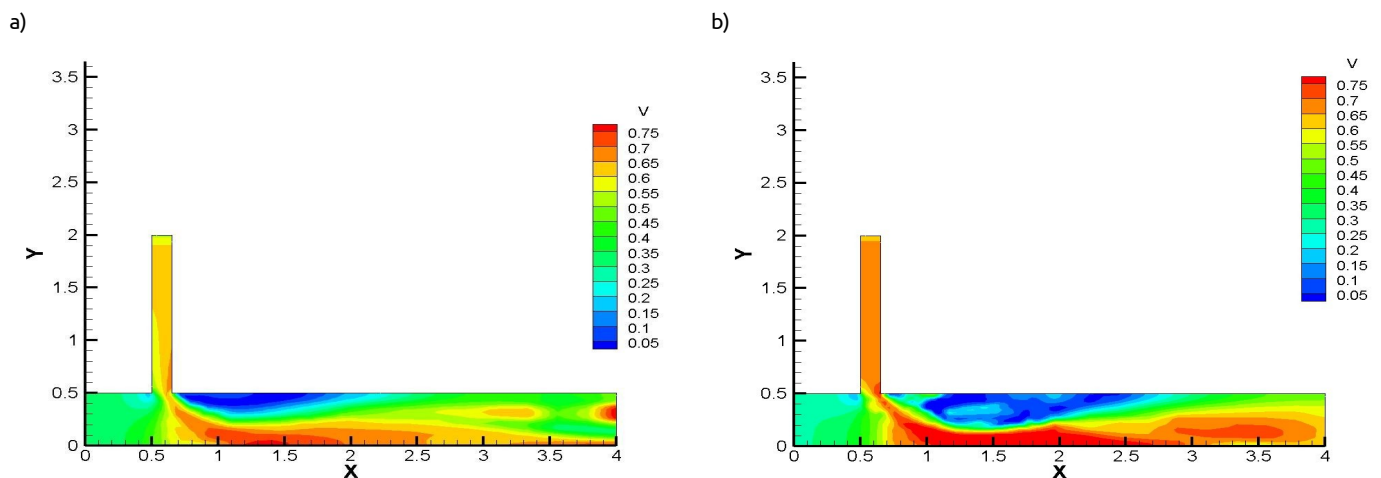


Fig. 26. Distribución de velocidades sin correcciones (a) y aplicando corrección por flujo secundario (b) obtenidas para la configuración 3.

Después de evaluar los efectos de la corrección por flujo secundario se ha decidido utilizar esta en las simulaciones, dado que parece funcionar suficientemente bien, cambiando correctamente la dirección de la tensión de fondo hacia el interior de la confluencia y sin producir inestabilidades numéricas.

4.3. Corrección por pendiente de fondo.

En este apartado se evaluarán los efectos que produce la corrección por pendiente de fondo, expuesta en el apartado 2.2.6.

Se utilizarán los resultados obtenidos para la configuración 3 aplicando las correcciones por pendiente de fondo a las fórmulas de transporte sólido de Shields y Meyer-Peter Müller (1948) con sedimento uniforme para ilustrar las características de mayor relevancia.

En la figura 27 se muestran los resultados obtenidos de forma de fondo, sin considerar ninguna la corrección por pendiente de fondo.

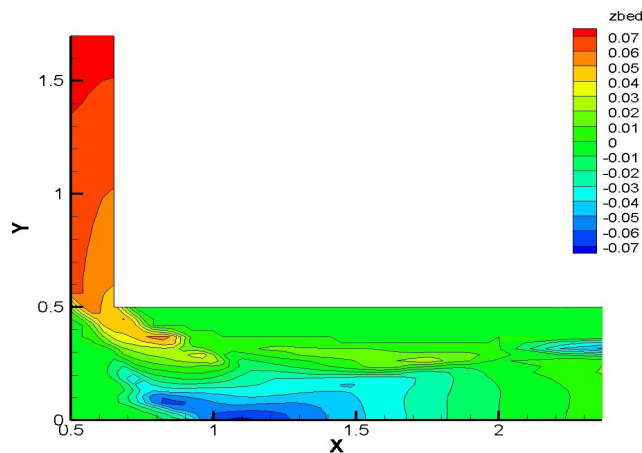


Fig. 27. Resultado obtenido para forma del fondo en la confluencia para la configuración 3 sin aplicar las correcciones.

Los resultados obtenidos al aplicar las correcciones por pendiente de fondo se muestran en la figura 28.

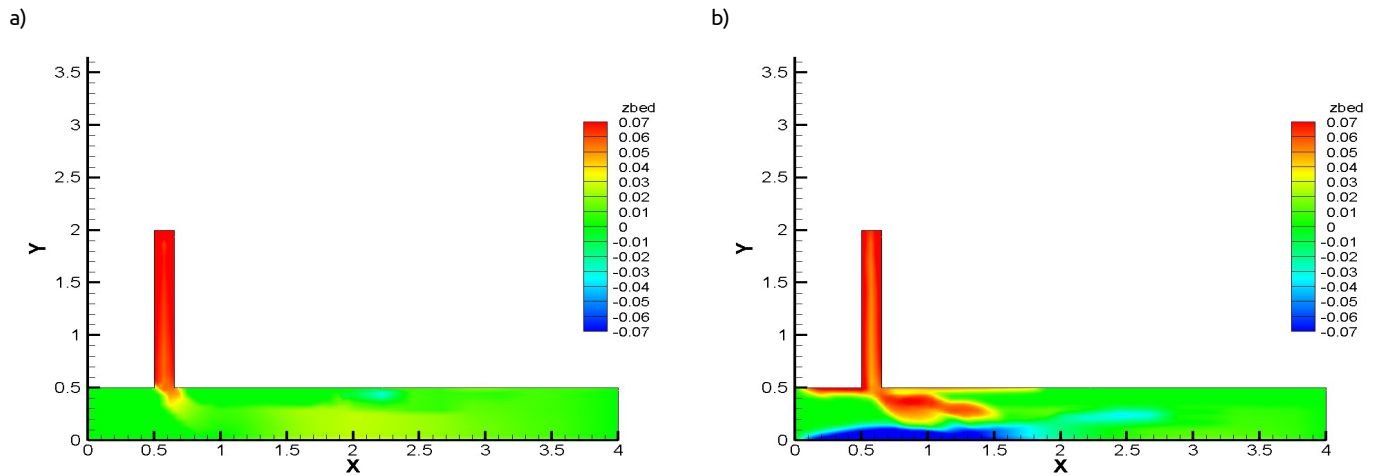


Fig. 28. Formas de fondo obtenidas aplicando la corrección de fondo propuesta por Mihn Duc et al. (2003) (a) y la propuesta propia (b).

Se ha decidido no utilizar ninguna de las dos correcciones por pendiente de fondo, ya que en ningún caso se produce una pendiente excesiva que haga necesario introducir esta corrección y porque no se ha querido introducir mayor complejidad en el cálculo.

4.4. Modelos de sedimento uniforme.

En este apartado se exponen los resultados obtenidos para diferentes combinaciones de las formulaciones de caudal sólido y tensión crítica de fondo. En todos los casos se utiliza la corrección por flujo secundario.

Se ha tratado de calibrar el valor del diámetro con el fin de reproducir los valores experimentales de calado y pendiente media en el afluente. Se supone que la rugosidad producida por grano es la más significativa, por lo que se ha calculado el número de manning a partir de la expresión:

$$n_s = \frac{D_s^{1/6}}{21} \tag{44}$$

Se ha tomado $n_s = 0,02$ en todas las simulaciones ya que este valor se corresponde a un valor del diámetro de $D \sim 4\text{mm}$ que será el más representativo del lecho en la zona de la confluencia.

Se muestran en la tabla 5 los valores de calado, pendiente media en el afluente y altura del escalón obtenidos experimentalmente, calculándose estos a partir de los resultados de Leite Ribeiro (2011) de la siguiente forma: tomando las cotas de un punto aguas abajo de la entrada del afluente y otro antes del escalón y la distancia entre ellos se calculó la pendiente media. Tomando varios valores de calados a lo largo del afluente se aproximó el calado medio. Se ha llamado altura del escalón a la diferencia entre la altura del punto más bajo del perfil y la cota del final del afluente (donde termina la rampa).

	Calado medio (m)	Pendiente media (%)	Altura del escalón (m)
Configuración 1	0.0168	2.66	0.10
Configuración 2	0.0335	1.68	0.08
Configuración 3	0.0370	1.16	0.07

Tabla 5. Calados y pendientes medias en el afluente obtenidas experimentalmente para cada configuración.

Los resultados experimentales de la configuración 1 se muestran en la figura 29.

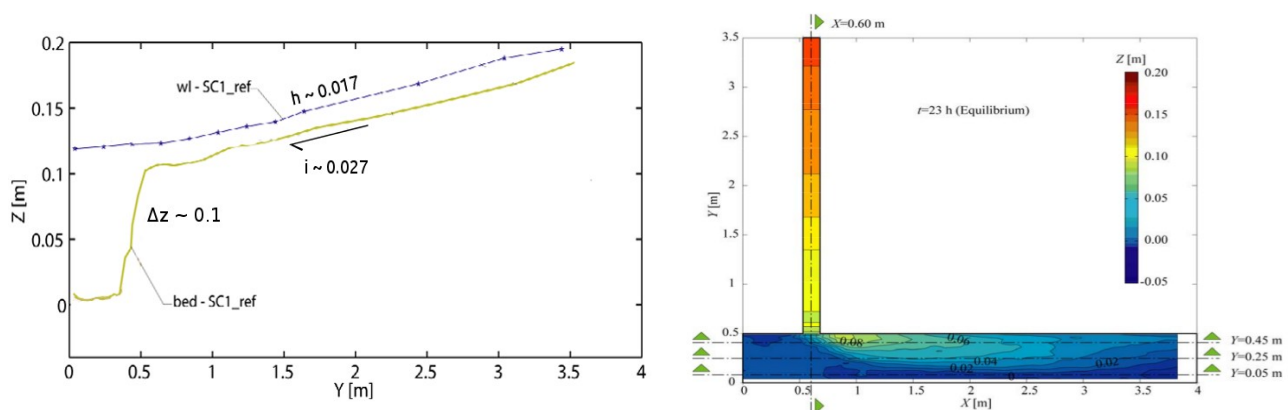


Fig. 29. Resultados experimentales obtenidos para la configuración 1 en Leite Ribeiro (2011).

Se pueden observar en las figuras 30 y 31 los resultados obtenidos para la formulación de tensión crítica de fondo de Shields cuando se utiliza conjuntamente con las formulaciones de caudal sólido de fondo de Meyer-Peter Müller(1948) y van-Rijn(1984) respectivamente.

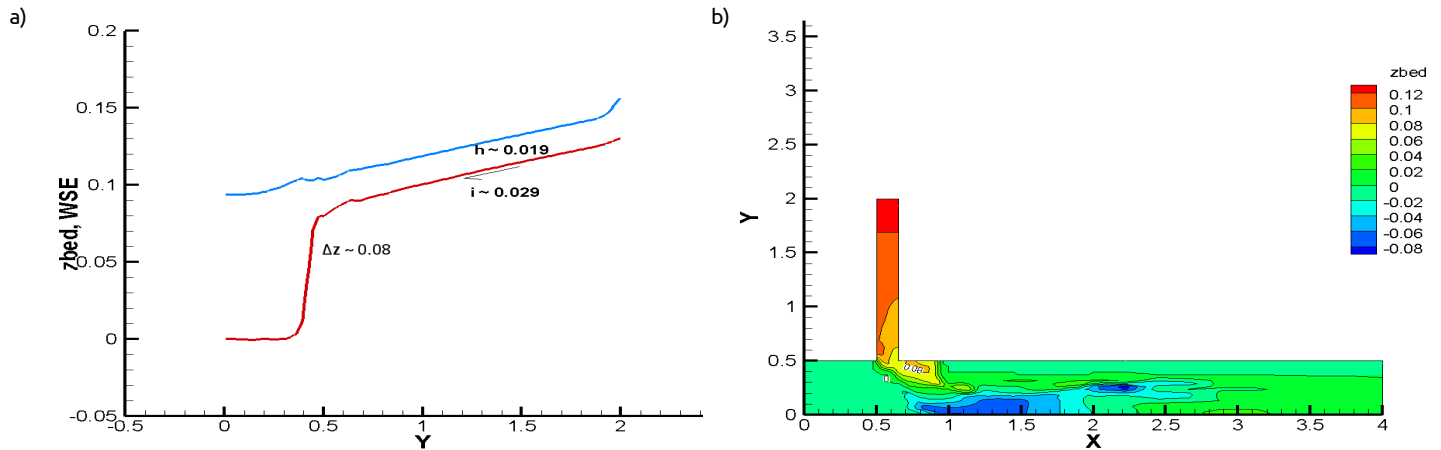


Fig. 30. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos con el modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948) para la configuración 1 ($D_s = 4\text{mm}$).

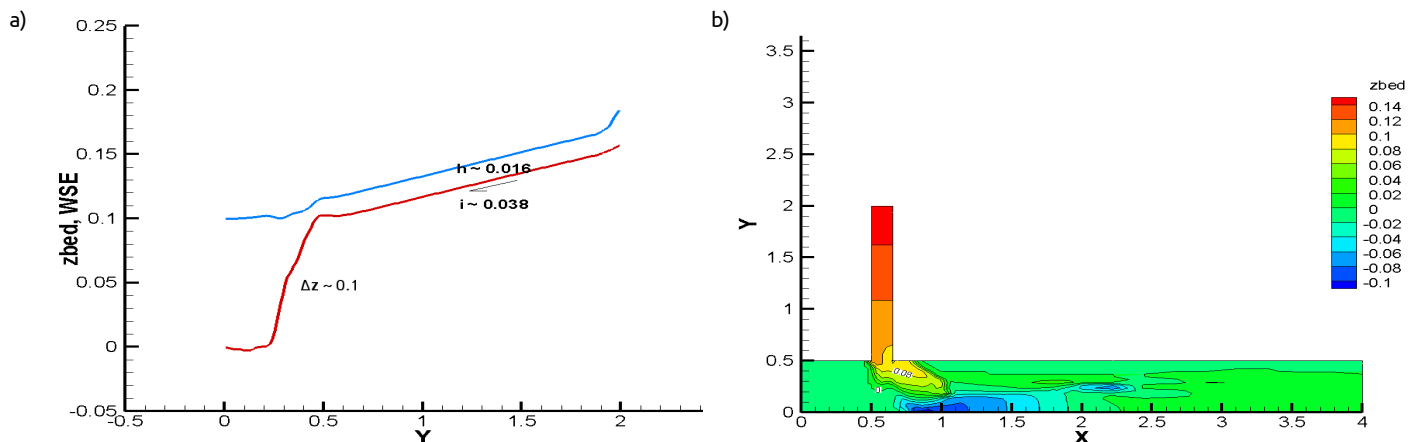


Fig. 31. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos con el modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de van-Rijn(1984) para la configuración 1 ($D_s = 4\text{mm}$).

No se aprecia una gran diferencia entre los resultados de forma de fondo en la confluencia ni en los calados del afluente obtenidos con las diferentes formulaciones de caudal sólido para el modelo de tensión crítica de fondo de Shields, sin embargo existe una ligera diferencia entre las pendientes medias obtenidas para cada formulación. También se aprecia una diferencia entre las alturas del escalón en la confluencia que se han obtenido para ambas formulaciones.

Se muestran en las figuras 32 y 33 los resultados que se obtienen utilizando el modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003), conjuntamente con las formulaciones de caudal sólido de Meyer-Peter Müller (1948) y van-Rijn (1984).

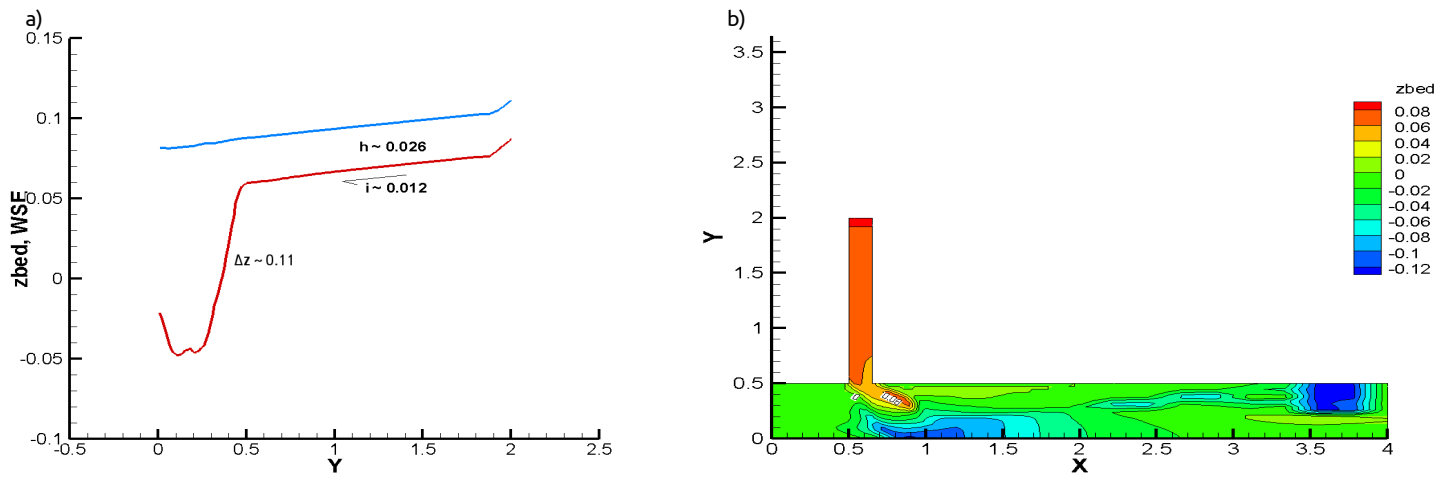


Fig. 32. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos con el modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948) para la configuración 1 ($D_s = 4\text{mm}$).

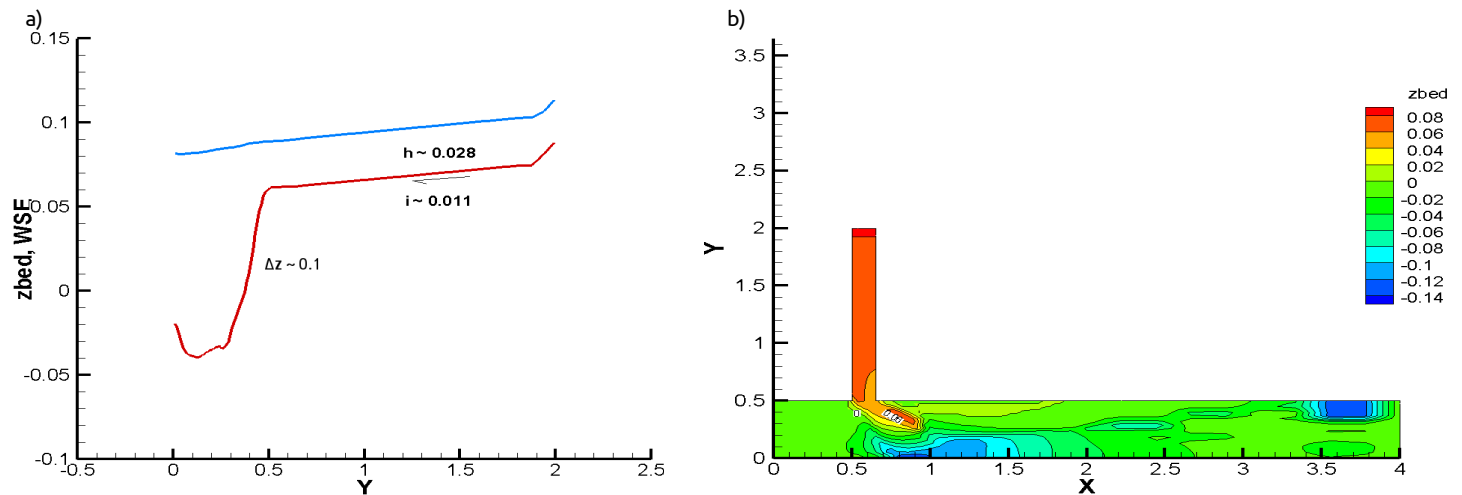


Fig. 33. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos con el modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de van-Rijn(1984) para la configuración 1 ($D_s = 4\text{mm}$).

En este caso no se observa una gran diferencia entre los resultados obtenidos con las diferentes formulaciones de caudal sólido. Por ello, para el resto de configuraciones sólo se presentarán de forma gráfica los resultados obtenidos con la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller (1948), ya que la formulación de caudal sólido que se aplique no influirá más que el modelo de tensión crítica de fondo

en los resultados de forma de fondo, además de adecuarse esta formulación mejor al diámetro de los sedimentos utilizados en los ensayos.

Para su consulta se adjuntan en el apéndice A todos los resultados, calculados para las diferentes combinaciones de formulaciones de tensión crítica de fondo y caudal sólido.

La tabla 6 resume las principales características de los resultados obtenidos para cada combinación. Se denomina cota del punto más alto/bajo al punto de mayor/menor elevación de la zona de la confluencia (pese a que los pueda haber más elevados en el afluente).

	Calado medio (m)	Pendiente (%)	Cota del punto más alto (m)	Cota del punto más bajo (m)	Altura del escalón (m)
Experimental	0.0168	2.66	0.08	0	0.10
S MPM	0.019	2.90	0.08	-0.06	0.08
S VR	0.016	3.80	0.08	-0.06	0.10
P MPM	0.026	1.20	0.06	-0.10	0.11
P VR	0.028	1.10	0.06	-0.10	0.10

Tabla 6. Resumen de los resultados obtenidos para la configuración 1¹.

Se observa como en las simulaciones se obtiene una fuerte erosión en el margen exterior de la confluencia, la cual se corresponde con la zona de erosión del modelo de fondo en confluencias propuesto por Best (1988), (Figura 8). Sin embargo, esta erosión en la margen externa no aparece de manera tan marcada en los resultados experimentales. Se ha tratado de limitar este efecto utilizando diámetros más gruesos de sedimento. Los resultados obtenidos para cada diámetro se muestran en la figura 34.

1: Para hacer más legible la tabla se han abreviado los nombres de las formulaciones de la misma forma que en la tabla 3: MPM – Meyer-Peter Müller(1948), VR – van Rijn(1984), S – Ábaco de Shields, P – Parker et al. (2003), AP – Ashida-Michiue.

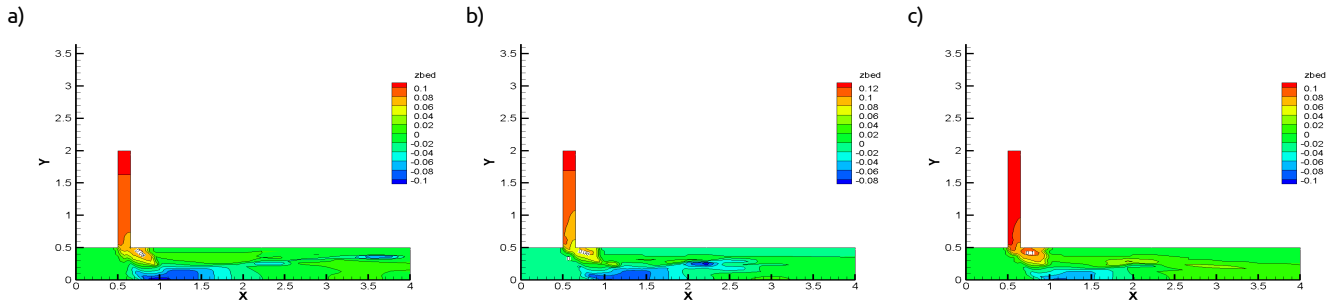


Fig. 34. Forma de fondo obtenida para diámetros de 3 mm ~ D_{78} (a), 4 mm ~ D_{82} (b) y 5 mm ~ D_{87} (c), para la configuración 1.

Se puede observar como al aumentar el tamaño del sedimento se limita la erosión en el margen externo. Sin embargo, tomar la parte más gruesa del sedimento limita la sedimentación de material en el margen interno. Esta problemática es muy frecuente cuando se realizan cálculos de transporte de sedimentos en confluencias y se debe en parte al hecho de trabajar con una granulometría uniforme de sedimento. En los resultados de Leite Ribeiro (2011) lo que se produce es una acumulación de gruesos en la margen externa (acorazamiento), de forma que se limita la erosión en dicha margen, depositándose a su vez las partículas más finas en la margen interna. Este fenómeno no es reproducible con un modelo de sedimento uniforme.

Para la configuración 2 se obtienen experimentalmente los resultados mostrados en la figura 35.

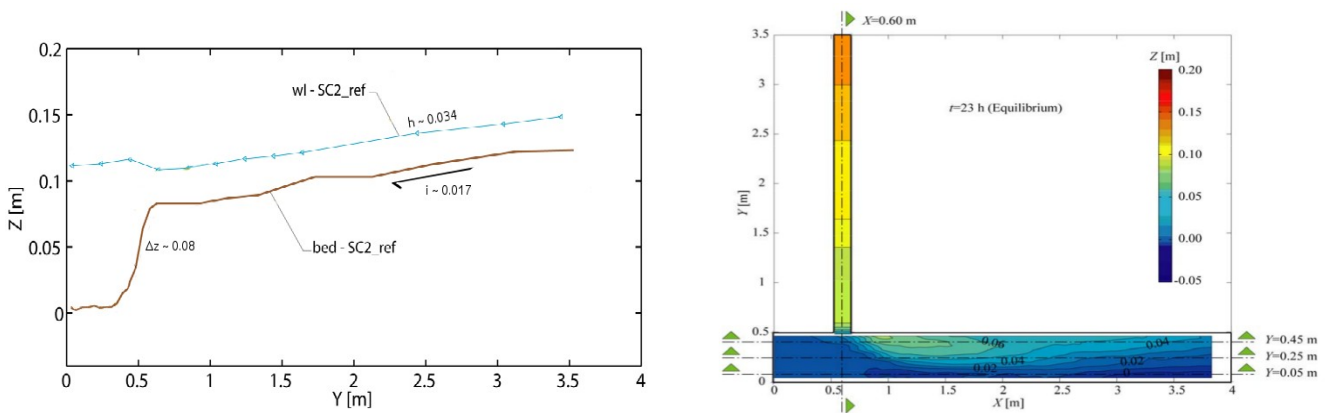


Fig. 35. Resultados experimentales obtenidos para la configuración 2 en Leite Ribeiro (2011).

Se muestra en las figuras 36 y 37 los resultados obtenidos con la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller (1948) y los modelos de Shields y Parker et al. (2003) para la configuración 2.

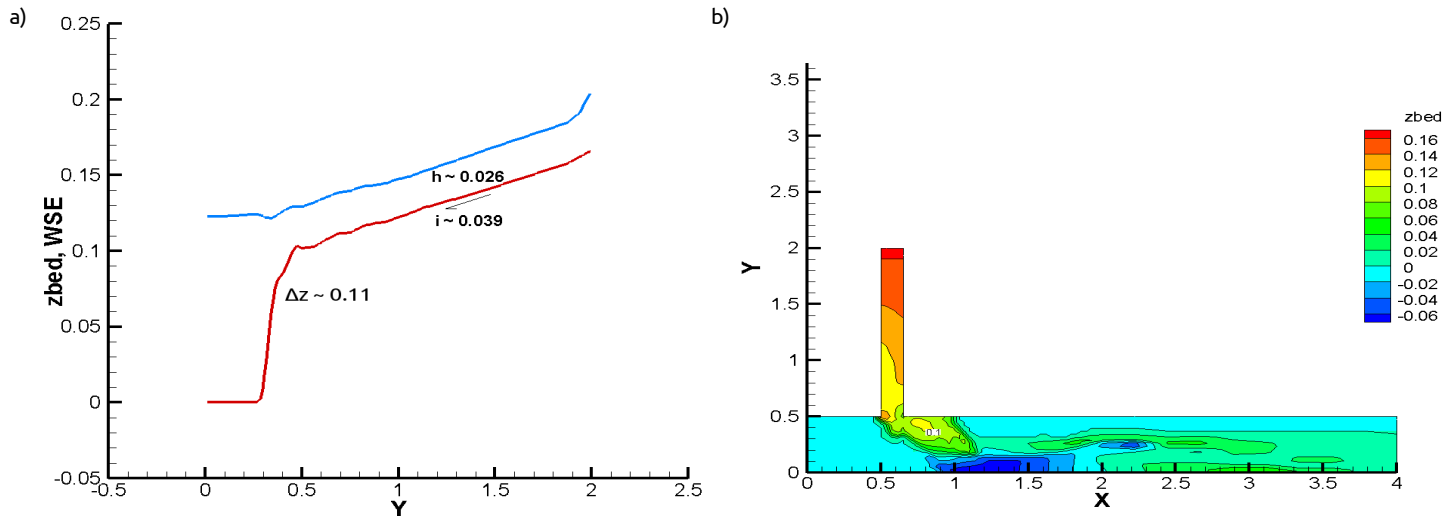


Fig. 36. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948) para la configuración 2 ($D_s = 5.5\text{mm}$).

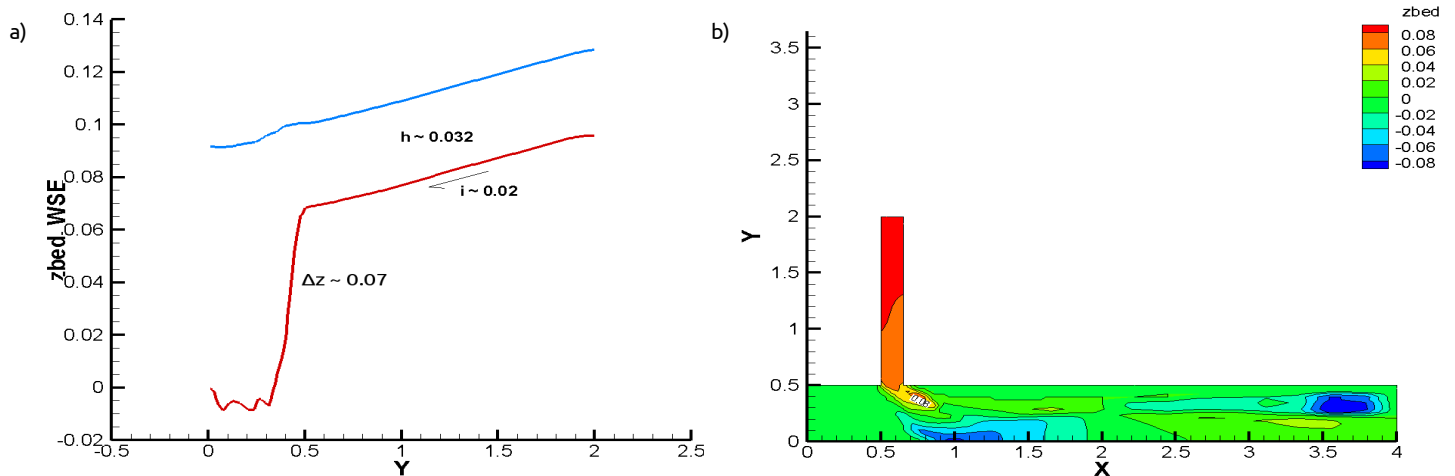


Fig. 37. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948) para la configuración 2 ($D_s = 5.5\text{mm}$).

La tabla 7 resume los resultados más significativos en esta configuración. Igual que en el caso anterior no existen grandes diferencias entre las distintas formulaciones de caudal sólido. Para este caso ha funcionado mejor la formulación de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) en la zona del afluente, mientras que el

modelo de Shields se ha adaptado mejor a la zona de la confluencia.

	Calado medio (m)	Pendiente (%)	Cota del punto más alto (m)	Cota del punto más bajo (m)	Altura del escalón (m)
Experimental	0.0335	1.68	0.10	0	0.08
S MPM	0.026	3.90	0.10	-0.06	0.11
S VR	0.024	5.80	0.10	-0.04	0.14
P MPM	0.032	2.00	0.06	-0.06	0.07
P VR	0.036	1.90	0.06	-0.04	0.07

Tabla 7. Resumen de los resultados obtenidos para la configuración 2.

Los resultados experimentales obtenidos para la configuración 3 se muestran en la figura 38.

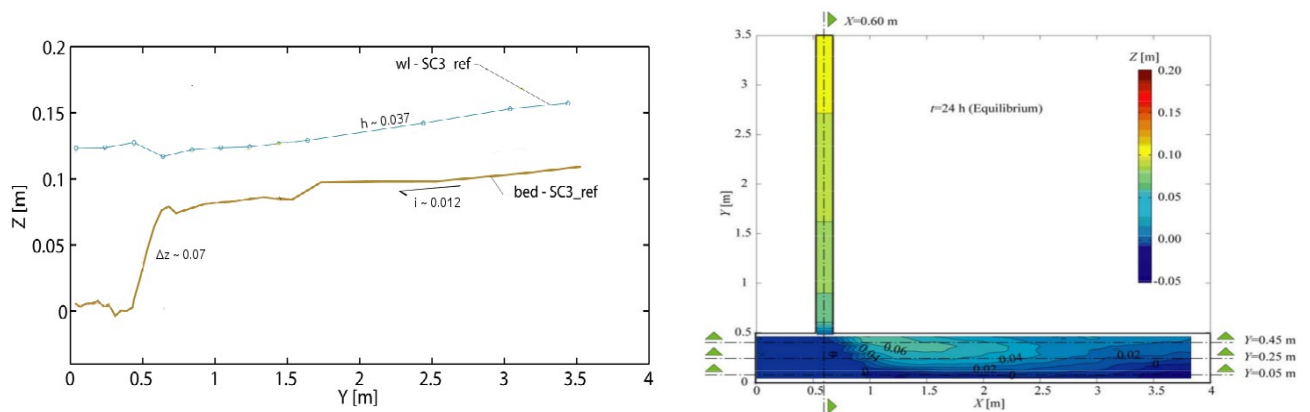


Fig. 38. Resultados experimentales obtenidos para la configuración 3 en Leite Ribeiro (2011).

Para la configuración 3 se han obtenido los resultados que se muestran en las figuras 39 y 40, calculados con la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller (1948) y los modelos de Shields y Parker et al. (2003) para la configuración 3.

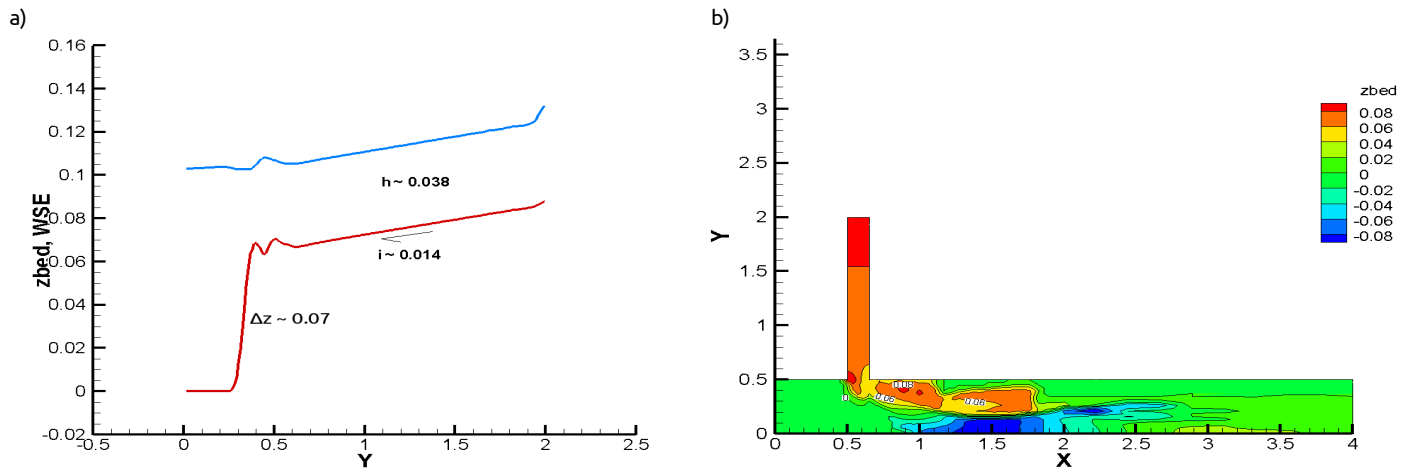


Fig. 39. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948) para la configuración 3 ($D_s = 4\text{mm}$).

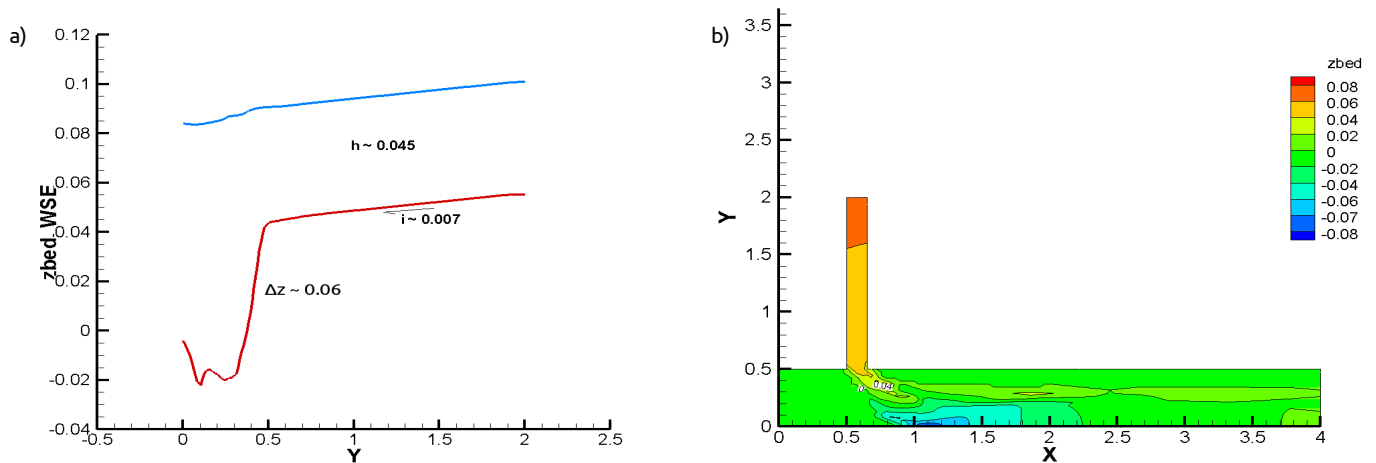


Fig. 40. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948) para la configuración 3 ($D_s = 4\text{mm}$).

Se expone en la tabla 8 un resumen de los resultados obtenidos para los datos más significativos en la configuración 3.

	Calado medio (m)	Pendiente (%)	Cota del punto más alto (m)	Cota del punto más bajo (m)	Altura del escalón (m)
Experimental	0.037	1.16	0.08	0	0.07
S MPM	0.038	1.40	0.08	-0.06	0.07
S VR	0.036	1.90	0.08	-0.04	0.08
P MPM	0.047	0.90	0.04	-0.06	0.06
P VR	0.045	0.70	0.04	-0.06	0.06

Tabla 8. Resumen de los resultados obtenidos para la configuración 3.

Para esta configuración se han obtenido unos resultados muy positivos con el modelo de Shields. Todas las características analizadas (pendiente media, calado y altura del escalón en el afluente y cota de los puntos más alto y bajo de la confluencia) están muy próximas al resultado experimental. Las características del fondo en la zona de la confluencia (zonas de erosión/sedimentación) se han reproducido con suficiente bondad.

El modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) produce una pendiente media en el afluente bastante cercana a la experimental; pero no reproduce los calados del afluente y la forma del fondo correctamente.

En líneas generales el modelo de tensión crítica de fondo de Shields es el que proporciona mejores resultados. Se consiguen con él muy buenos resultados tanto en el afluente como en la forma del fondo en la confluencia. No se han observado grandes diferencias entre los resultados obtenidos aplicando formulaciones de caudal sólido de Meyer-Peter Müller (1948) y de van-Rijn (1984).

4.5. Modelos de mezcla de sedimentos.

Con el fin de reproducir los fenómenos de acorazamiento que se producen en el margen exterior de la confluencia que se puede apreciar en los resultados de Leite Ribeiro (2011) se utilizará un modelo de mezcla de sedimento. Se exponen en este apartado los resultados obtenidos con el modelo de mezcla propuesto por Ashida-Michiue. Sólo se muestran gráficamente en este apartado los resultados obtenidos con la formulación de tensión crítica de fondo de Shields, ya que es la formulación que proporciona mejores resultados. Los resultados obtenidos para la formulación de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) se exponen para su consulta en el apéndice B.

En primer lugar se ha realizado un análisis de los resultados que se obtienen para diferentes distribuciones granulométricas, con el fin de determinar la que de

mejores resultados. En modelos de mezcla de sedimento no existe la misma problemática para tomar diámetros representativos del fondo que existe para modelos de sedimento uniforme, sin embargo, se deben elegir bien los diámetros con los que se calculará para obtener unos resultados aceptables.

Este estudio se ha realizado sobre la configuración 3 ya que presenta la hidrodinámica más sencilla de reproducir. La tabla 9 resume las 4 distribuciones granulométricas que se han estudiado.

	D ₁ (mm) / F ₁ (%)	D ₂ (mm) / F ₂ (%)	D ₃ (mm) / F ₃ (%)
Mezcla 1	0.2 / 40	2.3 / 20	6.0 / 40
Mezcla 2	0.2 / 40	2.3 / 20	8.0 / 40
Mezcla 3	0.2 / 50	8.0 / 50	X
Mezcla 4	2.0 / 50	8.0 / 50	X

Tabla 9. Resumen de las distintas distribuciones granulométricas evaluadas.

En la figura 41 se muestran los resultados que se han obtenido para las distribuciones granulométricas de la tabla 9.

- a)
 D₁ = 0,2mm ; F₁ = 40%
 D₂ = 2,3mm ; F₂ = 20%
 D₃ = 6,0mm ; F₃ = 40%

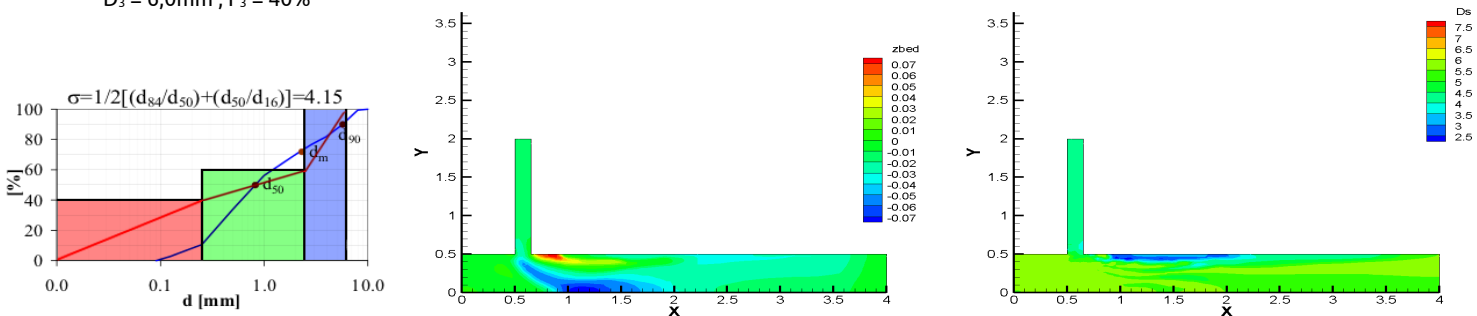


Fig. 41a. Resultado obtenido en la configuración 3 para la mezcla 1.

b)

$D_1 = 0,2\text{mm}$; $F_1 = 40\%$

$D_2 = 2,3\text{mm}$; $F_2 = 20\%$

$D_3 = 8,0\text{mm}$; $F_3 = 40\%$

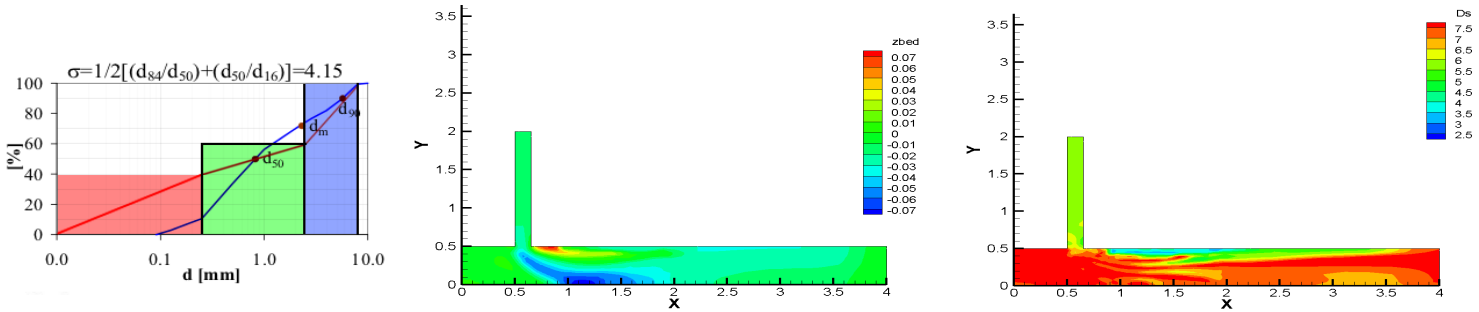


Fig. 41b. Resultado obtenido en la configuración 3 para la mezcla 2.

c)

$D_1 = 0,2\text{mm}$; $F_1 = 50\%$

$D_2 = 8,0\text{mm}$; $F_2 = 50\%$

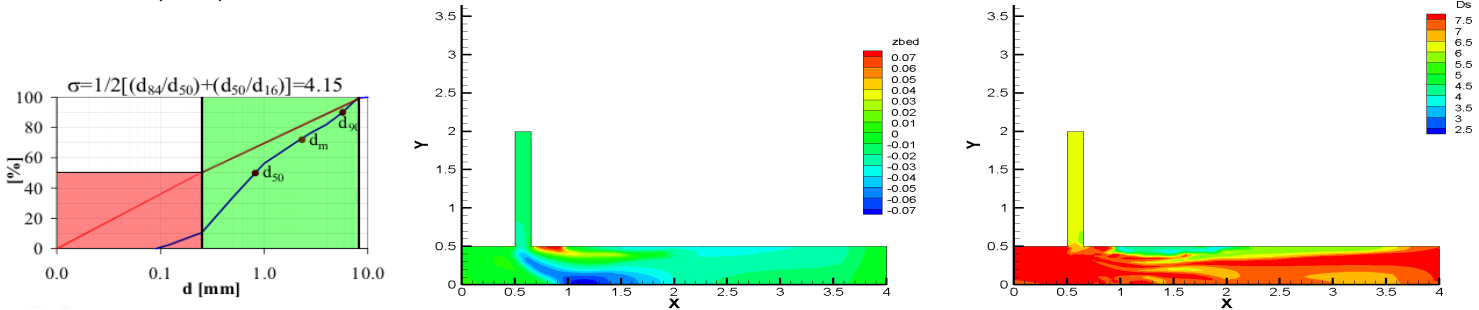


Fig. 41c. Resultado obtenido en la configuración 3 para la mezcla 3.

d)

$D_1 = 2,0\text{mm}$; $F_1 = 50\%$

$D_2 = 8,0\text{mm}$; $F_2 = 50\%$

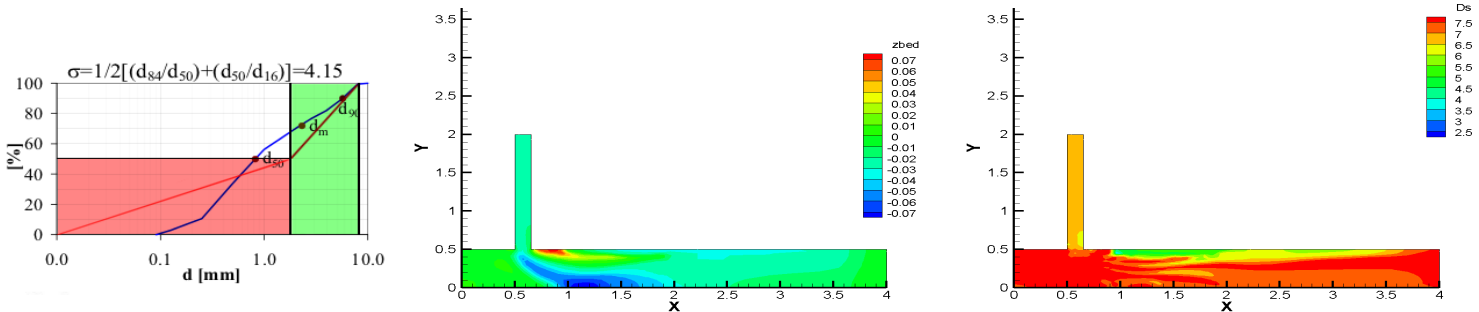


Fig. 41d. Resultado obtenido en la configuración 3 para la mezcla 4.

No se aprecian grandes diferencias en la forma del fondo obtenidas para las distintas distribuciones granulométricas. Esto se debe a la interacción entre distintas

fracciones de sedimento consideradas en la formulación de Ashida-Michiue. Según esta formulación en una mezcla de sedimento las fracciones más gruesas protegen a las más fina, disminuyendo su movilidad mientras que las más finas desprotegen a las más gruesa, aumentando su movilidad. Para las simulaciones de transporte de sedimentos con el modelo de mezcla se toma como distribución granulométrica la mezcla 4 de la tabla 9, ya que resulta más eficiente desde el punto de vista del cálculo tomar el menor número de fracciones posible.

En la figura 42 se muestran los resultados obtenidos para la configuración 1 utilizando el modelo de tensión crítica de fondo de Shields conjuntamente con el modelo de transporte sólido de Ashida-Michiue.

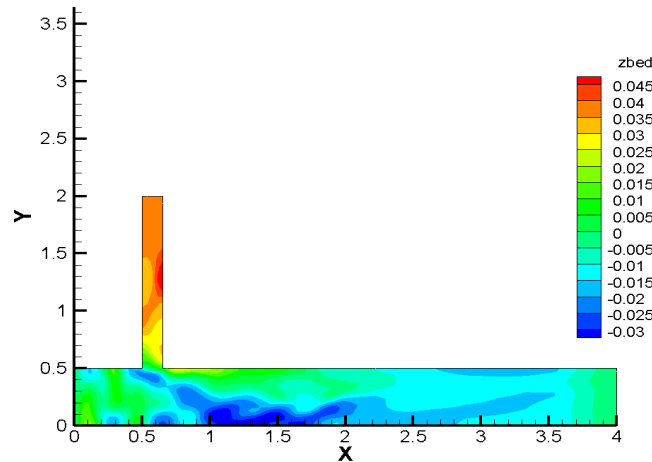


Fig. 42. Forma de fondo obtenida con el modelo de tensión crítica de fondo de Shields para la configuración 1.

La tabla 10 resume los resultados obtenidos para la configuración 1 con los modelos de tensión crítica de fondo de Shields y Parker et al. (2003).

	Cota del punto más alto (m)	Cota del punto más bajo (m)
Experimental	0.08	0
S	0.01	-0.03
P	0.005	-0.03

Tabla 10. Resumen de los resultados obtenidos para la configuración 1 con el modelo de mezcla de Ashida-Michiue.

Se muestran en la figura 43 los resultados obtenidos para la configuración 2 utilizando el modelo de tensión crítica de fondo de Shields.

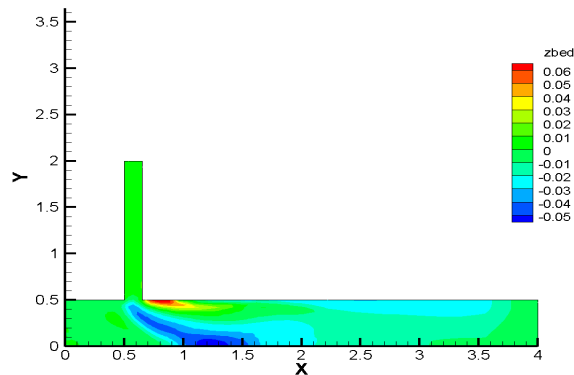


Fig. 43. Forma de fondo obtenida con el modelo de tensión crítica de fondo de Shields para la configuración 2.

La tabla 11 resume de los resultados obtenidos para la configuración 2 con los modelos de tensión crítica de fondo de Shields y Parker et al. (2003).

	Cota del punto más alto (m)	Cota del punto más bajo (m)
Experimental	0.10	0
S	0.06	-0.05
P ²	X	X

Tabla 11. Resumen de los resultados obtenidos para la configuración 2 con el modelo de mezcla de Ashida-Michiue.

Por último se muestran en la figura 44 los resultados obtenidos aplicando el modelo de tensión crítica de fondo de Shields a la configuración 3.

2: No se muestran resultados para el modelo de Parker et al. (2003) ya que no se ha logrado un resultado estable al aplicarlo en este caso.

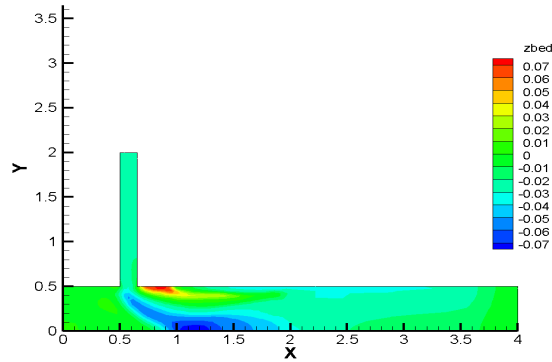


Fig. 44. Forma de fondo obtenida con el modelo de tensión crítica de fondo de Shields para la configuración 3.

Se muestran en la tabla 12 los resultados más relevantes obtenidos para la configuración 3.

	Cota del punto más alto (m)	Cota del punto más bajo (m)
Experimental	0.10	0
S	0.06	-0.05
P	0.06	-0.06

Tabla 12. Resumen de los resultados obtenidos para la configuración 3 con el modelo de mezcla de Ashida-Michiue.

Se puede apreciar que la forma de fondo obtenida con el modelo de mezcla representa cualitativamente el modelo de forma de fondo en confluencias propuesto por Best (1988), pero no se ajusta correctamente al resultado experimental para ninguna de las configuraciones. Según el modelo de Best (1988), se debe producir un surco en la zona de la confluencia, detalle que no se aprecia en los resultados experimentales de Leite Ribeiro (2011) y que si se esta reproduciendo en el modelo. Esto se debe a un fenómeno de acorazamiento que se produce en el experimental en el margen exterior, fenómeno que no se logra reproducir con el modelo.

En la figura 45 se muestran los resultados que se han obtenido para la distribución de tamaños de sedimento en el lecho. El diámetro medio se ha calculado a partir de la fórmula (27).

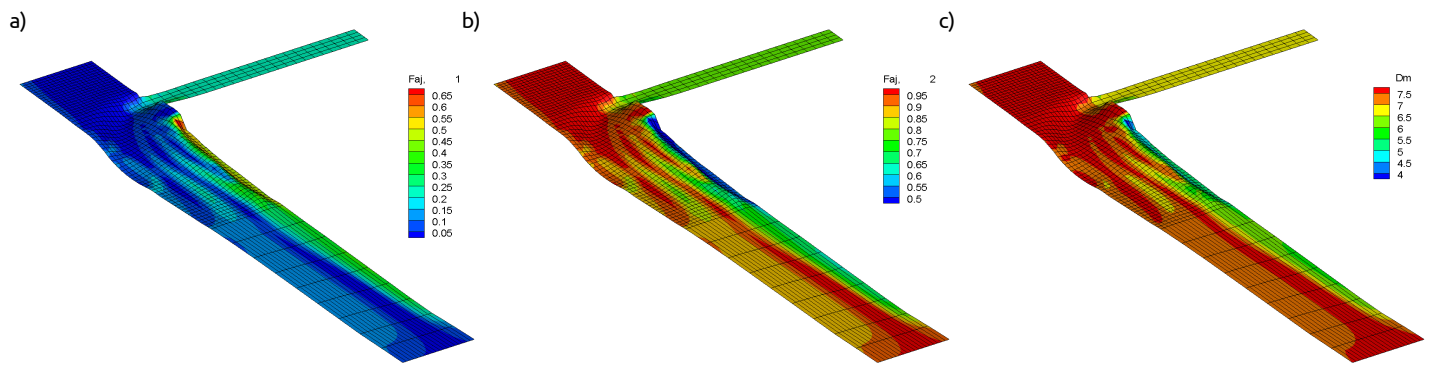


Fig. 45. Distribución de diámetros en el lecho. Distribución de finos (a), distribución de gruesos (b) y diámetro medio en cada punto (c).

Al comparar este resultado con el experimental expuesto en la figura 46, se puede apreciar como se reproduce la deposición de finos que se produce en el margen interior de la confluencia (en la zona de separación de flujo). Las bajas velocidades de esta zona le impiden transportar a ella sedimento más grueso y provocan la deposición de la fracción más fina. No se aprecia en los resultados obtenidos con el modelo la gradación de sedimento que se produce a lo ancho del canal principal, desde la deposición de finos que se produce en la zona de separación de flujo aumentando progresivamente hasta la zona de corte, donde se depositará el material más grueso.

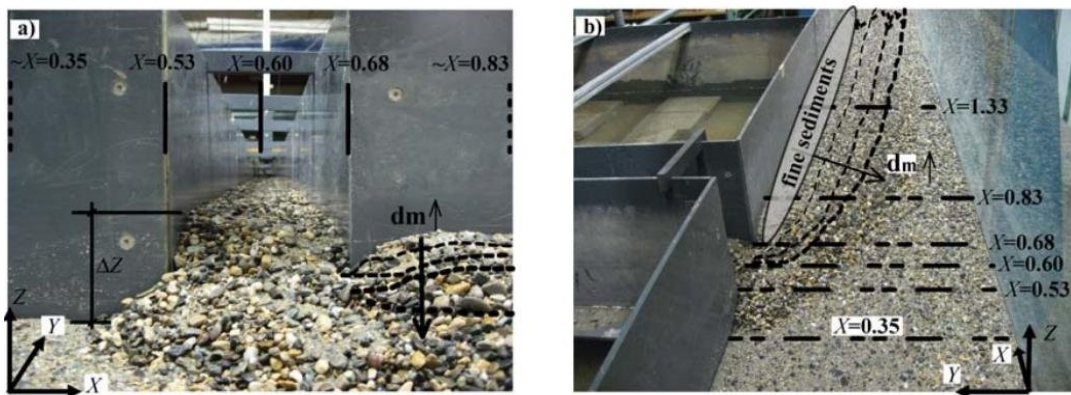


Fig. 46. Vista del resultado experimental de la confluencia. Se aprecia una gradación del tamaño del sedimento a lo ancho del canal, material más fino en el margen interior y material más grueso en el exterior.

5. Conclusiones y futuras líneas de estudio.

En este informe se ha presentado un estudio sobre la simulación numérica de procesos de transporte de sedimentos en confluencias, con el objetivo de evaluar diferentes formulaciones existentes para este tipo de cálculos. Como se ha explicado en el apartado 2.2 los modelos 2D de aguas someras tienen una serie de limitaciones a la hora de realizar cálculos de transporte sólido en flujos con gran curvatura. Las correcciones introducidas y aquí estudiadas parecen funcionar suficientemente bien.

En los modelos de sedimento uniforme se han obtenido los mejores resultados utilizando un diámetro representativo del sedimento en el entorno de $D_{70} - D_{90}$ de la granulometría real, lo que da una especial importancia a los gruesos en este tipo de cálculos. También se ha comprobado que el diámetro es la variable más sensible en cálculos de transporte sólido, produciéndose grandes variaciones en los resultados obtenidos al tomar como representativo el D_{90} ó el D_{80} .

En cuanto a las formulaciones de caudal sólido, no se han encontrado grandes diferencias en los resultados obtenidos aplicando la formulación de Meyer-Peter Müller(1948) ó la de van-Rijn(1984). Para las formulaciones de tensión crítica de fondo, la clásica fórmula de Shields ha demostrado dar unos resultados, en líneas generales, suficientemente buenos. Sin embargo, al utilizar la formulación de Parker et al. (2003) en los cálculos, se obtienen en general peores resultados en la zona de la confluencia. En el afluente ambas formulaciones han dado resultados similares, probablemente porque ambas han sido calibradas para flujos en canales rectos.

Para el modelo de mezcla de sedimentos se han analizado las diferencias que se producen al considerar diferentes granulometrías de sedimento en el modelo de sedimento. No se han observado grandes diferencias al tomar 2 o 3 fracciones de sedimento en el cálculo, por lo que se ha optado por tomar como fracciones representativas una parte del diámetro más grueso, por ejemplo D_{90} , y una parte de la gama más fina ($D_{10} - D_{20}$) repartidos al 50%.

De las dos principales correcciones estudiadas (corrección por flujo secundario y corrección por pendiente de fondo), se han obtenido resultados muy positivos para la corrección de flujo secundario. Se puede comprobar en el apartado 4.2 como esta corrección produce una variación en la dirección de la tensión de fondo orientando esta hacia el interior de la confluencia. La corrección por pendiente de fondo sin embargo, tiene poca relevancia en los resultados, fundamentalmente porque las pendientes del fondo son, en general, pequeñas.

Se proponen unas líneas de continuación a este estudio que se enumeran a continuación:

- ✓ Aplicación de un modelo hidrodinámico 3D para modelar las corrientes secundarias sin necesidad de utilizar correcciones semi-empíricas.
- ✓ Aplicación de un modelo de transporte en suspensión con el fin de analizar si se reproducen mejor las deposiciones de finos que se producen en el lado interior de la confluencia.
- ✓ Calibración de otras formulaciones de transporte sólido diferentes a la de Ashid-Michiue para el caso de mezcla de sedimento.

6.Referencias.

Best, J. L. (1987), Flow dynamics at river channel confluences: Implications for sediment transport and bed morphology, *Recent Developments in Fluvial Sedimentology*, Spec. Publ. SEPM Soc. Sediment. Geol., 39, 27-35.

Best, J. L. (1988), Sediment transport and bed morphology at river channel confluences, *Sedimentology*, 35, 481-498.

Fujita, I., y S. Komura (1989). Visualization of the flow at a confluence, in *Refined Flow Modelling and Turbulence Measurements*, edited by I. Universal Academy Press, International Association of Hydraulic research, Tokio, Japan.

García, M. (2007) *Sedimentation Engineering: Processes, Measurements, Modeling, and Practice*. ASCE manuals and reports on engineering practice ; no. 110.

Hoffmanns, G.J.C.M. y Verheij, H.J. (1997). *Scour Manual*. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

Leite Ribeiro, M. (2011). *Influence of Tributary Widening on Confluence Morphodynamics*. Tesis doctoral. École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Meyer-Peter, E. and Müller, R. (1948). Formulas for dedload transport. *Proceedings of de 2nd Congress, IAHR, Stockholm*, pp.39-64.

Minh Duc, B., Wenka, T., Rodi, W. (2004). Numerical modeling of bed deformation in laboratory channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, vol 130 (9).

Mosley, M. (1976). An experimental study of channel confluences. *The journal of geology*, 84,535.

Odgaard, A.J. (1986). Meander flow model, I: Development, *Journal of Hydraulic Engineering*, vol 112 (12), pp.1117-1136.

Parker, G., Solari, I., Seminara, G. (2003). Bed load at low Shield stress and arbitrarily sloping beds: alternative entrainment formulation. *Water Resources Research*. 39(7). 1189, doi:10.1029/2001WR001253.

Rastogi, A.K., Rodi, W. (1978). Predictions of heat and mass transfer in open channels. *Journal of the Hydraulics Division HY3*.

Rhoads, B. L. y S. T. Kenworthy (1998). Time-averaged flow structure in the central region of a stream confluence, *Earth Surface Processes and Landforms*, 23, 171-191.

Toro, E.F. (2001). *Shock-capturing Methods for Free-Surface Shallow Flows*. Wiley, Chichester, West Sussex PO19 1UD, England.

van Rijn, L. C.(1984a). Sediment transport, part I: Bed load transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, vol 110 (10).

van Rijn, L. C.(1984b). Sediment transport, part II: Suspended load transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, vol 110 (11).

van Rijn, L. C.(1984c). Sediment transport, part III: Bed forms and alluvial roughness. *Journal of Hydraulic Engineering*, vol 110 (12).

Weber, L.J., Y. G. Lai, y F. de Andrade (2001). *Three-Dimensional Numerical Model Validation:Issues and Directions*, ASCE.

Apéndices.

➤ Apéndice A.

Resultados obtenidos para todas las combinaciones de formulaciones de tensión crítica de fondo y caudal sólido.

Configuración 1.

◆ Ábaco de Shields.

✕ Meyer-Peter.

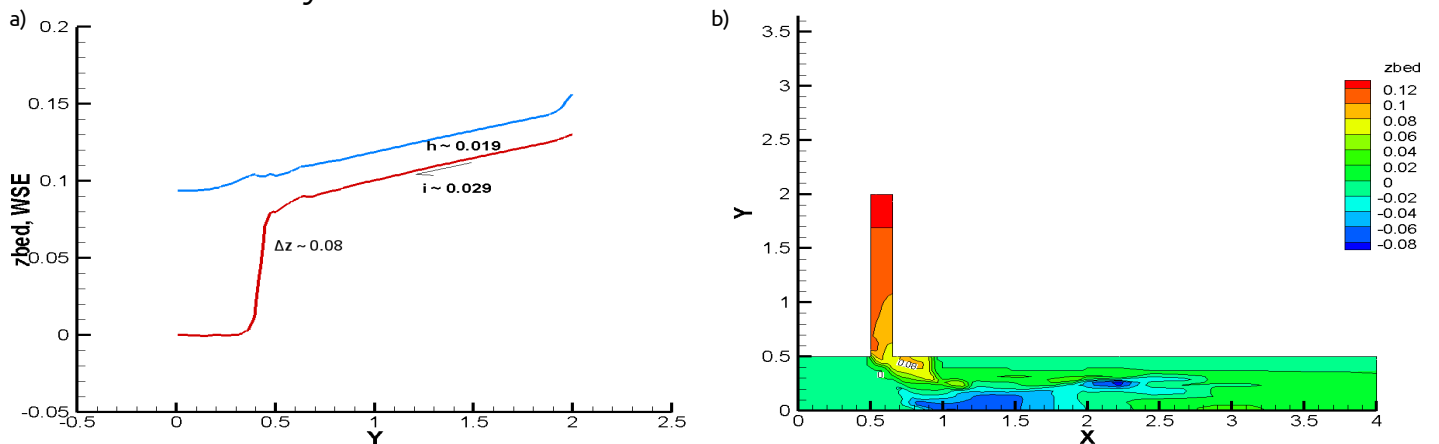


Fig A1. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948).

✕ Van-Rijn.

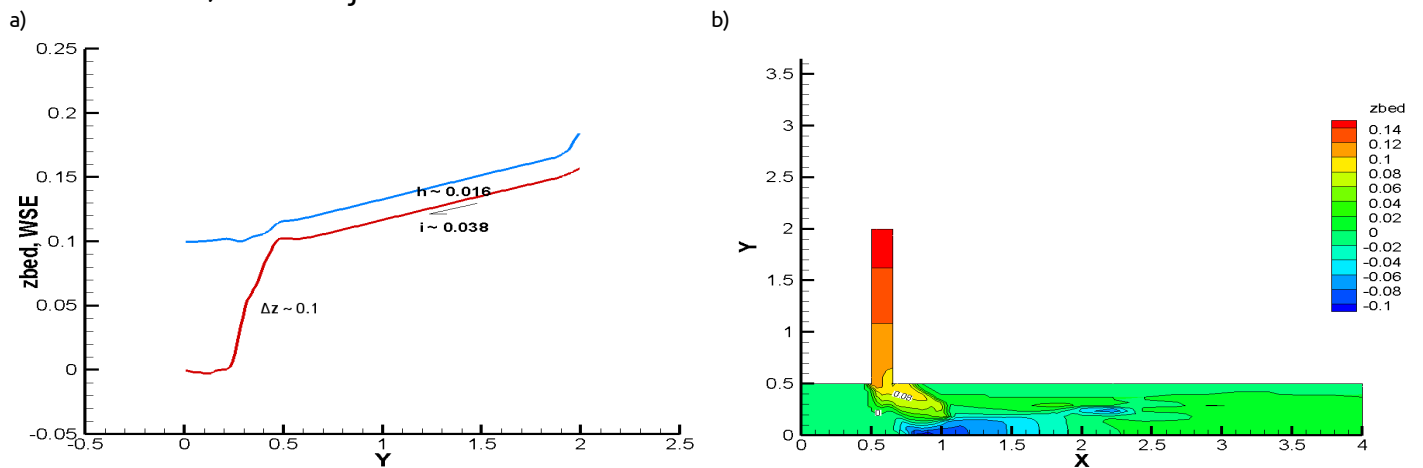


Fig. A2. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de van-Rijn(1984).

◆ Parker.

✕ Meyer-Peter.

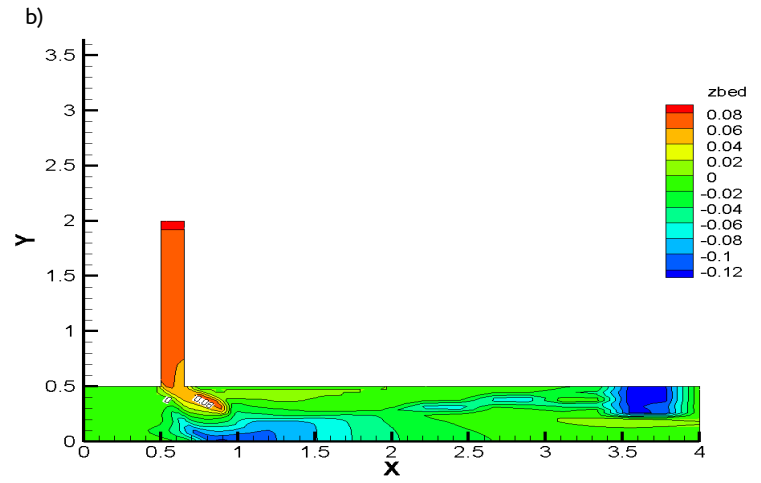
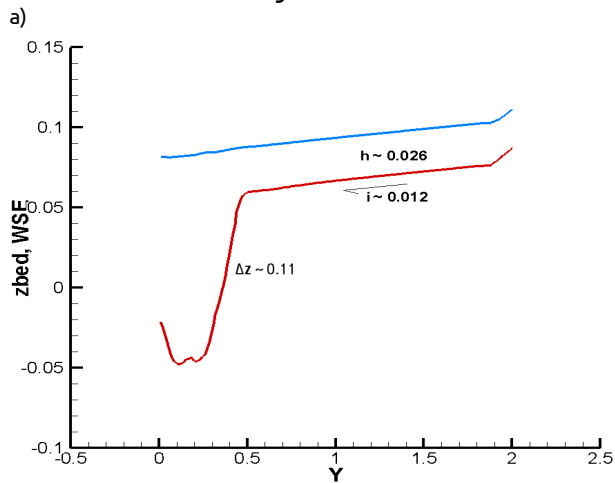


Fig. A3. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948).

✕ Van-Rijn.

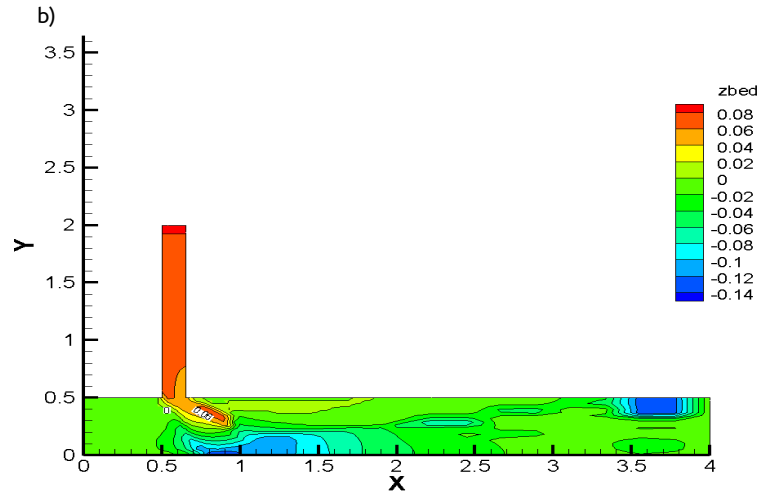
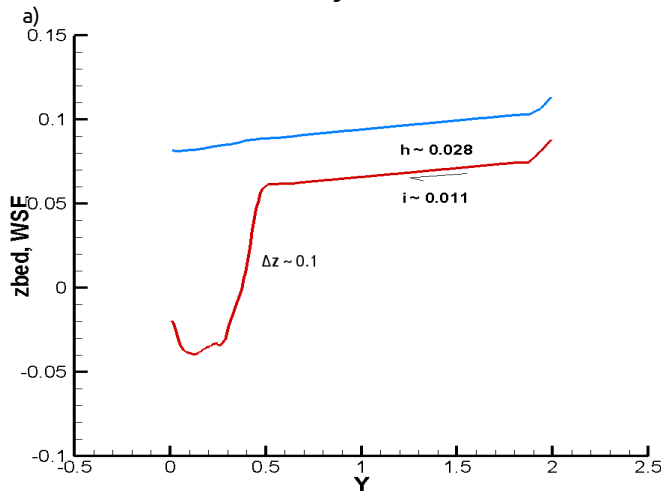


Fig. A4. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de van-Rijn(1984).

Configuración 2.

◆ Ábaco de Shields.

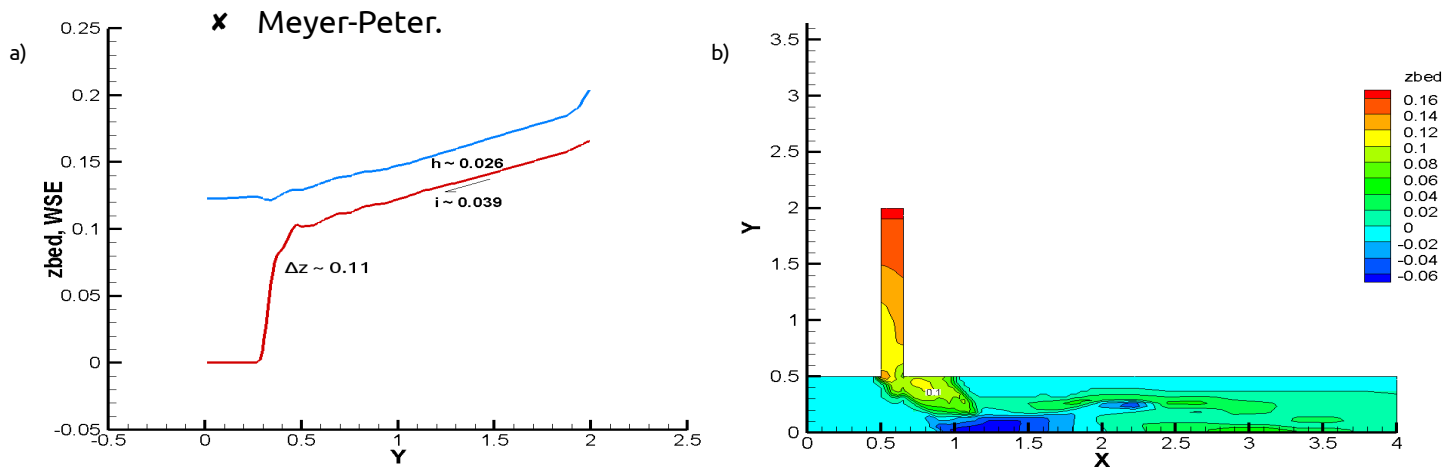


Fig A5. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948).

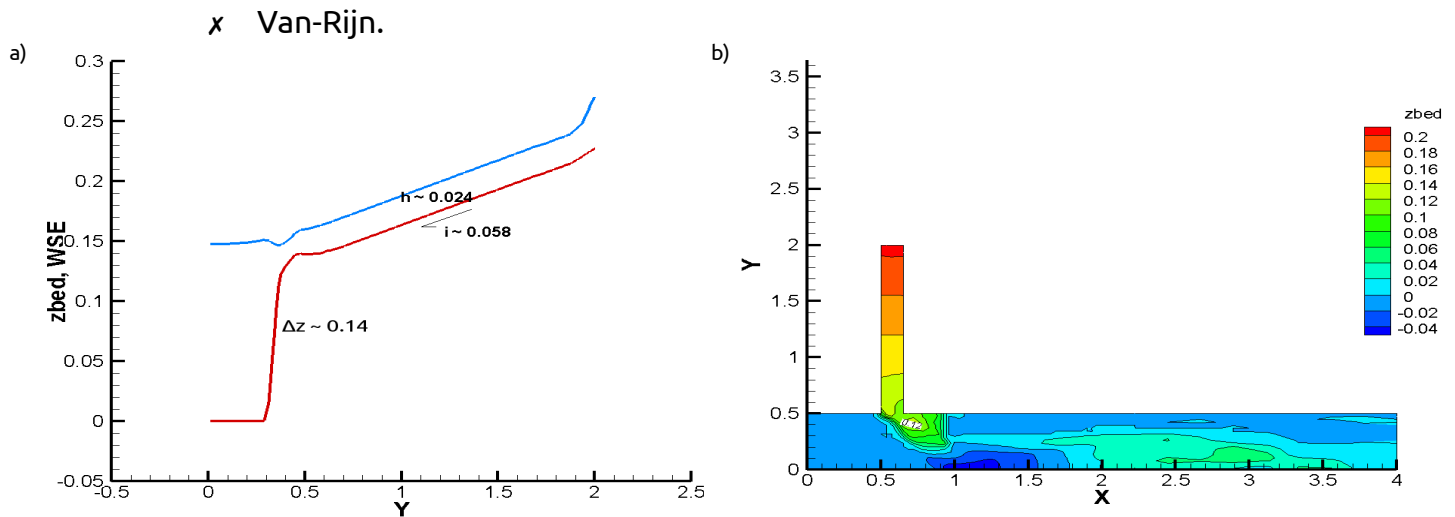


Fig. A6. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de van-Rijn(1984).

◆ Parker.

× Meyer-Peter.

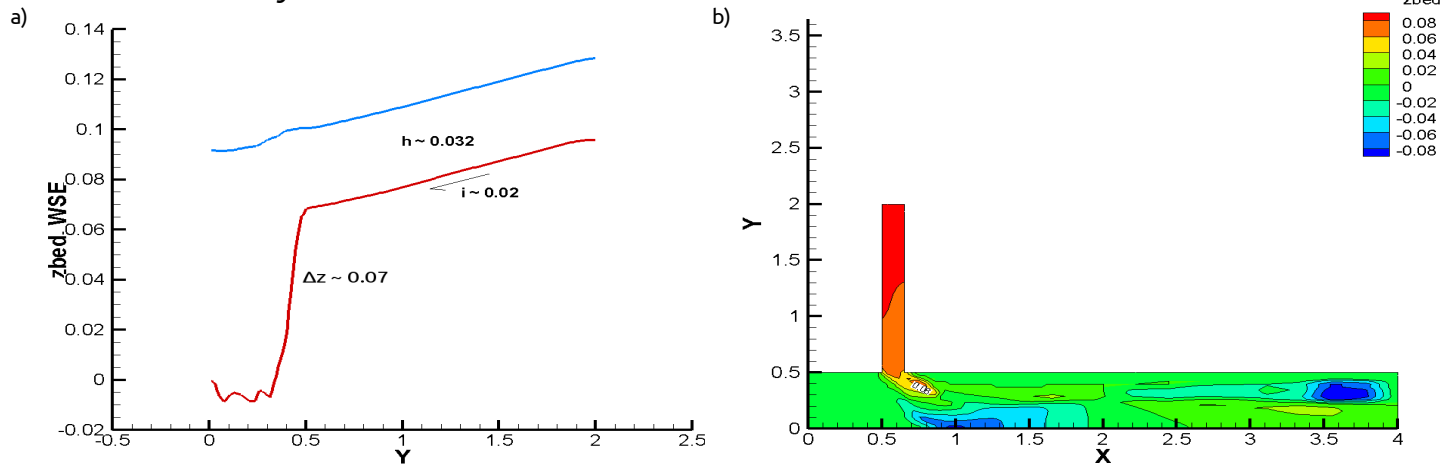


Fig. A7. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948).

× Van-Rijn.

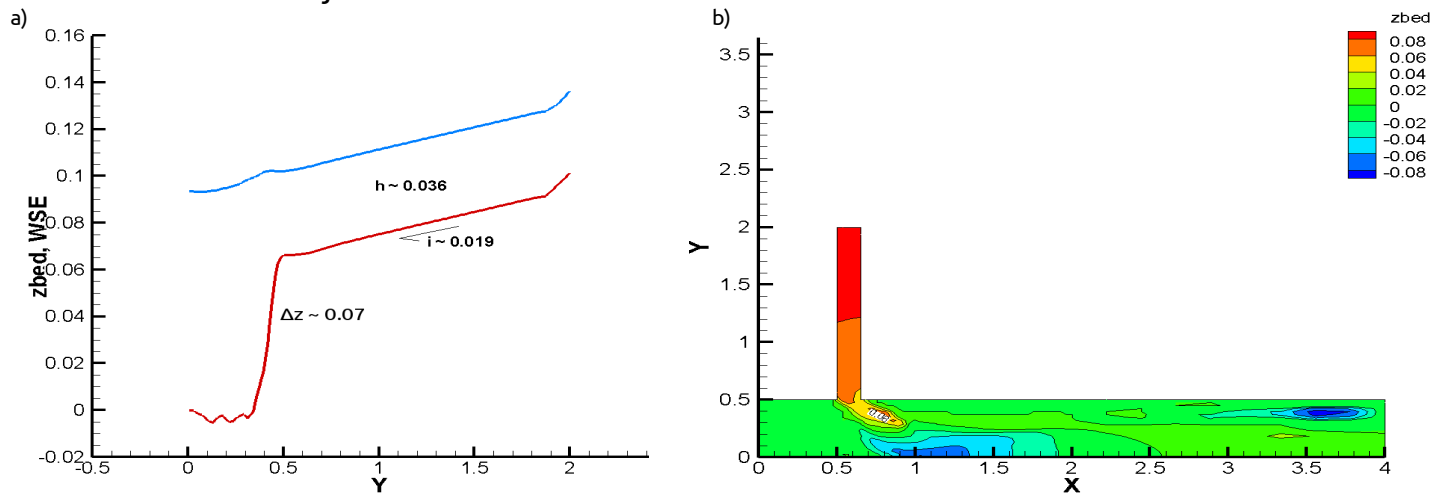


Fig. A8. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de van-Rijn(1984).

Configuración 3.

◆ Ábaco de Shields.

× Meyer-Peter.

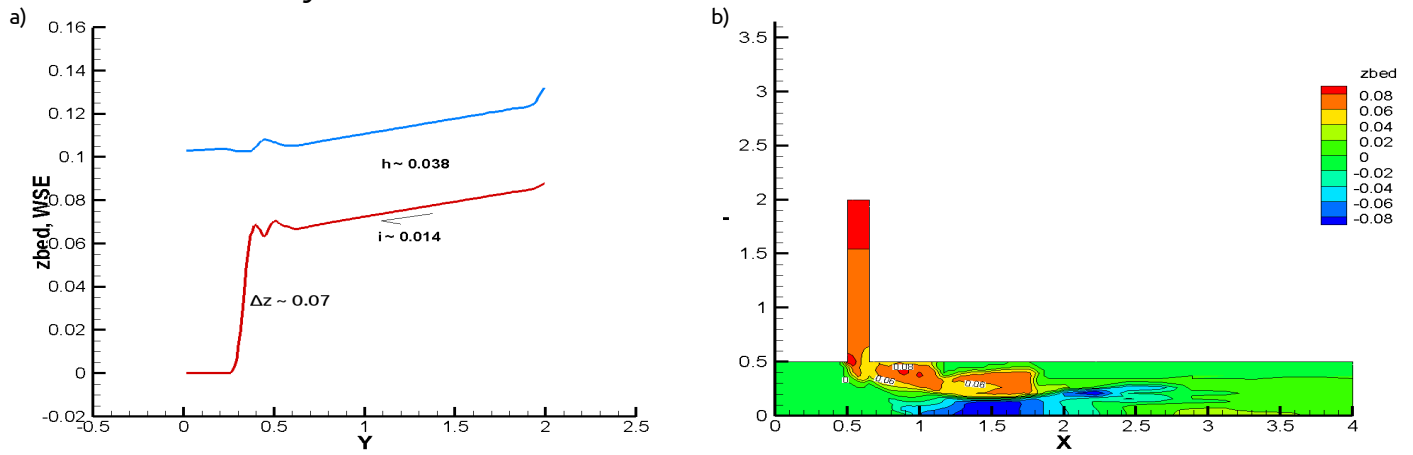


Fig A9. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948).

× Van-Rijn.

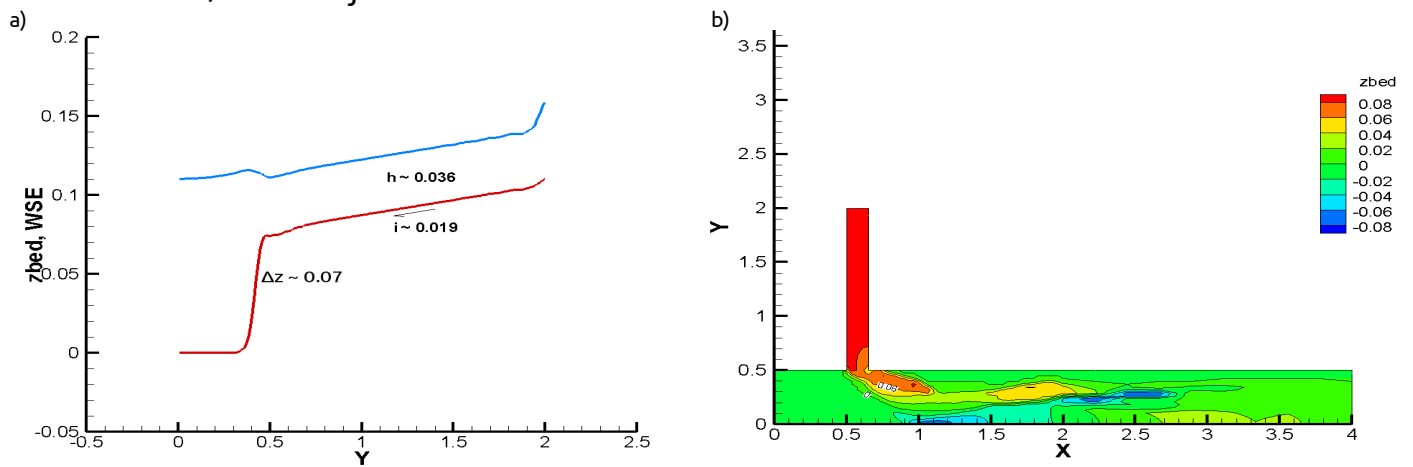


Fig. A10. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Shields y la formulación de caudal sólido de van-Rijn(1984).

◆ Parker.

✕ Meyer-Peter.

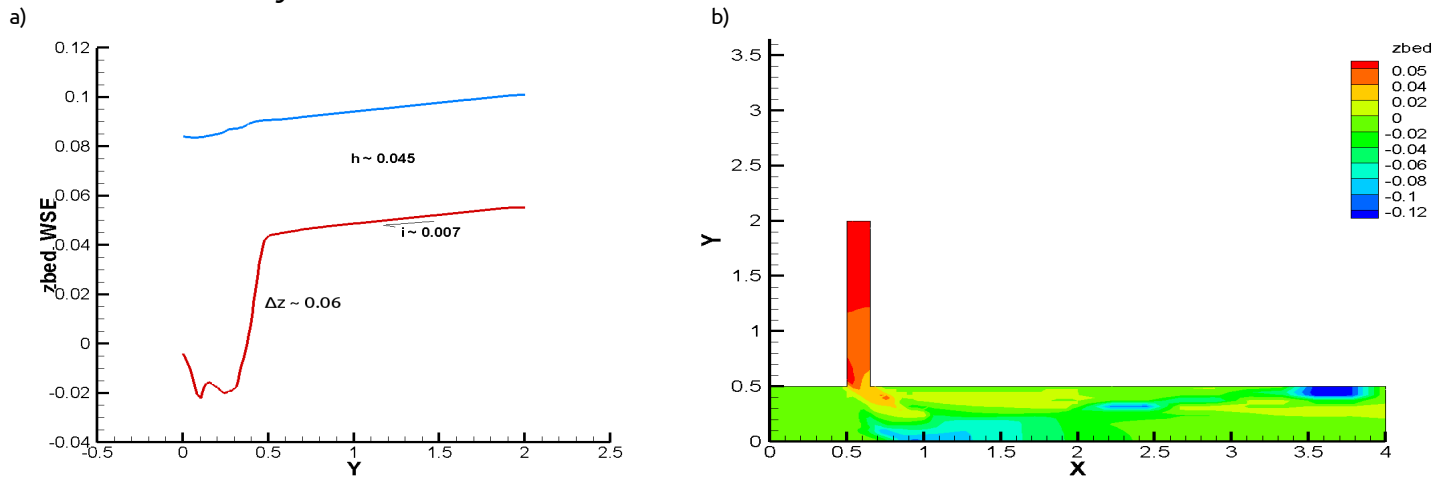


Fig. A11. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de Meyer-Peter Müller(1948).

✕ Van-Rijn.

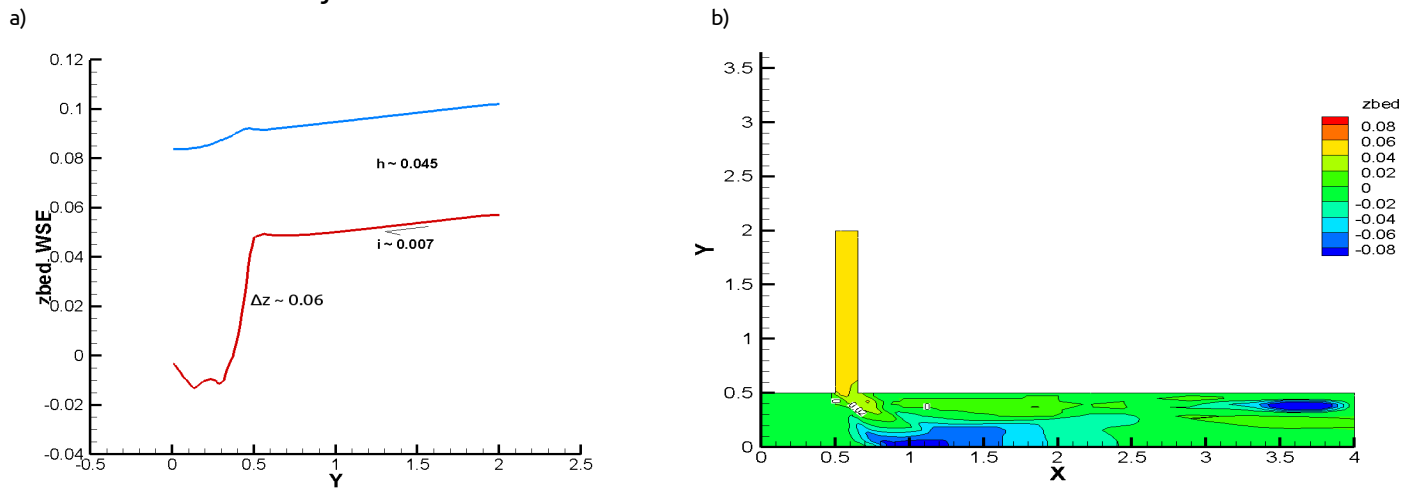


Fig. A12. Perfil (a) y fondo (b) obtenidos a partir del modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) y la formulación de caudal sólido de van-Rijn(1984).

➤ *Apéndice B.*

Resultados obtenidos para la formulación de mezcla de sedimentos tomando el modelo de Parker et al. (2003) como modelo de tensión de fondo.

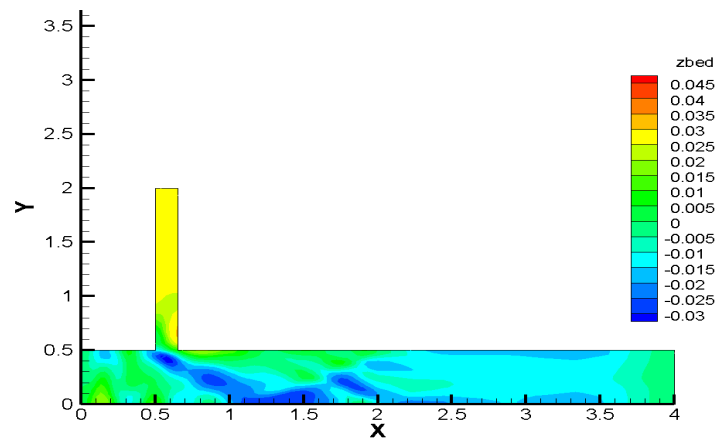


Fig. B1. Forma de fondo obtenida con el modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) para la configuración 1.

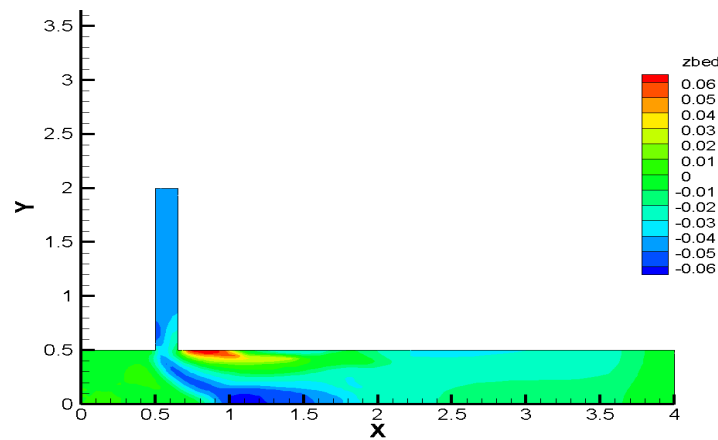


Fig. B2. Forma de fondo obtenida con el modelo de tensión crítica de fondo de Parker et al. (2003) para la configuración 2.

➤ *Apéndice C.*

Sensibilidad a las variaciones del diámetro.

Se presenta la forma del fondo para distintos valores de diámetro en cada configuración. Todos los resultados que se exponen en este apéndice se han obtenido con las formulaciones de Meyer-Peter Mueller(1948) y Ábaco de Shields con sedimento uniforme.

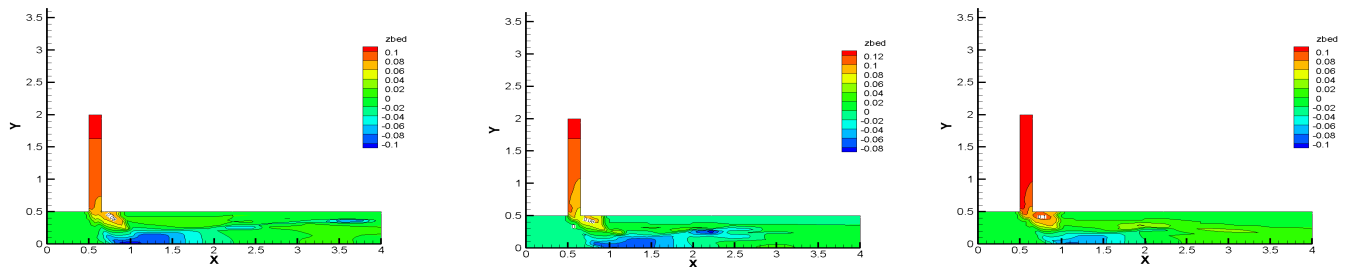


Figura C1. Distintos fondos obtenidos para $D = 3$ mm (a), $D = 4$ mm (b), $D = 5$ mm (c) en la configuración 1.

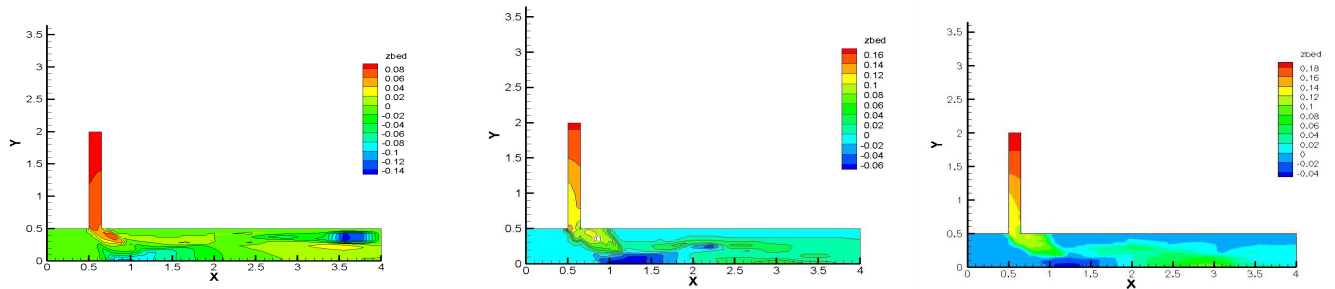


Figura C2. Distintos fondos obtenidos para $D = 3$ mm (a), $D = 5.5$ mm (b), $D = 7$ mm (c) en la configuración 2.

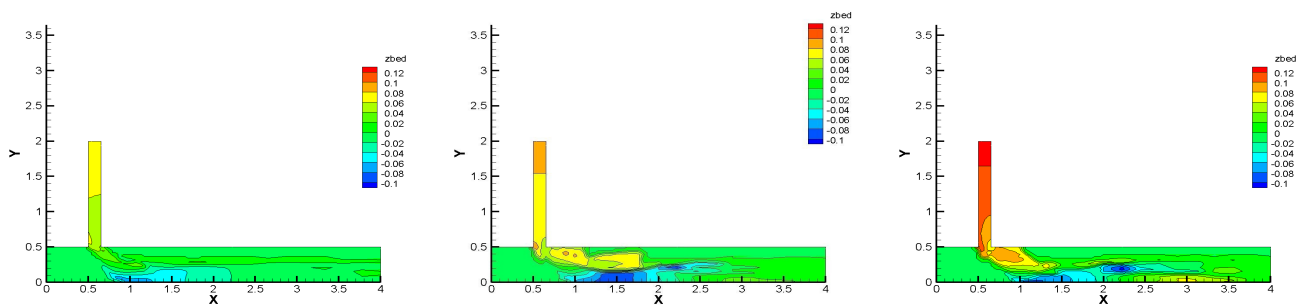


Figura C3. Distintos fondos obtenidos para $D = 3$ mm (a), $D = 4$ mm (b), $D = 7$ mm (c) en la configuración 3.