

Coeficientes de resistencia, transporte de sedimentos y caudal dominante en regiones semiáridas

Luis G. Castillo Elsitdié

Universidad Politécnica de Cartagena. Grupo de I+D+i Hidr@m

luis.castillo@upct.es

Juan P. Martín Vide

Universitat Politècnica de Catalunya. Grupo de I+D+i GITS

vide@grahi.upc.edu

M^a Dolores Marín Martín

Universidad Politécnica de Cartagena. Grupo de I+D+i Hidr@m

alisa282@gmail.com

1 Resumen

En regiones de morfología abrupta y régimen irregular de precipitaciones las crecidas suelen presentarse llevando una gran cantidad de transporte de sedimentos.

Si bien es usual que en las regiones semiáridas se presenten flujos hiperconcentrados, el cambio climático incidirá en que estos sean cada vez más acusados, lo que obligará a controlarlos para minimizar sus efectos destructivos.

Con el fin de poder diseñar sistemas efectivos de control y captación de flujos en zonas semiáridas será necesario, como primer paso, calcular la capacidad de transporte de sedimentos. En este sentido, se vienen realizando investigaciones durante décadas, pero sin obtener todavía una ecuación realmente satisfactoria que interrelacione adecuadamente las propiedades del fluido y del sedimento.

Uno de los objetivos del trabajo que se está llevando a cabo es aplicar la metodología elaborada por Castillo et al (2000 y 2000b) y Castillo (2004 y 2007) para el cálculo del transporte de sedimentos en el barranco de las Angustias (Isla de la Palma), generalizándola para su aplicación en zonas semiáridas.

De esta manera se presentan en el siguiente artículo un análisis de los elementos fundamentales que nos permite conocer la capacidad de transporte de sedimentos en los cauces de estas zonas; así las formulaciones de cálculo de transporte de sedimentos y la estimación de los coeficientes de resistencia para flujos macrorrugosos, los límites de aplicación de dichas formulaciones y finalmente, la determinación del caudal dominante.

2 Introducción

Las zonas semiáridas se caracterizan por contar con una pluviometría irregular, lo que confiere entre otras características una cobertura vegetal reducida o casi ausente.

El cambio climático está provocando un efecto directo sobre la frecuencia e intensidad de la precipitación, de manera que actualmente en estas zonas se producen lluvias más intensas y menos frecuentes.

Si conjugamos estos dos elementos, lluvias torrenciales y zonas potencialmente erosionables, se explica la existencia de flujos hiperconcentrados [Wan y Wang (1994)] cada vez más acusados en las regiones semiáridas.

El estudio de sistemas de captaciones específicos para regiones semiáridas se justifica principalmente por tres motivos. Por una parte los flujos hiperconcentrados no pueden captarse con los sistemas habituales empleados como presas o embalses, pues dado el alto valor de transporte de sedimentos que arrastran quedarían inutilizables

en poco tiempo. En segundo lugar con este tipo de estructuras se conseguiría minimizar los efectos destructivos que tienen los flujos torrenciales. Y por último, la captación de un recurso tan necesario y escaso en estas regiones como el agua.

Para llegar al análisis de los parámetros de diseño de los posibles sistemas de captación, previamente se han de conocer las características hidrológicas e hidráulicas de los cauces donde se situarán dichas obras. Dentro de la caracterización de los cauces efímeros, propios de zonas semiáridas, la cuantificación de la capacidad de transporte de sedimentos es imprescindible.

Si bien las investigaciones en la evaluación del transporte de sedimentos se vienen realizando durante décadas, sin embargo, todavía no se ha logrado obtener una ecuación realmente satisfactoria que interrelacione adecuadamente las propiedades del fluido y del sedimento, y aún menos en el caso de flujos macrorrugosos.

Teniendo en cuenta estos hechos se han examinado otras experiencias en el cálculo de transporte de sedimentos en el caso de flujos hiperconcentrados. Encontramos en España algunas de ellas, como la existente en el barranco de las Angustias sito en la Isla de la Palma (Canarias). Teniendo en cuenta la problemática, y basándonos en los principales resultados que de estos estudios se ha publicado [Castillo et al., 2000, 2000 b, y Castillo, 2004, 2007], en este artículo se presentan y analizan los elementos fundamentales precisos para conocer la capacidad de transporte de sedimentos en los cauces de zonas semiáridas: las formulaciones de cálculo de transporte de sedimentos y de estimación de los coeficientes de resistencia para flujos macrorrugosos, los límites de aplicación de dichas formulaciones, y la determinación del caudal dominante.

3 Estudio del transporte de sedimentos

Desde el punto de vista de la fuente de sedimentos, el transporte puede dividirse en la carga de lavado “wash load” que comprende el material muy fino y se transporta en suspensión, y la carga de material de fondo “bed load” que se transporta por el fondo y en suspensión, dependiendo del tamaño del sedimento y de la velocidad de flujo.

Para el cálculo del transporte de sedimentos, la información básica necesaria es de dos tipos, una de tipo granulométrico del material del lecho del cauce (diámetros característicos) y, otra de tipo hidráulico, a través de las características de flujo.

Mediante el muestreo de campo obtenemos información de tipo granulométrico que nos revela las características del material del fondo “bed load”. Para poder determinar la carga de lavado “wash load” se precisa realizar la medición de la concentración de sedimentos en suspensión.

En firma global, las características del flujo se interrelacionan con las características granulométricas del material del fondo del lecho del cauce a través de los coeficientes de resistencia, cuyo acoplamiento con las formulaciones clásicas de transporte de sedimentos, aún no está resuelto para el caso de flujos macrorrugosos.

3.1 Formulación empleada en el cálculo del Coeficiente de Manning

El cálculo de las características de flujo para un caudal determinado depende fundamentalmente, a parte de la sección transversal y la pendiente longitudinal, del coeficiente de resistencia.

En primera instancia habrá que comprobar si estamos ante un problema de macrorrugosidad, lo que se produce cuando la relación $y/D_{84} < 50$. Este hecho se presenta generalmente si existe una gran cantidad de transporte de sedimentos y los tamaños considerados en el arrastre son grandes.

Así mismo, de acuerdo a la metodología empleada, hay que comprobar otros tres aspectos:

- (1) si $R_h/D_{50} < 2000$ no será necesario tener en cuenta de forma explícita la resistencia por formas de fondo,
- (2) si la concentración de sedimentos es inferior al diez por ciento en peso (límite entre flujo hiperconcentrado y mud flow) [Wan y Wang (1994)] no será necesario contemplar un posible incremento de la resistencia por la variación de la densidad y viscosidad del flujo, y
- (3) si $\sigma_g = (D_{84}/D_{16}) > 3$ se producirá el fenómeno de acorazamiento.

Existen diversas formulaciones para estimar el coeficiente de rugosidad en el caso de flujos macrorrugosos, cuyos fundamentos se basan en la integración de Keulegan (1938), a partir de la ley distribución media de velocidades del flujo turbulento, permanente y uniforme de Prandtl-Von Kármán, en canales rectos de fronteras rígidas y rugosas. Estas ecuaciones se expresan de forma general como:

$$C^* = \frac{V}{V^*} = \left[\frac{8}{f} \right]^{1/2} = \frac{2.3026}{\kappa} \log \left[a \frac{R}{K_s} \right] \quad (1)$$

en donde: C^* es el coeficiente adimensional de Chézy ($C^* = C/\sqrt{g}$); g aceleración de la gravedad; V velocidad media del flujo; V^* velocidad asociada al esfuerzo cortante ($V^* = \sqrt{\tau_0/\rho}$); ρ y γ densidad y peso específico del agua; τ_0 esfuerzo cortante medio producido por el flujo en las paredes y fondo del canal ($\tau_0 = \gamma R S_0$); R radio hidráulico de la sección transversal del canal; S_0 pendiente del lecho (en flujo uniforme es igual al gradiente hidráulico S_w y a la línea de energía S_f); f factor de fricción de Darcy-Weisbach; k constante de Von Kármán en agua limpia ($\cong 0.407$); a coeficiente de forma (depende de la geometría de la sección transversal del canal); K_s rugosidad equivalente de los granos de arena de Nikuradse.

En canales de fondo móvil, además de la acción de la gravedad y de la resistencia de la superficie, influye en la resistencia al flujo, el transporte de sedimentos y la resistencia de forma (ondulaciones o configuraciones de la superficie del lecho). Sin embargo, en ríos rectos y constituidos por material grueso, en los que el transporte de sedimentos no produce ondulaciones apreciables en el cauce, podemos utilizar la ecuación de Keulegan.

La rugosidad equivalente se suele expresar en términos de un diámetro característico de la granulometría del cauce, D_n ; así $K_s = \alpha_n D_n$, en la que α_n es el factor adimensional de textura o rugosidad relativa equivalente y depende de las condiciones del flujo y de la disposición y tamaño representativo de las asperezas del cauce. Si en la ecuación de Keulegan se reemplazan los principales valores, se obtiene la siguiente formulación:

$$C^* = \frac{V}{V^*} = \left[\frac{8}{f} \right]^{1/2} = 5.657 \log \left[\frac{R}{D_n} \right] + A_n \quad (2); \quad A_n = 5.657 \log \left[\frac{a}{\alpha_n} \right] \quad (3)$$

A continuación, en la Tabla 1, se presentan las formulaciones utilizadas para el cálculo de la resistencia al flujo en cauces rugosos de pendiente fuerte, indicándose el intervalo de validez de inmersión relativa. La relación de Strickler $n = R^{1/6} / C$, se ha utilizado en aquellas formulaciones que no cuentan con expresiones explícitas para el cálculo del coeficiente de Manning.

Tabla 1 Formulaciones del coeficiente de resistencia en fondo fijo de flujos macrorrugosos

AUTOR	FÓRMULA	OBSERVACIONES
Limerinos (1970)	$C^* = 5.657 \log \left[\frac{R/D_{84}}{84} \right] + 3.281; \quad 0.90 \leq R/D_{84} \leq 68.55$ $C^* = 5.657 \log \left[\frac{R/D_{50}}{50} \right] + 0.990; \quad 1.90 \leq R/D_{50} \leq 177$	$n = \frac{0.1129 R^{1/6}}{2 \log(R_b/D_{84}) + 1.160}$ R= Radio hidráulico total
Bathurst (1985)	$C^* = 5.62 \log \left[\frac{d/D_{84}}{84} \right] + 4; \quad 0.3 \leq R/D_{84} \leq 50$	$0.4\% \leq S_0 \leq 4\%$ d= calado del flujo
Fuentes y Aguirre (1991)	$C^* = 5.657 \log \left[\frac{d/D_{50}}{50} \right] + 1.333 + 0.737 \left[1/(d/D_{50}) \right]$ $0.3 \leq d/D_{50} \leq 77$	$0.001\% \leq S_0 \leq 6.55\%$
García Flores (1996)	Régimen Supercrítico: $C^* = 5.756 \log \left[\frac{d/D_{84}}{84} \right] + 3.698; \quad 0.30 \leq d/D_{84} \leq 100$ $C^* = 5.756 \log \left[\frac{R_b/D_{50}}{50} \right] + 1.559; \quad 0.6 \leq R_b/D_{50} \leq 200$ Régimen Subcrítico:	$n = \frac{0.111 d^{1/6}}{2 \log(d/D_{84}) + 1.2849}$ R _b = Radio hidráulico del fondo

	$C^* = 5.756 \log \left[\frac{d}{D_{84}} \right] + 2.2794; \quad 0.30 \leq \frac{d}{D_{84}} \leq 100$ $C^* = 5.756 \log \left[\frac{R_b}{D_{50}} \right] + 0.2425; \quad 0.6 \leq \frac{R_b}{D_{50}} \leq 200$	$n = \frac{0.111d^{1/6}}{2 \log(d/D_{84}) + 0.7919}$
Van Rijn (1987)	$C_0^* = 5.75 \log(12R_f / 3D_{90})$	C_0^* = coeficiente de Chézy; R_f = radio hidráulico de fondo
Jarret (1984)	$n = 0.39S^{0.38} / (3.28R)^{0.16}; \quad 0.2\% < S < 0.4\%; \quad 0.15m < R < 2.1m$	S = pendiente de fricción; R = radio hidráulico

3.2 Métodos de cálculo y formulación empleada para el transporte de sedimentos

Las principales propiedades del sedimento y de su transporte son el tamaño característico del sedimento, su forma, densidad, velocidad de sedimentación, porosidad y concentración. El estado de movimiento incipiente del sedimento para un fondo plano se cuantifica a partir del criterio de tensión de corte de Shields, resultando su evaluación menos precisa cuando se producen formas de lecho. Las investigaciones en la evaluación del transporte de sedimentos se vienen realizando durante décadas sin obtener todavía una ecuación realmente satisfactoria que interrelacione adecuadamente las propiedades del fluido y del sedimento. Esto se debe principalmente a la complejidad del problema, incluyendo el efecto de las distintas formas del lecho sobre el modo y magnitud del transporte de fondo, la naturaleza estocástica del problema y la dificultad de verificar las investigaciones de laboratorio en prototipo. Sin embargo se vienen realizando sustanciales avances. La mayoría de las aproximaciones utilizadas se pueden reducir a una correlación entre el parámetro del transporte de sedimentos Φ y un parámetro de flujo Ψ :

$$\varphi = \frac{q_s}{D^{3/2} \sqrt{gA}} \quad (4)$$

$$F^2_{rd} = \frac{1}{\Psi} = \frac{U^{*2}}{\Delta g D} \quad (5)$$

Donde: q_s es el transporte total de fondo (m^3/sm); $A = (\rho_s - \rho) / \rho$, siendo $\rho = 1.65$ densidad específica del sedimento; D tamaño característico del sedimento (m); $U^* = \sqrt{\tau_0 / \rho} = \sqrt{gRS_0}$ velocidad de corte (m/s); S_0 pendiente longitudinal del fondo.

El valor F^2_{rd} es el cuadrado del Número de Froude Densimétrico y equivale al inverso del parámetro de flujo Ψ . En general el transporte de sedimentos de fondo q_s varía con la potencia de la velocidad V^n , donde n puede variar entre 3 y 6; requiriéndose por tanto, un buen conocimiento del campo de velocidades.

De la gran diversidad de formulaciones existentes para el cálculo del transporte de sedimentos, se seleccionan las que en principio mejor se podrían adaptar a las condiciones de las cuencas en zonas semiáridas.

Así, siguiendo las recomendaciones generales de Simons y Sentürk (1992) y Graf (1984), han sido seleccionadas las siguientes fórmulas: Colby (1964), Meyer-Peter y Müller (1948), Ackers-White (1990), Engelund y Hansen (1967), Yang (1976), Einstein y Barbarrosa (1952). Se ha incluido también algunas expresiones más específicas para ríos de montaña propuestas por Smart y Jaeggi (1983), Mizuyama y Shimohigashi (1985), Bathurst et al. (1987), Van Rijn (1987), Aguirre-Pe et al. (2000) y Yang S. (2005).

En la tabla 2 se recogen las formulaciones y los principales parámetros de cálculo.

3.3 Análisis de los resultados obtenidos en casos similares

La formulación presentada en los puntos anteriores forma parte de la metodología que fue aplicada en el estudio del barranco de las Angustias (Isla de Palma), cuyas características son en algunos aspectos, similares a la de las ramblas existentes en zonas semiáridas. El barranco constituye el drenaje natural de la Caldera de Taburiente cuya cuenca aportante es de unos 56 km^2 y dispone de la mayor aportación de agua de todo el archipiélago ($25 \text{ hm}^3/\text{año}$). La zona se caracteriza por tener un régimen irregular de precipitaciones concentradas en muy pocos días al año, diferente permeabilidad de los materiales y una morfología muy abrupta.

Estas características se traducen en la concentración de los recursos en un número escaso de avenidas con elevados caudales y velocidades y una gran proporción de transporte de materiales sólidos. En la Tabla 3 se recoge los diámetros característicos de la curva granulométrica.

Tabla 2 Formulaciones de transporte de sedimentos propuesta para el estudio

AUTOR	FÓRMULA	OBSERVACIONES
Colby (1984)	$g_{BT\max} = 1.13U^{3.326}; g_{BT\min} = 0.46U^{3.326} \quad 0.1\text{mm} \leq D_{50} \leq 1\text{mm}$	U =velocidad media del flujo
Meyer- Peter y Müller (1948)	$\gamma(K_s / K_r)^{3/2} R_s I = 0.047\gamma'_s D_m + 0.25\gamma'_s \rho^{2/3} \rho^{1/3} (g_{BT} / \gamma_s)^{2/3}; K_r = 26$ $K_s = \frac{B^{2/3} K_m K_w}{\{K_w^{3/2} (B + 2d) - K_m^{3/2} 2d\}^{2/3}}; K_s = 1/n; K_w$	g_{BT} =Transporte unitario total de fondo en peso (T/ms) q_{Bv} = Transporte unitario total de fondo en volumen (m ³ /ms)
Ackers-White (1990)	$g_{BT} = \gamma_s K D_{35} U \left(\frac{U}{U_*}\right)^n \left(\frac{F_*}{F_{*c}} - 1\right)^m$ Si : $1 \leq D_* \leq 60 : K = \exp\{2.79 \ln(D_*) - 0.426(\ln D_*)^2 - 7.967\}$ $n = 1 - 0.56 \log D_*; F_{*c} = (0.23 / \sqrt{D_*}) + 0.14; m = (6.83 / D_*) + 1.67$ $F_* = (U_* / \sqrt{g\Delta D}) \{U / \sqrt{32 \log(10d / D)}\}^{1-n}; D_* = D_{35} (g\Delta / v^2)^{1/3}$	El método se aplica si: $D_* \geq 1$ y $F_* \leq 8$ Si $D_* > 60; n = 0; m = 1.78; F_* = 0.17; K = 0.025;$ $\sigma_g = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}}\right)^{0.5}$ $D = D_{35}$ si $\sigma_g > 3$ $D = D_{60}$ si $\sigma_g \leq 3$
Engelund y Hansen (1967)	$g_{BT} = 0.05\gamma_s U^2 \tau^{3/2} \left(\frac{D_{50}}{g\Delta}\right)^{1/2}$	Siempre que: $Re_* = \frac{U_* D_{50}}{v} \geq 12; D_{50} \geq 0.15\text{mm}; \sigma_g \leq 2$
Bathurst et al. (1987)	$\Phi^* = (2.5S^{3/2} / [(\Delta+1)D_{50}(g\Delta D_{50})^{1/2}]) [q - q_c]$ Con $D_{50}: q_c^* = \frac{q_c}{g^{1/2} D_{50}^{3/2}} = 0.15S^{-1.12}; D_{16}: q_c^* = \frac{q_c}{g^{1/2} D_{16}^{3/2}} = 0.21S^{-1.12}$	Siendo S = pendiente; q = caudal unitario de agua q_c = caudal crítico Δ = peso específico aparente adimensional
Van Rijn (1987)	$\Phi^* = \frac{0.053}{D^{*0.3}} \left[\frac{F_{rd}^2}{C_0^* \tau_c^*} - 1 \right]^{2.1}; C_0^* = 5.75 \log \left[\frac{12R_f}{3D_{90}} \right]$	F_{rd} = número de Froude Densimétrico de partículas; τ^* =esfuerzo cortante crítico adimensional; C_0^* = coeficiente de Chézy; R_f = radio hidráulico del fondo

AUTOR	FÓRMULA	OBSERVACIONES
Yang (1976)	Transporte de arenas: $g_{BT} = 0.001 \cdot U \cdot d \cdot \exp\{11.8929 - 0.153 \cdot \ln(w \cdot D_m / \nu) - 0.297 \cdot \ln(U_* / w) + [1.78 - 0.1563 \cdot \ln(w \cdot D_m / \nu) - 0.297 \cdot \ln(U_* / w)] \cdot \ln(U \cdot S / w)\}$ Transporte de gravas: $g_{BT} = 0.001 \cdot U \cdot d \cdot \exp\{15.3836 - 0.633 \cdot \ln(w \cdot D_m / \nu) - 4.816 \cdot \ln(U_* / w) + [2.784 - 0.1327 \cdot \ln(w \cdot D_m / \nu) - 0.1228 \cdot \ln(U_* / w)] \cdot \ln(U \cdot S / w)\}$	Si $1.2 < \frac{U_* D}{\nu} < 70$ $\frac{U_c}{w} = \frac{2.5}{\log(U_* D / \nu - 0.06)} + 0.66$ Si $70 \leq \frac{U_* D}{\nu}$; $\frac{U_c}{w} = 2.05$
Einstein y Barbarrosa (1952)	$i_B g_{Bi} = \Phi_* i_B \gamma_s \left(g \Delta D_i^3 \right)^{1/2}; g_{BT} = g_B + g_{BS}$ $i_S g_{BSi} = i_B g_{Bi} \{P_E I_1 + I_2\}; i_{BT} g_{BTi} = i_B g_{Bi} = \{1 + P_E I_1 + I_2\}$ $g_{BT} = \sum_{i=1}^n i_{BTi} g_{BTi}; \Psi_* = \xi Y (\beta / \beta_x)^2 \Psi; \xi = f(D / X), Y = f(D_{65} / \delta')$ $X = 0.77 \Delta' \text{ si } \Delta' / \delta' > 1.8; X = 1.39 \delta' \text{ si } \Delta' / \delta' < 1.8; \beta = \log 10.06 = 1.025$ $\beta_x = \log(10.06 X / \Delta'); \Psi' = \Delta(D_i / R_i'); E = a / d; a = 2D_i; z = w / (K \beta U_*')$ Nota: Integrales se calculan por medio de ábacos. Para una descripción completa ver Simons and Sentürk (1992) y Graf (1984).	$P_E = 2.303 \log\left(\frac{30.2d}{\Delta'}\right)$ $I_1 = 0.216 \frac{E^{Z-1}}{(1-E)^Z} \int \left(\frac{1-y}{y}\right)^Z dy$ $I_2 = 0.216 \frac{E^{Z-1}}{(1-E)^Z} \int \left(\frac{1-y}{y}\right)^Z \ln(y) dy$ $\Delta' = \frac{K_S}{\chi}; K_S = D_{65}; \chi = f(K_S / \delta')$ $U' = \sqrt{g R T}$
Mizuyama y Shimohigashi (1985)	$\phi^* = 20 \frac{S^2}{\Delta^2} \frac{q}{\sqrt{g \Delta D_{50}^3}}$	S= pendiente; q= caudal unitario de agua; Δ = peso específico aparente adimensional
Aguirre-Pe et al. (2000)	$\Phi^* = \frac{1.5 S^{1/2} F_{rd}^6}{C^{*4}}; F_{rd}^2 = U / \sqrt{\Delta g D_m \cos \theta (\tan \phi - \tan \theta)}; C^* = \sqrt{\frac{8}{f_b}}$	F _{rd} =Froude Densimétrico de partículas; S=pendiente; C*=coeficiente adimensional de Chézy; U=velocidad media de flujo; D _m = diámetro promedio; θ= ángulo inclinación longitudinal de lecho; φ=ángulo fricción interna partículas; f _b = factor fricción Darcy-Weisbach para radio hidráulico de fondo.
Yang S. (2005)	$C = \frac{g_t}{Vh} = k \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma} \frac{\tau_o}{Vh} \frac{u_*'^2 - u_{*c}^2}{w}; k = \text{constante universal}=12.5$ $u_*'^2 = \text{velocidad de corte debido a grano}; u_{*c}^2 = \text{velocidad crítica de de Shields}$	C=concentración sedimento total de fondo; g _t =transporte total de fondo en peso; h=radio hidráulico o calado; V=velocidad media; τ _o =tensión de corte en fondo, d=diámetro sedimento; w=velocidad sedimentación partícula; γ _s =peso específico sedimento; γ=peso específico agua
Smart y Jaeggi (1983)	$\Phi^* = 4 \left[\frac{D_{90}}{D_{30}} \right]^{-0.2} S^{0.6} C^* \tau^* \tau_{cj}^{*0.5} \left[\tau^* - \tau_{cj}^* \right]; \tau_{cj}^* = \tau_c^* \cos(\arctan S) [1 - S / \tan \phi]$	τ _c [*] = esfuerzo cortante crítico adimensional; τ [*] = esfuerzo cortante adimensional; C [*] = coeficiente adimensional de Chézy; S= pendiente; φ=ángulo de fricción interna de las partículas

Tabla 3 Curva granulométrica del barranco de Las Angustias.

d_{90} (mm)	d_{84} (mm)	d_{65} (mm)	d_{50} (mm)	d_{35} (mm)	d_{16} (mm)	d_m (mm)
1000	870	420	28	9.5	1.3	370

Los valores geométricos principales en el tramo de barranco estudiado son: ancho inferior de la sección $b= 33$ m; cajero izquierdo = 1:0.49 (V:H); cajero derecho = 1:1.74 (V:H); pendiente longitudinal = 0.0392. Se han evaluado los caudales líquidos y sus correspondientes caudales sólidos en diversos periodos de retorno entre 1.7 y 1000 años.

Mediante un proceso iterativo se ha llevado a cabo el acoplamiento de las características hidráulicas con las formulaciones clásicas de transporte de sedimentos. En la figura 1 se muestran los resultados obtenidos para el coeficiente de Manning evaluadas por las formulaciones presentadas en la Tabla 1. Se puede observar cierta dispersión pero en general los valores tienden a disminuir a medida que aumenta el caudal. Los valores medios de n decrecen de forma exponencial variando desde $n= 0.101$ (para $Q= 50$ m³/s) a $n= 0.058$ (para $Q= 1000$ m³/s). Es interesante observar que los valores de Limerinos, Van Rijn, Aguirre y Fuentes (d_{65} y d_m) están próximos a los valores medios. No así los valores calculados a partir de García Flores y Jarret que arrojan valores más altos. Los coeficientes obtenidos a partir de Bathurst son bastante inferiores al valor de la media, y los calculados por la fórmula de Fuentes y Aguirre para un diámetro d_{50} producen valores muy bajos.

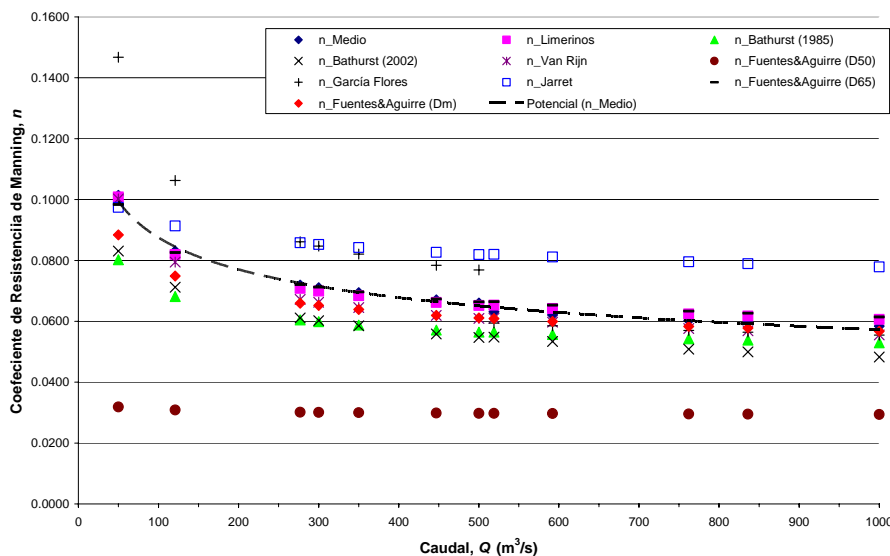


Figura 1 Coeficientes de resistencia de Manning n en función del caudal de flujo (Barranco de las Angustias)

De la misma manera, se ha calculado el transporte de fondo de sedimentos mediante las formulaciones indicadas en la Tabla 2. En los resultados mostrados en la Figura 2 se puede apreciar que con la fórmula de Aguirre et al. para d_{50} se obtienen los valores más altos (nótese que corresponde con los valores más bajos de n), y sin embargo, la misma fórmula evaluada con el diámetro característico d_m produce resultados inferiores a la media de valores. De igual manera, los resultados obtenidos de Smart y Jaeggi para d_{50} son muy elevados, pero al evaluarlo para d_{65} los resultados se sitúan dentro de la zona de delimitación propuesta, representada en la figura 2 como la franja comprendida entre las dos líneas finas de trazos, y que nos da un orden de magnitud del flujo de sólidos.

Por otro lado, los resultados obtenidos mediante Ackers-White y Einstein-Barbarrosa son muy bajos, y los evaluados mediante las expresiones de Meyer-Peter y Müller, y Colby Mín se encuentran en el límite inferior de la zona de delimitación propuesta (lo que se debe a que no cuantifica el transporte de fondo por suspensión). Los

valores obtenidos a partir de Mizuyama y Shimohigashi (a partir de 300 m³/s), Bathurst, Van Rijn y Colby Max. se sitúan sobre la media total de flujo de material de fondo, representada en la Figura 2 por una línea gruesa de trazos.

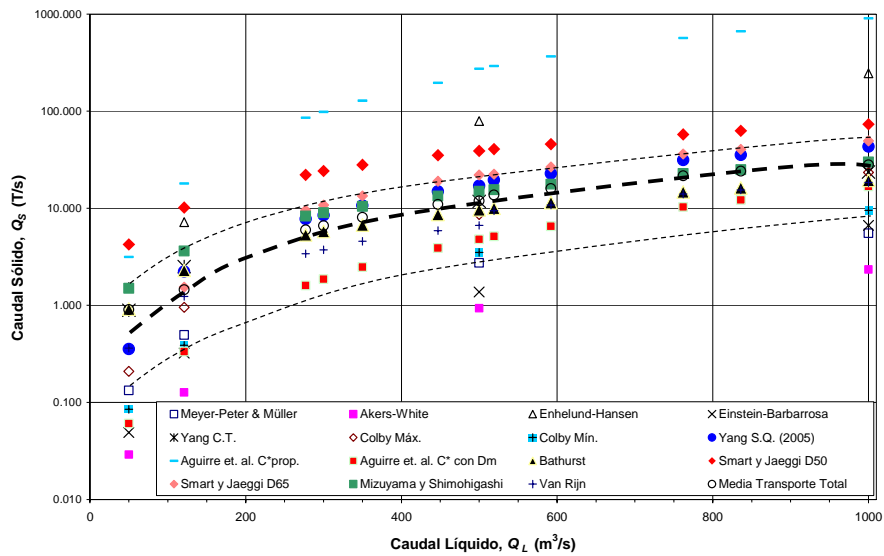


Figura 2 Caudal sólido en función del caudal líquido (Barranco de las Angustias)

Finalmente, los valores obtenidos mediante la formulación de Yang S. (2005), tomando $k=12.5$ y n el valor medio, se encuentran dentro de la zona de delimitación propuesta para valores de Q mayores de 500 m³/s, y constituyen el límite superior de la zona para caudales superiores.

En cuanto a la proporción de transporte de fondo y el de fondo en suspensión, para el barranco de las Angustias se obtuvo mediante la expresión de Einstein–Barbarossa cuyos resultados se muestran en la Figura 3. Se observa que para los caudales más bajos, el transporte de fondo es mucho mayor que el de suspensión (84% frente al 6% para un caudal de $Q_{1.4}=121$ m³/s), proporción que va incrementándose hasta llegar al 61% de transporte de fondo y 39% de suspensión para el caudal $Q_{1.000}=836$ m³/s, proporciones que están en concordancia con lo observado en los flujos macrorrugosos [García (2000)].

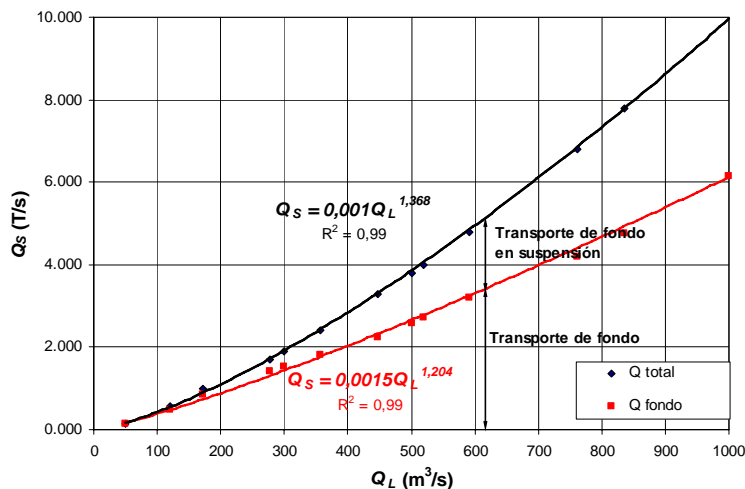


Figura 3 Transporte de fondo y transporte de fondo en suspensión. Barranco de las Angustias (Isla de la Palma)

4 Determinación del caudal dominante

Desde un punto de vista geomorfológico el caudal dominante o formativo es aquel que determina la geometría del cauce de aguas altas. Desde el punto de vista de la teoría del régimen, se busca sustituir la variabilidad del régimen anual de caudales por un caudal equivalente. Al volumen de sedimentos transportado en un año contribuyen los caudales de aguas altas por sus altos caudales sólidos (a pesar de su corta duración), pero también aportan los caudales medios por su larga duración (a pesar del bajo caudal sólido transportado). Dado que es el transporte de sedimentos de fondo quien modela el cauce, se define como caudal dominante a aquel que fluyendo como caudal constante todo el año transportaría el mismo volumen de sedimentos de fondo total. En general, el caudal dominante corresponde con la máxima avenida ordinaria, es decir, a una avenida con un período de retorno entre 1 y 2 años [Richards (1982)]. Sin embargo, en el caso de ríos torrenciales e inestables desde el punto de vista hidrológico (como ocurre en cauces de zonas semiáridas), el caudal dominante podría incluso llegar a corresponder a un período de retorno de 7 años, tal como ocurre en algunos ríos mediterráneos [Martín Vide (1997)].

Para caracterizar el número de eventos equivalentes, de forma que se pueda estimar en valores medios cuántas veces se presenta cada uno de ellos en un año característico y poder ajustar así el transporte sólido correspondiente; se ha de proceder a su contabilización a partir de los datos hidrológicos conocidos. De esta manera, se han de obtener los días en los que se da un suceso y obtener su equivalente en eventos de hidrogramas con una base del doble de duración que el tiempo de concentración de la cuenca.

Esta fue la metodología empleada en el caso del barranco de las Angustias, y cuyos resultados se muestran en la figura 4. En dicha figura, que presenta las relaciones “Caudales líquidos-Nº de Eventos” y “Caudales Líquidos-Caudales Sólidos” así como la curva producto resultante, podemos observar que el caudal con más frecuencia de presentación corresponde al caudal interanual $Q_{1,4}=121 \text{ m}^3/\text{s}$, en tanto que el caudal dominante corresponde con el caudal de período de retorno de 5 años $Q_D=Q_5=277 \text{ m}^3/\text{s}$, puesto que es el caudal que presenta mayor transporte ($Q_s=3.210 \text{ m}^3/\text{s}$), con una tasa de 34668 m^3 . Datos que analizados junto con del transporte de sedimentos del barranco nos permiten concluir cual es el estado del proceso erosivo del cauce.

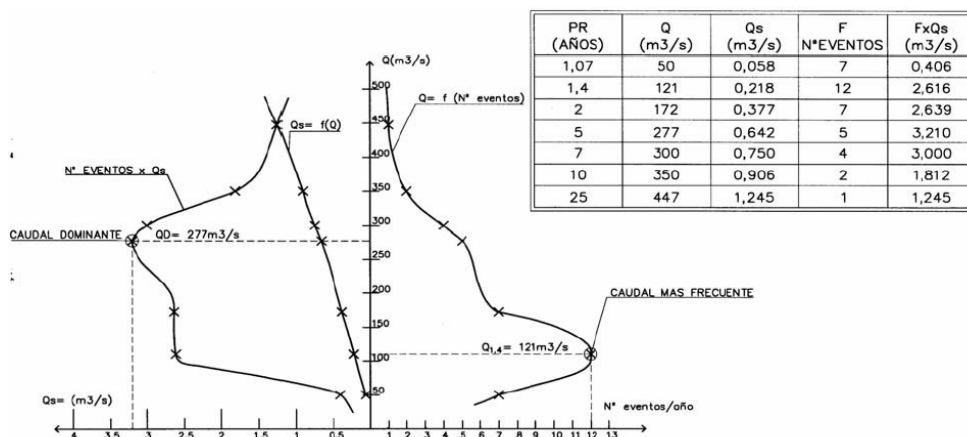


Figura 4 Caudal dominante. Barranco de las Angustias (Caldera de Taburiente, Isla de la Palma)

5 Conclusiones

En este artículo se han presentado las formulaciones que se consideran más adecuadas para el cálculo de transporte de sedimentos y coeficiente de resistencia en las cuencas semiáridas. De acuerdo a los análisis presentados para el caso del barranco de las Angustias, y partiendo de la gran similitud con las cuencas de nuestro estudio, su aplicación se puede ajustar correctamente al rango de validez que tienen las expresiones.

Uno de los trabajos que se están llevando a cabo es la caracterización de cuencas piloto en el Campo de Cartagena sobre las que aplicar esta metodología y comprobar la aplicación de la formulación presentada.

Una vez evaluadas las diferentes formulaciones se seleccionarán aquellas que se demuestren más adecuadas y se aplicarán a la cuenca piloto, con lo que se calcularán para cada periodo de retorno diferentes hidrogramas y sedimentogramas que nos darán el punto de partida para el diseño de los sistemas de captación.

5.1 Referencias bibliográficas

- Ackers, P. y White, W.R. (1973).** *Sediment Transport: New Approach and Analysis*. J. Hydraulics Division.
- Aguirre-Pe J., Olivero M. L. y T. Moncada A. (2000).** *Transporte de sedimentos en cauces de alta pendiente*. Ingeniería del Agua. Vol 7. nº4, España, pp 353-365.
- Bathurst, J.C. (1985).** *Flow resistance of large scale roughness*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 111(4), 1103-1122.
- Bathurst, J.C., Graf, H. y Cao, H.H. (1987).** *Bed load discharge equations for steep mountains rivers*. Sediment transport in gravel bed rivers. John Wiley and Sons, N.Y, USA, Cap.15. pp. 453-491.
- Castillo, L., Santos, F., Ojeda, J., Calderón, P., Medina, J.M. (2000).** *Estimación de los coeficientes de resistencia, transporte de sedimentos y caudal dominante en el diseño de un encauzamiento con flujo hiperconcentrado*. V Jornadas sobre encauzamientos fluviales, CEDEX, Madrid.
- Castillo, L., Santos, F., Ojeda, J., Calderón, P., Medina, J.M. (2000).** *Importancia del muestro y limitaciones de las formulaciones existentes en el cálculo del transporte de sedimentos*. XIX Congreso Latinoamericano de hidráulica. Córdoba, Argentina.
- Castillo, L. (2004).** *Estimation of sediment transport and dominant flow in hyperconcentrated flows*. The 6th International Conference (ICHE-2004, Brisbane, Australia).
- Castillo, L. (2007).** *Discussion about Prediction of bed material discharge*. Journal of Hydraulic Research, Vol.45, No.2, pp. 425-428.
- Colby, B.R. (1964).** *Practical Computations of Bedmaterial Discharge*. J. Hydraul. Div. ASCE 90(HY2).
- Einstein, H.A. y Barbarrosa, N.L. (1956).** *River Channels Roughness*. Trans. ASCE 177, 440-457.
- Engelund, F. y Hansen, E. (1972).** *A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams*. Teknisk Forlag, Copenhagen, Denmark.
- Fuentes, R. y Aguirre-Pe, J. (1991).** *Resistance to flow in steep rough streams*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 116, November.
- García, M. H. (2000).** *Notas de Curso: Mecánica del Transporte de Sedimentos con Aplicación a la Ingeniería Fluvial*. E.T.S. de Ingenieros de Caminos de la Universidad de Castilla-La Mancha. Ciudad Real, 26 al 30 de Junio de 2000.
- García Flores, M. (1996).** *Resistencia al flujo en ríos de montaña*. IAHR. XVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Guayaquil, Ecuador. Vol. 4. PP 105-116.
- Graf, W.H. (1984).** *Hydraulics of Sediment Transport*. Water Resources Publications, LLC. Colorado, USA.
- Jarrett, R.D. (1984).** *Hydraulics of High-gradient Streams*. J. Hydraul. Engng. 110(4), 1519-1539.
- Keulegan, G. H. (1938).** *Laws of turbulente flow in open channels*. Journal Res. at the Nat. Bureau of Standards, 21, Research Paper RP 1151, 707-741.
- Limerinos, J.T. (1970).** *Determination of the Manning coefficient for measured bed roughness in natural channels*. Water Supply Paper 1898-B. United States Geological Survey, Washington, D.C. (1970).
- Martín Vide, J.P. (1997).** *Ingeniería Fluvial*. Politex. Area d'Enginyeria Civil. Ed UPC. Barcelona.
- Meyer-Peter, E. y Müller, R. (1948).** *Formulations of the Bed-load Transport*. II International Congress IAHR, Stockholm, Sweden, pp. 39-64.
- Mizuyama, T. y Shimohigashi, H. (1985).** *Influence of fine sediment concentratios on sediment transportes rates*. Jap. Civil Eng. Jour 27-1.
- Nalluri Chandra (1992).** *Extended data on sediment transport in rigid bed rectangular channels*. Journal of Hydraulic Research, Vol. 30, N06. Pp. 851-856. The Netherlands.
- Richards, K.S. (1982).** *Rivers, Form and Process in Alluvial Channels*. Methuen, London.
- Simons, D.B. and Sentürk F. (1992).** *Sediment transport technology*. Water and sediment dynamics. Water Resources Publications. Colorado, USA.
- Smart, G.M. and Jaeggi,M. (1983).** *SedimentTransport on Steep Slopes*. V.A.W. Mitteil 64. Hidrologie und Glaziologie, ETH, Zurich, Swiss, p. 191.
- Van Rijn, L. C. (1987).** *Mathematical modelling of morphological processes in the case of suspended sediment transport*. Delft Hydraulics Communication No. 382, Delft, Holanda.
- Wan, Z., Wang, Z. (1994).** *Hyperconcentrated Flow*. I.A.H.R. Monograph Series, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Yang, C.T. (1996).** *Sediment Transport: Theory and Practice*. McGraw-Hill International Editions, NY, USA.
- Yang, S.Q. (2005).** *Sediment Transport Capacity*. J. Hydraulic Research, IAHR 43(1), pp. 12-22.