

## **EVALUACIÓN DE ECUACIONES DE TRANSPORTE ADAPTADAS PARA SEDIMENTOS HETEROGÉNEOS**

**Pedro A. Basile**

Becario Post-Doctoral CONICET

Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales

F.C.E.I. y A. – Universidad Nacional de Rosario

tel/fax: 041-808541

e-mail: pbasile@fceia.unr.edu.ar

### **RESUMEN**

En el presente trabajo han sido evaluadas seis ecuaciones de transporte. Las mismas, desarrolladas y verificadas en el contexto de sedimentos uniformes, fueron modificadas para calcular el transporte de fondo por clases granulométricas. La modificación consistió en la introducción de la fracción del sedimento y una función de protección-exposición, ambas referidas a cada clase granulométrica presente en el lecho. Para la evaluación de las ecuaciones fue utilizado un conjunto de datos independientes. Los datos de laboratorio y de campo seleccionados fueron representativos de condiciones de flujo uniforme y transporte de sedimentos en equilibrio. Las ecuaciones no fueron calibradas en función de los datos seleccionados. Se mantuvieron los coeficientes originales propuestos por sus autores y la función de protección-exposición adoptó valores usuales. A los efectos de la evaluación de las ecuaciones se utilizó el criterio del desvío medio geométrico para el transporte global y la comparación gráfica entre la composición del transporte calculada y la observada. Las modificaciones introducidas han permitido, entre otras cosas, extender aceptablemente la aplicación a sedimentos heterogéneos de la ecuación de Engelund y Hansen (1967) y de la ecuación simplificada de Van Rijn (1984), mejorar la capacidad de predicción de la ecuación de Meyer-Peter y Müller (1948) y confirmar la satisfactoria performance de la ecuación de Di Silvio (1983).

### **INTRODUCCIÓN**

El transporte total de sedimentos puede ser dividido, en función del modo con que las partículas de sedimento se mueven en el campo fluido, en transporte de fondo y transporte en suspensión. En el transporte de fondo las partículas ruedan o saltan por distancias comparables al diámetro de las mismas. La magnitud del transporte depende de la tensión de corte y del diámetro y es confinado en un estrato de espesor igual a la altura de la forma de fondo o, en el caso de fondo plano, a la dimensión de los mayores diámetros ( $d_{90}$ ) del sedimento del lecho. En el transporte en suspensión las partículas pierden contacto con el fondo efectuando trayectorias relativamente largas, es decir no comparables al diámetro sino a la profundidad del flujo, sostenidas por las pulsaciones turbulentas generadas en el seno de la corriente hídrica. Tal transporte depende sustancialmente de la relación entre la velocidad de corte y la velocidad de caída de las partículas y es generalmente evaluado

mediante la condición de igualdad entre el perfil de concentración en el estrato de suspensión y la concentración en el estrato de fondo, en la interfase de los dos campos de influencia. Una segunda distinción es basada según el origen del material transportado y se refiere al transporte de sedimentos del fondo y a la carga foránea. Esta última es constituida por partículas extremadamente finas, cuya presencia en el fondo es prácticamente despreciable ya que son mantenidas en suspensión con gran facilidad. La carga foránea puede representar un porcentaje importante del transporte total pero resulta en buena medida independiente de los parámetros hidrodinámicos locales, siendo sustancialmente gobernada por la modalidad de abastecimiento de la cuenca superior. Algunas ecuaciones proporcionan separadamente el transporte de fondo y suspensión, otras en cambio agregan los dos modos en una única expresión. Las fórmulas de transporte proporcionan el transporte en condiciones de equilibrio, es decir en régimen uniforme para las fases líquida y sólida. Las condiciones de desequilibrio deben ser oportunamente consideradas introduciendo los efectos de adaptación, los cuales son generalmente relevantes para el transporte en suspensión (P.A. Basile, 1997).

Numerosas ecuaciones han sido propuestas para calcular el transporte de sedimentos en función de las características morfológicas, hidráulicas y sedimentológicas de ríos aluviales. Dichas ecuaciones han sido desarrolladas y verificadas experimentalmente, sin embargo, la falta de datos confiables con los cuales verificarlas, en un amplio rango de condiciones hidro-morfo-sedimentológicas, ha favorecido la proliferación de las mismas en vez de la consolidación y aceptación generalizada de un grupo reducido de ecuaciones para aplicaciones prácticas. La validez de las ecuaciones es por lo tanto limitada al rango de variación de los parámetros hidrodinámicos y sedimentológicos para los cuales han sido verificadas y frecuentemente proporcionan valores de transporte notablemente diferentes (entre cada una de las mismas y con respecto a datos observados) cuando son superados dichos límites. Esto es comprensible si se piensa a la enorme variabilidad de los parámetros en juego cuando se pasa, por ejemplo, de los ríos aluviales de llanura (régimen subcrítico, velocidad del orden del metro al segundo, no-uniformidad granulométrica moderada, diámetro medio del orden del milímetro), a ríos aluviales de montaña (régimen supercrítico, velocidad de varios metros por segundo, considerable no-uniformidad granulométrica, diámetro medio del orden del decímetro). Es decir en condiciones extremadamente diferentes en lo que respecta al rol de las fuerzas viscosas, la influencia de las formas de fondo sobre la resistencia al escurrimiento, los efectos de la no-uniformidad granulométrica, etc. Este último efecto juega un rol fundamental porque condiciona en buena medida las características de resistencia al flujo, degenera el perfil de velocidad cercano al fondo, produce fenómenos de protección y exposición, acorazamiento dinámico, etc..

Los trabajos desarrollados precedentemente sobre la revisión de ecuaciones de transporte no han considerado generalmente los efectos de la no-uniformidad granulométrica de los sedimentos del lecho (Bathurst et al, 1987; Zanke, 1987, etc.). En el análisis efectuado por Gomez et al (1989) fue implementada la ecuación de Ackers y White (1973), adaptada para calcular el transporte por clases mediante el coeficiente de protección-exposición de White & Day (1982) y de Proffit & Sutherland (1983). Un

resumen de las más importantes revisiones de ecuaciones es presentado por Gomez et al (1989).

En el presente estudio han sido consideradas ecuaciones utilizadas frecuentemente en ríos con lechos de grava (Meyer-Peter y Müller, 1948; Ashida y Michiue, 1972) otras válidas para lechos de arenas (Engelund y Hansen, 1967; Van Rijn, 1984) y finalmente otras que pueden ser empleadas en ambos (Di Silvio, 1983; Bagnold, 1956). Las ecuaciones fueron modificadas para calcular el transporte de fondo por fracciones, a los efectos de su eventual incorporación en un modelo morfológico para sedimentos heterogéneos. En particular, Ashida y Michiue (1973) adaptaron su fórmula introduciendo el coeficiente de protección-exposición modificado de Egiazaroff (1965). Siguiendo este criterio, para esta evaluación, las ecuaciones de Meyer-Peter y Müller (1948) y Bagnold (1956), fueron adaptadas mediante el mismo coeficiente de Egiazaroff. Las ecuaciones de Engelund y Hansen (1967), Di Silvio (1983) y Van Rijn (1984) fueron adaptadas mediante un coeficiente de protección-exposición simplificado en forma de potencia.

## ECUACIONES DE TRANSPORTE ADAPTADAS PARA SEDIMENTOS HETEROGÉNEOS

### Engelund y Hansen (1967)

La ecuación de Engelund y Hansen (1967) fue derivada mediante consideraciones teóricas y verificada con datos experimentales utilizando sedimentos uniformes con diámetros comprendidos entre 0.19 mm y 0.93 mm. La misma proporciona el transporte total de sedimentos del lecho, pero para tensiones de corte moderadas puede ser aplicada para evaluar el transporte de fondo (K.W. Olesen, 1987). En la presente formulación dicha ecuación ha sido adaptada para calcular el transporte por clases granulométricas realizando una corrección de la tensión de corte adimensional que exhibe cada partícula presente en el lecho. Introduciendo el transporte adimensional para la clase *i*-ésima definido por G. Parker (1982), la ecuación corregida de Engelund y Hansen puede ser expresada como:

$$W_i^* = \alpha_{eh} \left( \frac{u}{u_*} \right)^2 \tau_{*i} \zeta_{oi} \quad (1)$$

donde  $W_i^*$  es el transporte adimensional para la clase *i*-ésima, el cual resulta independiente del diámetro y se obtiene dividiendo el transporte adimensional de Einstein (1950) por la potencia 3/2 de la tensión de corte adimensional correspondiente a cada partícula:

$$W_i^* = \frac{q_{bi} [(s-1)g]}{\gamma_s f_i u_*^3} \quad (2)$$

con  $q_{bi}$  : transporte de sedimentos en peso por unidad de ancho correspondiente a la clase *i*-ésima;  $s = \rho_s / \rho$  : gravedad específica del sedimento, siendo  $\rho_s$  la densidad del sedimento y  $\rho$  la densidad del agua;  $g$  : aceleración de la gravedad;  $\gamma_s$  : peso específico del sedimento;  $f_i$  :

fracción correspondiente a la clase  $i$ -ésima presente en el lecho y  $u_* = (\tau_b/\rho)^{0.5}$  es la velocidad de corte, siendo  $\tau_b$  la tensión de corte media sobre el fondo.

En la ecuación (1) el coeficiente  $\alpha_{eh}$  adopta el valor de 0.05,  $u$  es la velocidad media de la corriente hídrica (puede ser obtenida utilizando el predictor de resistencia de Engelund y Hansen),  $\tau_{*i}$  es la tensión de corte adimensional referida a la partícula de diámetro  $d_i$ :

$$\tau_{*i} = \frac{\tau_b}{g(\rho_s - \rho)d_i} \quad (3)$$

y  $\xi_{oi}$  es el coeficiente de protección-exposición correspondiente a la clase  $i$ -ésima. En la presente formulación el mismo adopta la siguiente forma:

$$\xi_i = \left( \frac{d_i}{d_m} \right)^s \quad (4)$$

donde  $d_m$  es el diámetro medio aritmético de la distribución granulométrica del sedimento del lecho:

$$d_m = \sum_{i=1}^N f_i d_i \quad (5)$$

con  $N$  número total de clases granulométricas adoptadas, el cual ha sido recientemente objeto de análisis, resultando ser función del desvío standard geométrico y de la asimetría de la distribución granulométrica de los sedimentos del lecho (P.Basile et al. 1998).

La corrección de la tensión de corte adimensional referida a una partícula de diámetro  $d_i$  es expresada en la ecuación (1) mediante el producto de las ecuaciones (3) y (4), es decir:

$$\tau_{*i}^{corr.} = \tau_{*i} \xi_{oi} = \frac{\tau_b}{g(\rho_s - \rho)d_i} \left( \frac{d_i}{d_m} \right)^b \quad (6)$$

el exponente  $b$  puede adoptar valores comprendidos entre 0 y 1. Con  $b=0$  no se efectúa ninguna corrección, de todos modos es importante analizar las consecuencias que implica la adopción de  $b=0$  como así también de  $b=1$ . Dichos valores establecen dos comportamientos extremos del transporte:

i) 
$$b = 0 \rightarrow \xi_{oi} = 1 \rightarrow \tau_{*i}^{corr.} = \tau_{*i} \quad (7)$$

no existen efectos de protección-exposición, es decir no existe interacción entre partículas de diámetros diferentes, razón por la cual cada partícula conserva la movilidad intrínseca sugerida por su diámetro absoluto y el transporte es completamente selectivo. En este caso se observa un fuerte desvío de la composición del transporte hacia partículas finas y un incremento del transporte global.

$$ii) \quad b = 1 \rightarrow \xi_{oi} = \frac{d_i}{d_m} \rightarrow \tau_{*i}^{corr.} = \tau_{*m} \quad (8)$$

los efectos de protección-exposición son tan fuertes que anulan completamente la movilidad intrínseca sugerida por el diámetro absoluto de cada partícula, conduciendo a la condición de igual movilidad. Con respecto a la situación analizada anteriormente, en este caso se observa que la composición del transporte es idéntica a la del fondo y que el transporte global es drásticamente reducido.

El concepto de igual movilidad fue introducido por primera vez por Parker (1982) como una aproximación para reproducir los datos de transporte del Oak Creek, siempre que se considere la composición media del transporte de fondo a largo plazo y se utilice la composición del subpavement en el cálculo del transporte por clases granulométricas.

Valores usuales de  $b$  pueden ser: 0.98 (Parker et al. 1982), 0.87 (Andrews, 1983), 0.94 (Diplas, 1986), 0.74 (Ashworth y Ferguson, 1989), 0.85 (Darby et al. 1996). En los sedimentos heterogéneos las partículas finas se encuentran protegidas y las gruesas se encuentran más expuestas a la acción hidrodinámica de la corriente. Consecuentemente el coeficiente de protección-exposición producirá una disminución (aumento) de la tensión de corte adimensional para aquellas partículas que presentan diámetros menores (mayores) que un determinado diámetro de referencia. En la presente formulación el diámetro de referencia es igual a  $d_m$ , para el cual no es necesaria ninguna corrección, y para el exponente  $b$  ha sido adoptado el valor de 0.8.

#### **Ecuación de Meyer-Peter y Müller (1948):**

La ecuación de Meyer-Peter y Müller (MPM) es una relación empírica basada en el exceso de la tensión de corte adimensional. La misma fue verificada con datos experimentales utilizando sedimentos uniformes y heterogéneos con diámetros comprendidos entre 0.4 mm e 28.65 mm. En la versión original, para sedimentos heterogéneos no se plantea el cálculo por clases granulométricas sino que se sugiere utilizar el diámetro medio aritmético para calcular el transporte de fondo global. En la presente formulación se plantea el cálculo por clases granulométricas efectuando la corrección de la tensión de corte adimensional crítica mediante el coeficiente de protección-exposición de Egiazaroff (1965) modificado por Ashida y Michiue (1973):

$$W_i^* = \alpha_{mpm} \mu^{3/2} \left( 1 - \frac{\tau_{*ci}^{corr.}}{\mu \tau_{*i}} \right)^{3/2} \quad (9)$$

donde  $\alpha_{mpm}=8$ ,  $\mu$  es el ripple factor definido como:

$$\mu = \frac{n_s}{n} \quad (10)$$

con  $n_s$  y  $n$  coeficientes de Manning asociados a la resistencia de grano y a la resistencia total respectivamente:

$$n_s = \frac{d_{90}^{1/6}}{24} \quad n = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{u} \quad (11)$$

donde  $d_{90}$  es el diámetro para el cual el 90 % de las partículas presentes en el sedimento del fondo exhiben un diámetro inferior,  $R$  es el radio hidráulico y  $S$  la pendiente del fondo.

En la ecuación (9) la tensión de corte adimensional crítica corregida para cada partícula es definida como:

$$\tau_{*ci}^{corr.} = \xi_{ci} 0.047 \quad (12)$$

donde el coeficiente de protección-exposición de Egiazaroff, levemente modificado por Ashida y Michiue para valores de  $d_i/d_m < 0.4$ , puede ser expresado como:

$$\xi_{ci} = \begin{cases} 0.85(d_i/d_m)^{-1} & \rightarrow si (d_i/d_m) \leq 0.4 \\ [1 + 0.782 \log(d_i/d_m)]^{-2} & \rightarrow si (d_i/d_m) > 0.4 \end{cases} \quad (13)$$

De acuerdo con los efectos de protección-exposición el coeficiente dado por la ecuación (13) producirá una aumento (disminución) de la tensión de corte adimensional crítica para aquellas partículas que presentan diámetros menores (mayores) que el diámetro de referencia  $d_m$ .

#### Ecuación de Bagnold (1956):

La ecuación de Bagnold fue derivada mediante consideraciones teóricas y verificada con los datos de laboratorio de Gilbert (1914). Modificando la tensión de corte adimensional crítica, el transporte adimensional referido a la clase  $i$ -ésima puede ser expresado como:

$$W_i^* = \alpha_b \left( 1 - \frac{\tau_{*ci}^{corr.}}{\tau_{*i}} \right) \quad (14)$$

donde  $\alpha_b=4.25$  y la tensión de corte adimensional crítica corregida para cada partícula es definida como:

$$\tau_{*ci}^{corr.} = \xi_{ci} \tau_{*cm} \quad (15)$$

con  $\xi_{ci}$  definido por la (13) y  $\tau_{*cm}$  tensión de corte adimensional crítica referida a  $d_m$ , la cual se obtiene de la curva de Shields.

#### Ecuación de Ashida y Michiue, (1972):

Ashida y Michiue determinaron una ecuación semiempírica para evaluar el transporte de fondo y la verificaron utilizando sedimentos uniformes con diámetros comprendidos entre 0.3 mm y 7 mm. Ulteriores experimentos con sedimentos heterogéneos permitieron adaptar

la ecuación para calcular el transporte de fondo por clases granulométricas, introduciendo una modificación en el coeficiente de protección-exposición de Egiazaroff (1965) para valores de  $d_i/d_m < 0.4$ .

$$W_i^* = \alpha_{am} \left( 1 - \frac{\tau_{*ci}^{corr.}}{\tau_{*i}} \right) \left( 1 - \sqrt{\frac{\tau_{*ci}^{corr.}}{\tau_{*i}}} \right) \quad (16)$$

en el transporte adimensional de la clase  $i$ -ésima  $W_i^*$ , definido por la ecuación (2), la velocidad de corte utilizada es la efectiva, la cual es expresada como:

$$u_*' = u \left\{ 5.75 \log \left[ \frac{(h/d_m)}{(1 + 2\tau_{*m})} + 6 \right] \right\}^{-1} \quad (17)$$

donde  $h$  es la profundidad de la corriente hídrica. La tensión de corte adimensional crítica corregida para cada partícula es obtenida con la ecuación (15) utilizando el coeficiente definido por la ecuación (13). El coeficiente  $\alpha_{am}$  es igual a 17. Para flujo turbulento completamente desarrollado Ashida y Michiue definen la tensión de corte adimensional crítica igual a 0.05.

#### **Ecuación de Di Silvio (1983):**

La ecuación de Di Silvio fue obtenida a partir de la relación entre el transporte adimensional de Einstein (1950) y la potencia cúbica de la tensión de corte adimensional. Eliminando la dependencia de la profundidad de esta última, mediante el uso de la ecuación de resistencia de Manning-Strickler, el transporte fue expresado como una función del caudal líquido, la pendiente del fondo, el ancho de la sección transversal y el diámetro del sedimento. La versión original para sedimentos uniformes fue verificada con datos de campo y sucesivamente modificada para sedimentos heterogéneos introduciendo la fracción  $f_i$  referida a la clase  $i$ -ésima y un coeficiente de protección-exposición igual al descrito por la ecuación (4). Análogamente a la ecuación de Engelund y Hansen, esta ecuación proporciona el transporte total pero puede ser aplicada para calcular el transporte de fondo cuando la tensión de corte presenta valores moderados. En la versión para sedimentos heterogéneos, dada por Di Silvio, la misma se expresa como:

$$q_{b_i} = \alpha_{ds} \gamma_s f_i \frac{Q^m S^n}{B^{1+p} d_i^q} \xi_{oi} \quad (18)$$

donde los coeficientes adoptan los siguientes valores:  $m=1.8$ ,  $n=2.1$ ,  $p=0.8$ ,  $q=1.2$  y  $\alpha_{ds}=0.08$ .  $Q$  es el caudal líquido y  $B$  el ancho de la sección transversal. El coeficiente de protección-exposición es determinado con la ecuación (4) asumiendo  $b=0.8$ .

#### **Ecuación de Van Rijn (1984):**

La ecuación de Van Rijn fue derivada a través de análisis teóricos y verificada con datos de laboratorio y de campo utilizando sedimentos uniformes con diámetros de partículas

comprendidos entre 0.2 mm y 2 mm. En el presente estudio se modifica la versión simplificada de la ecuación de transporte de fondo, mediante la corrección de la velocidad media crítica de cada partícula:

$$\frac{q_{b_i}}{u h f_i \gamma_s} = \alpha_{vr} \left[ \frac{u - u_{ci}^{corr.}}{\sqrt{(s-1)g d_i}} \right]^{2.4} \left( \frac{d_i}{h} \right)^{1.2} \quad (19)$$

donde  $\alpha_{vr}=0.005$  y la velocidad media crítica corregida para la clase  $i$ -ésima se expresa como:

$$u_{ci}^{corr.} = u_{ci} \sqrt{\xi_{ci}} \quad (20)$$

con  $u_{ci}$  velocidad media crítica determinada mediante la curva de movimiento incipiente para sedimentos uniformes de Ackers y White (1973) y el factor de fricción de Van Rijn (1984). El coeficiente de protección-exposición adopta la siguiente forma simplificada:

$$\xi_{ci} = \left( \frac{d_i}{d_m} \right)^{-b} \quad (21)$$

a los efectos de la presente evaluación el exponente  $b$  ha sido considerado igual a 0.8.

## PRESENTACIÓN DE LOS DATOS UTILIZADOS PARA LA EVALUACIÓN DE LAS ECUACIONES

### Consideraciones generales

Para la evaluación de las ecuaciones de transporte es necesario contar con un conjunto de datos confiables con los cuales realizar la verificación de las mismas. En primer lugar es recomendable utilizar aquellos datos que entran dentro de los rangos de validez de las distintas ecuaciones, sin embargo, aduciendo "universalidad" es posible utilizar las ecuaciones sin considerar los límites de aplicación (DVWK-Bulletin 17, 1990). En segundo lugar, los datos seleccionados deben constituir un conjunto independiente, es decir, no deben haber sido previamente utilizados por los autores en las fases de desarrollo y calibración de las ecuaciones originales. En tercer lugar, los datos deben representar condiciones de flujo uniforme y transporte de sedimentos en equilibrio, es decir aquellas condiciones para las cuales las ecuaciones han sido derivadas y verificadas. Estos datos pueden obtenerse en situaciones controladas de laboratorio, por otra parte, cuando se utilizan datos de campo, es necesario seleccionar aquellos que medianamente cumplen dichas condiciones.

Para evaluar ecuaciones de transporte por clases granulométricas es además imprescindible contar con el transporte global y la composición del material efectivamente transportado. Datos de este tipo son relativamente escasos si se los compara con aquellos donde se ha medido solamente el transporte global. Los datos utilizados en el presente



estudio reúnen las condiciones especificadas anteriormente y se corresponden con las mediciones efectuadas en el East Fork River (Emmett, 1980) y con las experiencias realizadas en la Hydraulic Research Station de Wallingford (White y Day, 1982).

### **Datos del East Fork River y de la Hydraulic Research Station**

Fueron seleccionadas 20 mediciones, de un total de 132, efectuadas por Emmett en el año 1976 en el East Fork River, Wyoming-USA. Las mediciones fueron realizadas mediante una trinchera, la cual fue construida perpendicular a la dirección de la corriente hídrica y comprendía todo el ancho de la sección transversal ( $B=14.6$  m). El fondo de la trinchera fue equipado con una cinta transportadora que permitía transportar el material interceptado hasta la margen izquierda del río, donde un adecuado dispositivo recolectaba y pesaba el sedimento en forma continua. A los efectos de determinar la composición granulométrica del transporte se procedía a relevar muestras del sedimento recolectado para su posterior análisis. Finalmente el sedimento interceptado era restituido al curso en una sección ubicada 12 m aguas abajo del lugar de medición. Dicho estudio tuvo como objetivo analizar la eficiencia del muestreador de transporte de fondo Helley-Smith. Los aforos líquidos fueron efectuados desde un puente suspendido. La pendiente de la superficie libre de la corriente hídrica, promediada en un tramo de 1.5 Km de longitud, fue aproximadamente 0.0007. Ulteriores detalles sobre los procedimientos de medición pueden obtenerse en la publicación de Emmett (1980).

En el año 1980 T. J. Day realizó dos series de experimentos con el objetivo de analizar las características del transporte de sedimentos heterogéneos (transporte por fracciones, efectos de protección-exposición, etc.). Los experimentos fueron efectuados en un canal de laboratorio recirculante, con pendiente variable, de 18 m de longitud y 2.46 m de ancho, en la Hydraulic Research Station - Wallingford, Inglaterra. En la primer serie, denominada Serie A, se efectuaron 11 experimentos, mientras en la segunda serie, denominada Serie B, se realizaron 9. En cada experimento el caudal líquido y la pendiente se mantuvieron constantes hasta lograr condiciones de equilibrio del flujo bifásico. Se realizaron mediciones de los parámetros hidrodinámicos, del transporte de sedimentos y de su composición. Ulteriores detalles sobre el aparato experimental y los métodos de medición de las variables hidráulicas y sedimentológicas pueden obtenerse en la publicación de White y Day (1982).

En la Tabla 1 se presenta un resumen de los rangos de variación de los parámetros hidráulicos y sedimentológicos correspondientes a las 20 mediciones del East Fork River (EFR) y a las dos series (HRS-Serie A y HRS-Serie B), mientras en la Tabla 2 se presenta un resumen de las características de la composición granulométrica del fondo. En la Figura 1 puede observarse el transporte sólido medido en función de la potencia específica de la corriente hídrica para el conjunto de datos utilizados.

### **PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO Y CRITERIO DE COMPARACIÓN**

Para efectuar el cálculo del transporte de sedimentos por clases granulométricas, la curva granulométrica del sedimento del fondo fue discretizada en un determinado número de

clases. A cada una de las clases se les asignó el diámetro medio representativo  $d_i$  y la correspondiente fracción  $f_i$ . La curva granulométrica del sedimento del fondo correspondiente al East Fork River fue dividida en 10 clases, mientras para los experimentos de T.J. Day, Serie A y Serie B, se consideraron 7 y 6 clases respectivamente.

El diámetro medio aritmético de la distribución granulométrica fue calculado utilizando la expresión (5). Aplicando las ecuaciones listadas precedentemente se calculó el transporte para cada clase granulométrica. Sucesivamente se calculó el transporte sólido global efectuando la sumatoria de los transportes de cada clase sobre el número total de clases consideradas:

$$q_b = \sum_{i=1}^N q_{b_i} \quad (22)$$

La composición granulométrica del transporte se calculó mediante la relación entre el transporte de cada clase y el transporte global:

$$f_i^T = \frac{q_{b_i}}{\sum_{i=1}^N q_{b_i}} \quad (23)$$

El criterio utilizado para efectuar la comparación de las distintas ecuaciones considera el desvío de la relación  $r_j$ :

$$r_j = \frac{q_b(\text{calculado})}{q_b(\text{medido})} \Big|_j \quad (24)$$

del valor óptimo  $r_j=1$ , donde el subíndice  $j$  indica un genérico dato de transporte global. El valor del desvío medio, para un número de datos igual a  $nd$ , es definido como la media geométrica de los valores  $r_j$ :

$$Rm = \left[ \prod_{k=1}^{nd} r_k \right]^{\frac{1}{nd}} \quad (25)$$

donde  $r_k=r_j$  si  $r_j>1$  y  $r_k=1/r_j$  si  $r_j<1$ , esto evita la compensación mutua entre el producto de valores mayores y menores que 1. El desvío geométrico medio  $Rm$  establece que, para la totalidad de datos de transporte medidos, el transporte sólido calculado difiere, en términos medios, en un valor comprendido entre  $Rm$  y  $1/Rm$ .

## PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En la Tabla 3 se presenta el número de valores de  $r_j$  distribuidos en intervalos de clase y el valor de  $Rm$ , correspondientes a cada una de las ecuaciones de transporte y a cada conjunto de datos.

Para los datos del East Fork River se observa que el valor más bajo de  $Rm$  (más cercano al valor óptimo, es decir la unidad) es dado por la ecuación de Di Silvio ( $Rm=1.35$ ), aunque valores igualmente bajos son dados por las ecuaciones de Van Rijn ( $Rm=1.36$ ), Engelund y Hansen ( $Rm=1.39$ ) y Meyer-Peter y Müller ( $Rm=1.42$ ). Gomez y Church (1989) evaluaron esta última ecuación con 38 datos del East Fork River, los cuales comprendieron la totalidad de los datos utilizados en el presente análisis. Ellos implementaron la versión para sedimentos heterogéneos sugerida por los autores, es decir utilizaron  $d_m$  como diámetro representativo para el transporte y obtuvieron que en 35 ocasiones el transporte calculado fue nulo. Es dable destacar la importante mejoría en la capacidad de predicción de dicha fórmula en el East Fork River, cuando se consideran adecuadamente los efectos de protección-exposición en la manera propuesta en el presente análisis. La ecuación de Bagnold proporciona transporte nulo para dos mediciones que presentan valores muy reducidos de la tensión de corte, por lo tanto  $\tau_j$  es igual a cero en dos oportunidades. En rigor, esto hace tender a infinito el valor de  $Rm$ , razón por la cual el mismo ha sido calculado considerando los valores no nulos de  $\tau_j$ . En este caso el valor de  $Rm=1.52$  no es directamente comparable con los anteriores ya que ha sido calculado sobre la base de un número menor de datos, sin embargo el mismo indica una aceptable performance de dicha fórmula con los datos del East Fork River. La ecuación de Ashida y Michiue proporciona transporte nulo en una oportunidad debido al mismo motivo mencionado anteriormente y en este caso el valor de  $Rm$  es 1.90. Dicha ecuación muestra una tendencia a subestimar sistemáticamente el transporte en el East Fork River como consecuencia de una evaluación en defecto de la velocidad de corte efectiva dada por la ecuación (17).

Para los datos de la HRS (Series A y B) se observa que en 8 mediciones las ecuaciones de Bagnold, Ashida y Michiue, y Meyer-Peter y Müller no producen transporte de ninguna clase. Esto se verifica en aquellos experimentos de ambas series en los cuales el transporte es extremadamente bajo (tensión de corte cercana a la tensión de corte crítica), lo cual origina problemas en dichas ecuaciones con umbral crítico. En estas situaciones se observa que el coeficiente de Eguiazaroff magnifica la protección de las partículas más finas y no brinda una adecuada exposición de las partículas más gruesas que el diámetro de referencia. La ecuación modificada de Van Rijn, también basada en la superación de un umbral crítico, no evidencia dicho problema ya que el coeficiente de protección-exposición adoptado funciona en modo aceptable con la curva de movimiento incipiente para sedimentos uniformes de Ackers y White. Por el contrario, en estos casos las ecuaciones sin umbral crítico tienden generalmente a sobrestimar el transporte como sucede con la ecuación de Di Silvio y Engelund y Hansen. Para estas últimas tres ecuaciones el valor del desvío medio geométrico  $Rm$  es igual a 1.87 (Di Silvio), 1.93 (Van Rijn) y 2.37 (Engelund y Hansen).

En las Figuras 2 a 7 se presenta, para cada una de las ecuaciones, la comparación entre el transporte de sedimentos global calculado y el medido. En dichos gráficos se pueden observar las magnitudes de los desvíos individuales. Los mismos intervienen en la definición de  $Rm$ , cuya información se resumió en la Tabla 3.

En las Figuras 8 a 15 se presenta la comparación entre la composición granulométrica del transporte calculada y la observada en diferentes mediciones realizadas en el EFR y en la HRS. En las mismas se expone además la composición granulométrica del lecho, la cual es siempre relativamente más gruesa que aquella correspondiente al transporte. Por razones de espacio se muestran solamente estas comparaciones, sin embargo, en la mayoría de los casos analizados, las distintas ecuaciones implementadas tienden a proporcionar una composición ligeramente más fina del transporte. En términos generales se observa que las ecuaciones modificadas de Engelund y Hansen (E&H) y Van Rijn reproducen en modo satisfactorio la composición granulométrica del transporte.

## CONCLUSIONES

Del conjunto de ecuaciones examinadas y considerando los datos del East Fork River se puede concluir que las ecuaciones modificadas de Di Silvio (1983), Meyer-Peter y Müller (1948), Engelund y Hansen (1967) y Van Rijn (1984) proporcionan resultados muy satisfactorios. En particular, estas dos últimas ecuaciones fueron derivadas para sedimentos uniformes en el rango de las arenas, pero mediante la modificación introducida pueden ser aplicadas con suceso también en el caso de sedimentos heterogéneos en el rango de arenas y gravas. La ecuación modificada de Meyer-Peter y Müller (1948) muestra una notable mejoría en la capacidad de predicción en el East Fork River, en comparación con la formulación para sedimentos heterogéneos sugerida por los autores. La ecuación modificada de Bagnold (1956) produce resultados aceptables mientras la de Ashida y Michiue (1972) tiende a subestimar sistemáticamente las mediciones de transporte.

Para los datos de laboratorio (HRS-Wallingford) las ecuaciones de Di Silvio, Van Rijn y Engelund y Hansen funcionan en modo aceptable. En este caso los valores del desvío medio geométrico se incrementan ligeramente en comparación con los obtenidos en el East Fork River, debido sustancialmente a los experimentos efectuados con transportes extremadamente bajos. Las ecuaciones de Meyer-Peter y Müller, Ashida y Michiue y Bagnold logran reproducir solamente los transportes más elevados.

Las distintas ecuaciones tienden a suministrar una composición granulométrica del transporte más fina que la observada, con excepción de las ecuaciones de Van Rijn y Engelund y Hansen, las cuales logran un buen ajuste con las composiciones del transporte observadas. Finalmente es necesario notar que en el presente estudio los cálculos han sido efectuados sin considerar las mediciones para tratar de calibrar las distintas ecuaciones. La calibración, a través del ajuste del coeficiente de proporcionalidad y de la función de protección-exposición, resulta ser siempre necesaria si se quiere utilizar una determinada ecuación en un modelo matemático morfológico para sedimentos heterogéneos.

## REFERENCIAS

**Ashida, K. y Michiue, M. (1972)** *Study on hydraulic resistance and bed load transport rate in alluvial streams*. Transactions JSCE , Vol 206, pp. 59-69.

**Basile, P. A. (1994)** *Modellazione dei meccanismi di intercettazione e rilascio di sedimenti da parte delle briglie permeabili*. Ph.D. Thesis, Università Degli Studi di Padova, Italia.

- Basile, P. A. y Di Silvio, G. (1994)** *Interception and release of sediments by permeable check-dams*. Proc. IAHR International Workshop on Floods and Inundations related to Large Earth Movements, Università di Trento.
- Basile, P. A. y Peviani, M. (1996)** *Morphodynamic mathematical model for non-uniform grain-size sediments*. En *Flooding Risk in Mountain Areas*, Chapter 8. ISMES-DTA, Seriate, BG, Italia.
- Basile, P. A. (1997)** *Un modelo matemático morfológico unidimensional para ríos aluviales*. Revista de Estudios Sobre Cuestión Ambiental. Vol. 3, N. 2, Eds. CURIHAM-UNR, PHI, UNESCO.
- Basile, P. A. y Peviani, M. (1998)** *Transporte de sedimentos incoherentes heterogéneos y número de clases necesario para su cálculo*. Revista de Estudios Sobre Cuestión Ambiental. Vol. 4, N. 1, Eds. CURIHAM-UNR, PHI, UNESCO.
- Bathurst, J.; Graf, W. y Cao, H. (1987)** *Bed load discharge equations for steep mountain rivers*. Sediment Transport in Gravel Bed Rivers. Edited by Thorne, Bathurst and Hey. John Wiley & Sons.
- Di Silvio, G. (1983)** *Modelli matematici per lo studio di variazioni morfologiche dei corsi d'acqua a lunga e breve scala temporale*. Studi e Ricerche N. 356, Istituto di Idraulica "G. Poleni", Università Degli Studi di Padova, Italia.
- Egiazaroff, I. (1965)** *Calculation of nonuniform sediment concentrations*. Journal of the Hydraulic Division-ASCE, Vol. 91, N. HY14.
- Einstein, H.A. (1950)** *The bed-load function for sediment transportation in open channel flows*. Technical Bulletin 1026, U.S.D.A. Soil Conservation Service.
- Engelund, F. y Hansen A. (1967)** *A monograph on sediment transport in alluvial streams*. Tech. Univ. Of Denmark.
- Emmett, W. (1980)** *A field calibration of the sediment-trapping characteristics of the Helley-Smith bedload sampler*. U. S. Geological Survey , professional paper 1139.
- Fujita, M.; Michiue, M. y Ashida, K. (1989)**. *Simulation of reservoir sedimentation in mountain regions*. Proc. Intern. Workshop on fluvial hydraulics of mountain regions. Universidad deTrento, Italia, pp. B63-B75.
- Gomez, B. y Church, M. (1989)** *An assessment of bed load sediment transport formulae for gravel bed rivers*. Water Resources Research. Vol. 25, N 6.
- Meyer-Peter, E. y Müller, R. (1948)** *Formulas for Bedload Transport*. Proc. 2<sup>nd</sup> Congress IAHR, Estocolmo, pp. 39-64.
- Parker, G., Klingeman, P. y McLean, D. (1982)** *Bed load and size distribution in paved gravel-bed streams*. Journal of the Hydraulic Division,ASCE. Vol. 108, N. HY4.
- Olesen, K.W. (1987)** *Bed Topography in Shallow River Bends*. Tesis Doctoral, Delft University of Technology, Holanda. (También ISSN 0169-6548 Communications on

Hydraulic and Geotechnical Engineering. Dept. of Civil Eng., Delft University of Technology).

**Van Rijn, L.C. (1984)** *Sediment transport part I: Bed Load Transport*. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 110, N 10.

**Van Rijn, L.C. (1984)** *Sediment transport part II: Suspended Load Transport*. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 110, N. 11.

**White, W. y Day, T. (1982)** *Transport of graded gravel bed material*. Gravel-bed rivers. Edited by Hey, Bathurst and Thorne. John Willey & Sons, NY.

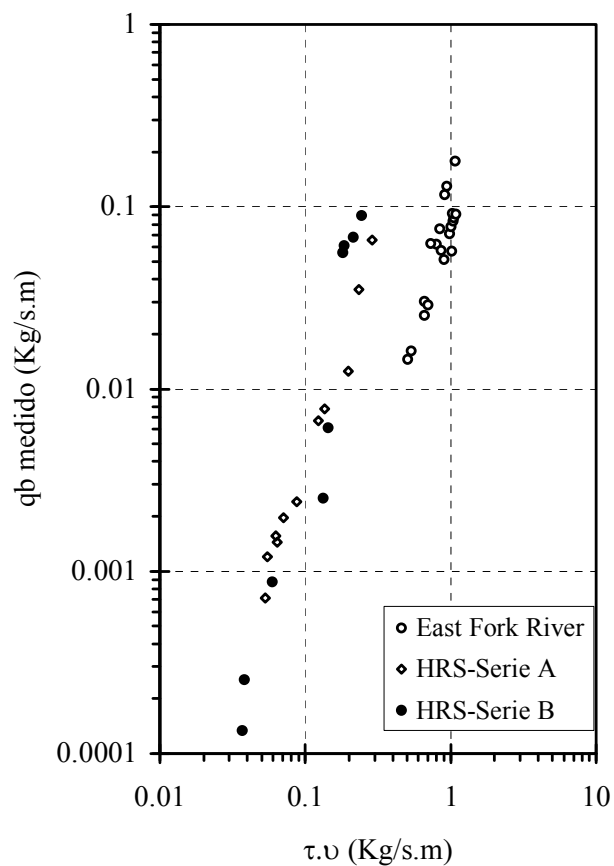
**Tabla 1:** resumen rangos de variación de parámetros hidráulicos y sedimentológicos de los datos utilizados.

	<b>nd</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>u (m/s)</b>	<b>h (m)</b>	<b>S<sub>w</sub> x 10<sup>-3</sup> (-)</b>	<b>q<sub>b</sub> x 10<sup>-3</sup> (Kg/s.m)</b>	<b>d<sub>50</sub> * (mm)</b>
EFR	20	10.50-22.60	0.89-1.16	0.810-1.330	0.68-0.72	14.5-177	0.81-1.51
HRS-S. A	11	0.196-0.199	0.48-0.75	0.107-0.166	0.68-3.66	1.2-65.5	0.36-1.72
HRS-S. B	9	0.200-0.204	0.44-0.72	0.115-0.189	0.45-2.99	0.134-89	0.58-1.48

\* correspondiente al sedimento transportado.

**Tabla 2:** resumen de características sedimentológicas y parámetros estadísticos de las composiciones granulométricas del lecho.

	<b>d<sub>16</sub> (mm)</b>	<b>d<sub>35</sub> (mm)</b>	<b>d<sub>50</sub> (mm)</b>	<b>d<sub>84</sub> (mm)</b>	<b>d<sub>90</sub> (mm)</b>	<b>d<sub>m</sub> (mm)</b>	<b>σ<sub>g</sub> (-)</b>	<b>β (-)</b>	<b>s (-)</b>
EFR	0.42	0.69	1.25	17.6	28.3	7.66	5.2	0.25	2.65
HRS-S. A	0.33	0.77	1.75	5.45	6.64	2.69	3.5	0.02	2.65
HRS-S. B	0.32	0.73	1.55	3.35	3.55	1.65	2.8	0.19	2.65



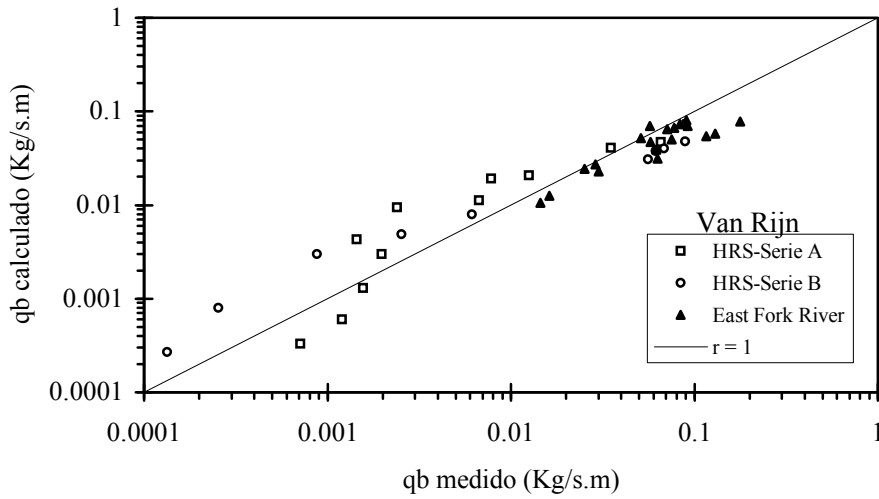
**Figura 1:** transporte de sedimentos medido en función de la potencia específica de la corriente hídrica, para el conjunto de datos utilizados.



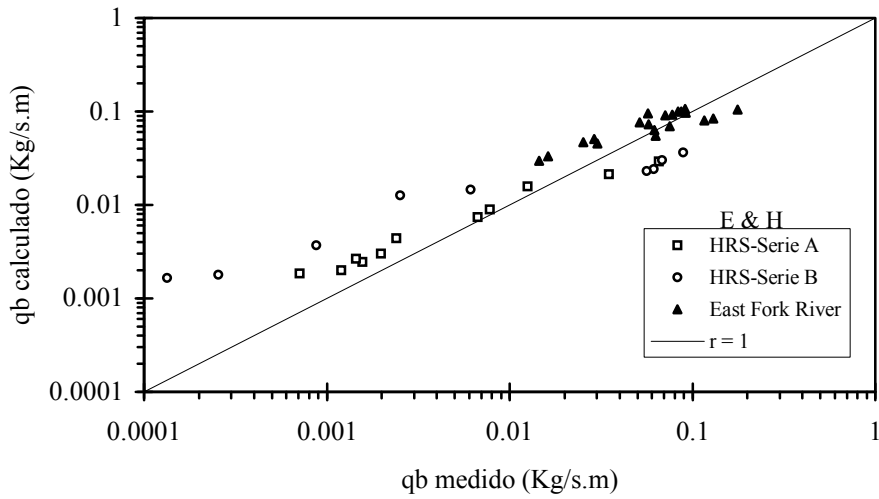
**Tabla 3:** número de valores de  $r_j$  distribuidos en intervalos de clase y valor del desvío medio  $R_m$ .

Ecuación	nd	Distribución del número de valores $r_j$								$R_m$	
		0	< 0.1	0.1- 0.25	0.25- 0.5	0.5 - 1	1. - 2.	2. - 4.	4. - 10		> 10
<b>MPM:</b>											
EFR	20				2	16	2				1.42
HRS-S. A y B	20	8			2		7	2	1		1.71*
<b>Bagnold:</b>											
EFR	20	2				4	12	2			1.52*
HRS-S. A y B	20	8				3	5	1	2	1	2.09*
<b>E &amp; H:</b>											
EFR	20					6	12	2			1.39
HRS-S. A y B	20				5	1	8	2	3	1	2.37
<b>A &amp; M:</b>											
EFR	20	1		1	6	12					1.90*
HRS-S. A y B	20	8		1	1	6	1	2	1		1.90*
<b>Di Silvio:</b>											
EFR	20				3	10	7				1.35
HRS-S. A y B	20				5	7	4	3	1		1.87
<b>Van Rijn:</b>											
EFR	20				4	14	2				1.36
HRS-S. A y B	20				1	7	7	5			1.93

\* considerando solamente valores no nulos de  $r_j$ .



**Figura 2:** comparación transporte calculado y medido. Ec. de Van Rijn (1984) modificada.



**Figura 3:** comparación transporte calculado y medido. Ec. de E &H (1967) modificada.

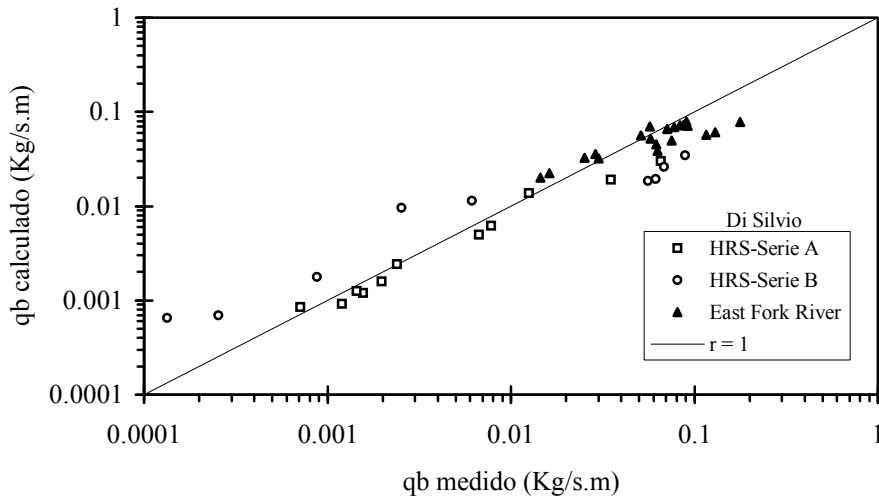


Figura 4: comparación transporte calculado y medido. Ecuación de Di Silvio (1983).

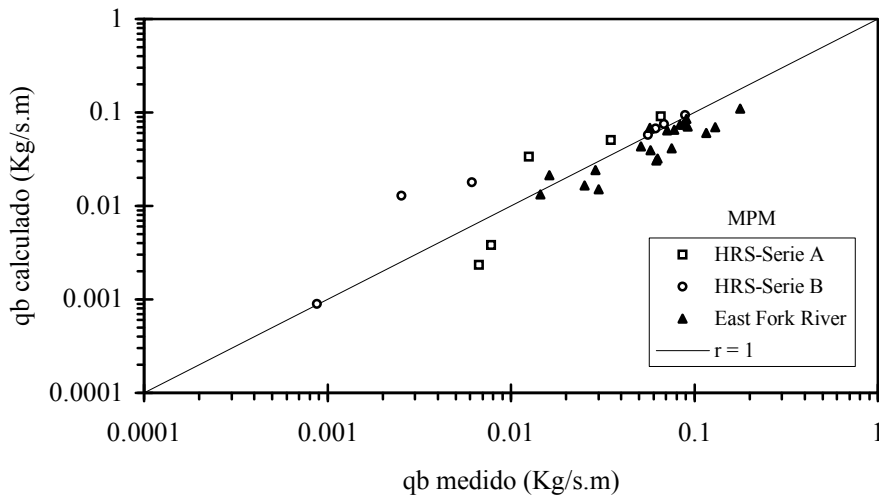
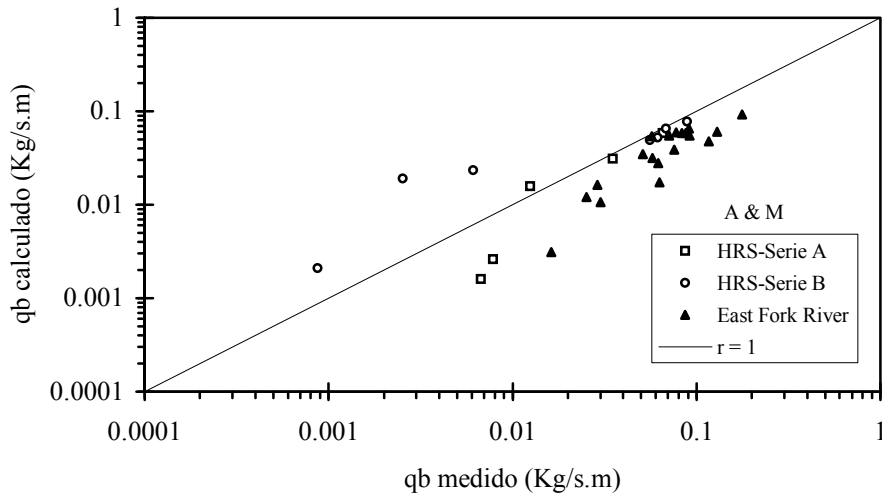
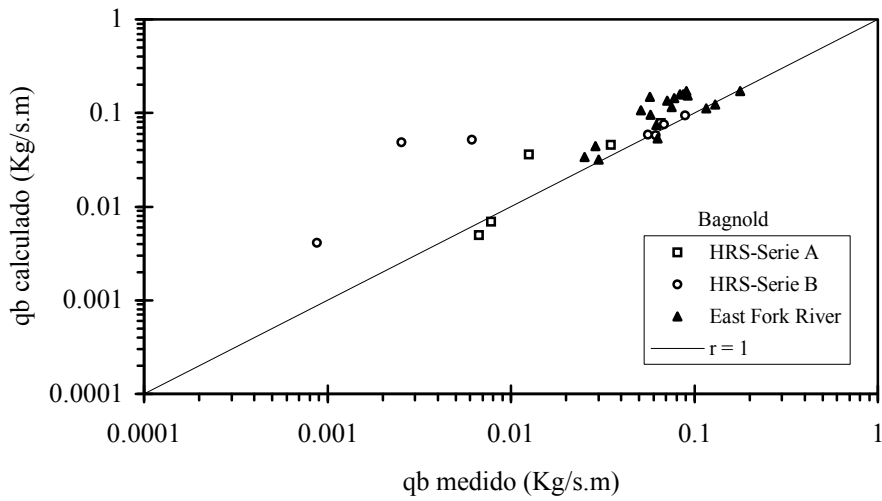


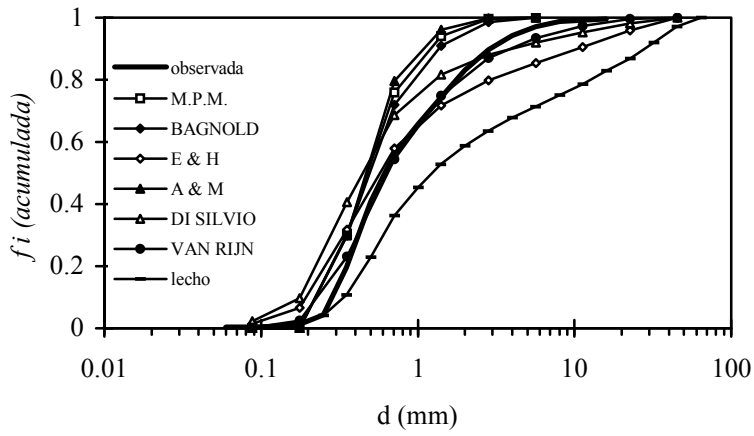
Figura 5: comparación transporte calculado y medido. Ec. de MPM (1948) modificada.



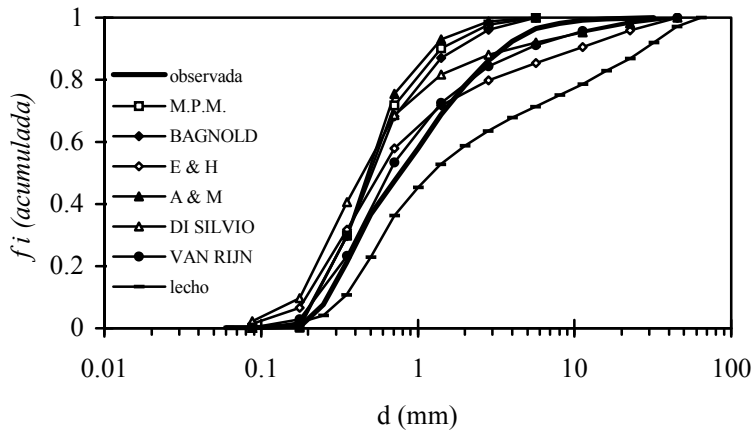
**Figura 6:** comparación transporte calculado y medido. Ec. de Ashida y Michiue (1972).



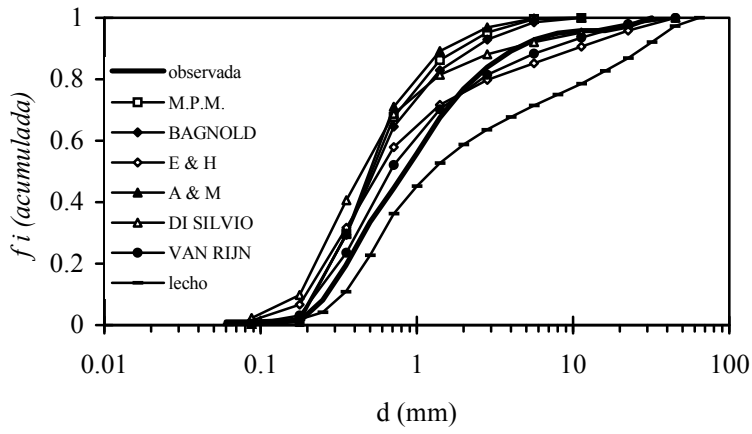
**Figura 7:** comparación transporte calculado y medido. Ec. de Bagnold (1956) modificada.



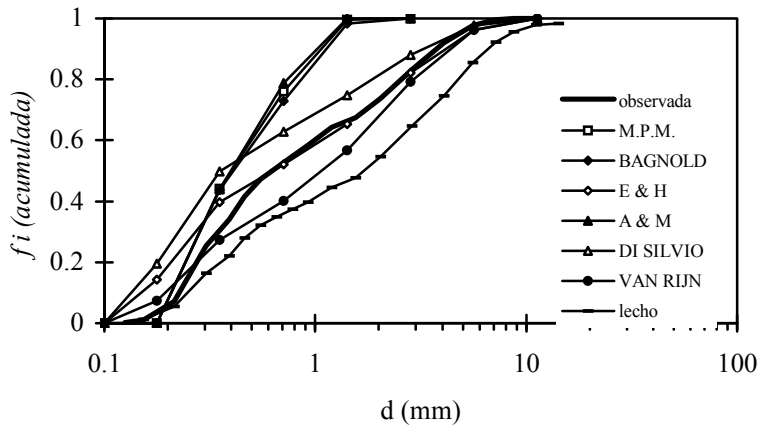
**Figura 8:** comparación entre la composición del transporte calculada y la observada, East Fork River 17/05/76.



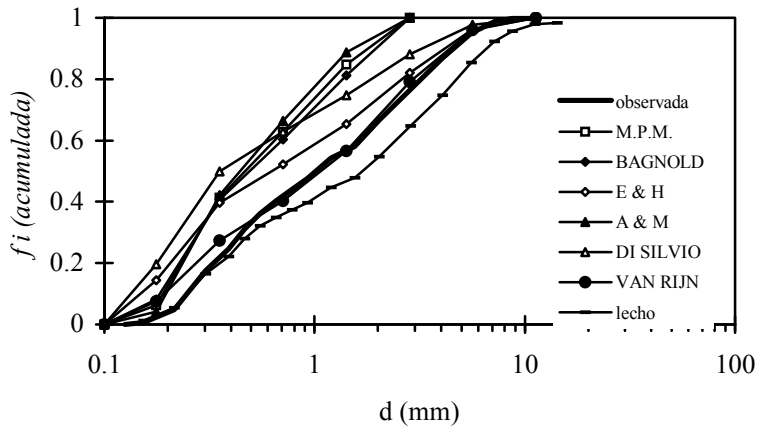
**Figura 9:** comparación entre la composición del transporte calculada y la observada, East Fork River 31/05/76.



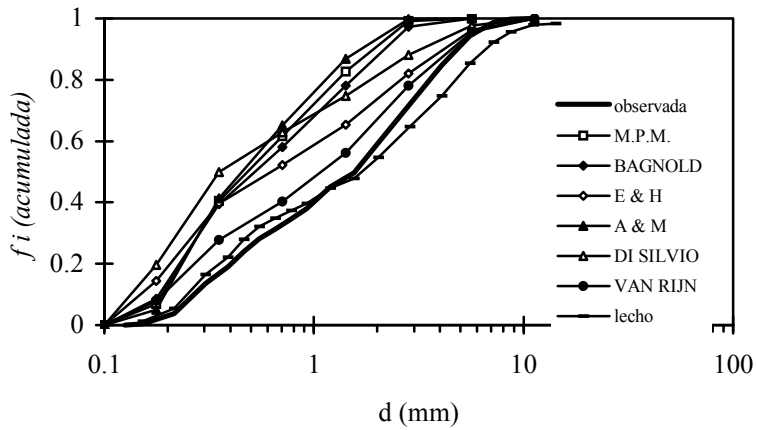
**Figura 10:** comparación entre la composición del transporte calculada y la observada, East Fork River 03/06/76.



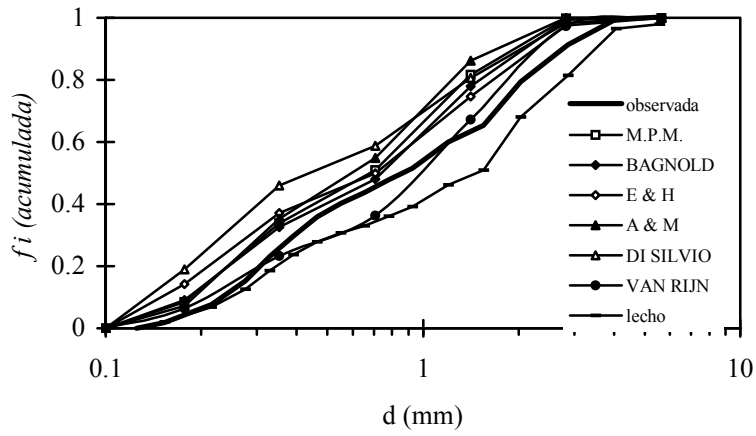
**Figura 11:** comparación entre la composición del transporte calculada y la observada, HRS-Serie A, experimento 7.



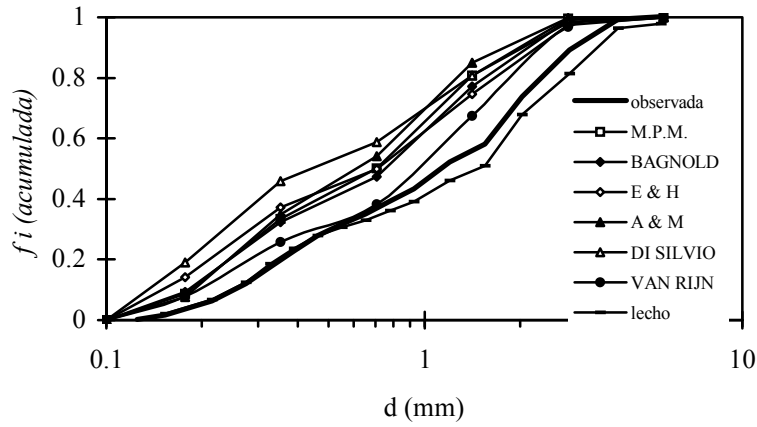
**Figura 12:** comparación entre la composición del transporte calculada y la observada, HRS-Serie A, experimento 9.



**Figura 13:** comparación entre la composición del transporte calculada y la observada, HRS-Serie A, experimento 10.



**Figura 14:** comparación entre la composición del transporte calculada y la observada, HRS-Serie B, experimento 5.



**Figura 15:** comparación entre la composición del transporte calculada y la observada, HRS-Serie B, experimento 6.