Estudios en honor de
Francisco Javier Domínguez
AUCh, 5ª Serie, Nº 8 (1985): 457-475

CONTRIBUCION AL ESTUDIO DE CAUCES ESTABLES

JOSÉ ANTONIO MAZA ALVAREZ

1. INTRODUCCIÓN

1.1. *Antecedentes*

En condiciones normales los tramos de todos los ríos alcanzan un cierto grado de equilibrio, lo cual significa que si en forma artificial no se modifican uno o varios de los parámetros que intervienen en esa condición de estabilidad, el agua continuará escurriendo en la forma que lo viene haciendo. Si se modifican en forma natural o artificial algunos parámetros, con el tiempo y lentamente el tramo de río cambiará su condición de equilibrio.

Entre los parámetros que intervienen en dicho equilibrio se pueden citar:

Q'	gasto líquido y su distribución a lo largo del año, en m^3/s
Q_B	gasto sólido. Es el transporte del material del fondo, tanto en la capa de fondo como en suspensión en kg/s o m^3/s.
b	anchura de la superficie libre de la corriente, en m.
A	área de la sección transversal del río, en m^2
d	tirante medio, en m. Se obtiene al dividir el área hidráulica A entre el ancho medio
S	pendiente longitudinal del río
Di	diámetro representativo del material de fondo, en m, i por ciento de la mezcla tiene un diámetro menor que D_i
K	factor que toma en cuenta la resistencia de las orillas
γ_s	peso específico del material del fondo, en kgf/m^3

γ peso específico del agua en kgf/m^3

C concentración del material de lavado, en kgf/m^3, que es el material arrastrado en suspensión y cuyo tamaño es menor que 0.062 mm.

En general, se puede indicar que existe un equilibrio entre el gasto sólido que entra al tramo en estudio y el que es capaz de transportar el río dentro del mismo tramo, las características del material del fondo y orillas, la pendiente longitudinal del río y la geometría de la sección transversal del escurrimiento. Una modificación a cualquiera de los parámetros anteriores repercutirá en los demás y los modificará hasta alcanzar un nuevo estado de equilibrio.

1.2. *Grados de libertad*

El grado de libertad de un escurrimiento estable es el número de parámetros que pueden ajustarse libremente con el tiempo, al pasar gastos líquidos y sólidos preestablecidos.

1.2.1. *Escurrimientos con un grado de libertad*

Supóngase un canal de sección geométrica constante con paredes rígidas y pendiente conocida. Al hacer pasar un gasto líquido Q se establecerá un escurrimiento con un tirante d cuyo valor será constante siempre que se haga pasar el mismo gasto. En otras palabras, un gasto dado pasará siempre con un mismo tirante. En este tipo de escurrimiento sólo se tiene una incógnita, el tirante d, y, por tanto, se requiere una sola ecuación para obtenerla. Se dice entonces que esa corriente tiene un grado de libertad.

La ecuación que se necesita para obtener esa variable es una de "fricción" para canales con paredes rígidas, como las de Manning o Chezy. La más usual es la primera.

1.2.2. *Escurrimientos con dos grados de libertad*

Una corriente tiene dos grados de libertad cuando ajusta libremente dos variables geométricas, generalmente el tirante d y la pendiente S. Se requieren dos ecuaciones para obtener las dos variables indicadas. La primera es una de "fricción" para canales aluviales, como son las propuestas por Cruickshank-Maza, Engelund o Einstein. En este trabajo se usará la de Cruickshank-Maza por ser más simple de aplicar. La segunda es una ecuación de transporte de sedimentos del fondo; puede ser la de Meyer-Peter y Müller, Engelund, etc.

1.2.3. *Corrientes con tres grados de libertad*

Una corriente tiene tres grados de libertad cuando ajusta libremente tres variables geométricas, generalmente el tirante d, la anchura b y la pendiente S. Este ajuste se logra en aquellos cauces cuyas márgenes y fondo están formados por un material susceptible de ser movido y transportado por la corriente.

Cuando se pueden ajustar tres variables, se tienen tres incógnitas; por tanto, para obtenerlas se necesitan tres ecuaciones y se dice que la corriente tiene tres grados de libertad. Generalmente este es el caso de ríos y arroyos.

1.2.4. *Corrientes con cuatro grados de libertad*

Para algunos autores existen cuatro grados de libertad. Este cuarto grado de libertad lo tienen los cauces de tres grados de libertad cuando llegan a desarrollar meandros.

A pesar de aceptar ese grado más de libertad, los autores que lo proponen no presentan cuatro ecuaciones que, al resolverse simultáneamente, permitan obtener las variables geométricas indicadas, más el grado de curvatura de los meandros; sino que, invariablemente, eligen tres ecuaciones para resolver tres grados de libertad y posteriormente tratan a los meandros por separado y proponen otras ecuaciones complementarias para establecer sus características.

Se considerará en este trabajo que las corrientes naturales tienen tres grados de libertad; y que si desarrollan meandros es porque la pendiente de la planicie es mayor que la pendiente hidráulica del escurrimiento, por lo que se ven obligados a aumentar su longitud de recorrido.

2. Método propuesto

Se basa en el concepto de grados de libertad y por tanto toma en cuenta lo explicado en 1.2; esto quiere decir que se necesitan tres ecuaciones para obtener la anchura y el tirante de la sección y la pendiente hidráulica de un cauce estable.

2.1. *Fórmulas fundamentales*

Las tres fórmulas que se han escogido para estudiar la estabilidad de cauces son:

a) La de resistencia al flujo en material aluvial

b) La de transporte del material del fondo
c) La de relación de la resistencia a las márgenes

Con respecto a a) y b) se ha estudiado la utilidad de varias fórmulas y se han combinado entre sí aplicando las ecuaciones resultantes a casos reales. Aquellas que han permitido obtener resultados aceptables se presentan a continuación. En todas las combinaciones se utilizó la propuesta de Gluschkov como tercera ecuación.

a) *Fórmulas de resistencia al flujo*

Las dos fórmulas que se proponen son las de Cruickshank-Maza y la de Manning. Como la primera fue obtenida para flujo sobre fondo arenoso sólo es útil para ríos con ese material. La segunda se recomienda para cauces formados con material grueso.

a.1.) Método de Cruickshank-Maza. Estos autores proponen dos fórmulas: una para régimen inferior, el cual corresponde al flujo sobre rizos y dunas, y otra para régimen superior; éste corresponde a fondo plano o con antidunas. La expresión para régimen inferior, que es la única condición que se estudia en este trabajo, establece:

$$U = 7.58\ \omega_{50} \left(\frac{d}{D_{84}}\right)^{0.634} \left(\frac{S}{\Delta}\right)^{0.456} \tag{1}$$

que es válida si:

$$\frac{1}{S} \geq 83.5 \left(\frac{d}{\Delta\ D_{84}}\right)^{0.35} \tag{2}$$

donde

ω_{50} velocidad de caída de las partículas con diámetro D_{50}, en m/s
Δ peso específico relativo sumergido de las partículas

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

Las demás variables ya fueron definidas.

Como puede observarse, la velocidad media U del escurrimiento, dada por la ec 1, puede obtenerse sin suponer ningún coeficiente de "fricción". La fórmula propuesta es válida para cauces arenosos en que $D_{50} < 2$ mm. Conocida la velocidad media, el gasto que pasa por la sección se obtiene de:

$$Q = U\, b\, d \tag{3}$$

a.2) Fórmula de Manning, la cual establece que:

$$U = \frac{1}{n}\, r^{2/3}\, S^{1/2} \tag{4}$$

en que r es el radio hidráulico de la sección, en m.

El gasto que escurre por una sección rectangular es igual a

$$Q = \frac{1}{n}\, d^{5/3}\, b\, S^{1/2} \tag{5}$$

y se cumple siempre y cuando la anchura de la sección sea mucho mayor que el tirante ($b > 30\ d$), ya que con ello se obtiene que $r \doteq d$.

b) *Transporte del material del fondo*

Finalmente para este grupo se seleccionaron dos ecuaciones que permitieron obtener tanto resultados muy aceptables como extender la aplicación del método a un rango mayor de materiales del fondo y de condiciones de transporte. Dichas fórmulas son la de Engelund y la Meyer-Peter y Müller.

b.1) Fórmula de Engelund. Es válida para obtener el transporte total del fondo, y se aplica cuando el material es arenoso, $0.15 < D_{50} < 2$ mm y

$$Re^* = \frac{U^* D_{50}}{\gamma} \geq 12.$$ Además, establece que

$$Q_{BT} = \frac{0.04\,(d\,S)^{1.5}\,U^2 b}{\Delta^2\, g^{0.5} D_{35}} \tag{6}$$

donde

Q_{BT} transporte total del fondo, en m^3/s

U velocidad media, en m/s

Aunque la fórmula de Engelund permite valuar el transporte total del fondo Q_{BT}; cuando en un río $\tau_* = dS/\Delta D_m$ es menor que 1.5, prácticamente todo el transporte de sedimentos tiene lugar en la capa del fondo.

b.2) Fórmula de Meyer-Peter y Müller. Sirve para valuar el transporte en la capa de fondo; se puede utilizar para material granular, sean gravas o arenas y se expresa como

$$Q_B = 8\ D_m^{1.5}\ g^{0.5}\ \Delta^{0.5} b \left(\left(\frac{n'}{n} \right)^{1.5} \left(\frac{d\ S}{\Delta\ D_m} \right) - 0.047 \right)^{1.5} \qquad (7)$$

donde

D_m diámetro medio del material del fondo, en m.

n rugosidad total en el tramo en estudio, igual a

$$n = \frac{d^{2/3}\ S^{0.5}}{U} \qquad (8)$$

n' rugosidad debida a las partículas. Se obtiene de la expresión Meyer-Peter y Müller.

$$n' = \frac{D_{90}^{1/6}}{26}\ ;\ D_{90} \text{ en mm} \qquad (9)$$

Agrupando los parámetros que permanecen constantes para un tramo dado de río, la ecuación de Meyer-Peter y Müller se puede escribir como:

$$Q_B = \varepsilon\ b\ (N\ d\ S\ -\ 0.047)^{1.5} \qquad (10)$$

en que $\varepsilon = 8\ D_m^{1.5}\ g^{0.5}\ \Delta^{0.5}$ (11)

y $$N = \left(\frac{n'}{n} \right)^{1.5} \frac{1}{\Delta\ D_m} \qquad (12)$$

Según la ecuación 10 si el arrastre es muy pequeño o nulo, el término en que aparece Q_B se elimina y queda la relación que establece la condición crítica de arrastre. Por otro lado, si el transporte de sedimentos es muy grande, los términos Q_B y N d S tienden a tener un valor alto por lo que se puede eliminar 0.047, con lo que se obtiene la simplificación:

$$Q_B = \varepsilon\ b\ (N\ d\ S)^{1.5} \qquad (13)$$

Además, al efectuar el producto $\varepsilon\ N^{1.5}$ se simplifican los términos $D_m^{1.5}$; en esas circunstancias el transporte de sedimentos no depende explícitamente del diámetro medio del material.

c) *Relación de resistencia de las márgenes*

Al seleccionar entre diferentes fuentes se escogió la fórmula de Gluschkov, que establece que

$$b^m = K\, d \tag{14}$$

donde

m exponente que vale

$$m = 0.72 \left(\frac{\Delta\, D_{50}}{d\, S}\right)^{0.1} \tag{15}$$

K coeficiente que de acuerdo con Altunin puede variar de 2 a 4 para cauces con material cohesivo y de 8 a 12 para cauces arenosos.

Al comparar los valores anteriores con los propuestos por Simmons y Albertson para canales con fondo de arena, se fijaron los siguientes valores

m 0.7 promedio para material aluvial

K $\begin{cases} 10.2 & \text{para orillas y fondo arenoso} \\ 6.3 & \text{para fondo de arena y orillas cohesivas} \\ 7.0 & \text{para material grueso} \end{cases}$

Con las ecuaciones anteriores se llegó finalmente a los grupos de ecuaciones que se presentan a continuación:

FÓRMULAS

Grupo	Fricción	Transporte	Resistencia	Utilidad
I	Manning	Meyer-Peter y Müller	Gluschkov	Para cauces con material granular con cualquier condición de transporte.
II	Cruickshank Maza	Engelund	Gluschkov	Cauces arenosos con cualquier condición de transporte, excepto muy reducido o nulo.
III	Cruickshank Maza	Meyer-Peter y Müller	Gluschkov	Cauces arenosos con cualquier condición de trasporte.

La combinación útil para un rango mayor de tamaños del material del fondo la integra el grupo I. Sirve para cualquier material granular con o sin arrastre de sedimentos, pero exige del ajuste del coeficiente de rugosidad. Cuando el transporte de sólidos es casi cero o muy grande se puede simplificar la ecuación de Meyer-Peter y Müller, lo que facilita el manejo posterior de las ecuaciones de diseño. Cuando ello no es posible, las ecuaciones de diseño son implícitas para b, d y S, cuya solución se obtiene por tanteos.

Cuando $\tau_* > 1.5$ conviene usar únicamente las fórmulas del grupo II ya que parte del transporte tiene lugar en suspensión y la fórmula de Meyer-Peter y Müller no lo toma en cuenta.

Si se desea trabajar con ecuaciones explícitas, sólo se logra con las ecuaciones del grupo II. Esa combinación es útil dentro del rango de las arenas y cuando el gasto sólido no tiende a cero. La mayoría de los cauces de planicie pueden estudiarse con este grupo.

Cuando el transporte de sedimentos tiende a cero y se tiene material arenoso, se puede utilizar el grupo III. Esta combinación sirve también para cualquier valor del transporte de sedimentos, pero puede conducir a fórmulas implícitas, a menos que dicho transporte tienda a cero o sea muy grande.

Los grupos II y III presentan la ventaja adicional sobre el grupo I de que la fórmula de fricción utilizada no requiere suponer o estimar ningún coeficiente de "fricción" que pueda variar al variar el gasto.

2.2. *Grupo I. Ecuaciones de diseño para cualquier material y condición de transporte.*

Al utilizar las tres fórmulas fundamentales indicadas en el grupo I, las de Manning, Meyer-Peter y Müller y Gluschkov, se obtiene las siguientes ecuaciones generales de diseño, una para la anchura, otra para el tirante d, y la última para la pendiente S y son:

$$b^{(7m+4)/3}\,[Q_B^{2/3} + 0.047\,\varepsilon^{2/3}\,b^{2/3}] = Q^2\,n^2\,K^{7/3}\,N\,\varepsilon^{2/3} \tag{16}$$

$$d^{(7m+4)/3m}\,[Q_B^{2/3}\,K^{4/3} + 0.047\,\varepsilon^{2/3}\,d^{2/3m}\,K^{2/m}] = Q^2\,n^2\,\varepsilon^{2/3}\,N \tag{17}$$

$$S^{-(7m+4)/(10m+6)}\,[Q_B^{2/3} + 0.047\,\varepsilon^{2/3}\,(Q\,nK^{5/3})^{2/(5m+3)}\,S^{-1/(5m+3)}] = \frac{\varepsilon^{2/3}\,N\,(QnK^{5/3})^{\frac{3m+2}{5m+3}}}{K} \tag{18}$$

Estas fórmulas son implícitas para cada variable, y aunque su solución es sencilla tienen la desventaja de no permitir visualizar claramente la forma como influye cada parámetro en el resultado final.

2.2.1. *Condición con transporte de sedimentos muy pequeño o nulo*

Si en el tramo en estudio $Q_B \rightarrow 0$, el término se puede eliminar de las ecuaciones generales, con lo que las expresiones finales se simplifican

$$b = (4.613\ Q\ n\ K^{7/6}\ N^{1/2})^{6/\ (7m+6)} \quad (19)$$

$$d = (4.613\ Q\ n\ N^{1/2}\ K^{1/m})^{6m/\ (7m+6)} \quad (20)$$

$$S_c = [0.047\ K^{3/(5m+3)}/N\ (Qn)^{3m/\ (5m+3)}]^{\ (10m+6)\ /\ (7m+6)} \quad (21)$$

Si en las ecuaciones anteriores se acepta $m = 0.7$, valor promedio para cauces con material aluvial, los exponentes se pueden comparar fácilmente con los de las fórmulas propuestas por los otros autores. Se llega así a

$$b = 2.32\ (Qn)^{0.55}\ K^{0.64}\ N^{0.28} \quad (22)$$

$$d = 1.8\ (Qn)^{0.385}\ N^{0.193}\ /K^{0.55} \quad (23)$$

$$S = 0.0261\ K^{0.55}\ /\ (Qn)^{0.385}\ N^{1.193} \quad (24)$$

2.2.2 *Condición con mucho transporte de sedimentos*

Si en el tramo en estudio se tiene un transporte de sedimentos alto, lo cual se da si $\tau_* = dS/\Delta D_m > 0.5$, se puede despreciar el término 0.047 de la ecuación de Meyer-Peter y Müller; en consecuencia, la ecuación se reduce a

$$Q_B = (8g^{1/2}\ /\ \Delta)\ (n'/n)^{9/4}\ b\ d^{3/2}\ S^{3/2} \quad (25)$$

con lo que el diámetro Dm no interviene en el valor del transporte de sedimentos. La ecuación última también se puede escribir como

$$Q_B = E\ b\ (d\ S)^{3/2} \quad (26)$$

donde

$$E = \varepsilon\ N^{3/2} = (8g^{1/2}\ /\ \Delta)\ (n'/n)^{9/4} \quad (27)$$

Utilizando esta última expresión como fórmula de transporte y las dos restantes del grupo I, se llega a las siguientes ecuaciones de diseño, aplicables si Q_B es alto

$$b = \left| \frac{Q\ n\ K^{7/6}\ N^{1/2}\ \varepsilon^{1/3}}{Q_B^{1/3}} \right|^{6/(7m+4)} \tag{28}$$

$$d = (1/K)\ (QE^{1/3}\ n\ K^{7/6}/Q_B^{1/3})^{6m/(7m+4)} \tag{29}$$

$$S = \left| \frac{Q_B^{2/3}}{K^{1/(15m+9)}\ \varepsilon^{2/3}\ N(Qn)^{3m+2/5m+3}} \right|^{\frac{10m+6}{7m+4}} \tag{30}$$

Aceptando m = 0.7 se obtiene finalmente:

$$b = (Qn)^{0.674}\ K^{0.787}\ N^{0.337}\ \varepsilon^{0.225}/Q_B^{0.225} \tag{31}$$

$$d = (Qn)^{0.472}\ (1/K)^{0.449}\ (E/Q_B)^{0.157} \tag{32}$$

$$S = Q_B^{0.974}/K^{0.075}\ \varepsilon^{0.974}\ N^{1.461}\ (Qn)^{0.921} \tag{33}$$

2.3. *Grupo II. Ecuaciones de diseño para cauces arenosos con transporte de sedimentos*

Las ecuaciones básicas de este grupo son las de Cruickshank-Maza para "fricción", la de Engelund para transporte y la de Gluschkov para la resistencia de las orillas. A partir de ellas se obtienen las siguientes ecuaciones de diseño:

$$b = (\beta^{0.304}\ Q^{1.608}\ K^{1.786}\ /\ \alpha Q_B^{0.304})^{1/(1.786m+1.304)} \tag{34}$$

$$d = (\beta^{0.304}\ Q^{1.608}\ /\ K^{1.304/m}\ \alpha Q_B^{0.304})^{m/(1.786m+1.304)} \tag{35}$$

$$S = [Q_B^{(1.224+m)} K^{1.388}\ /\alpha^{(1.224+0.612m)} \beta^{(1.224+2m)} Q^{(1.224+3.388m)}]^{1/(3.279m+2.394)} \quad (36$$

donde

$$\alpha = 7.58\ \omega_{50}\ (D_{84}^{0.634}\ \Delta^{0.456}) \tag{37}$$

$$\beta = 0.04/\ (\Delta^2\ g^{0.5}\ D_{35}) \tag{38}$$

Si en las fórmulas anteriores se acepta m = 0.7 se obtiene

$$b = 0.308\ D_{84}^{0.247}\ K^{0.7}\ Q^{0.63}\ /\ \{\omega_{50}^{0.39}\ (\Delta g)^{0.06}\ (D_{35}Q_B)^{0.119}\} \tag{39}$$

$$d = 0.439\ D_{84}^{0.174}\ Q^{0.441}\ /\ \{\omega_{50}^{0.274}\ (\Delta g)^{0.042}\ K^{0.51}\ (D_{35}Q_B)^{0.083}\} \tag{40}$$

$$S = 2.967\ Q_B^{0.56}\ K^{0.296}\ D_{84}^{0.223}\ V^{1.278}\ g^{0.280}\ D_{35}^{0.56}\ /\omega_{50}^{0.352}\ Q^{0.767} \tag{41}$$

2.4 *Grupo III. Ecuaciones de diseño para cauces arenosos con cualquier condición de transporte.*

Al trabajar con cauces arenosos se pueden utilizar las fórmulas de este grupo, que son las de Cruickshank-Maza para "fricción"; Meyer-Peter y Müller, para transporte y la de resistencia de los grupos anteriores. La ventaja de estas fórmulas sobre las del grupo II es que pueden aplicarse aun cuando el transporte de sedimentos tienda a cero.

Su principal desventaja consiste en que si el valor del transporte de sedimentos no permite ninguna de las simplificaciones que se indican adelante, se tiene que trabajar con ecuaciones implícitas; cosa que no ocurre con las del grupo II. Es por esto que de este grupo conviene utilizar sólo las ecuaciones que se obtienen si $Q_B \rightarrow 0$, y que se indican en 2.4.1.

Las fórmulas de diseño de carácter general son

$$b^{(2.583m+1.526)}\ (Q_B^{2/3} + 0.047\ \varepsilon^{2/3}\ b^{2/3}) = \varepsilon^{2/3}\ NK^{2.583}\ (Q/\alpha)^{2.193} \tag{42}$$

$$d = b^m/K \tag{43}$$

$$Q_B^{2/3} = \varepsilon^{2/3}\ NK^{(0.0893/W)}\ \left|\frac{Q}{\alpha}\right|^{2+3m/3W}\ S^{(1.178m+0.696)/W} - 0.047\ \varepsilon^{2/3}\ \left|\frac{Q}{\alpha}\right|^{2/3W}\ K^{1.089/W}\ S^{-0.304/W} \tag{44}$$

donde

$$\alpha = 7.58\ \omega_{50}/D_{84}^{0.634}\ \Delta^{0.456} \tag{45}$$

$$W = 1 + 1.634\ m \tag{46}$$

2.4.1 *Condición con muy pequeño o nulo transporte de sedimentos*

Procediendo en forma similar a la descrita en 2.2.1 se llega a las siguientes ecuaciones de diseño

$$b = \left| 21.277\ NK^{2.583} \left(\frac{Q}{\alpha}\right)^{2.193} \right|^{\frac{1}{2.58m+2.193}} \tag{47}$$

$$d = b^m/K \tag{48}$$

$$S = \left| 0.047 \frac{K^{1/W}}{N} \frac{1}{(Q/\alpha)^{m/W}} \right|^{W/(1.178m+1)} \tag{49}$$

Aceptando m = 0.7 se obtiene

$$b = 2.147\ N^{0.25}\ K^{0.646}\ (Q/\alpha)^{0.548} \tag{50}$$

$$d = 1.701\ N^{0.175} \frac{1}{K^{0.548}} \left(\frac{Q}{\alpha}\right)^{0.384} \tag{51}$$

$$S = 0.0275 \frac{K^{0.548}}{N^{1.175}} \left(\frac{\alpha}{Q}\right)^{0.384} \tag{52}$$

2.4.2. *Condición con mucho transporte de sedimentos*

Si Q_B es muy grande, lo cual se da si $\tau_* = dS/\Delta D_m > 0.5$, desde el punto de vista ingenieril se puede eliminar el término 0.047 de la ec 7. Cuando ello ocurre se obtienen las siguientes ecuaciones

$$b = \left| N \left(\frac{QK}{\alpha}\right)^{2.193} \left(\frac{\varepsilon}{Q_B}\right)^{2/3} \right|^{1/(2.583m+1.526} \tag{53}$$

$$d = b^m/K \tag{54}$$

$$S = \left| \frac{Q_B^{2/3}}{\varepsilon^{2/3} N\ K^{0.0893/W}\ (Q/\alpha)^{(2+3m)+3W}} \right|^{W/(1.178m+0.696)} \tag{55}$$

Aceptando m = 0.7 se llega a

$$b = N^{0.3} \left(\frac{QK}{\alpha}\right)^{0.658} \left(\frac{\varepsilon}{Q_B}\right)^{0.2} \tag{56}$$

$$d = \frac{N^{0.21}}{K^{0.539}} \left(\frac{Q}{\alpha}\right)^{0.461} \left(\frac{\varepsilon -}{Q_B}\right)^{0.14} \qquad (57)$$

$$S = Q_B^{0.94} / \varepsilon^{0.94} N^{1.41} K^{0.06} (Q/\alpha)^{0.9} \qquad (58)$$

3. Aplicación de las fórmulas de estabilidad

A diferencia de teorías como las de régimen y el método de Altunin, el descrito en este capítulo es el único que toma en cuenta el transporte de sedimentos que procede de las secciones de aguas arriba y entra en el tramo bajo estudio. Ello permite entre otros problemas, el predecir los cambios de sección y pendiente que sufrirá un cauce cuando la cuenca le aporta una mayor cantidad de sedimentos, debido por ejemplo, a deforestaciones, o es reducida por la presencia de una presa. El principal problema para aplicar estas ecuaciones es el de conocer la cantidad de sedimentos transportados por la corriente. Otro parámetro cuyo conocimiento presenta en ocasiones serias dificultades es el gasto líquido.

Cuando se modifican las condiciones naturales de un río se presentan varios problemas, para los que no hace falta conocer exactamente el arrastre de sedimentos porque, en general, las relaciones entre descargas líquidas y sólidas no se modifican o, a lo sumo, sufren ligeros cambios. Con estas consideraciones, las ecuaciones 34 a 41 sirven para predecir las modificaciones en la geometría de los ríos ocasionadas por trabajos de ingeniería; así resultará muy fácil analizar lo que sucederá con todos los parámetros al variar uno de ellos. Los resultados que aquí se presentan presuponen condiciones que no siempre se cumplen, y dadas las simplificaciones que se introducen, los resultados que se obtengan con las fórmulas presentadas a continuación son aproximados, pero sirven para que el ingeniero civil tenga una idea de las tendencias que ocurrirán en el río.

A continuación se presentan aplicaciones para problemas en los que se desconocen los valores de varios parámetros. En todos ellos se utilizan las fórmulas del grupo II.

3.1. *Rectificación de ríos.*

Al rectificar un río en que se cortan meandros y curvas se disminuye su longitud de recorrido y, por tanto, se aumenta su pendiente. En este problema se puede considerar que Q, Q_B y K se mantienen constantes antes y después de la rectificación. Además, en muchos cauces se puede garantizar que las características del material del fondo también permanecen constantes (W_{50}, D_{35}, D_{84}). Sin embargo, cuando los cauces arrastren partículas de diversos tamaños como gravas y arenas, al incrementar artificialmente S se presenta una tendencia a aumentar el tamaño del material del fondo mediante su selección natural.

Si el material es bastante uniforme y por tanto permanece prácticamente constante antes y después de la rectificación que ha aumentado la pendiente, se observa que:

a) Si no se protegen las orillas el río tenderá a recuperar la pendiente original, desarrollando los meandros existentes o formando algunos nuevos. Eso se produce a lo largo de la rectificación o en el tramo de río inmediatamente aguas arriba de ella.
b) Si se protegen las orillas exteriores de las curvas en la zona que se vaya a rectificar, el río tenderá a recuperar su pendiente de equilibrio, erosionando los tramos de aguas arriba de la rectificación y depositando en la zona de aguas abajo.
c) Dependiendo de la resistencia real de las orillas y del fondo a ser erosionados, se pueden presentar situaciones intermedias a las indicadas en a y b.

Mientras se alcanza la pendiente de equilibrio (lo cual puede llevar varios años) b y d se modifican. En función de las ecuaciones 34 a 41 es posible encontrar los valores aproximados de la anchura y del tirante para una nueva pendiente, a partir de la hipótesis de que antes y después de la rectificación el hidrograma anual y el volumen del material arrastrado no se alteran. Se obtiene así

$$b_1 = b_0 \left(\frac{S_0}{S_1}\right)^{0.21} \tag{59}$$

$$d_1 = d_0 \left(\frac{S_0}{S_1}\right)^{0.148} \tag{60}$$

Los subíndices 0 y 1 indican características anteriores y posteriores a la rectificación, respectivamente. Se ha considerado m = 0.7

3.2. *Cauces con dos grados de libertad*

Si un río pasa por una zona muy poblada o si se desea mejorarlo para la navegación, a veces se protegen ambas márgenes, lo cual impide cualquier erosión o movimiento lateral del río. La protección se logra con espigones o muros longitudinales. Al construir estas obras y las de encauzamiento, la anchura seleccionada es generalmente menor que la de equilibrio; por tanto, ese tramo de río tendrá un grado de libertad menor y se requerirán sólo dos ecuaciones para conocer la pendiente y el tirante.

Dichas ecuaciones serán una de "fricción" y otra de arrastre, de las que se obtiene:

$$S = \frac{b^{0.426}\, Q_B^{0.611}}{\beta^{0.611}\, Q\alpha^{0.185}} \tag{61}$$

$$d = \frac{\beta^{0.17}\, Q^{0.9}}{\alpha^{0.56}\, b^{0.73}\, Q_B^{0.17}} \tag{62}$$

Como puede observarse, cuando decrece b, el tirante aumenta y la pendiente tiende a disminuir. Por lo anterior, el fondo aguas arriba del encauzamiento tiende a bajar y, en el extremo de aguas abajo, a subir. Este último efecto es perjudicial porque reduce la capacidad hidráulica del río, pero se puede eliminar con un dragado adecuado aguas abajo de la protección.

3.3. *Alteraciones al construir grandes embalses*

El primero se sitúa inmediatamente aguas abajo de la cortina: el fondo desciende y la pendiente disminuye ya que las partículas que el agua arrastra no son sustituidas por otras. Con el tiempo, el cauce tiende a adquirir una estabilidad estática. Con cada descarga de la obra de excedencias, el río es estáticamente más estable, empezando en las secciones más cercanas a la cortina. Tanto el comportamiento del río en esa zona como el cálculo de la erosión del fondo están fuera del alcance de este trabajo.

El segundo tramo, que abarca hasta donde confluye el primer afluente de importancia situado aguas abajo del anterior, es aquel en que el río establece nuevamente continuidad en el transporte de sedimentos, por lo que el fondo no sufre alteraciones en sus niveles; no obstante, existe una disminución del gasto líquido en época de avenidas y una mayor variación del hidrograma a lo largo del año; por supuesto, el gasto sólido también cambia en función del gasto líquido. Si hay más de una presa y si se destinan a la agricultura y no a generar electricidad, la alteración de los gastos es aún mayor.

En los tramos aguas abajo de un gran embalse, donde aún no llega el efecto de la erosión del fondo, se puede suponer que las características del material del lecho y K permanecen constantes antes y después de la construcción de la presa y que sólo varían Q y Q_B.

Con ayuda de las ecuaciones 34 a 41 se pueden obtener la anchura, el tirante y la pendiente del nuevo cauce, en función de las características estables del río antes de la construcción del embalse.

$$b_1 = b_0 \left(\frac{Q_1}{Q_0}\right)^{0.627} \left(\frac{Q_{B_0}}{Q_{B_1}}\right)^{0.118} \tag{63}$$

$$d_1 = d_0 \left(\frac{Q_1}{Q_0}\right)^{0.56} \left(\frac{Q_{B_0}}{Q_{B_1}}\right)^{0.083} \tag{64}$$

$$S_1 = S_0 \left(\frac{Q_{B_1}}{Q_{B_0}}\right)^{0.56} \left(\frac{Q_0}{Q_1}\right)^{0.768} \tag{65}$$

En estas expresiones los subíndices 0 y 1 indican, respectivamente, las condiciones anteriores y posteriores a la construcción de la presa.

Se observa que al disminuir Q_1 la relación Q_1/Q_0 es menor que uno; en cambio, la relación Q_{B_0}/Q_{B_1} alcanza valores mayores que uno; sin embargo, por tener exponentes menores, domina la disminución de Q_1/Q_0 y, por tanto, el tirante y la anchura tienden a disminuir después de haber alterado el río. Esto reduce considerablemente su capacidad hidráulica y deberá tomarse en cuenta a fin de evitar serios desbordamientos e inundaciones al descargar la obra de excedencias.

Las variaciones en la pendiente pueden ocurrir al seguir el río un nuevo recorrido más o menos sinuoso, generalmente entre las orillas del cauce original.

3.3.1. *Conservación de la pendiente*

Si la pendiente del río en el tramo antes mencionado no varía, S_1 y S_0 son iguales y, por tanto, de la ec 60 se obtiene

$$Q_{B_1} = Q_{B_0} (Q_1/Q_0)^{1.37} \tag{66}$$

Al tener en cuenta este resultado, la anchura y el tirante del flujo tenderán a los siguientes valores

$$b_1 = b_0 (Q_1/Q_0)^{0.465} \tag{67}$$

$$d_1 = d_0 (Q_1/Q_0)^{0.325} \tag{68}$$

3.4. *Desforestación de la cuenca*

Al desforestar una cuenca se incrementa el volumen de sedimentos que llega al río. Si se desea conocer las características geométricas del cauce aceptando que hay un equilibrio entre el volumen de sedimentos que llega al río y el volumen que es capaz de transportar se pueden también utilizar las ec 60 a 62, las cuales, si se acepta que $Q_1 + Q_0$, toman la forma

$$b_1 = b_0 \, (Q_{B_0}/Q_{B_1})^{0.218} \tag{69}$$

$$d_1 = d_0 \, (Q_{B_0}/Q_{B_1})^{0.083} \tag{70}$$

$$S_1 = S_0 \, (Q_{B_1}/Q_{B_0})^{0.56} \tag{71}$$

Se presupone que el material aportado es similar al que existía en el fondo del río antes de la desforestación, lo cual puede ser una simplificación muy burda en algunos problemas.

Téngase en cuenta que Q_{B_1} siempre será mayor que Q_{B_0} y, por tanto S_1 siempre será mayor que Q_{B_0}, con lo que el cauce se podrá azolvar completamente en algunos tramos.

4. Comparación con otros criterios

Al comparar el método descrito con los obtenidos dentro de la teoría de régimen (Lacey, Blench Lane, Simmons y Albertson, etc.) o con el de Altunin, se observa que es el único que toma en cuenta el transporte de sedimentos del fondo.

Como en la teoría de régimen o en el método de Altunin, la mayor importancia se da al gasto líquido, se pueden comparar los exponentes propuestos u obtenidos en cada método, que afectan ese parámetro.

Para ello se puede considerar que el transporte de sedimentos está dado por la expresión

$$Q_B = C\,Q \tag{72}$$

donde C es la concentración del material transportado expresado en volumen, en m^3/m^3.

Si en las fórmulas del grupo I, con fuerte transporte de sedimentos (ec 28 a 30), se acepta que $m = 0.7$, se llega a las ec 31 a 33; y si en estas últimas se sustituye la ec 72, pueden escribirse como

$$b = \frac{Tb\,Q^{0.449}}{C^{0.225}} \tag{73}$$

$$d = \frac{Td\, Q^{0.315}}{C^{0.157}} \quad (74)$$

$$S = Ts\, C^{0.974}\, Q^{0.053} \quad (75)$$

donde Tb, Td y Ts son coeficientes que toman en cuenta todas las variables que dependen de las características del sedimento, de la resistencia de las márgenes y otros coeficientes.

Al realizar esta sustitución en las fórmulas de los otros grupos se obtienen los exponentes de Q que se indican a continuación:

Variable dependiente	Exponente de Q cuando m = 0.7				
	Primer grupo		Segundo grupo	Tercer grupo	
	Sin Transporte	Mucho Transporte		Sin Transporte	Mucho Transporte
b	0.55	0.449	0.511	0.548	0.458
d	0.385	0.315	0.358	0.384	0.321
S	−0.385	0.053	−0.207	−0.384	0.04

En la tabla siguiente se muestran también los exponentes de Q propuestos por algunos de los métodos más difundidos en la literatura especializada.

Variable dependiente	Exponente de Q				
	Lacey	Blench	Chitale	Simons y Albertson	Altunin
b	0.5	0.5	0.523	0.5	0.5
d	0.333	0.333	0.341	0.36	0.375
S	−0.166	−0.166	−0.165	−0.2	−0.268

Como se puede observar en las dos tablas, los exponentes de Q para b y d son muy similares en todos los métodos. La variación mayor se tiene en el exponente de Q para S, que es igual a −0.166. En la mayoría de los métodos de la teoría de régimen y en el método propuesto en este trabajo varía de 0.053 a −0.385, dependiendo de la cantidad de material transportado.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ALTUNIN, S T, *Regulación de ríos* (texto en ruso), Moscú (1965).

BLENCH, T. *Mobile-bed fluviology,* The University of Alberta Press (1969)

CRUICKSHANK, C. y MAZA ALVAREZ, J A, *Flow resistance in sand bed channels,* Procs, International Symposium on River Mechanics, Bangkok, Tailandia (ene 1973)

ENGELUND, F. CLOSURE OF DISCUSSION *Hydraulic resistance of alluvial channels,* Procs. *ASCE*, 93 *HY4* (jul 1967)

GARDE, R y RANGA RAJU, K, *Mechanics of Sediment Transportation and Alluvial Stream Problems,* John Wiley and Sons, Nueva Delhi (1977)

GRAF, H, *Hydraulics of Sediments Transport,* McGraw-Hill Book Co, Nueva York (1971)

LACEY, G. *Stable channels in alluvium,* Min. Procs, Institute Civil Engineering, 229 (1930)

MAZA ALVAREZ, J A, *Modificaciones a la estabilidad natural de un río.* VI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Bogotá (jul 1974)

SHEN, H, *River Mechanics,* Fort Collins, Colorado, E.U.A. (1971)

SIMMONS, DB y ALBERTSON, M.L, *Uniform water conveyance channels in alluvial material,* Procs, *ASCE*, 86, *HY5* (1960)