

FÓRMULAS PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE CANALES SIN REVESTIR EN TERRENOS ALUVIALES

Hector Daniel Paria

Instituto de Recursos Hídricos. Facultad de Ciencias Exactas y Tecnologías, Universidad Nacional de Santiago del Estero (Argentina)

RESUMEN: Se presentan tres conjuntos de fórmulas prácticas, con una base racional, para el diseño de canales sin revestir excavados en terrenos aluviales finos. Las ecuaciones, del tipo "régimen", permiten estimar la geometría hidráulica de canales arenosos en equilibrio dinámico. Los grupos de fórmulas se obtienen mediante la combinación de funciones de resistencia al flujo, transporte de sedimentos y estabilidad de márgenes. La capacidad predictiva de las mismas se evalúa empleando una importante base de datos que cubre los rangos típicos de variación de las variables involucradas en el diseño. Se demuestra que los errores que se obtienen aplicando estas fórmulas como herramientas de diseño se encuentran dentro de los márgenes de tolerancia típicas de la dinámica fluvial. Asimismo, se presenta una serie de ejemplos prácticos que ilustran la aplicabilidad de la metodología propuesta en el diseño de canales arenosos de envergadura diversa.

INTRODUCCIÓN

La planificación, explotación, administración y control racional de los recursos hídricos de una cuenca es un tópico de gran trascendencia en regiones semi-áridas. En particular, los temas relativos a la conducción eficiente del agua a través de canales merecen especial consideración en tierras bajo riego. Este problema adquiere un nivel importante de complejidad cuando se trata el diseño de canales sin revestir excavados en suelos aluviales. Ello se debe a la gran cantidad de variables a tener en cuenta y a la falta de un conocimiento adecuado en lo que respecta a ciertos fenómenos físicos vinculados con la formación y conservación de los canales a diseñar.

En este trabajo se presenta un conjunto de fórmulas prácticas de diseño, basadas en el análisis de los aspectos esenciales de la estabilidad de canales en planicies aluviales, como lo son: fricción aluvial, transporte de material sólido y estabilidad de márgenes. El estudio permite arribar a la obtención de un menú de ecuaciones de diseño con base racional, que podrían aplicarse tanto

para el cálculo de canales arenosos en régimen, así como para el diseño de obras de estabilización en cauces fluviales.

Las técnicas desarrolladas se verifican rigurosamente a través de una contrastación de sus predicciones teóricas con datos de canales estables reales publicados en la literatura.

Las metodologías originales desarrolladas, y los promisorios resultados alcanzados a la fecha, marcan una perspectiva futura muy alentadora en lo que respecta al mejoramiento de las prácticas actuales de diseño hidráulico de canales de tierra, y sus múltiples aplicaciones a la ingeniería de recursos hídricos: conducciones para riego y drenaje, estabilización de cauces fluviales, canalizaciones de ríos, etc.

OBJETIVOS DEL ESTUDIO

La finalidad del presente estudio es la de obtener un conjunto de fórmulas prácticas de diseño para canales

Artículo recibido el **17 de julio de 1995** y aceptado para su publicación el **5 de septiembre de 1995**. Pueden ser remitidas discusiones sobre el artículo hasta seis meses después de la publicación del mismo. En el caso de ser aceptadas, las discusiones serán publicadas conjuntamente con la respuesta de los autores en el primer número de la revista que aparezca una vez transcurrido el plazo indicado.

arenosos en régimen. Las mismas estarán basadas en un análisis cuantitativo racional, apoyado en la mecánica de los procesos físicos dominantes: resistencia al flujo, transporte de sedimentos y estabilidad de las márgenes en un canal aluvial. Para ello se procede a la identificación de las variables que controlan la actividad morfodinámica (erosión y deposición) del flujo sobre los contornos del cauce, se establecen las relaciones funcionales de vinculación entre las mismas y, mediante el uso de relaciones publicadas en la literatura (y de probada capacidad predictiva), tanto en sus versiones originales así como también modificadas por el autor, se obtienen varios conjuntos de fórmulas prácticas de diseño. Finalmente, las relaciones obtenidas se aplican a situaciones típicas de diseño, y las predicciones teóricas obtenidas se comparan con datos de canales reales que funcionan en condición de estabilidad dinámica o régimen.

CANALES ALUVIALES. VARIABLES Y RELACIONES FUNDAMENTALES

Si se excava un canal de geometría inicial dada (por ejemplo, trapecial; ver Figura 1), sin revestimiento, en una planicie aluvial, en primera instancia la fracción sólida del contorno de la sección transversal del canal estará constituida por un material de naturaleza semejante al suelo local. Luego de un período razonablemente prolongado de operación continua del sistema (generalmente del orden de magnitud de un año), se genera un proceso de "maduración" del canal, y el material del perímetro comienza a presentar características comparables a las del sedimento transportado por el flujo, que a su vez es de naturaleza semejante a la del material que transporta el río de donde se toma el agua para el canal en cuestión. Este fenómeno de maduración es una consecuencia de la actividad morfodinámica desarrollada por el flujo, a través de los fenómenos de erosión y sedimentación. Si el canal se proyecta (y se construye) de manera tal que su geometría tridimensional sea capaz de conducir adecuadamente el rango de caudales líquidos de servicio y transportar eficientemente las concentraciones de material sólido asociadas a esos caudales líquidos, el proceso de maduración se desarrollará sin producir grandes variaciones en la morfología general del canal (Figura 1.a).

Por su parte, si el diseño inicial no resulta apropiado (Figuras 1.b y 1.c), lo más probable es que se produzcan erosiones y/o deposiciones de material sedimentario hasta que el flujo logre "esculpir" (modelar) una geometría (transversal y longitudinal) adecuada para conducir los caudales líquidos y sólidos de la manera más eficiente posible (Parias, 1990). Este

comportamiento se ilustra en la Figura 1.

Considerando lo antedicho, puede decirse que un canal aluvial se encuentra en una condición de estabilidad, equilibrio dinámico o régimen, cuando la capacidad de transportar sedimentos por parte del flujo se balancea con la tasa de abastecimiento de material sólido al tramo considerado.

Introducido el concepto de régimen, en la fase de proyecto el problema consiste en dimensionar el canal de forma tal que su configuración sea lo más aproximada posible a la geometría estable, lo que minimizará los procesos de erosión y sedimentación, y consecuentemente los costos de operación y mantenimiento del sistema.

Las variables que se consideran relevantes para describir el flujo en canales aluviales en régimen son: el

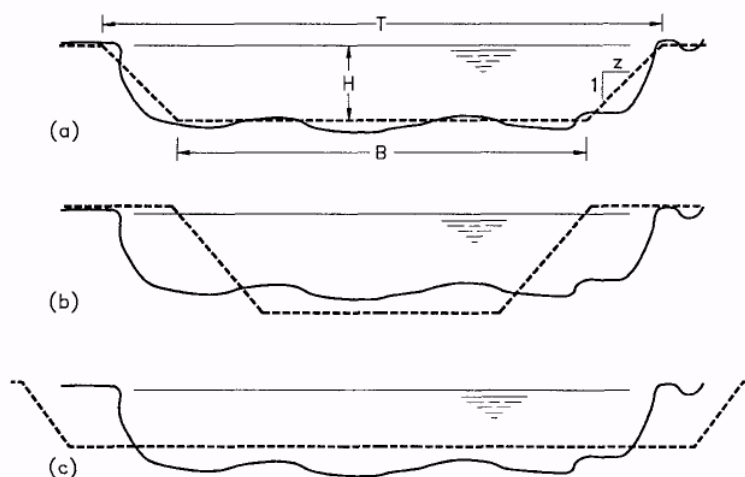


Figura 1. Esquema de definición para las distintas situaciones que se pueden presentar en un canal aluvial.

caudal líquido dominante Q , la carga volumétrica total de sedimentos Q_s , el tamaño mediano de las partículas de material sólido d , la pendiente de la superficie libre del flujo S , la densidad del agua ρ , la viscosidad cinemática del agua ν , la densidad del sedimento ρ_s , la aceleración de la gravedad g , la tensión de corte promediada en la sección τ , la velocidad media del flujo V , características geométricas de la sección transversal (que pueden ser el perímetro mojado P y el radio hidráulico R , o alternativamente, el ancho superficial T y la profundidad central H) y, finalmente, dos conjuntos de parámetros adimensionales: uno asociado con la forma del canal (Γ_i) y el otro relacionado con la forma de las partículas de sedimento y su distribución granulométrica (Γ_j). El conjunto de parámetros de forma de la sección del canal,

Γ_i , proporciona las relaciones entre las variables geométricas seleccionadas, es decir: $T = f_T(P, R, \Gamma_i)$ y $H = f_H(P, R, \Gamma_i)$, o alternativamente $P = f_P(T, H, \Gamma_i)$ y $R = f_R(T, H, \Gamma_i)$.

Como se induce de los párrafos anteriores, puede afirmarse que, desde un punto de vista macro-morfológico, un canal aluvial es un sistema físico con tres grados de libertad. En efecto, el mismo puede experimentar ajustes de su geometría transversal (ancho y profundidad), así como también de la longitudinal (pendiente), ante diferentes estímulos (caudal líquido y transporte de sedimentos) impuestos natural o artificialmente. Desde el punto de vista matemático, ello se traduce en la necesidad de disponer de tres ecuaciones para resolver otras tantas incógnitas (ancho, profundidad, pendiente; o bien, más precisamente: P, R, S : perímetro mojado, radio hidráulico, pendiente). Esas ecuaciones resultan ser, teniendo en cuenta los procesos físicos intervinientes, las que se detallan en las secciones siguientes.

Con respecto a este ítem, cabe destacar que en un número importante de casos, se usaron versiones simplificadas de las ecuaciones originales. El propósito fue el de expresar las relaciones pertinentes como funciones monomías (productos de potencias) de las variables independientes. Teniendo en cuenta el rango de variación de las variables más relevantes, los errores inducidos por estas aproximaciones resultaron muy poco significativos, y su incidencia resulta despreciable en las fórmulas de diseño finales. Los detalles atinentes a cada una de las simplificaciones empleadas se presenta en cada una de las formulaciones correspondientes.

A continuación se presentan las generalidades, así como también las ecuaciones específicas empleadas, de cada uno de los tres procesos físicos gobernantes de la geometría hidráulica de canales aluviales en régimen: Resistencia al Flujo, Transporte de Sedimentos y Estabilidad de Márgenes.

Resistencia al Flujo

Esta relación puede expresarse a través de una relación funcional para la velocidad media, tal como la siguiente:

$$V = f_v(d, R, S; g, \rho, \rho_s, \nu, \Gamma_i, \Gamma_j) \quad (1)$$

El punto y coma ";" indica que todas las variables a su derecha quedan definidas si se especifican las propiedades físicas del agua, forma y distribución granulométrica de los sedimentos y el tipo geométrico de sección transversal adoptada para el canal.

Haciendo abstracción de las propiedades del fluido, sedimento, etc. (que para el caso de canales arenosos varían dentro de un rango muy estrecho), un caso particular aceptable de la ecuación anterior puede ser una fórmula potencial del tipo Manning:

$$V = a_0 d^{a_1} R^{a_2} S^{a_3} \quad (2)$$

donde a_0, a_1, a_2 y a_3 son constantes numéricas.

Esta ecuación, en la instancia de diseño, debe combinarse con la de continuidad para flujo permanente uniforme:

$$Q = P R V \quad (3)$$

En el marco del presente trabajo, todas las ecuaciones de fricción a emplear fueron reducidas al formato indicado por la Ec. 2. Para ello, algunas simplemente se manipularon algebraicamente, reemplazando valores típicos de algunas constantes (por ejemplo, $g = 9.806 \text{ m/s}^2$, $\Delta = 1.65$). En otras situaciones, tal el caso de las fórmulas de Brownlie, se adoptó un valor de 1.5 para la desviación estándar geométrica de la distribución granulométrica del sedimento fluvial σ_g . Este es un valor medio para los datos disponibles, y, generalmente no induce grandes errores.

Ecuación de Fricción de Brownlie:

La fórmula de fricción de Brownlie (1981) para régimen fluvial inferior (rizos y dunas), se presenta originalmente de la siguiente forma:

$$\frac{Rs}{d} = 0.3724 \left(\frac{VRS}{\sqrt{gd^3}} \right)^{0.6539} S^{0.09188} \sigma_g^{0.1050} \quad (4)$$

donde σ_g simboliza la desviación estándar geométrica de la distribución granulométrica del sedimento fluvial en cuestión, que se supone representada fielmente por una distribución log-normal. Introduciendo las simplificaciones antes detalladas, y agrupando términos, se obtiene la siguiente fórmula:

$$V = 13.29 d^{-0.029} R^{0.529} S^{0.389} \quad (5)$$

Ecuación de Fricción de Karim y Kennedy:

Tal como se presenta originalmente (Karim y Kennedy, 1990), esta ecuación puede escribirse de la siguiente manera:

$$\frac{q}{\sqrt{g\Delta d}} = 2.822 \left(\frac{q}{\sqrt{g\Delta d^3}} \right)^{0.376} S^{0.310} \quad (6)$$

De manera análoga al caso anterior y, teniendo presente que $q = V R$, luego de manipular algebraicamente la relación anterior, se llega a la siguiente forma:

$$V = 18.19 d^{-0.103} R^{0.603} S^{0.497} \quad (7)$$

Ecuación de Fricción de Pavlovsky-Lacey:

La fórmula de resistencia al flujo de Pavlovsky, tal como se presenta en los textos clásicos de hidráulica de canales (e.g., Chow, 1959, pp. 100-101), se escribe como sigue:

$$V = \frac{1}{n} R \left[0.5 + 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0.10) \right] S^{0.5} \quad (8)$$

donde n es el coeficiente de rugosidad de Manning. Esta ecuación fue aproximada mediante un análisis de regresión múltiple a la siguiente: $V = 0.8985 n^{-1.061} R^{0.736} S^{0.515}$, la cual produce estimaciones dentro de un 5% con relación a la original de Pavlovsky (Ec. 8) para el rango de datos de la base total a emplear en la verificación de las ecuaciones de diseño. Por su parte, teniendo en cuenta la definición del factor de sedimento de Lacey, luego de unas pequeñas manipulaciones, surge la expresión de n en función del tamaño mediano de los granos, d , tal como sigue: $n = [d^{1/8} / 16.7]$ (Ackers, 1983). Reemplazando esta relación en la fórmula aproximada de Pavlovsky, se arriba a la siguiente ecuación:

$$V = 17.81 d^{-0.133} R^{0.736} S^{0.515} \quad (9)$$

que se designará como fórmula de Pavlovsky-Lacey a los fines del presente estudio.

Como puede apreciarse en los párrafos precedentes, es posible expresar prácticamente todas las fórmulas de fricción en el formato simplificado de la Ec. 2, a la vez que resulta interesante advertir la afinidad de las Ees. 5, 7 y 9 con la clásica relación de Manning-Strickler (Chow, 1959, p. 206).

Transporte de Sedimentos

Generalmente, las ecuaciones de transporte se presentan en la forma de una relación funcional para la predicción de la carga total de material sólido por unidad de ancho del canal, tal como la siguiente:

$$q_s = f_{qs}(d, R, S, V; g, \rho, \rho_s, \nu, \Gamma_i, \Gamma_j) \quad (10)$$

De manera análoga al caso de fricción, existen formulaciones simplificadas de q_s , que se expresan como productos de potencias, o bien como funciones del exceso de algún indicador de la intensidad del flujo sobre un valor crítico (por ejemplo, tensión de cizalla-miento, velocidad, potencia del flujo, etc.).

En el caso más sencillo (funciones monomías), la ecuación de transporte de sedimentos puede escribirse como:

$$q_s = b_0 d^{b_1} V^{b_2} R^{b_3} S^{b_4} \quad (11)$$

Asimismo, la ecuación de continuidad para transporte se escribe como:

$$C_s = q_s P / Q \quad (12)$$

en la que C_s es la concentración volumétrica de sedimentos y P el perímetro mojado del canal. Las relaciones de transporte sólido consideradas en el presente estudio son las siguientes.

Ecuación de Transporte de Brownlie (Simplificada):

La ecuación de transporte propuesta por Brownlie (1981) se basa en técnicas de análisis dimensional, combinadas con un ajuste experimental empleando análisis de regresión múltiple sobre un importante volumen de datos que incluyen ensayos de laboratorio, así como también mediciones en canales artificiales y ríos naturales. En su versión original, la ecuación de transporte de Brownlie es la siguiente:

$$C_{SG} = 7115 C_F \left(\frac{V}{\sqrt{g \Delta d}} - 4.596 \tau_{*c}^{0.5293} S^{-0.1405} \sigma_g^{-0.1606} \right)^{1.978} S^{0.6601} \left(\frac{R}{d} \right)^{-0.3301} \quad (13)$$

donde C_{SG} es la concentración de sedimentos en peso expresada en ppm, C_F es una constante que vale 1.268, y τ_{*c} es la tensión crítica de Shields que, según Brownlie, puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$\tau_{*c} = 0.22 Y_* + 0.06 \cdot 10^{-7.7 Y_*} \quad (14)$$

con

$$Y_* = \left(\frac{g^{1/2} \Delta^{1/2} d^{3/2}}{\nu} \right)^{-0.6} \quad (15)$$

Luego de aplicar un análisis de regresión múltiple sobre un banco teórico de datos obtenido a partir de las fórmulas precedentes, se obtuvo la siguiente ecuación aproximada:

$$q_s = 1.535 \cdot 10^{-4} d^{-0.759} V^{3.774} R^{0.632} S^{0.758} \quad (16)$$

Ecuación de Transporte de Karim y Kennedy (Simplificada):

Del menú de ecuaciones de transporte presentado por estos autores (Karim y Kennedy, 1990), se consideró la segunda ecuación, la que en su versión original se escribe:

$$\frac{q_s}{\sqrt{g \Delta d^3}} = 0.00151 \left(\frac{V}{\sqrt{g \Delta d}} \right)^{3.369} \left[\tau_*^{1/2} - \tau_{*c}^{1/2} \right]^{0.840} \quad (17)$$

donde $\tau_* = (R S)/(d \Delta)$ es la tensión adimensional de Shields, y τ_{*c} es su valor crítico para iniciación del transporte de partículas. Nuevamente, y siguiendo un procedimiento análogo al del caso anterior, se obtuvo una función monomía simplificada de la ecuación precedente, la cual se escribe a continuación.

$$q_s = 9.74 \cdot 10^{-5} d^{-0.682} V^{3.334} R^{0.623} S^{0.625} \quad (18)$$

Ecuación de Transporte de Levi (Simplificada):

La fórmula propuesta por Levi en 1948 (Goncharov, 1962; Maza Alvarez, 1987) puede escribirse como sigue:

$$q_s = 0.002 d (V - V_c) \left(\frac{d}{R} \right)^{0.25} \left[\frac{V}{\sqrt{g d}} \right]^3 \quad (19)$$

donde V_c indica el valor de la velocidad media crítica del flujo que, según Lcvi, se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$\frac{V_c}{\sqrt{gd}} = 1.4 \left[1 + \ln \left(\frac{R}{7d} \right) \right] \quad \text{si } 10 < R/D < 60$$

$$\frac{V_c}{\sqrt{gd}} = 1.4 \ln \left(\frac{R}{7d} \right) \quad \text{si } R/d > 60$$

Teniendo en cuenta estas relaciones, la fórmula aproximada encontrada para la tasa total de transporte sólido por unidad de ancho del canal es la siguiente:

$$q_s = 4.88 \cdot 10^{-7} d^{-0.774} V^{5.495} R^{-0.449} \quad (20)$$

Estabilidad de Márgenes

Las condiciones de estabilidad de las partículas de sedimento que componen los taludes de un canal aluvial dependen del valor de la tensión media de corte generada por el flujo, la cual se expresa como: $\tau_o = \gamma R S$, en la que γ es el peso específico del agua, R es el radio hidráulico del cauce y S la pendiente longitudinal de la superficie libre del flujo. Estudios teóricos y experimentales (Farias, 1990) permiten establecer que la tensión tangencial máxima sobre los contornos laterales de un canal trapecial está dada por: $\tau_{lM} = k_t \tau_o$, donde $k_t = 0.75$. El canal sufrirá erosión si τ_i supera a la tensión tractiva crítica (τ_c) que depende a su vez del tamaño mediano de las partículas de sedimento (d) y de las características físicas del fluido (densidad p y viscosidad μ). Cuando ocurra erosión de márgenes, el canal aumentará su ancho de fondo B y se modificará la inclinación (z) de sus taludes, aumentando el perímetro mojado P del cauce y disminuyendo τ_l , hasta que se alcanza la estabilidad. Por otra parte, si el canal es muy ancho, la turbulencia del flujo genera una transferencia lateral de cantidad de movimiento, produciendo la deposición de partículas sólidas (las más finas) sobre el talud hasta modelar la margen estable (Pizzuto, 1984). Estos procesos físicos dependen del caudal líquido Q conducido por el canal y de la concentración total de sedimentos C_s transportada, la que a su vez es función de la velocidad media V del escurrimiento (Stevens, 1989).

El problema consiste ahora en determinar de que manera se vinculan entre sí las variables antes mencionadas. Por definición, el canal habrá adquirido una configuración estable cuando su geometría tridimensional (P, R, S) permanezca estadísticamente inalterable en el tiempo bajo la acción del flujo de agua y transporte de sedimentos. El radio hidráulico R , o la profundidad H del flujo, están controlados por la fricción en el contorno; el gradiente S depende de la capacidad de transporte del flujo. Finalmente, P está gobernado por la actividad morfodinámica del flujo sobre los taludes, la cual, en la condición de estabilidad, deberá ser estadísticamente nula. Esta condición se expresa por una función de la forma: $P = \Phi_p(Q, C_s, d, z, p, \mu)$. Si se conocen las propiedades físicas del

líquido circulante, p y μ son constantes. Por su parte, se ha demostrado que, en la condición estable, la inclinación de los taludes depende del caudal líquido y del tamaño del sedimento: $z = \phi_z(Q, d)$ (Farias, 1992). A su vez, estudios de transporte sólido muestran que: $C_s = \phi_{Cs}(V)$, siendo V la velocidad media del flujo, que, de acuerdo a investigaciones sobre fricción en lechos aluviales se expresa como: $V = \phi_v(d, R, S)$ (Stevens, 1989). Todo este razonamiento posibilita la obtención de una relación funcional genérica para el fenómeno de estabilidad de márgenes de un canal aluvial, la cual se puede simbolizar como: $P = \Phi_p(Q, d, R, S)$. O bien, de una manera más general:

$$P = \Phi_p(Q, d, R, S; g, \rho, \mu, \gamma, \Gamma_i, \Gamma_j) \quad (21)$$

A los efectos prácticos de proyecto de canales en terrenos aluviales, es necesario asignarle una estructura matemática concreta a la relación funcional genérica anteriormente encontrada. En general, se asume que puede adoptarse un producto de potencias (Chítale, 1966; Ackers, 1983; Farias, 1991), del tipo:

$$P = c_o Q^{c_1} d^{c_2} R^{c_3} S^{c_4} \quad (22)$$

Como puede apreciarse, la clásica ecuación de Lacey para el perímetro mojado, $P = 4.84 Q^{0.5}$ (unidades SI), es un caso particular de la ecuación anterior.

Las ecuaciones de estabilidad lateral consideradas en el marco del presente estudio incluyen las siguientes:

Ecuación de Chítale:

Esta relación se obtuvo a través del análisis estadístico de unos 350 conjuntos de datos colectados en canales de la India, Pakistán, Egipto y Estados Unidos (presentados por Chítale en 1966), lo cual permitió determinar los siguientes valores para las constantes que aparecen en la Ec. 22: $c_o = 6.592$, $c_1 = 0.414$, $c_2 = 0.115$, $c_3 = 0.209$, $c_4 = -0.097$ (unidades SI) (Ackers, 1983). De esta manera, la ecuación de Chítale puede escribirse como:

$$P = 6.592 Q^{0.414} d^{0.115} R^{0.209} S^{-0.097} \quad (23)$$

Ecuación de Mao y Flook:

La expresión matemática de esta relación fue obtenida por el autor mediante un ajuste del gráfico presentado por Mao y Flook (1971), en el que se indica la relación entre P/R y el caudal Q , observada para los canales denominados **CHOP** (Canal and Headworks Observation Project), en actual territorio de Pakistán. La relación obtenida para la curva es: $P/R = 7.420 Q^{0.2287}$, la que puede escribirse como:

$$P = 7.42 Q^{0.229} R \quad (24)$$

De esta manera, se obtiene una expresión particular de la Ec. 22, con $c_2 = c_4 = 0$.

Tabla 1. Fórmulas obtenidas para el diseño de canales aluviales en régimen.

Código	Proceso	Autor	Ecuaciones Usadas	Ecuaciones de Régimen
BBC	Fricción	Brownlie	$V=13.29d^{-0.029} R^{0.529} S^{0.389}$	$P = 2.70 d^{0.033} C_s^{-0.080} Q^{0.514}$
	Transporte	Brownlie	$q_s=1.535 \times 10^{00} d^{-3.774} R^{0.632} S^{0.758}$	$R = 0.049 d^{-0.140} C_s^{-0.102} Q^{0.375}$
	Estabilidad Lat	Chitale	$P=6.592 d^{0.115} Q^{0.414} R^{0.209} S^{-0.097}$	$S = 14.645 d^{0.541} C_s^{0.605} Q^{-0.224}$
KKM	Fricción	Karim-Kennedy	$V=18.19 d^{-0.103} R^{0.603} S^{0.497}$	$P = 0.664 d^{-0.066} C_s^{-0.120} Q^{0.562}$
	Transporte	Karim-Kennedy	$Q_s=9.74 \times 10^{-5} d^{-0.682} V^{3.334} R^{0.623} S^{0.625}$	$R = 0.089 d^{-0.066} C_s^{-0.120} Q^{0.333}$
	Estabilidad Lat.	Mao-Flook (Farias)	$P=7.42 Q^{0.229} R$	$S = 16.04 d^{0.555} C_s^{0.630} Q^{-0.192}$
PLG	Fricción	Pavlovsky-Lacey	$V = 17.81 d^{-0.133} R^{0.736} S^{0.515}$	$P = 0.710 d^{-0.089} C_s^{-0.115} Q^{0.519}$
	Transporte	Levi (Modif.)	$q_s = 4.88 \times 10^{-7} d^{-0.774} V^{5.495} R^{-0.449}$	$R = 0.112 d^{-0.063} C_s^{-0.081} Q^{-0.363}$
	Estabilidad Lat.	Glushkov (Modif.)	$P = 16.12 R^{1.428}$	$S = 11.498 d^{0.643} C_s^{0.497} Q^{-0.292}$

Ecuación de Glushkov:

Esta fórmula, muy empleada por autores rusos, en su versión original (aparentemente publicada en 1925) expresa una relación entre el ancho del cauce (no se especifica cual) y la profundidad media del flujo, tal como: $B^m = K_G H$, donde m y K_G son constantes numéricas que dependen del tipo de material de lecho y márgenes presentes en el cauce en cuestión (Maza Alvarez, 1987). Puesto que, en gran medida, la fórmula de Glushkov fue calibrada con datos de ríos naturales, en los que se cumple que $P = B$ y $R = H$, con un error mínimo, puede obtenerse una ecuación particular de la Ec. 22, usando los valores adecuados de m y K_G . Para cauces con lecho arenoso y márgenes cohesivos (caso típico de canales en régimen) las constantes adoptan los siguientes valores medios: $m = 0.7$, $K_G = 7$. Así, se obtiene:

$$P = 16.12 R^{1.428} \quad (25)$$

Nuevamente, esta expresión es un caso particular de la Ec. 22, con $c_1 = c_2 = c_4 = 0$.

FÓRMULAS DE DISEÑO

Uno de los objetivos principales del presente estudio es el de presentar ecuaciones de diseño para canales arenosos en régimen que sirvan como herramientas prácticas, pero con una base conceptual sólida. Por ello, se adoptaron relaciones de fricción y transporte que a la fecha parecen tener un nivel razonable de aceptación, debido a su calibración con gran cantidad de datos y a su comportamiento aceptable cuando se comparan sus predicciones con valores observados en canales existentes (Chitale, 1966; Smith, 1971; Brownlie, 1981; Bakker y Vermaas, 1986). En la Tabla 1 se presentan, codificadas de acuerdo a los autores de las funciones fundamentales

respectivas, las relaciones de fricción, transporte y estabilidad lateral (reducidas al formato dado por las Ees. 2, 11 y 22, respectivamente), así como también las ecuaciones racionales de régimen obtenidas en un formato generalizado, tal como el siguiente:

$$P = x_0 d^{x_1} C_s^{x_2} Q^{x_3} \quad (26)$$

$$R = y_0 d^{y_1} C_s^{y_2} Q^{y_3} \quad (27)$$

$$S = z_0 d^{z_1} C_s^{z_2} Q^{z_3} \quad (28)$$

donde las constantes x_j , y_j , z_j ($j = 0,1,2,3$) resultan de la combinación algebraica de las constantes que aparecen en las funciones fundamentales (Ees. 2, 11, 22), luego de aplicar las ecuaciones de continuidad en el flujo líquido y transporte sólido. En el Apéndice 1 se expone el conjunto de transformaciones algebraicas necesarias para la obtención de las ecuaciones de diseño (Ees. 26, 27 y 28) a partir de las relaciones fundamentales, es decir, fricción aluvial, transporte sólido y estabilidad lateral (Ees. 2, 11 y 22).

Para el proyecto completo de un canal estas ecuaciones deben complementarse con las siguientes, obtenidas de relaciones geométricas elementales para canales de sección transversal trapecial:

$$A = PR \quad (29)$$

$$k_z = 2\sqrt{1+z^2} \quad (30)$$

$$H = \frac{P - \sqrt{P^2 - 4(k_z - z)A}}{2(k_z - z)} \quad (31)$$

$$B = \frac{A - zH^2}{H} \quad (32)$$

En relación a la pendiente transversal de los taludes (z), la misma puede estimarse teniendo en cuenta las característi-

cas físicas y mecánicas del suelo en el que se excava el canal (Chow, 1959). Sin embargo, en un estudio sobre la forma de la sección transversal en canales arenosos en régimen (Parias, 1993a,b,c), se ha encontrado una ecuación que permite estimar z en función de parámetros adimensionales característicos del flujo y del sedimento, a saber:

$$z = 0.022 d_*^{0.368} Q_*^{0.161} \quad (33)$$

donde $Q_* = Q/(g^{1/2} D^{1/2} d^{5/2})$ y $d_* = [(g D / n^2)^{1/3} d]$.

EVALUACIÓN DE LAS FÓRMULAS DE DISEÑO

Con el objeto de evaluar el comportamiento de las ecuaciones de régimen obtenidas como herramientas de diseño de canales aluviales, se efectuó una comparación de sus predicciones con datos de campo. Para ese fin se emplearon las compilaciones de datos presentadas por Simons y Albertson (1963), Chitale (1966), Smith (1971), Brownlie (1981) y Bakker y Vermaas (1986). En la Tabla 2 se presenta un resumen de las compilaciones de datos empleadas, reducidas todas al formato $[N, Q, d, P, R, S, C_s]$, donde N indica la cantidad de datos contenida en cada conjunto y las restantes variables (cuyos rangos de variación se indican en la tabla) han sido definidas previamente. Los datos fueron extraídos de las publicaciones citadas, y sometidos a un análisis y depuración preliminar, que consistió básicamente de los procedimientos que a continuación se describen.

Algunas compilaciones (fundamentalmente las más antiguas) presentan la información en unidades inglesas. En estos casos, los datos dimensionales de interés se redujeron al sistema métrico SI. Luego se llevó a cabo una selección, ya que muchas compilaciones presentan registros múltiples de mediciones practicadas sobre el mismo canal. En estos casos, se adoptó el criterio de seleccionar el registro de mayor caudal y descartar los restantes. Asimismo, se practicó un análisis de consistencia, verificándose el cumplimiento de la ecuación de continuidad: $Q = P R V$, y descartando los registros que no satisfacían esta condición (probablemente por errores tipográficos o de transcripción), con una tolerancia del 2%. Algunos autores no presentan información explícita del perímetro mojado P y/o el radio hidráulico R , pero sí del ancho de fondo B (o de superficie T) y de la profundidad central H , conjuntamente (en ciertos casos) con información relativa a la inclinación lateral de los taludes (z). En esos casos, P y R se determinaron mediante relaciones geométricas para canales trapeciales. En los casos en los que no se disponía de información atinente a los taludes, y considerando un canal prismático rectilíneo de forma trapecial, el criterio que se propone en el presente estudio es el de definir la pendiente lateral de una sección trapecial hipotética, de manera tal que el

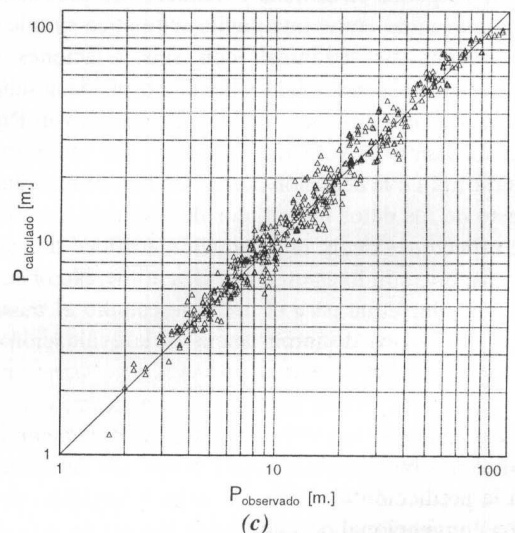
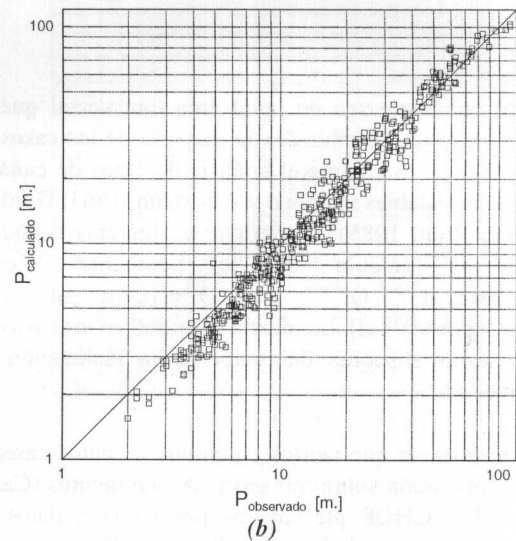
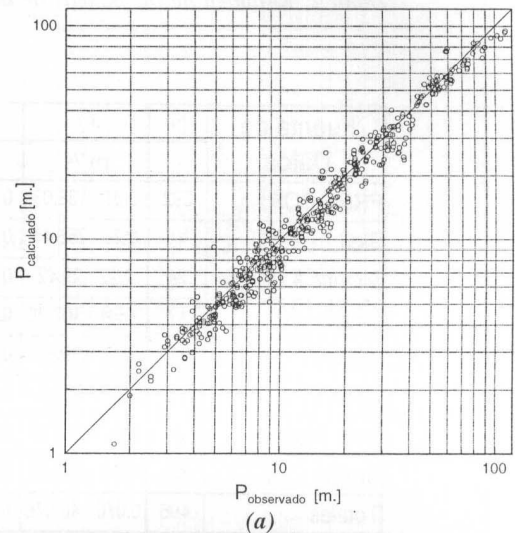


Figura 2. Gráfico del Perímetro Mojado observado versus el calculado, para los tres grupos de fórmulas: (a) BBC [o]; (b) KKM [o]; (c) PLG [D].

Tabla 2. Resumen de los bancos de datos usados para la verificación de las fórmulas de desierto

Fuente de Datos.	N	Q	d	P	R	S	C _s
	-	M ³ /s	mm	m	m	X10 ⁴	ppm
PRC-ACOP	292	0.07-138.03	0.064-0.357	1.70-58.40	0.18-2.865	0.60-4.73	16-727
Sind	44	1.29-256.47	0.020-0.196	6.00-87.50	0.594-3.572	0.54-1.446	39-763
Simons & Bender	24	1.22-29.42	0.029-0.805	3.90-23.60	0.497-1.923	0.58-3.88	10-526
CHOP	17	27.61-407.76	0.146-0.261	23.80-111.80	1.759-3.718	0.746-2.0	51-531
Jhelum	17	0.22-39.84	0.171-0.353	2.50-30.80	0.271-1.682	1.30-3.40	36-100
Chenab	23	0.64-254.86	0.217-0.425	3.50-89.30	0.39-2.89	1.60-4.00	46-179
UttarPradesh	24	0.42-282.15	0.075-0.315	2.20-59.60	0.274-3.706	1.02-4.34	83-908
Smith	57	0.16-262.72	0.135-0.425	2.0-89.30	0.241-3.679	1.07-4.13	59-861
Total	496	0.070- 407.76	0.020-0.805	1.70-111.80	0.180-3.718	0.54-4.73	10-908

canal resultante sea de igual área transversal que la sección natural estable (en la mayoría de los casos es curvilínea). Mediante el análisis de datos de canales arenosos estables (Simons y Albertson, 1963; Garde y Ranga Raju, 1985), se obtuvo la siguiente ecuación para el cálculo de la pendiente lateral: $z = 0.022 d^{0.368} Q^{0.161}$, con $Q = [Q/(g \Delta d^5)^{1/2}]$ y $d_j = [(g \Delta / v^2)^{1/3} d]$. La misma se aplicó en los casos en que no se disponía del valor de la inclinación de taludes z .

Cabe destacar que ciertos conjuntos de datos carecen de información sobre transporte de sedimentos (Canales UP y **CHOP** presentados por Chitale, datos de Smith, y algunos de Simons y Bender). En esos casos, C_s se determinó como una media aritmética simple de las predicciones obtenidas con seis relaciones de transporte de uso extendido y bondad probada, a saber: Engclund-Hansen, Ackers-White, Brownlie, van Rijn, Peterson-Peterson y Karim-Kennedy. En todos esos casos se aplicó la ecuación correspondiente empleando el resto de los datos hidráulicos del canal en cuestión. Este aspecto, es decir, la generación artificial de datos de transporte sólido es un punto discutible. No obstante, se encontró que para el presente estudio el mismo no genera sesgos de importancia en la evaluación de las ecuaciones de diseño.

En las Figuras 2, 3 y 4 se presentan gráficamente los resultados obtenidos con cada grupo de ecuaciones para la predicción de P , R y S , respectivamente, en la forma convencional de gráficos de valores observados versus valores calculados. Como puede advertirse, de la simple inspección visual de estos gráficos, se desprende la evidencia que los predictores de la geometría transversal (P y R) presentan un comportamiento muy aceptable en

término generales, mientras que para el caso de la pendiente, variable fuertemente afectada por el transporte de sedimentos, la dispersión observada resulta muy significativa.

Para efectuar una evaluación cuantitativa de la bondad de las ecuaciones de la Tabla 1 como predictores de la geometría de régimen, se emplearon las razones de discrepancia $\delta_P = P_C/P_0$, $\delta_R = R_C/R_0$, $\delta_S = S_C/S_0$, en las que el subíndice "C" indica valor calculado y el "O" observado. Se determinaron los parámetros estadísticos de las discrepancias para cada uno de los conjuntos de ecuaciones y para cada banco de datos analizado.

Con relación al comportamiento de las razones de discrepancia, se pudo observar que las mismas se ajustan a una distribución log-normal. En efecto, δ_P y δ_R exhiben un ajuste casi perfecto, mientras que δ_S presenta un mayor grado de dispersión, pero sin desvirtuar la hipótesis de log-normalidad. Según Brownlie (1981), una variable δ_x log-normalmente distribuida puede describirse a través de su media geométrica (δ_{x_g}) y su desviación estándar geométrica (σ_{δ_x}). Además, la mediana debe coincidir con la media geométrica, mientras que el percentil 84% ($\delta_{x_{84}}$) puede determinarse mediante el producto de (δ_{x_g}) y (σ_{δ_x}), y el percentil 16% ($\delta_{x_{16}}$) a través del cociente de (δ_{x_g}) dividido por (σ_{δ_x}). Todos estos patrones de comportamiento fueron verificados para los tres conjuntos de ecuaciones cuyas discrepancias se analizan, y para todo el banco de datos empleado. Los parámetros estadísticos del análisis de las discrepancias se presentan en la Tabla 3. En ella, para cada variable a estimar (P, R, S) y para cada grupo de fórmulas de diseño (BBC, KKM, PLG) se presentan la media y desviación estándar de las discrepancias, así como también los percentiles más relevantes.

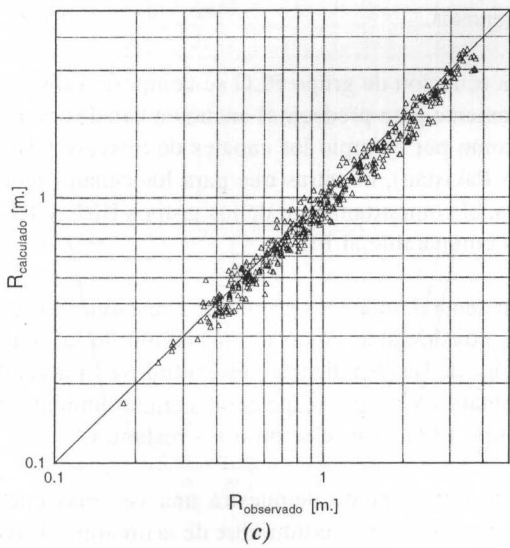
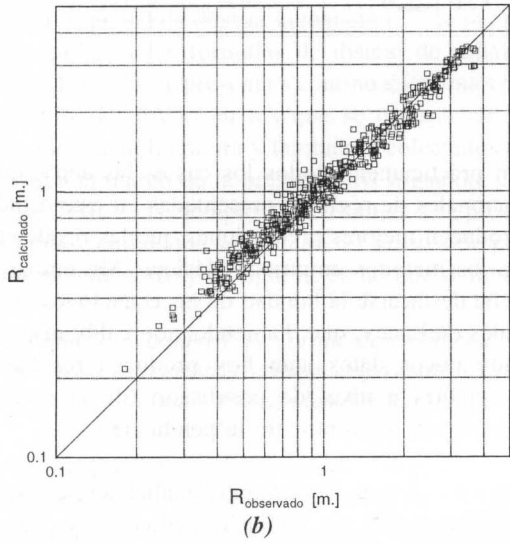
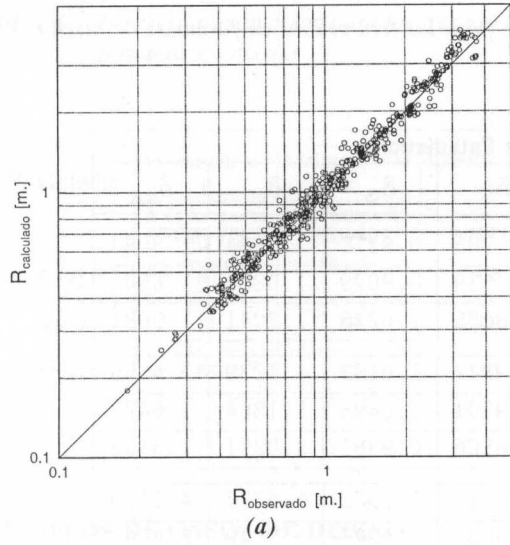


Figura 3. Gráfico del Radio Hidráulico observado versus el calculado, para los tres grupos de fórmulas: (a) BBC [o]; (b) KKM [o]; (c) PLG [D]

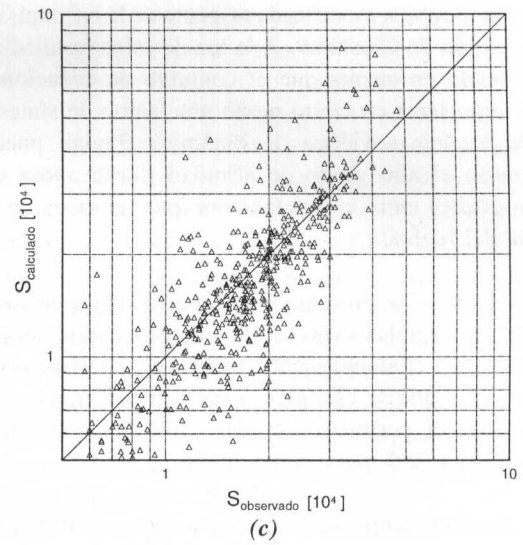
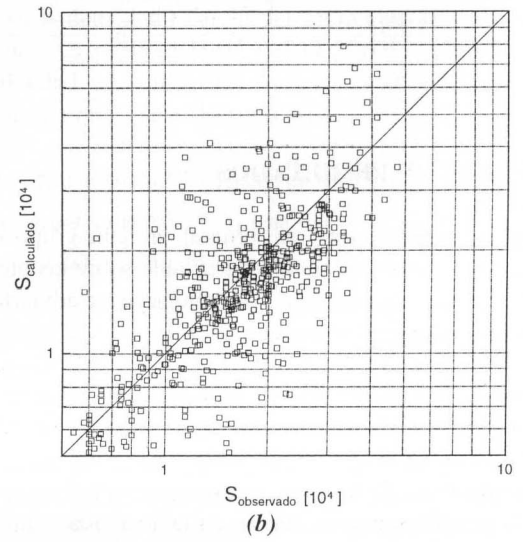
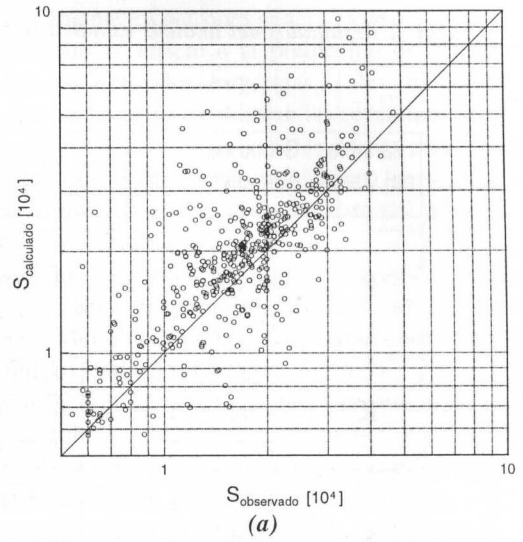


Figura 4. Gráfico de la Pendiente Longitudinal observada versus la calculada, para los tres grupos de fórmulas: (a) BBC [o]; (b) KKM [o]; (c) PLG [D]

Tabla 3. Resultados del análisis estadístico de las discrepancias para los tres grupos de fórmulas de diseño

Variable del Canal	Grupo de Fórmulas	Parámetros Estadísticos						
		δ	σ_8	$\delta_{\min}$	δ_{16}	δ_{50}	δ_{84}	$\delta_{\max}$
P	BBC	0.9436	0.1493	0.5705	0.7986	0.9315	1.0884	1.8583
	KKM	0.9213	0.1706	0.5161	0.7539	0.9079	1.0885	1.6505
	PLG	1.0425	0.1653	0.6418	0.8805	1.0278	1.2041	1.9081
R	BBC	1.0259	0.0991	0.7752	0.9277	1.0191	1.1239	1.4559
	KKM	1.05840	0.1304	0.7447	0.9301	1.0496	1.1864	1.6429
	PLG	0.9401	0.0899	0.7141	0.8506	0.9381	1.0291	1.3432
S	BBC	1.2409	0.4915	0.4103	0.8312	1.1322	1.6377	4.1119
	KKM	1.0132	0.4218	0.3259	0.6605	0.9225	1.3548	3.4365
	PLG	0.9801	0.3538	0.3401	0.6751	0.9312	1.2787	3.3591

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Se pudo observar que, en general, ningún grupo de ecuaciones tiene supremacía apreciable sobre las otras para todo el rango de datos. Sin embargo, se advierten algunos resultados interesantes.

Resulta sorprendente el buen comportamiento predictivo evidenciado por el grupo de ecuaciones simbolizado como PLG, en el que emplean versiones simplificadas de ecuaciones de fricción y transporte (Pavlovsky y Lcvi) prácticamente en desuso en la actualidad, mientras que para la estabilidad lateral se emplea una versión (también modificada respecto de la original) de la ecuación de Glushkov. A la luz de estos resultados, y teniendo en cuenta que el conjunto de ecuaciones PLG representa en cierto modo una suerte de síntesis de la escuela soviética de dinámica fluvial, puede afirmarse el alto grado de afinidad (hasta ahora un tanto oculto) entre esta y los conceptos clásicos de la teoría del régimen.

En la Tabla 4 se presenta el comportamiento de cada grupo de fórmulas expresado como porcentaje de sus predicciones contenidas entre bandas características de errores, las que se escogieron (subjetivamente) como 20% para el perímetro mojado, 10% para el radio hidráulico y 25% para la pendiente.

Por otra parte, teniendo en cuenta que el radio hidráulico está asociado a la ecuación de fricción empleada, y análogamente la pendiente con el predictor de transporte y el perímetro mojado con la relación empleada para cuantificar la estabilidad lateral, pueden enunciarse los siguientes patrones de comportamiento:

- En prácticamente todos los casos, las ecuaciones racionales de régimen presentadas en este estudio producen mejores predicciones que las resultantes de los métodos empíricos clásicos. Sin embargo, debe destacarse la bondad de las ecuaciones originales de Lacey, que, habiendo sido calibradas con muy pocos datos, aún hoy producen resultados aceptables a nivel de pre-diseño (de la sección transversal, pero no para la pendiente).
- Para los grupos de fórmulas analizados, el grupo BBC presenta las mejores predicciones para el radio hidráulico R, lo que confirma las bondades del predictor de Brownlie para fricción en canales arenosos.
- La ecuación de grupo PLG se comporta satisfactoriamente para predecir el ancho en canales grandes (como por ejemplo los canales de trasvase CHOP, en Pakistán), mientras que para los canales menores, el comportamiento de los grupos BBC y KKM es comparable al PLG.
- En general, todos los grupos de ecuaciones exhiben un considerable grado de dispersión en la predicción de la pendiente, observándose una cierta ventaja en lo que respecta al comportamiento del grupo PLG, con relación a los restantes.
- Este último punto demuestra una vez más que el mayor nivel de incertidumbre de la dinámica fluvial sigue presentándose en la predicción del transporte de sedimentos.

Tabla 4. Errores de estimación para los tres grupos de fórmulas de diseño

Predictores	Estimación de P	Estimación de R	Estimación de S
	% de datos entre 0.80 y 1.25	% de datos entre 0.90 y 1.11	% de datos entre 0.75 y 1.33
BBC	80	71	68
KKM	71	59	65
PLG	85	62	68

EJEMPLOS DE CASOS DE DISEÑO

Con la finalidad de ilustrar la manera en que se aplican en la práctica las fórmulas de diseño de canales de tierra (Tabla 1), se presenta a continuación una serie de ejemplos de diseño en los que se trabaja con datos extraídos de la literatura y también recolectados por el autor en el marco de la presente investigación. Con el fin de ilustrar los ejemplos, los resultados se presentan en tablas (en las que se indican los errores de predicción en cada caso) y en figuras, en las que se muestran

gráficamente los patrones generales de comportamiento en lo que se refiere a la predicción de la geometría transversal. En los esquemas, sobre un sistema de coordenadas (x,y), se dibujan las secciones observadas y se superponen las calculadas, como para visualizar los eventuales procesos morfológicos que se desarrollarían como consecuencia de los diseños teóricos.

Ejemplo 1. *Diseño de un gran canal de riego en Egipto:* En este ejemplo se trabaja con los datos del Canal Menufia (Egipto), presentados por Abou-Seida y Saleh (1987, p. 444): $Q = 245 \text{ m}^3/\text{s}$, $d = 0.26 \text{ mm}$, $C_s = 50 \text{ ppm}$, $z = 1$. Cabe recordar que las ecuaciones de la Tabla 1, d se expresa en metros y C_s se expresa en forma volumétrica adimensional, por lo que si se tiene el dato en parte por millón en peso (como se presentan habitualmente), se debe reducir el mismo a volumen. En este caso, y suponiendo un valor de 1.65 para la densidad relativa del sedimento sumergido, se tiene: $C_s = 50/2.65 \times 10^6 = 1.8868 \times 10^{-5}$. Hecha esta salvedad, se aplican las ecuaciones en forma directa. Por ejemplo, para el grupo BBC:

$$P = 2.70 \cdot (0.00026)^{0.033} 3(1.8868 \cdot 10^{-5})^{-0.080} \cdot (245)^{0.514} = 82.99 \text{ m}$$

$$R = 0.049 \cdot (0.00026)^{-1.40} \cdot (1.8868 \cdot 10^{-5})^{0.605} \cdot (245)^{0.375} = 3.71 \text{ m}$$

$$S = 14.645 \cdot (0.00026)^{0.541} \cdot (1.8868 \cdot 10^{-5})^{0.605} \cdot (245)^{-0.224} = 6.81 \cdot 10^{-5}$$

Tabla 5. Resumen de resultados obtenidos en la predicción de la geometría estable empleando los tres grupos de fórmulas de diseño. Canal Menufia (Egipto)

Ecuación	P	ϵ_P	R	ϵ_R	S	ϵ_S	B	H	T
	M	%	M	%	$\times 10^4$	%	m	m	m
Canal Menufia (Egipto)									
BBC	82.99	12.78	3.71	-12.29	0.681	-1.16	60.72	4.34	81.23
KKM	92.98	25.37	3.53	-16.41	0.603	-12.43	72.39	4.01	91.35
PLG	89.86	22.12	3.35	-20.8	0.513	-25.54	70.41	3.79	88.32

Luego, empleando las ecuaciones 29 a 33 se completa el diseño. Así, se obtiene:

$$B = 60.72 \text{ m}; T = 81.23 \text{ m}; H = 4.34 \text{ m}$$

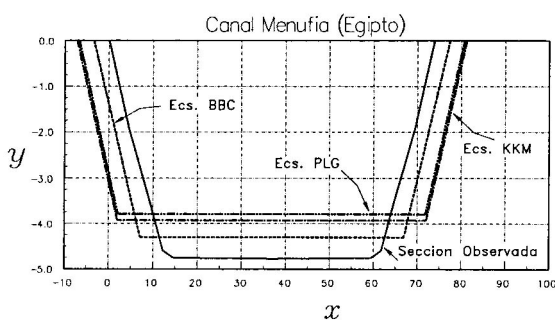
Las dimensiones reales del canal (Abou— . Seida y Saleh, 1987) son:

$$P = 73.58 \text{ m}, \quad R = 4.23 \text{ m}, \\ S = 6.89 \times 10^{-5}, \quad B = 60.0 \text{ m}, \\ H = 4.80 \text{ m}.$$

Con los grupos de fórmulas restantes (KKM y PLG) se procede de manera análoga. En la Figura 5 se presentan gráficamente los resultados obtenidos con cada grupo para la sección transversal, encontrándose que, en este caso, el grupo BBC produce resultados más aproximados. Todos los grupos producen, para este caso, secciones más anchas y menos profundas que la sección real del canal. En la Tabla 5 se presenta un resumen del comportamiento de los grupos de fórmulas para el presente ejemplo. En la misma se incluyen los errores de estimación de cada una de las variables geométricas, los que se calcularon con las fórmulas:

$$\epsilon_P = (P_c - P_o) / P_o, \epsilon_R = (R_c - R_o) / R_o, \epsilon_S = (S_c - S_o) / S_o$$

donde el sub-índice "c" indica valor calculado y "o" representa al observado.

**Figura 5.** Sección transversal observada y secciones calculadas para el Canal Menufia (Egipto)

Ejemplo 2. Diseño de un gran canal de tmsvasamiento en Pakistán: En este caso, se trata del Canal Nara, cuyos datos, reportados por Rickard (1989) incluyen un caudal líquido a conducir de $385 \text{ m}^3/\text{s}$, un tamaño mediano de partículas de sedimento de 0.15 mm , con una concentración total estimada de 150 ppm . Según indica Rickard, el canal fue originalmente construido con una sección trapecial, con ancho de fondo de 105.5 m , profundidad de 3.50 m y taludes laterales $1:1$, con lo que se tiene: $P = 115.4 \text{ m}$ y $R = 3.31 \text{ m}$. La pendiente longitudinal aproximada es 7.69×10^{-5} . Rickard no reporta las dimensiones estables del canal, ya que los tramos estudiados del mismo exhiben procesos morfológicos que denuncian que aún no se ha obtenido una condición de régimen. El objetivo del estudio de Rickard fue conseguir un diseño de régimen para la remodelación del canal actual. En este estudio, se emplearon los datos del Canal Nara con la finalidad de ilustrar los resultados que producen las fórmulas de diseño cuando se las aplica a canales de grandes dimensiones. Los resultados del

Tabla 6. Resumen de resultados obtenidos en la predicción de la geometría estable empleando los tres grupos de fórmulas de diseño. Canal Nara (Pakistán)

Ecuación	P	ϵp	R	ϵR	S	ϵS	B	H	T
	M	%	M	%	$\times 10^4$	%	m	m	m
Canal Nara (Pakistán)									
BBC	94.16	-18.14	4.25	28.55	0.888	15.47	66.13	5.05	92.28
KKM	108.95	-5.59	3.73	13.01	0.814	-5.91	85.53	4.22	107.58
PLG	105.16	-8.87	3.74	13.13	0.545	-29.13	81.61	4.24	103.58

cálculo se presentan en la Tabla 6 y en la Figura 6. Puede observarse que, en este caso, las fórmulas aquí propuestas predicen secciones más estrechas y más profundas que la sec-

ción con la que se construyó inicialmente el Canal Nara. Esto marca una buena aproximación a la luz de lo relatado por Rickard (1989), quien indica que, en su búsqueda de una condición de régimen, el canal ha producido una degradación importante del lecho en los tramos superiores.

Tabla 7. Resumen de datos geométricos, hidráulicos y sedimentológicos de los canales Suri Pozo, Los Romano y Sud (Argentina)

Canal	Q	P	R	S	Cs	d16	d35	d50	d65	d84	d90
	M^3/s	m	m	$\times 10^4$	ppm	mm	Mm	mm	mm	mm	mm
Suri Pozo	9.94	14.51	1.25	1.89	73.21	0.14	0.19	0.22	0.3	0.42	0.46
Los Romano	6.66	12.65	0.95	2.86	94.28	0.17	0.26	0.31	0.4	0.49	0.65
Sud	5.01	9.62	0.75	4.72	256.58	0.15	0.25	0.3	0.35	0.43	0.47

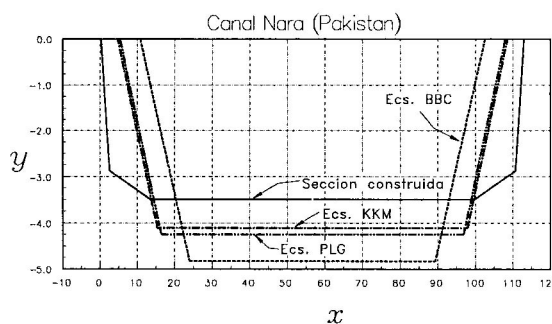


Figura 6. Sección transversal observada y secciones calculadas para el Canal Nara (Pakistán)

Ejemplo 3. Diseño de tres canales de riego en la región Norte de Argentina: Para este ejemplo se emplearon datos recolectados en el área de riego del denominado "Proyecto Río Dulce" (PRD), en la provincia de Santiago del Estero, Argentina. La zona está enclavada en la paleo

planicie aluvial del Río Dulce, y por tanto presenta suelos superficiales de textura arenosa y limosa, resultante de depósitos fluviales. En este estudio se seleccionaron tres canales secundarios, que presentan características de comportamiento cn-marcadas claramente dentro del concepto de régimen. Los mismos poseen trazado cuasi-rectilíneo, secciones transversales razonablemente

uniformes, pendientes suaves, lechos arenosos, márgenes estables compuestas por materiales más finos que los del fondo del canal, transporte de sedimento moderado y están alimentados por caudales aproximadamente constantes durante el período de operación (temporada de riego).

Las operaciones llevadas a cabo para la recolección de información de campo incluyeron: relevamientos topográficos (perfiles transversales y longitudinales de lecho y pelo de agua), aforos líquidos a nivel del umbral de desborde (bankfull) de los canales (para estimar el caudal dominante), muestreo de material de lecho y sedimento en suspensión. La carga total de sedimentos se estimó promediando los resultados obtenidos " mediante la aplicación de las seis funciones de transporte antes indicadas. En la Tabla 7 se presenta un resumen de la información relativa a los tres canales estudiados.

Tabla 8. Resumen de resultados obtenidos en la predicción de la geometría estable empleando los tres grupos de fórmulas de diseño. Canales Suri Pozo, Los Romano y Sud (Argentina)

Ecuación	P	ε	R	ε_R	S	ε_S	B	H	T
	m	%	m	%	$\times 10^4$	%	m	m	m
Canal Suri Pozo									
BBC	15.05	3.72	1.08	-1.36	1.62	-14.28	10.51	1.32	14.21
KKM	14.45	-0.42	1.16	-7.45	1.3	-30.94	9.41	1.46	13.52
PLG	16.15	11.3	1.01	-19.2	1.44	-23.81	12.05	1.19	15.39
Canal Los Romano									
BBC	12.43	-1.74	0.88	-7.34	2.46	-13.98	8.94	1.06	11.72
KKM	11.23	-11.22	0.97	2.61	1.98	-30.69	7.09	1.25	10.38
PLG	12.66	0.08	0.85	-10.53	2.25	-21.33	9.33	1.01	11.98
Canal Sud									
BBC	9.91	3.01	0.72	-3.99	4.73	0.21	7.13	0.86	9.31
KKM	8.49	-11.59	0.79	5.09	3.86	-18.17	5.18	1.03	7.78
PLG	9/76	1.45	0.71	-5.33	3.95	-16.31	7.02	0.85	9.16

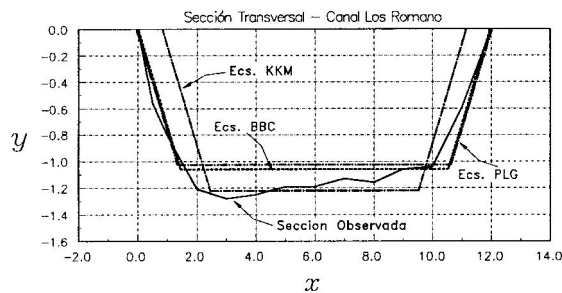


Figura 7. Sección transversal observada y secciones calculadas para el Canal Suri Pozo (Argentina)

Los resultados de la aplicación de las fórmulas de diseño se especifican en la Tabla 8 y en las Figuras 7, 8 y 9. Como puede advertirse se obtienen predicciones razonables, dentro de los márgenes de error habitualmente admitidos en dinámica fluvial.

Con relación a los ejemplos presentados, debe destacarse que C_s es un dato que no se dispone en la instancia de diseño. No obstante, se determinó que si se practica un pre-diseño empleando las ecuaciones clásicas de Lacey (Farias, 1994), y luego se calcula C_s usando los datos así generados, los resultados que se obtienen con la aplicación de las ecuaciones de régimen son prácticamente los mismos que los aquí discutidos para las dimensiones transversales (P y R). Para la pendiente se obtienen discrepancias importantes cuando la concentración es alta. Para valores moderados, digamos

menores que 100 ppm, este criterio resulta admisible. Se estima que este procedimiento podría generalizarse para aquellos casos en los que no se disponga de una estimación previa de la concentración de sedimentos, que es la regla general en este tipo de problemas.

CONCLUSIONES

Se han presentado tres conjuntos de fórmulas prácticas, con una base racional, para el diseño de canales sin revestir excavados en terrenos aluviales finos. Los tres grupos de ecuaciones obtenidos, permiten predecir la geometría hidráulica (ancho, profundidad, pendiente) de canales arenosos que se encuentren en una condición de estabilidad, equilibrio dinámico o régimen. Las relaciones se basan en una combinación algebraica de funciones descriptivas de los procesos físicos gobernantes de la dinámica de canales aluviales en régimen, es decir, resistencia al flujo, transporte de sedimentos y estabilidad de márgenes.

Las fórmulas de diseño obtenidas se han sometido a una verificación exhaustiva de sus capacidades predictivas, empleando una importante base de datos que cubre los rangos típicos de variación de las variables involucradas en el diseño. Se ha demostrado, a través de un análisis estadístico, que los errores que se pueden obtener si se emplean estas fórmulas como herramientas de diseño se encuentran holgadamente dentro de los márgenes de tolerancia típicas de la dinámica fluvial. Asimismo, se ha presentado una serie de ejemplos que ilustran la sencillez del enfoque propuesto en la instancia de diseño tanto de pequeños canales de riego, como de grandes conducciones de trasvasamiento de flujos.

Los resultados obtenidos demuestran la aplicabilidad de la metodología propuesta a problemas de cálculo hidráulico de canales aluviales estables y que podrían extenderse al diseño de obras de estabilización de cauces fluviales, que son materias de gran importancia en la planificación, gestión y conservación de recursos hídricos en regiones áridas y semi-áridas.

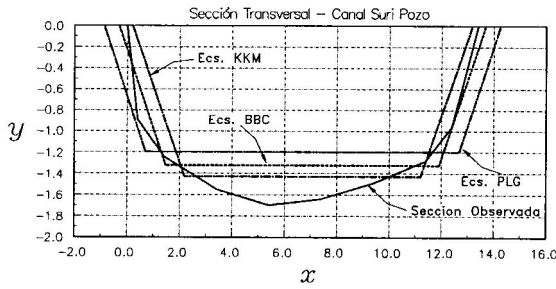


Figura 8. Sección transversal observada y secciones calculadas para el Canal Los Romano (Argentina)

RECONOCIMIENTO

Parte de los estudios relatados en el presente trabajo fueron desarrollados con financiamiento del Consejo de Investigaciones Científicas y Tecnológicas de la Universidad Nacional de Santiago del Estero (CICYT-UN-SE), bajo el Programa de Recursos Hídricos y Ciencias de la Tierra. Asimismo, el autor desea expresar su agradecimiento al Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET) de Argentina, por el apoyo brindado mediante una Beca Post-Doctoral. Los asistentes de Investigación María T. Pilan, Carlos A. Roldan y Mariano Macchiarola, brindaron invaluable colaboración en el procesamiento electrónico de datos.

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área de la sección transversal de un canal
a_i	Constantes en la ecuación genérica de resistencia al flujo ($i = 0,1,2,3$)
B	Ancho de fondo de un canal o cauce
b_j	Constantes en la ecuación genérica de transporte de sedimentos ($j = 0,1,2,3,4$)
C	Coefficiente de Chézy
C_s	Concentración total de sedimentos (volumétrica)
C_{SG}	Concentración total de sedimentos (gravimétrica)
c_F	Factor en la fórmula de transporte de Brownlie
c_k	Constantes en la ecuación genérica de estabilidad lateral ($k = 0,1,2,3,4$)
d	Tamaño mediano de una partícula de sedimento
d_p	Diámetro de sedimento tal que el p% de la muestra sea igual o más fina que él.
d_*	Diámetro sedimentológico adimensional: $d_* = [(g A / n^2)^{10} d]$
f	Función
g	Aceleración de la gravedad
H	Profundidad del flujo en el centro del canal

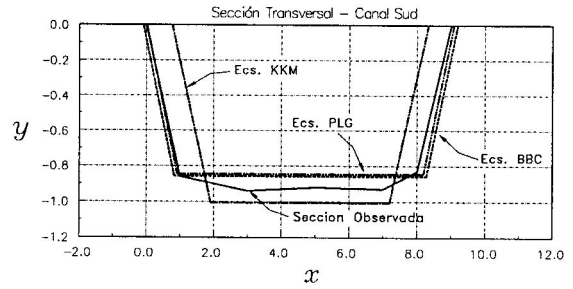


Figura 9. Sección transversal observada y secciones calculadas para el Canal Sud (Argentina)

i	Subíndice genérico
j	Subíndice genérico
K_G	Coefficiente en la ecuación estabilidad lateral de Glushkov
k_i	Coefficiente de reducción de la tensión de corte sobre los taludes de un canal
m	Exponente en la ecuación de Glushkov
N	Cantidad de datos contenida en una base de información
n	Coefficiente de rugosidad de Manning
P	Perímetro mojado de la sección de un canal
Q	Caudal líquido
Q_*	Caudal líquido adimensional: $Q_* = Q / (g^{1/2} \Delta^{1/2} d^{5/2})$
Q_s	Caudal sólido (volumétrico)
q	Caudal líquido unitario (por unidad de ancho)
q_s	Caudal sólido unitario (por unidad de ancho)
R	Radio hidráulico
S	Pendiente longitudinal
T	Ancho del canal a nivel de la superficie libre
U	Velocidad de cizallamiento
V	Velocidad media del flujo en la sección transversal de un canal
V_c	Velocidad crítica para el inicio de transporte en la ecuación de Levi
x_i	Constantes en la fórmula de diseño del perímetro mojado ($i = 0,1,2,3$)
Y_*	Parámetro adimensional de partícula de Brownlie
y_i	Constantes en la fórmula de diseño del radio hidráulico ($i = 0,1,2,3$)
z	Pendiente transversal de los taludes (z horizontal : 1 vertical) en una sección trapecial
z_i	Constantes en la fórmula de diseño de la pendiente ($i = 0,1,2,3$)
Γ	Razón de aspecto de la sección transversal de un canal
Γ_i	Parámetro adimensional asociado con la forma del canal
Γ_j	Parámetro adimensional relacionado con la forma y granulometría del sedimento

γ	Peso específico del agua
γ_s	Peso específico del sedimento
Δ	Densidad relativa del sedimento sumergido
δ_x	Razón de discrepancia de la variable X (Xcalculado/Xobservado)
ε_x	Error relativo de la variable X [(Xcalculado-Xobservado)/Xobservado]
Φ	Función
ϕ	Función
μ	Viscosidad dinámica del fluido
ν	Viscosidad cinemática del fluido
ρ	Densidad del fluido
ρ_s	Densidad del sedimento
σ_x	Desviación estándar de la variable x
σ_g	Desviación estándar geométrica de la distribución gnomulométrica
τ	Tensión de cizallamiento
τ_c	Valor crítico de la tensión de corte para inicio de arrastre
τ	Parámetro de Shields
τ_{*c}	Valor crítico de τ_*

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abou-Seida, M.M. & Saleh, M. (1987). "Design of Stable A lluvial Channels", Journal of Hydraulic Research. IAHR, Vol.25, No. 4, pp.433-446.
- Ackers, P. (1983). "Sediment Transpon Problems in Irrigarian Systems Design", Chapter 4 in Developments in Hydraulic Enginecning. P.Novak (Editor), Applied Science Publishers, London, U.K., Vol.1, pp.151-195.
- Bakker, B. & Vermaas, H. (1986). "Study to Establish Hydraulic Design Critería for Pakistán Irrigation System". Report PRC Engineering / Checchi, USAID Irrigation Systems Management Project, Lahorc, Pakistán.
- Brownlie, W.R. (1981). "Prediction of Flow Depth and Sediment Discharge in Open Channels", Report KH-R-43A, California Institute Technology, Pasadena, U.S.A.
- Chitale, S.V. (1966). "Design of A lluvial Channels", 6th. Congress of the International Commission on Irrigation and Drainage (ICID), New Delhi, India, Report 17, Question 20.
- Chow, V.T. (1959). Open Channel Hydraulics. McGraw-Hill Book Co., New York, USA.
- Farias, H.D. (1990). Modelos Matemáticos Variacionales para la Determinación de la Forma y Dimensiones de Canales Aluviales Estables. Tesis M.Sc., CIDIAT, Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela.
- Farias, H.D. (1991). "A Unifica Approach to Extremal Hypotheses for Morphology of Stable A lluvial Channels", Proc. XXIV Congress IAHR, Spain, pp. S/13-S/22.
- Farias, H.D. (1992). "Máximum Efficiency Sandy Channels and their Morphology", ISRS-5: Sediment Management – Proceedings of V International Symposium on River Sedimentation. Edited by P. Larsen & N. Eisenhauer, Karlsruhe, Germany, April 1992. Volume I, pp. 163-170.
- Farias, H.D. (1993a). "Morphology of Regime A lluvial Channels: A Review". Advances in Hydro-Science and Engineering. S.Y. Wang (Editor), University of Mississippi, USA, Vol.1, Part B, pp. 1423-1428.
- Farias, H.D. (1993b). "Menú de Ecuaciones de Diseño para Canales Arenosos en Régimen", Revista Latinoamericana de Hidráulica. No. 6, pp. 1-12.
- Farias, H.D. (1993c). "Forma de la Sección Transversal en Canales Aluviales Estables", Revista Latinoamericana de Hidráulica. No. 7, pp. 39-50.
- Farias, H.D. (1994). "Geometry of A lluvial Channels in Dynamic Equilibrium", Proc. International Symposium on State of the Art in River Engineering Methods and Design Philosophies. St. Petersburg, Russia, Vol. 3.
- Goncharov, V.N. (1962). Dynamics of Channel Flow. Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem, Israel.
- Karim, M.F. & Kennedy, J.F. (1990). "Menú of Coupled Velocity and Sediment Discharge Relations for Rivers", Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 16, No.8, August, pp. 978-996.
- Maza Alvarez, J.A. (1987). Introduction to River Engineering. Università Italiana per Stranieri, Perugia, Italia.
- Mao, S.W. & Flook, L.R. (1971). "Link Canal Design Practice in West Pakistán", Appendix A in River Mechanics. H.W. Shen (Ed.), Fort Collins, Colorado, U.S.A., pp. A.1-A.40.
- Pizzuto, J.E. (1984). "Equilibrium Bank Geometry and the Width of Shallow Sandbed Streams", Earth Surface Processes and Landforms. Vol. 9, pp. 199-207.
- Rickard, C.E. (1989). "Regime Canal Design: Theory and Reality", International Conference on Irrigation. University of Southampton, 12-15 Sept. 1989, U.K., pp. 395-404.
- Simons, D.B. & Albertson, M.L. (1963). "Uniform Water Conveyance Channels in A lluvial Material", Transactions ASCE. Vol. 128, Part I, pp. 65-167.
- Smith, K.V.H. (1970). "Similarity in Unlined Irrigation Canal Systems", Journal of the Hydraulics Division. ASCE, Vol. 96, No. HY1, pp. 13-28.
- Stevens, M.A. (1989). "Width of Straight A lluvial Channels", Journal of Hydraulic Engineering. ASCE, Vol.115, No.3, pp. 309-326.

APÉNDICE 1. Deducción de las Ecuaciones de Régimen a partir de las relaciones de fricción aluvial, transporte sólido y estabilidad lateral.

Las ecuaciones que se disponen son las siguientes:

* Fricción Aluvial: $V = a_0 d^{a_1} R^{a_2} S^{a_3}$ (A01)

* Transporte Sólido: $q_s = b_0 d^{b_1} V^{b_2} R^{b_3} S^{b_4}$ (A02)

* Estabilidad Lateral: $P = c_0 d^{c_1} R^{c_2} R^{c_3} S^{c_4}$ (A03)

sujetas al cumplimiento de las ecuaciones de conservación para flujo permanente uniforme:

* Caudal Líquido: $Q = PRV$ (A04)

* Concentración de Sedimentos: $C_s = q_s P / Q$ (A05)

A partir de la Ec. A05, puede escribirse:

$$C_s = b_0 d^{b_1} S^{b_4} P^{(1-b_2)} R^{(b_3-b_2)} Q^{(b_2-1)} \quad (A06)$$

De igual modo, a partir de la Ec. A04, se tiene:

$$Q^{(1-c_2)} = a_0 c_0 d^{(a_1+c_1)} R^{(a_2+c_3+1)} S^{(a_3+c_4)} \quad (A07)$$

Combinando las ecuaciones A06 y A03, se obtiene:

$$C_s = b_0 c_0^{(1-b_2)} d^{b_1+c_1(1-b_2)} R^{(b_3-b_2+b_1+c_3)} S^{b_4+c_4(1-b_2)} Q^{b_2+c_2(1-b_2)-1} \quad (A08)$$

A partir de las Ees. A07 y A08, se obtienen las siguientes:

$$R = k_0 d^{k_1} S^{k_2} Q^{k_3} \quad (A09)$$

$$C_s = m_0 d^{m_1} R^{m_3} S^{m_3} Q^{m_4} \quad (A10)$$

Con:

$$k_0 = [a_0 c_0]^{-\frac{1}{(a_2+c_3+1)}} \quad (A11)$$

$$k_1 = -\frac{(a_1+c_1)}{(a_2+c_3+1)} \quad (A12)$$

$$k_2 = -\frac{(a_3+c_4)}{(a_2+c_3+1)} \quad (A13)$$

$$k_3 = -\frac{(1-c_2)}{(a_2+c_3+1)} \quad (A14)$$

$$m_0 = b_0 c_0^{(1-b_2)} \quad (A15)$$

$$m_1 = b_1 + c_1(1-b_2) \quad (A16)$$

$$m_2 = b_3 - b_2 + c_3(1-b_2) \quad (A17)$$

$$m_3 = b_4 + c_4(1-b_2) \quad (A18)$$

$$m_4 = b_2 + c_2(1-b_2) - 1 \quad (A19)$$

Reagrupando y manipulando algebraicamente estas relaciones, se obtienen las siguientes ecuaciones de régimen:

$$P = x_0 d^{x_1} C_s^{x_2} Q^{x_3} \quad (A20)$$

$$R = y_0 d^{y_1} C_s^{y_2} Q^{y_3} \quad (A21)$$

$$S = Z_0 d^{z_1} C_s^{z_2} Q^{z_3} \quad (A22)$$

Con:

$$Z_0 = [m_0 k_0^{m_2}]^{-\frac{1}{(m_3+k_2 m_2)}} \quad (A23)$$

$$Z_1 = -\frac{(m_1 + k_1 m_2)}{(m_3 + k_2 m_2)} \quad (A24)$$

$$Z_2 = \frac{1}{(m_3 + k_2 m_2)} \quad (A25)$$

$$Z_3 = -\frac{(m_4 + k_3 m_2)}{(m_3 + k_2 m_2)} \quad (A26)$$

$$y_0 = k_0 Z_0^{k_2} \quad (A27)$$

$$y_1 = k_1 + z_1 k_2 \quad (A28)$$

$$y_2 = k_3 + z_3 k_2 \quad (A29)$$

$$y_3 = k_1 + z_1 k_2 \quad (A30)$$

$$x_0 = c_0 y_0^{c_3} Z_0^{c_4} \quad (A31)$$

$$x_1 = c_1 + c_3 y_1 + c_4 z_1 \quad (A32)$$

$$x_2 = c_3 y_2 + c_4 z_2 \quad (A33)$$

$$x_3 = c_2 + c_3 y_3 + c_4 z_3 \quad (A34)$$

Obsérvese que las Ees. A20, A21 y A22 tienen el formato clásico de las ecuaciones de régimen para el diseño de canales arenosos. Todas las Ees. presentadas en la Tabla 1 han sido reducidas a ese formato.