

7.3 MEJORAMIENTO DEL CANAL

Informe de Apoyo para el Capítulo 7.3

1 Tramos Prioritarios

La Fig. 7-3-1, más adelante, muestra la imagen Landsat durante la estación lluviosa de 1997 para los tramos prioritarios del plan de mejoramiento del canal. La planicie del delta superior es el área de más alta elevación y con menos frecuencia de inundaciones en todo el delta. Esta área es la más intensamente utilizada para la agricultura (área en blanco en la imagen) y es la única parte del delta accesible por caminos.

El Río Orinoco se divide en distributarios en el ápice del Delta. El flujo principal se dirige al este, a través del delta por el Río Grande y desemboca en Boca Grande en el Océano Atlántico. El flujo residual es transportado principalmente por el Caño Manamo y Macareo, dos grandes cauces distributarios que se originan cerca del ápice del delta en Barrancas y fluyen hacia el norte y nordeste, respectivamente. Los distributarios transportan la mayoría del volumen del sedimento y caudal del río.

El terreno observado en la planicie del delta superior está relacionado a los cinturones del cauce activos y abandonados, separados por planicies inundables. Debido a que los niveles del río cambian estacionalmente, el agua se mueve dentro y fuera de las planicies inundables. El tamaño y distribución del cinturón del caño Río Grande indican que el flujo principal del Río Orinoco ha permanecido confinado a la mitad al sur del delta.

Como se muestra en la Fig.7-3-2, el material del lecho en los tramos prioritarios puede clasificarse básicamente como arena. El material del lecho que existe en el centro del canal es comparativamente grueso, su diámetro medio es alrededor de 0.4 mm. Los materiales del lecho que se depositan cerca del banco del canal son generalmente finos, con un diámetro medio menor de 0.1 mm.

Debe observarse que los materiales del lecho en la Sección 3 (sección Ya-Ya) muestran características diferentes a las otras secciones, puesto que en ellas no se encuentran arenas finas aunque algunas de ellas se encuentran localizadas cerca de los bancos. Esta sección es la más complicada para permitir el depósito de arena comparativamente gruesa cerca de las márgenes del canal debido a las confluencias y a la bifurcación.

Esta área (Fig.7-3-3) corresponde al ápice del Delta del Orinoco y tiene una característica morfológica complicada, con una transición desde el canal aguas arriba flanqueado por piedras ígneas expuestas hasta el canal aluvial aguas abajo. Las islas en medio del canal, como la Isla Tórtola, las islas frente al pueblo de Barrancas y la barra de arena en la bifurcación de Macareo, se han desarrollado debido al

transporte de arena del Río Orinoco. En la sección de Barrancas un tipo de piedra se encuentra expuesta en el lecho del canal de navegación, resultando en una profundidad navegable regulada.

Las líneas del banco que se muestran en los mapas de navegación de 1998 y 1959 se superpusieron en la Fig.7-3-4. En los últimos cuarenta años, el cambio en la forma de la Isla Chivera es sorprendente. La Isla Chivera estaba separada en dos y, en conjunto, la isla se movió aguas arriba. La orilla aguas arriba de la Isla Varadero también se ha desarrollado un poco y su orilla aguas abajo ha desarrollado una formación de barra de arena. Asimismo, la isla en medio del canal en la bifurcación del Caño Macareo se ha desarrollado debido al cierre del Caño Manamo en los años sesenta.

La Fig.7-3-5 muestra las elevaciones mínimas del lecho y la elevación del banco para los caños Río Grande, Tórtola y Piacoa, los cuales están basados en el estudio sonoro efectuado durante este estudio en 1999. Generalmente las elevaciones del banco son menores de NMM+9 m para todos los tramos.

La Fig.7-3-6 muestra las variaciones de las elevaciones del lecho en los tramos prioritarios, basándose en los registros sonoros del INC. Los niveles de lecho cambian estacionalmente, sobretodo en el centro del canal, donde se lleva a cabo el dragado de mantenimiento.

Los niveles del lado izquierdo y derecho del lecho son los mismos que el nivel exterior del canal. Básicamente, no se ven afectados directamente por las actividades del dragado de mantenimiento. Estas variaciones se consideran naturales en los tramos prioritarios. Los niveles del lecho del lado izquierdo y derecho en las secciones Guarguapo, Barrancas y Ya-Ya muestran un cambio insignificante, exceptuando el nivel del lecho del lado derecho en la sección Guarguapo.

La Fig.7-3-7 muestra las variaciones en el nivel del agua en las estaciones de Punta Cabrian y Ya-Ya. El período en el que el nivel de agua es más alto que NMM+6 m es aproximadamente de 3 a 4 meses.

2 Simulación Bidimensional

2.1 Metodología para el Análisis

Las coordenadas curvilíneas ortogonales (ξ , η) fueron adoptadas para presentar la ubicación geográfica en el área planeada (Fig.7-3-8). Este sistema de coordenadas es apropiado para presentar fácilmente la línea del banco del cauce y cambiar la densidad de la cuadrícula dependiendo de la exactitud requerida en el modelo.

(1) Ecuaciones

Las ecuaciones a ser resueltas para la simulación morfológica bidimensional son la ecuación de continuidad, la ecuación de momentum considerando el efecto del flujo secundario, ecuación para el cambio de lecho y ecuación del transporte de sedimento como se muestra a continuación:

1) Ecuación de Continuidad

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial}{\partial \xi} [(d+\zeta)U\sqrt{G_{\eta\eta}}] + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial}{\partial \eta} [(d+\zeta)V\sqrt{G_{\xi\xi}}] = 0$$

ζ : Water level above some horizontal plane of reference, d : Water depth below some horizontal plane of reference

ξ, η : Horizontal, curvilinear spatial co - ordinates

U : Depth averaged velocity in the ξ direction, V : Depth averaged velocity in the η direction

$\sqrt{G_{\xi\xi}} = R \cos \phi$, $\sqrt{G_{\eta\eta}} = R$, ϕ is the latitude and R is the radius of the Earth.

2) Ecuación de Momentum

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{u}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial u}{\partial \xi} + \frac{v}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial u}{\partial \eta} + \frac{uv}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\xi\xi}}}{\partial \eta} - \frac{v^2}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\eta\eta}}}{\partial \xi} &= -\frac{gu\sqrt{u^2+v^2}}{C^2(d+\zeta)} + \nu_H \left(\frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial^2 u}{\partial \xi^2} + \frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial^2 u}{\partial \eta^2} \right) + F_{s\xi} \\ \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{u}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial v}{\partial \xi} + \frac{v}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial v}{\partial \eta} + \frac{uv}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\eta\eta}}}{\partial \eta} - \frac{u^2}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\xi\xi}}}{\partial \eta} &= -\frac{gv\sqrt{u^2+v^2}}{C^2(d+\zeta)} + \nu_H \left(\frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial^2 v}{\partial \xi^2} + \frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial^2 v}{\partial \eta^2} \right) + F_{s\eta} \end{aligned}$$

u : velocity in the ξ - direction(m/s), v : velocity in the η - direction(m/s),

g : gravity acceration (m/s²), C : Chezy coefficient, ν_H : horizontal eddy viscosity in the ξ and η directions

$$\begin{aligned} F_{s\xi} &= \frac{1}{d+\zeta} \left\{ \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial((d+\zeta)T_{\xi\xi})}{\partial \xi} + \frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial((d+\zeta)T_{\xi\eta})}{\partial \eta} + \frac{2(d+\zeta)T_{\xi\eta}}{\sqrt{G_{\eta\eta}}\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\xi\xi}}}{\partial \eta} + \frac{2(d+\zeta)T_{\xi\xi}}{\sqrt{G_{\eta\eta}}\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\eta\eta}}}{\partial \xi} \right\} \\ F_{s\eta} &= \frac{1}{d+\zeta} \left\{ \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial((d+\zeta)T_{\eta\xi})}{\partial \xi} + \frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial((d+\zeta)T_{\eta\eta})}{\partial \eta} + \frac{2(d+\zeta)T_{\eta\eta}}{\sqrt{G_{\eta\eta}}\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\xi\xi}}}{\partial \eta} + \frac{2(d+\zeta)T_{\eta\xi}}{\sqrt{G_{\eta\eta}}\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\eta\eta}}}{\partial \xi} \right\} \end{aligned}$$

$F_{s\xi}, F_{s\eta}$: additional terms in momentum equation to account for horizontal effective shear stresses originating from secondary flow

$$T_{\xi\xi} = -2\beta uv, \quad T_{\xi\eta} = \beta(u^2 - v^2), \quad T_{\eta\eta} = 2\beta uv$$

in which

$$\beta = \beta^* \frac{(d+\zeta)}{R_s^*}$$

$$\beta^* = \beta_c (5\alpha - 15.6\alpha^2 + 37.5\alpha^3), \quad \beta_c = \text{correction coefficient}$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} < \frac{1}{2}$$

3) Ecuación de transporte promediado

$$\frac{\partial[(d+\zeta)I]}{\partial t} + \frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}\sqrt{G_{\xi\xi}}} \left(\frac{\partial[(d+\zeta)u\sqrt{G_{\eta\eta}}I]}{\partial \xi} + \frac{\partial[(d+\zeta)v\sqrt{G_{\xi\xi}}I]}{\partial \eta} \right) = \frac{(d+\zeta)}{\sqrt{G_{\eta\eta}}\sqrt{G_{\xi\xi}}} \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} \left[D_h \frac{\sqrt{G_{\eta\eta}}}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial I}{\partial \xi} \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[D_h \frac{\sqrt{G_{\eta\eta}}}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial I}{\partial \eta} \right] \right\} + (d+\zeta)S$$

in which

I : spiral motion intensity (m/s), R_s : radius of curvature of the stream line(m), D_h : eddy diffusivity in the horizontal direction(m²/s)

$$S = -\frac{I - I_{be}}{T_a}, \quad I_{be} = \frac{|\bar{U}|(d+\zeta)}{R_s}, \quad T_a = \frac{(1-2\alpha)(d+\zeta)}{2\kappa^2 \alpha |\bar{U}|}$$

$$R_s^* = \frac{|\bar{U}|(d+\zeta)}{I} \geq 10(d+\zeta)$$

4) Ecuación para el Cambio en el Lecho

$$\frac{\partial z_a}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left[\frac{\partial S_x}{\partial x} + \frac{\partial S_y}{\partial y} \right] = 0$$

z_a : Bed Elevation, λ : Porosity, S_x : Sediment Transport Rate x - direction, S_y : Sediment Transport Rate y - direction

5) Ecuación para el Transporte de Sedimento (Fórmula Engelund-Hansen)

$$\theta = \frac{\tau/\rho}{(s-1)gd} = \frac{u_*^2}{(s-1)gd}$$

$$\frac{S}{u_* d} = 0.05 \left(\frac{u}{u_*} \right)^2 \theta^2$$

θ : Dimensionless total bed shear stress, S : Total bed material transport per width, d : Sediment Diameter in mm

s : Specific weight of sediment, g : Acceleration of gravity in m/s^2 , u : Average Velocity in m/s

$u_* = u_f$: Friction Velocity in m/s

La Fórmula Engelund-Hansen es utilizada para los cálculos del arrastre total. Esta fórmula se deriva de las consideraciones del trabajo realizado por el flujo, en el sedimento siendo transportado. A pesar de que la formula fue derivada para un lecho cubierto por dunas, también se encontró que era aplicable al régimen superior (lecho plano y antidunas).

La dirección de la tasa del transporte de sedimento se ha calculado de la siguiente manera:

$$S_x = S \cos(\alpha_s)$$

$$S_y = S \sin(\alpha_s)$$

S : magnitude of the sediment transport

α_s : direction of the sediment transport

$$\tan(\alpha_s) = \frac{\sin(\alpha_\tau) + \frac{1}{a_s \theta^b} \frac{\partial z_a}{\partial y}}{\cos(\alpha_\tau) + \frac{1}{a_s \theta^b} \frac{\partial z_a}{\partial x}}$$

$$\theta = \alpha_{fy} \frac{q_*^2}{g \Delta d_{50}}$$

α_{fy} : coefficient to be specified by the user : FYTA

a_s : coefficient to be specified by the user : ASHLD

b_s : coefficient to be specified by the user : BSHLD

Δ : relative density

q_* : shear stress velocity

d_{50} : diameter (mm)

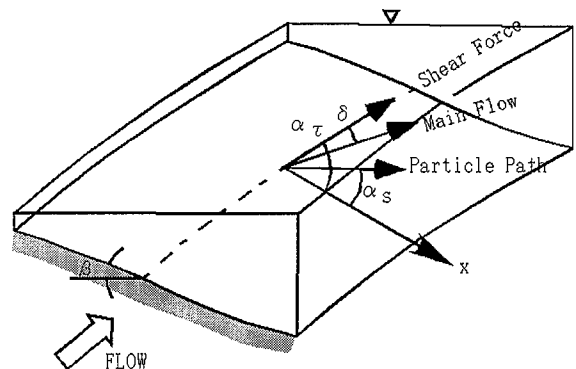
$$\tan(\alpha_\tau) = \frac{v - \alpha_1 \frac{u}{q} I_s}{u + \alpha_1 \frac{v}{q} I_s}$$

α_τ : direction of shear stress

I_s : Intensity of the spiral flow

$$\alpha_1 = \frac{2}{\kappa^2} E_s (1.0 - 0.5 \sqrt{\frac{g}{\kappa C}})$$

E_s : coefficient to be specified by the user : ESPIR



Definition of Direction

Los parámetros de la simulación:

parámetro		valor
α_{fy}	FYTA	1.0
A_s	ASHLD	0.85
B_s	BSHLD	0.50
E_s	ESPIR	1.0

(2) Aspectos Numéricos

Con respecto al aspecto numérico, el modelo de simulación bidimensional adoptado está compuesto de tres (3) módulos, el módulo hidrodinámico, el módulo de transporte del sedimento y el módulo para el cambio del lecho. El procedimiento de cálculo para los tres módulos es el utilizado generalmente, como se muestra en la Fig. 7-3-10.

El módulo hidrodinámico se acomoda en una esquematización de cuadrícula curvilínea ortogonal del área modelada (Fig. 7-3-9). Para la discretización de los gradientes horizontales se usa una cuadrícula escalonada. Es un modelo coordenado sigma en donde la coordenada vertical es una escala de la profundidad de la columna de agua. Para resolver las ecuaciones de momentum y continuidad, se ha usado el esquema de diferencia finita básicamente con una técnica implícita. La ecuación del cambio del lecho se resuelve explícitamente con el uso de la diferencia finita.

(3) Método del Modelo para Estructuras

En algunas alternativas para el mejoramiento del canal, las estructuras especiales se modelaron como límite interno en la simulación. El tipo de estructura y el concepto del modelo es de la siguiente manera:

Tipo de Estructura	Concepto del Modelo
Espigones y Diques No-Sumergidos	Especificando las cuadrículas como un límite sin flujo a lo largo del dique o espigón.
Dique Sumergido	Especificando las cuadrículas como un vertedero local con la altura de la cresta

En el caso del dique sumergido, un término adicional, el de fricción cuadrática deberá agregarse a la ecuación de momentum.

$$\frac{dU_{m,n,k}}{dt} = \lambda \frac{U_{m,n,k} |U_{m,n,k}|}{\Delta x}$$

λ : energy loss coefficient

Este coeficiente de pérdida de energía se especifica de acuerdo a:

$$\lambda = \frac{1}{2\mu^2}$$

where

$$\mu = \frac{Q}{A\sqrt{2g|\zeta_u - \zeta_d|}}$$

Q : discharge, A : flow - through height, ζ_u, ζ_d : upstream and downstream water level, respectively.

El coeficiente de energía se determinó para considerar el ajuste con una fórmula de descarga de sobreflujo llamada fórmula Honma y es la siguiente:

$$Q = C' Bh_2 \sqrt{h_1 - h_2} = \frac{C'}{\sqrt{2g}} (Bh_2) \sqrt{2g(h_1 - h_2)} = \frac{1}{\sqrt{\frac{2g}{C'^2}}} A \sqrt{2g(h_1 - h_2)}$$

C' : overflow discharge coefficient, B : weir width (m), h_1, h_2 : upstream and downstream water depth above weir crest (m)

Debido a que $C'=2.6*1.55$ para un vertedero de cresta ancha,

$$\lambda = \frac{g}{C'^2} = \frac{9.8}{(2.6 * 1.55)^2} = 0.6$$

2.2 Caso de Simulación

La Tabla 7.3.1 resume todos los casos simulados para la simulación bidimensional. Los casos se pueden clasificar en cuatro (4) grupos dependiendo de los siguientes propósitos:

- Calibración de la condición de flujo,
- Simulación de la condición de flujo,
- Calibración de la condición del cambio de lecho,
- Simulación del cambio de lecho.

1. Calibración de la condición de flujo

Bajo la condición de lecho fijo, los flujos para los diferentes patrones de las condiciones de límite hidráulico se obtuvieron y compararon a los valores medidos correspondientes.

2. Simulación de la condición de flujo

Para las diferentes alternativas, se simularon los flujos para la descarga pico estándar ($66,000 \text{ m}^3/\text{s}$) para analizar los efectos hidráulicos en las estructuras consideradas. Los resultados de la simulación de flujo se convirtieron en la base para la evaluación de cada alternativa y para la selección de las alternativas específicas a ser estudiadas posteriormente.

3. Calibración de la condición del cambio en el lecho

Generalmente es algo difícil calibrar el cambio en el nivel del lecho, especialmente en una complicada configuración de canales. También, el Río Orinoco tiene inmensos canales con una pendiente suave y regular, con variaciones hidrológicas estacionales, por lo que las proporciones en el cambio de nivel del lecho y el transporte del material del fondo son pequeñas comparadas con otros ríos de tamaño pequeño o mediano. Se requiere de bastante tiempo de cómputo para llevar a cabo un caso de simulación para varios años y obtener los resultados necesarios para poder decidir la tendencia morfológica.

Asimismo, las profundidades de la cuadrícula completada se componen de dibujos batimétricos que fueron medido en un año o estación diferente. El llamado estudio batimétrico en el área modelada no expresa las condiciones de cierto tiempo.

Tomando en consideración lo anterior, la simulación morfológica para los 6 años iniciando con la “condición existente” fue ejecutada para observar la tendencia en el cambio de nivel del lecho y para confirmar la estabilidad morfológica.

Además, como caso de referencia, el cambio morfológico se simuló desde la condición inicial de una elevación plana de NMM-11m, la cual es la elevación promedio en el área

modelada. Para ahorrar tiempo de cómputo, la descarga generada entre agosto y Octubre fue utilizada repetidas veces para obtener el cambio morfológico que se espera en el futuro.

4. Simulación del cambio en el lecho

Para las alternativas seleccionadas por la evaluación, basándose en la simulación del flujo, los cambios en el nivel del lecho fueron simulados para confirmar los efectos hidráulicos por la estructura.

2.3 Generación de la Cuadrícula

Antes de la simulación, la cuadrícula de cómputo fue generada como se muestra en le Fig. 7-3-11. En el proceso de la generación de la cuadrícula, se tomó en cuenta lo siguiente:

- A lo largo del canal de navegación existente, la anchura máxima de una célula es básicamente más fina que la anchura del canal (aproximadamente 90m);
- Una línea de banco uniforme fue generada especialmente a lo largo del banco izquierdo del Caño Río Grande;
- Las líneas del límite en la cuadrícula están básicamente localizadas en el banco del canal existente.

La ortogonalidad local se mantuvo con la mayor exactitud posible para toda el área modelada. Esta área tiene bastantes bifurcaciones y canales de confluencia. La cuadrícula ortogonal ideal para el área modelada, sería sin embargo, un modelo muy fino requiriendo tiempo de cómputo impráctico. Por lo que la cuadrícula en algunas áreas se mantuvo burdo para tomar en consideración los datos de profundidad con exactitud y la completa ortogonalidad.

En el proceso de interpolación del valor de la profundidad para cada cuadrícula, la preparación de suficientes ejemplos de datos de profundidad es también importante para crear una condición batimétrica realista en el área modelada. En este estudio, los datos batimétricos del reconocimiento efectuado por JICA en 1998 y 1999 fueron fundamentalmente utilizados y los datos batimétricos de INC, de banco en banco en los tramos modelados se usaron para complementar los datos de JICA.

2.4 Condiciones del Límite

Las condiciones de límite para la simulación en este estudio se clasificaron en límites externos e internos. El tipo de límite y su ubicación se muestran en la Tabla 7.3.2 y Tabla 7.3.3.

Para la simulación de las alternativas, la descarga anual estándar y los niveles de agua se usaron como se muestra en la Fig. 7-3-13. También fueron usados en el modelo de simulación unidimensional.

2.5 Calibración del Flujo

(1) Aspereza del Lecho

Con la simulación de unidimensional, la aspereza de Manning ($n = 0.033$) fue calibrada como un valor total para el Canal del Río Grande. El modelo de bidimensional fue usado en este estudio aplicando el coeficiente Chézy por el parámetro de aspereza ya que el coeficiente Chézy es el único disponible para el módulo morfológico. El coeficiente de aspereza de Manning fue convertido de la siguiente manera,

$$C = \frac{R^{1/6}}{n}$$

C : Chezy coefficient, R : Hydraulic Radius (m), n : Manning coefficient

La Fig. 7-3-14 muestra la variación del coeficiente de Chézy dependiendo del radio hidráulico y el coeficiente Manning. A pesar de que el coeficiente Manning está especificado como 0.033, el coeficiente Chézy varía de profundidad en profundidad. El coeficiente Chézy es igual a 53 y pone énfasis en la mayor profundidad del agua para computar el sedimento de transporte en el canal más profundo.

(2) Viscosidad Kinemática Eddy

En el caso del área modelada la escala horizontal es más larga que la profundidad del canal. Puede asumirse que ε_y es dos o tres veces como ε_z .

$$\varepsilon_z = \frac{\kappa}{6} U_* h$$

κ : KarmanConstant (= 0.4), U_* : FrictionVelocity (m/s), h : Water depth (m)

Dado que U^* cae dentro de 0.1 m/s en la temporada de lluvia en el tramo prioritario y la profundidad del agua es aproximadamente 20 m en el área modelada, ε_z puede asumirse como 0.1 m²/s. ε_y puede asumirse aproximadamente cerca de 0.5 m²/s. El valor de ε_y no es más sensitivo que el coeficiente de aspereza en esta simulación.

(3) Distribución de la Descarga

La Fig. 7-3-15 muestra la comparación de la descarga del corte transversal computado y la carga medida en varios cortes transversales. Generalmente, la distribución de las descargas están bien reproducidas por la simulación.

(4) Nivel del Agua

La Fig. 7-3-16 muestra la comparación del nivel del agua computado y el nivel del agua medido. Los valores computados son mayores que los valores observados por aproximadamente un (1) metro. La diferencia del nivel del agua de un (1) metro corresponde a menos del 5% del total de la profundidad del agua. Dado que el coeficiente Chézy es considerablemente dependiente en la profundidad del agua en este modelo, este rango de la diferencia del nivel del agua puede ser aceptable.

2.6 Calibración del Transporte de Sedimento y el Cambio en el Nivel del Lecho

La calibración generalmente significa que el modelo puede reproducir no solamente la condición batimétrica en un cierto momento sino que también la serie de tiempo (es decir estacional) de los cambios en el nivel del lecho. En este estudio, debido a que ningún dato batimétrico de dos períodos, cubriendo el área modelada estuvo disponible, la calibración anterior no pudo efectuarse. Como se muestra en las Fig.7-3-2, Fig.7-3-4 y Fig.7-3-6, la configuración del cauce y el cambio en el nivel del lecho pueden considerarse estables en el rango de tiempo de varios años. Por consiguiente, en este estudio, la calibración tiene como objetivo el reproducir la condición batimétrica existente después de varios años empezando de una misma condición existente. En el proceso de la reproducción del cómputo la serie de tiempo (es decir, estacional) del cambio del nivel del lecho puede ser calibrada.

(1) Tasa de Transporte de Sedimento

La tasa del transporte del sedimento dado desde su límite aguas arriba del área modelada es de $15,000,000 \text{ m}^3$ por año como se muestra en la Fig. 7-3-13. Esta cantidad fue usada en la simulación unidimensional y fue verificada como la tasa de transportación del sedimento anual. También la fórmula Engelund Hansen fue usada de la misma manera en la simulación de unidimensional.

(2) Cambio en el Nivel del Lecho

La Fig. 7-3-17 muestra el contorno de la profundidad simulada después de 3 y 5 años desde que la condición existente se reproduce de la configuración inicial del lecho. Con respecto al balance de la masa durante la simulación, la Fig.7-3-19 indica que el total neto de la disminución del sedimento durante la simulación es de 40 millones de metros cúbicos, lo cual corresponde a la profundidad de

erosión promedio de 7 cm por año. Este valor es aceptable tomando en cuenta la extensión del canal y la profundidad del agua.

Asimismo, el modelo de calibración para el transporte de sedimento trató de enforarse en la confirmación que la fluctuación del nivel del lecho es similar a aquél mostrado en la Fig. 7-3-6. La figura superior en Fig. 7-3-20 muestra la medición de los cambios del nivel del cambio como 255.25 km en la sección Ya-Ya del Caño Río Grande. Este punto se encuentra ubicado en el centro del canal de navegación y no es dragado actualmente, siendo uno de los pocos puntos proporcionando el cambio en la serie de tiempo en un nivel de lecho natural dentro de los tramos prioritarios. La elevación del lecho muestra los picos al final de las estaciones secas y su fluctuación anual tienen un rango de 1.5 m.

Además, como caso de referencia, el cambio morfológico fue simulado desde su condición inicial con una elevación plana de NMM-11m, la cual es una elevación promedio en el área modelada. La Fig. 7-3-21 muestra el contorno de la elevación del lecho después del período equivalente a 8 años desde el inicio de la condición. Mientras que 8 años no son suficientes para la obtención de una configuración de lecho completamente desarrollada, la configuración resultante muestra por dónde será lo más profundo del canal. Como puede observarse, la propagación de la erosión y sedimentación aguas abajo es menos de 2 km en un año. Esta reducida velocidad se puede confirmar con el resultado de la simulación unidimensional como se muestra en la Fig. 7-3-21.

(3) Efecto del Flujo Secundario

Al considerar el efecto del flujo secundario en el cálculo de la dirección del transporte de sedimento ayuda a tener una mejor reproducción en una simulación morfológica, a pesar de que el flujo secundario en sí mismo sea mucho menor que el flujo principal. La Fig. 7-3-23 muestra el cambio en el corte transversal con y sin el efecto del flujo secundario y el efecto del flujo secundario puede hacer más claro el paso más profundo del agua, especialmente en la sección Ya-Ya. Esta sección tiene una curvatura comparativamente grande resultando en un movimiento espiral inevitable del flujo en la sección transversal (ver Fig. 7-3-22). Al introducir el efecto del flujo secundario en el cálculo morfológico, en general la reproducción de la batimetría existente mejoró substancialmente.

2.7 Análisis de la Simulación Hidrodinámica con Estructura

(1) Alternativas

La Tabla 7.3.4 presenta todas las alternativas consideradas en el esquema B2. [B2-1] y [B2-2] son las alternativas con el objetivo de analizar hidráulicamente la mejor ubicación del dique no sumergido en

el Caño Tórtola. [B2-3], [B2-4] y [B2-5] son las alternativas propuestas para analizar la altura requerida del dique sumergido en el Caño Tórtola. [B2-6] y [B2-7] son las alternativas para simular el efecto de las series de espigones en el Caño Tórtola para tratar de incrementar la descarga en el Canal del Río Grande. [B2-8] es la alternativa de referencia para incrementar substancialmente la descarga en el canal del Río Grande.

(2) Distribución de la Descarga

Para analizar la velocidad promedio de la profundidad y la descarga de corte transversal para cada alternativa, al principio sólo la condición del flujo para la máxima descarga de 66,000 m³/s fue simulada usando el módulo hidrodinámico. La descarga de 66,000 m³/s corresponde al promedio de la descarga máxima anual durante 1943-1998 en la sección de San Felix, la cual es vista como la descarga pico estándar en el ápice del Delta Orinoco. La distribución de descarga pico es mostrada en la Tabla 7.3.5 y en la Fig. 7-3-15. El contorno de la magnitud actual y el contorno del nivel del agua son mostrados en la Fig. 7-3-25 y Fig. 7-3-26, respectivamente.

Estas ocho (8) alternativas pueden ser evaluadas desde el punto de vista hidráulico de la siguiente manera:

Punto de Chequeo	Resultados
Localización de la Zanja Cerrada en el Caño Tórtola	La localización del dique en el Caño Tórtola no es un factor principal para incrementar substancialmente la descarga del canal, sin embargo, el dique debe estar localizado río arriba del canal porque [B2-2] incrementaría el nivel del agua aguas arriba del dique mucho más de [B2-1].(Fig. 7-3-26
Altura del Dique Sumergido	El dique sumergido con altura de menos de NMM+3 m no es efectiva para el propósito de incrementar substancialmente la descarga del canal. La altura del dique debe ser más alta que NMM+6 m.
Efectividad de los Espigones	Los espigones localizados en el Caño Tórtola para incrementar la descarga en el canal no son efectivos de acuerdo a los resultados de [B2-6] y [B2-7]. La velocidad incrementará los cortes transversales en donde los espigones están instalados porque las áreas de flujo efectivo fueron reducidas.

Alternativa [B2-8]	[B2-8] es la medida más efectiva para incrementar la descarga en el canal, sin embargo, esta medida elevará el nivel del agua, aguas arriba hasta 2.5 m del nivel existente. Además, la velocidad máxima en el canal excedería 2.4 m/s y por lo tanto, la fuerza máxima adimensional cortante sería más de 2.0. Bajo este tipo de condición de flujo, no es práctico simular los cambios morfológicos en esta área. Entonces [B2-8] no será estudiada debido al cambio morfológico.
Descarga en la sección Ya Ya	La descarga en la sección Ya-Ya río abajo, la cual es la sección aguas abajo del Caño Tórtola confluyente al Canal del Río Grande, no muestra cambio considerable entre todas las otras alternativas excepto para [B2-8]. Este resultado afirma que la actual sección profunda en la sección Ya-Ya pudiera mantenerse naturalmente después de la construcción del dique como en [B2-1] y [B2-3].

(3) Fuerza de Corte Adimensional

La fuerza de corte adimensional es calculada de la siguiente manera:

$$\tau_* = \frac{H \bullet I}{s \bullet d}$$

H : water depth (m)

I : bed slope

s : relative density(= 1.65)

d : bed material diameter(m)

La Fig. 7-3-27 muestra el contorno de la fuerza cortante adimensional bajo la condición existente, Alternativa [B2-1] y Alternativa [B2-8]. Como está descrito anteriormente, la Alternativa [B2-8] producirá la condición de flujo en la que la fuerza cortante adimensional es mayor que 2.0. Este valor cae dentro de los rangos hidráulicos raros para la mayor parte de los ríos. Una exactitud suficiente para simulaciones hidráulicas y morfológicas no pueden ser esperadas bajo esta condición.

2.8 Simulación Morfológica

Para Alternativa [B2-1], Alternativa [B2-3] y el Caso de la Condición Existente en el caso contrante, se realizaron simulaciones morfológicas. Debido a que la condición inicial de la profundidad batimétrica puede variar cuando la computación avanza, los efectos de cada alternativa fueron definidos como diferencias morfológicas en cierto paso en tiempo desde la condición inicial.

La Fig. 7-3-17, Fig. 7-3-28 y Fig. 7-3-29 muestran el contorno de profundidad para el 1er año, 3er año y 6o año para cada alternativa. De acuerdo con las gráficas ecosonoras efectuadas por INC con fechas

1998/10/1 y 1998/11/28, los déficits de profundidad para la elevación diseño del cauce en el diseño (NAB-10.4 m) son 2.4 m para la sección de Guarguapo, 0.50 m para la sección de Barrancas y 2.00 m para la sección Ya-Ya.

Sección	Profundidad para ser disminuida (m)
Guarguapo	2.40 m
Barrancas	0.50 m
Ya Ya	2.00 m

La Table 7.3.6 resume la disminución del cauce del canal dependiendo de los años para ambas alternativas. La alternativa [B2-1] necesita por lo menos 3 años después de completarse el dique para eliminar el dragado de mantenimiento actual. La alternativa [B2-3] necesita un poco más de tiempo para eliminar el dragado de mantenimiento actual, sin embargo, por lo menos 3 años después de completar el dique, el lecho del canal disminuirá suficientemente (Fig. 7-3-30 y Fig. 7-3-32)

La figura superior en la Fig. 7-3-31 (1/2) muestra el corte transversal del transporte del sedimento anual (el promedio de 5 años). El transporte del sedimento en el límite aguas arriba tiene casi la misma cantidad para cada alternativa. El transporte de sedimento en C-2 , C-6, C-7 y C-8 muestran considerables diferencias entre las alternativas correspondientes en las descargas en las secciones. A pesar de que la descarga pico se incrementa en la sección de Barrancas debido a la Alternativa [B2-3] es sólo 15% de la descarga existente, el incremento del transporte del sedimento en C-6 es más de 100 % del sedimento transportado actualmente. Esta es la razón por la cual la Alternativa [B2-3] es efectiva en reducir la elevación del lecho en el canal de navegación.

Las otras figuras en la Fig. 7-3-31 muestran la variación en tiempo la tasa del transporte de sedimento durante los 5 años de simulación. Mientras la variación de la condición del caso existente es bastante regular a través de los 6 años, las variaciones de Alternativa [B2-1] y Alternativa [B2-3] muestran un incremento repentino en el 1er año causado por el incremento de descargas por las estructuras de cierre. Después del 2do año, las variaciones anuales de la tasa del sedimento transportado alcanzan condiciones estables para ambas alternativas.

Por lo tanto, el efecto hidráulico de las alternativas puede ser evaluado para comparar las elevaciones del lecho después de 3 a 5 años.

2.9 Simulación Bidimensional con Espigones

Un caso de estudio para la instalación de espigones se llevó a cabo usando la simulación hidrodinámica bidimensional. Para un corte transversal en la sección de Guarguapo, 4 casos de espigones con aperturas de diferentes anchos fueron considerados incluyendo el caso sin espigón. El resultado se muestra en la Fig.7-3-33.

La velocidad máxima en el área confinada por los espigones aumenta cuando el ancho de la apertura se vuelve estrecha. Suponiendo que la velocidad requerida para bajar la elevación del lecho en el canal es 1.8 m/s basándose en la velocidad de flujo calculada para [B2-1], el ancho de la apertura debe ser menor que 1,200 m.

Por otro lado, el largo longitudinal del contorno donde la velocidad es mayor que 1.8 m/s tiene una cresta en el ancho de la apertura de 800 m. Si la apertura es menor de 800 m, la descarga a través de los espigones disminuye substancialmente y el efecto hidráulico del espigón es eliminado. Tomando en consideración este cambio de la descarga, se recomienda hidráulicamente que el ancho de la apertura sea aproximadamente de 1,000 m. Sin embargo, la cantidad total de espigones para las secciones Guarguapo - Barrancas - YaYa sería enorme y esto no sería práctico por la anchura del canal (aproximadamente 2 km) y la sección de dragado es demasiado larga (16 km).