

$$\left\{ \begin{aligned} & \left[\theta \frac{Q_{i+1}^{n+1} |Q_{i+1}^{n+1}| + Q_i^{n+1} |Q_i^{n+1}|}{2} + (1-\theta) \frac{Q_{i+1}^n |Q_{i+1}^n| + Q_i^n |Q_i^n|}{2} \right] * \\ & \left[\theta \frac{(K_{i+1}^{n+1})^2 + (K_i^{n+1})^2}{2} + (1-\theta) \frac{(K_{i+1}^n)^2 + (K_i^n)^2}{2} \right]^{-1} \end{aligned} \right\} = 0$$

La modelación matemática de fenómenos asociados al clima ha cobrado importancia, dadas las implicaciones económicas, sociales y ambientales de sus efectos. Particularmente, las crecientes e inundaciones han incrementado los fenómenos del desplazamiento y la pobreza en el país. Por lo tanto, la descripción matemática del flujo en canales naturales y artificiales representa una poderosa herramienta técnica de planificación ambiental para determinar zonas potencialmente inundables y vulnerables a las crecientes, en aras de proteger la vida y bienes de las comunidades.

Para abordar el tema, el autor presenta algunos de los principios y elementos básicos que, desde la Hidráulica y la Hidrología, permiten realizar la modelación y simulación de corrientes hídricas superficiales, particularmente las de montaña. El texto incluye ejercicios propuestos y desarrollados, de manera que estudiantes y profesionales interesados en profundizar sobre el tema, experimenten y comprendan el trabajo de modelación hidráulica del flujo libre desde una perspectiva aplicada y sencilla.

Termina este texto con una metodología que permite delimitar zonas potencialmente inundables en ríos de montaña, basada en factores hidrológicos e hidráulicos. Esta puede considerarse como una herramienta para la toma de decisiones sobre el recurso hídrico y en los procesos de planificación ambiental del territorio.

$$\int_{x_1}^{x_2} [(uA)_{t_2} (uA)_{t_1}] dx = \int_{t_1}^{t_2} [(u^2 A)_{x_1} (u^2 A)_{x_2}] dt + g \int_{t_1}^{t_2} [(I_1)_{x_1} - (I_2)_{x_2}] dt - \gamma \int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} \rho I_2 dx dt + g \int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} A (S_o - S_f) dx dt$$

$$g \left[\theta \frac{A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1}}{2} + (1-\theta) \frac{A_{i+1}^n + A_i^n}{2} \right] \left[\left[\theta \frac{Y_{i+1}^{n+1} - Y_i^{n+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \frac{Y_{i+1}^n - Y_i^n}{\Delta x} \right] + \right\}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{qQ^2}{C^2 RA} - B \frac{Tw}{\rho w} + gA \eta = 0$$

Luis Eduardo Peña Rojas

MODELACIÓN DE CRECIENTES Y ZONAS INUNDABLES

Modelación de crecientes y zonas inundables

Luis Eduardo Peña Rojas

Facultad de Ingeniería
Programa Ingeniería Civil



627

P397p Peña Rojas, Luis Eduardo

Modelación de crecientes y zonas inundables / Luis Eduardo Peña Rojas. Ibagué:
Universidad de Ibagué, 2011.
149 Pág.

ISBN Impreso 978-958-754-039-0

ISBN Digital 978-958-754-040-6

Descriptores: Hidrología. Recursos hídricos. Medición de caudales

Facultad de Ingeniería
Programa de Ingeniería Civil
Grupo de investigación GMAE
Universidad de Ibagué
Ibagué, Colombia
Septiembre de 2011

© Universidad de Ibagué, 2011
© Luis Eduardo Peña Rojas, 2011

Dirección editorial: Oficina de Publicaciones
publicaciones@unibague.edu.co

Diseño, diagramación e impresión
León Gráficas, Ltda., PBX 2630088, Ibagué

Universidad de Ibagué, Carrera 22, Calle 67,
Barrio Ambalá, Ibagué, Colombia
Tel (57-8) 2709400
www.unibague.edu.co

Esta obra no puede reproducirse sin la autorización expresa
y por escrito de la Universidad de Ibagué

A mi esposa Angélica Sandoval
y a mi hijo José Santiago

Agradecimientos

El autor expresa sus agradecimientos a todas las personas que han hecho posible la realización de este documento y a las instituciones que representan. Por parte de la Universidad de Ibagué, a la doctora Gloria Piedad Barreto Bonilla, decana de la Facultad de Ingeniería y a la doctora Luz Ángela Castaño González, directora de la Oficina de Publicaciones. En la Universidad del Quindío, grupo CIDE-RA, al doctor Gabriel Lozano Sandoval y a los ingenieros Pedro León García Reinoso, Elkin Aníbal Monsalve Durango, Mario Zapata Peláez y William Valencia Mina. De la misma manera, en la Corporación Autónoma Regional del Quindío, a los doctores Álvaro Hernán Montoya Ramírez, María Dilia Gómez Montoya y Edgar Giraldo Herrera. En la Universidad del Valle, a mi director de tesis, Ing. Carlos Ramírez Callejas, al doctor Yesid Carvajal Escobar y a Martha Liliana García González. A mis estudiantes en la Universidad del Tolima, ingenieros Natalia Borja León, Walter Bocanegra Paloma y Giovanni Romero Arteaga. Al doctor Carlos González Serna de Enerlim S. A. y, en la Universidad de Ibagué, a Lina María Carrero. Finalmente, a mis padres, Adolfo Peña y María Cristina Rojas de Peña, de quienes siempre he recibido todo su apoyo.

Contenido

Agradecimientos	7
Introducción	15
1 Marco contextual.....	19
1.1 Situación de los recursos hídricos	19
1.2 La modelación de zonas potencialmente inundables	21
1.3 Selección del modelo a implementar.....	23
1.3.1 HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System)	23
1.3.2 DufLOW	24
1.3.3 AQUADYN.....	24
1.3.4 MIKE 21	24
1.3.5 CHAN	25
1.3.6 TRIMR2D (Transient Inundation Model for Rivers 2 Dimensional)	25
1.4 Criterios para la selección de un modelo.....	26
1.4.1 Dimensionalidad de la ejecución del modelo.....	26
1.4.2 Permanencia en el tiempo de los caudales modelados.....	26
1.4.3 Complejidad de los datos de entrada.....	27
1.4.4 Precisión y confiabilidad del modelo	27
1.4.5 Versatilidad de la plataforma computacional	27
1.4.6 Claridad del manual de usuario	28
1.4.7 Interfase con Sistemas de Información Geográfica -SIG-.....	28
1.4.8 Antecedentes de implementación en el país.....	28
1.4.9 Costo de adquisición	29
1.4.10 Método de calificación de los modelos	29
2 Antecedentes e información preliminar de la corriente	31

3	Características fisiográficas de la zona de estudio.....	33
4	Descripción del problema a estudiar y propósito de la simulación.....	35
4.1	Topología de la zona de estudio	36
4.1.1	Fronteras del modelo	37
4.1.2	Condiciones de frontera del modelo.....	38
4.2	Mediciones de campo.....	38
4.2.1	Medición de caudales	39
4.3	Calibración de curvas de gasto.....	39
4.3.1	Verificar los aforos realizados en la sección de control.....	39
4.3.2	Graficar H-Q, H-A, H-V.....	40
4.3.3	Verificación del enlace entre las curvas $H=f(Q)$, $H=f(A)$, $H=f(V)$	40
4.4	Evaluación de la estabilidad de las curvas de caudal	41
4.5	Levantamiento de secciones transversales	42
4.6	Esquematización del sistema.....	44
4.7	Condiciones iniciales.....	46
5	Definición de caudales máximos.....	47
5.1	Probabilidad de las series hidrológicas	47
5.2	Parámetros estadísticos.....	51
5.2.1	Tendencia central.....	51
5.2.2	Variabilidad	51
5.2.3	Simetría	51
5.3	Momentos de una distribución de probabilidad	51
5.4	Momentos de una distribución de densidad de probabilidad	52
5.5	Distribuciones de probabilidad	53
5.5.1	Distribución Pearson Tipo III.....	53
5.5.2	Distribución Log-Pearson Tipo III	54
5.5.3	Distribución Gumbel.....	54
5.6	Método de los Momentos	55
5.7	Posición de graficación.....	55
5.8	Valoración del ajuste de las distribuciones.....	57
5.8.1	Análisis individual de datos	57
6	Implementación del modelo hidráulico	59
6.1	Ecuaciones unidimensionales para flujo no permanente en canales abiertos.....	59
6.2	Relaciones Integrales.....	60
6.3	Diferenciales de las ecuaciones de Saint Venant.....	65
6.4	Leyes de resistencia empírica.....	67
6.5	Calibración del modelo hidrodinámico	68
6.6	Resultados del modelo hidrodinámico	71
6.7	Definición de zonas de inundación en el Río Quindío	72

7	Ejemplos propuestos	75
7.1	Problema N° 1	75
7.1.1	Introducción.....	75
7.1.2	Objetivo.....	76
7.1.3	Tránsito distribuido de la creciente	76
7.1.4	Ecuación de continuidad	77
7.1.5	Ecuación del moméntum	77
7.1.6	Ecuación del momento	77
7.1.7	Limitaciones del modelo Dufrow	78
7.1.8	Etapas durante la simulación numérica	78
7.1.9	Definición de las condiciones de frontera	78
7.1.10	Métodos de solución.....	79
7.1.11	Descripción del problema.....	84
7.1.12	Solución.....	84
7.2	Problema N° 2	97
7.2.1	Introducción.....	97
7.2.2	Objeto de la modelación.....	98
7.2.3	Descripción del problema.....	98
7.2.4	Escenarios de simulación	98
7.2.5	Solución.....	99
7.2.6	Conclusiones	108
7.3	Problema N° 3	109
7.3.1	Introducción.....	109
7.3.2	Objeto de la modelación.....	109
7.3.3	Descripción del problema.....	109
7.3.4	Pasos a desarrollar	118
7.4	Problema N° 4	119
7.4.1	Introducción.....	119
7.4.2	Condiciones de frontera y simulaciones.....	121
8	Guía metodológica de la modelación de zonas potencialmente inundables en corrientes hídricas superficiales de montaña	125
8.1	Objetivo de la guía	125
8.2	Actividades de desarrollo de la guía.....	125
8.2.1	Modelo hidrológico	126
8.2.2	Estimación de caudales máximos a partir de series hidrológicas.....	127
8.2.3	Modelo hidráulico	128
8.2.4	Delimitación de zonas inundables.....	129
9	Bibliografía.....	139

Fotografías

Fotografía 1. Río Quindío en nivel medio	34
Fotografía 2. Creciente Río Quindío.....	34
Fotografía 3. Viviendas en zona inundable.....	34
Fotografía 4. Procesos de erosión	34
Fotografía 5. Lechos antiguos ocupados por el flujo de crecienta en el Río Verde y Río Quindío	34
Fotografía 6. a) Creciente río Quindío con $Tr = 10$ años b) crecienta río Quindío con $Tr=30$ años.	73
Fotografía 7. Creciente Río Quindío $Tr: 30$ años.....	74

Gráficos

Gráfico 1.	Clasificación de modelos de simulación.....	24
Gráfico 2.	Definición de las subcuencas del Río Quindío.....	36
Gráfico 3.	Objetivos de la modelación	38
Gráfico 4.	Topología para modelación Río Quindío.....	39
Gráfico 5.	Curvas H Vs. Q; H Vs. A; H Vs. V estación Calle Larga Río Quindío.....	43
Gráfico 6.	Verificación de la conductancia de las secciones transversales.....	45
Gráfico 7.	Esquematación planicies de inundación compuestas.....	46
Gráfico 8.	Batimetría Río Quindío.....	46
Gráfico 9.	Esquematación del sistema a modelar	47
Gráfico 10.	Esquematación del sistema a modelar	59
Gráfico 11.	Definición de las variables de las ecuaciones de flujo variado en el volumen de control neto (vista en corte).....	63
Gráfico 12.	Definición de las variables de las ecuaciones de flujo variado en la sección transversal del canal.....	63
Gráfico 13.	Definición de las variables de las ecuaciones de flujo variado (vista en planta) en el canal.....	64
Gráfico 14.	A) Modelación del nivel del agua para $q = 0.7$ B) Modelación del nivel del agua para $q = 0.55$	71
Gráfico 16.	Calibración del modelo hidráulico Río Quindío.....	72
Gráfico 17.	Definición de zonas potencialmente inundables.....	75
Gráfico 18.	Representación de las Diferencias Finitas.....	82
Gráfico 19.	Dominio computacional en el tiempo (t) y espacio (x) – Esquema de Lax.....	83
Gráfico 20.	Esquema implícito de Preisman de cuatro puntos.....	84
Gráfico 21.	Esquematación problema 1.....	89
Gráfico 22.	Hidrógrafo frontera Nodo 1.....	90
Gráfico 23.	Simulación 1 problema 1.....	91
Gráfico 24.	Simulación 2 problema 1.....	92
Gráfico 25.	Simulación 3 problema 1.....	93
Gráfico 26.	Simulación 4 problema 1.....	94
Gráfico 27.	Comparación entre la simulaciones 1 y 4.....	95
Gráfico 28.	Simulación 5 problema 1.....	95
Gráfico 29.	Comparación de las simulaciones 1, 4 y 5.....	96
Gráfico 30.	Simulación 6 problema 1.....	97
Gráfico 31.	Simulación 7 problema 1.....	98
Gráfico 32.	Representación gráfica Problema 2.....	101
Gráfico 33.	Esquematación del sistema. Problema 2.....	102
Gráfico 34.	Caudales de entrada a las estructuras 1 y 2 escenario 1.....	106
Gráfico 35.	Niveles nodos cercanos a S1 y S2 escenario 1.....	107
Gráfico 36.	Caudales de entrada a las estructuras 1 y 2 escenario 2.....	108
Gráfico 37.	Niveles nodos cercanos a S1 y S2 escenario 2.....	108

Gráfico 38.	Caudales de entrada a las estructuras 1 y 2 escenario 3.	109
Gráfico 39.	Niveles nodos cercanos a S1 y S2 escenario 3.	110
Gráfico 40.	Relación Nivel versus Caudal estación Calle Larga.	119
Gráfico 41.	Batimetrías en tramo de estudios Río Luisa.	121
Gráfico 42.	Niveles obtenidos entre S2 y S8 para el caudal actual.	124
Gráfico 43.	Niveles obtenidos entre S2 y S8 para el caudal actual y TR= 100.	124
Gráfico 44.	Bloque 1. Modelo hidrológico.	134
Gráfico 45.	Bloque 1A. Modelo hidrológico.	135
Gráfico 46.	Bloque 2. Modelo hidráulico.	136
Gráfico 47.	Bloque 2B. Modelo hidráulico.	137
Gráfico 48.	Bloque 2C. Modelo hidráulico.	138
Gráfico 49.	Bloque 3. Delimitación zonas inundables.	139
Gráfico 50.	Bloque 3D. Delimitación zonas inundables.	140

Tablas

Tabla 1.	Matriz de selección para simular crecientes en el Río Quindío	31
Tabla 2.	Características fisiográficas de la Cuenca del Río Quindío.	35
Tabla 3.	Comprobación del enlace entre curvas estación Calle Larga.	42
Tabla 4.	Posición de graficación.	58
Tabla 5.	Caudales máximos (m ³ /s) en el Río La Vieja, estación <i>Puente Alambrado</i>	60
Tabla 6.	Secciones transversales tramo a analizar.	87
Tabla 7.	Hidrograma frontera Nodo 1.	88
Tabla 8.	Relación Nivel - Caudal Nodo 11.	90
Tabla 9.	Niveles iniciales (cm).	103
Tabla 10.	Relación Nivel - Caudal Nodo 38.	103
Tabla 11.	Control estructura 1 escenario 1.	104
Tabla 12.	Control estructura 1 escenario 2.	104
Tabla 13.	Control estructura 2 escenario 2.	104
Tabla 14.	Control estructura 1 escenario 3.	105
Tabla 15.	Control estructura 2 escenario 3.	105
Tabla 16.	Abscisas secciones transversales Río Quindío.	112
Tabla 17.	Secciones transversales estación Los Chorros 1.	113
Tabla 18.	Secciones transversales estación Los Chorros 2.	114
Tabla 19.	Secciones transversales estación La María.	115
Tabla 20.	Secciones transversales estación Crutiembres.	116
Tabla 21.	Secciones transversales estación La Secreta 1.	117
Tabla 22.	Secciones transversales estación La Secreta 2.	118
Tabla 23.	Secciones transversales estaciones La Florida, El Pescador y Calle Larga.	118
Tabla 24.	Caudales máximos estación El Escobal.	119
Tabla 25.	Condiciones iniciales introducidas en el modelo HEC-RAS.	120
Tabla 26.	Coefficientes de rugosidad del Río Quindío.	120
Tabla 27.	Batimetrías levantadas en el tramo de interés.	122
Tabla 28.	Caudales asociados a tiempos de recurrencia Río Luisa.	122
Tabla 29.	Condiciones de frontera del tramo.	123
Tabla 30.	Coefficientes <i>n</i> de Manning en el tramo.	123
Tabla 31.	Secciones transversales 6, 7 y 8 Río Luisa.	125
Tabla 32.	Secciones transversales 3, 4 y 5 Río Luisa.	125
Tabla 33.	Secciones transversales 1 y 2 Río Luisa.	126

Introducción

Suramérica goza de una gran diversidad ecológica y de la mayor disponibilidad hídrica del planeta. Sin embargo, estas son frágiles ante los efectos producidos por el Cambio Climático –CC– y la Variabilidad Climática –VC–, principalmente por el inadecuado uso del suelo y la escasa planificación ambiental, en las más importantes cuencas del planeta. En este sentido, en la Zona Andina y, en general, en todo el territorio nacional, se experimentan variaciones y cambios en la duración, intensidad y frecuencia de las precipitaciones, aumento en la torrencialidad de las corrientes hídricas superficiales, ampliación de las zonas propensas a inundaciones, reducción de los glaciares, disminución de la oferta hídrica para el consumo humano y la agricultura. De esta manera, se afecta el desarrollo socioeconómico de las comunidades, especialmente la población más pobre las Metas de Desarrollo del Milenio –MDM–, dado que se presentan desigualdades en la cobertura de salud, acceso a la alimentación adecuada, al agua potable, entre otros.

Por otra parte, el sector urbano representa aproximadamente el 75% de la población colombiana que va en aumento junto con la pobreza, acrecentando su exposición al riesgo por el uso de áreas con altos índices de vulnerabilidad. En la zona rural, gran parte de la población desarrolla la agricultura de subsistencia que depende principalmente de las precipitaciones y a su vez, está amenazada por las variaciones climáticas extremas, lo cual dificulta más las condiciones de supervivencia para los campesinos y potencia la pobreza.

Actualmente el país atraviesa una de las mayores emergencias sociales, producidas por el incremento de las lluvias que ocasionan desbordamientos en los cauces, movimientos en masa de laderas, pérdida de cultivos y vivien-

das, generando desplazamiento de la población, principalmente de los sectores socialmente más deprimidos. En este sentido, es importante identificar las adaptaciones al Cambio Climático y la Variabilidad Climática, de manera que sea posible proteger la economía y los sectores vulnerables para garantizar el desarrollo nacional.

En Colombia la Ley 99/1993 establece entre las funciones de las Corporaciones Autónomas Regionales, en su Artículo 31 numeral 19: “Promover y ejecutar obras de irrigación, avenamiento, defensa contra las inundaciones, regulación de cauces y corrientes de agua”. En consecuencia, es necesario desarrollar metodologías que permitan describir el comportamiento hidrológico e hidrodinámico de los cuerpos de agua superficiales, para posibilitar una planificación racional, no solo de los recursos naturales, sino también del territorio. Sin embargo, se requiere mayor especificidad en los criterios para delimitar racionalmente las zonas potencialmente inundables y las variables que gobiernan el fenómeno. El Código Nacional de Recursos Naturales define como bien del Estado: “Una faja paralela a la línea de mareas máximas o la del cauce permanente de ríos y lagos, hasta de treinta metros de ancho”¹. Esta Ley solo menciona la protección de los recursos naturales, sin embargo, no considera aspectos como la seguridad de los ciudadanos.

El Intergovernmental Panel on Climate Change -IPCC- (2001a), realizó proyecciones sobre los efectos del cambio climático en relación con la disponibilidad de agua, en las cuales prevé que la magnitud y la frecuencia de las inundaciones podría aumentar en muchas regiones como consecuencia de variaciones en el régimen de precipitaciones, dada su relación con años de inadecuadas prácticas en el uso de suelo, producto de una inconveniente planificación ambiental y un débil ordenamiento territorial. En este contexto, las corrientes hídricas superficiales podrían representar una amenaza para la población que habita las riberas de los cauces, aún si se encuentra ubicada por fuera de la franja de los 30 metros de ancho que menciona la Ley, pues el área que inunda una corriente no depende simplemente de una longitud plana medida desde la línea del caudal medio, sino de la elevación máxima que adopta la creciente y su relación con el relieve y geología del paisaje.

Adicionalmente, el IPCC (2001b) ha reportado que al describir y predecir los fenómenos extremos, no se cuenta con la suficiente información que per-

¹ Decreto Ley 2811 de 1974 Artículo 83 (d) en relación con las márgenes de ríos, lagos y lagunas que se deben proteger.

mita identificar tendencias, y los modelos climáticos carecen de la precisión espacial necesaria para generar proyecciones confiables. Por lo tanto, los fenómenos de pequeña escala, no se simulan en dichos modelos y en consecuencia, no se incluyen dentro de los planes de ordenamiento de las cuencas.

Bajo los anteriores argumentos, este texto se presenta como un aporte académico que pone a disposición los conceptos, principios y elementos básicos para abordar la modelación matemática del flujo libre, como una herramienta técnica sencilla y racional, dentro del proceso de definición de zonas potencialmente inundables que presenten amenaza, por causa de procesos lluvia-escorrentía en la cuenca hidrográfica. Además, se podrán encontrar ejercicios prácticos, en los que el lector podrá entrenarse y mejorar su comprensión de la técnica de modelación y la implementación de un modelo computacional. Finalmente se presenta una metodología para la definición de zonas potencialmente inundables, que plantea elementos a tener en cuenta para realizar la administración del recurso hídrico, en aras de mejorar las condiciones de estabilidad y seguridad para la vida, honra y bienes de los ciudadanos.

1 Marco contextual

1.1 Situación de los recursos hídricos

Aunque el agua es el elemento más frecuente en la Tierra, únicamente 2,53% del total corresponde a agua dulce. De esta, aproximadamente las dos terceras partes se encuentran inmovilizadas en glaciares y al abrigo en nieves perpetuas. Los recursos hídricos son renovables, excepto ciertas aguas subterráneas, con enormes diferencias de disponibilidad y amplias variaciones de precipitación estacional y anual en diferentes partes del mundo (UNESCO, 2003). Los debates tanto a nivel académico como público, han concluido en el reconocimiento del agua como un elemento finito y frágil, que como bien de dominio público, debe gestionarse de forma multidimensional y multiobjetivo, lo cual incluye la participación comunitaria, científica y técnica de los entes que tienen la responsabilidad en la toma de decisiones, a fin de prevenir y mitigar los efectos causados por escenarios de estrés hídrico.

En este sentido, se prevé que para el año 2020, el aprovechamiento de agua aumentará en un 40%, y que se necesitará de un 17% adicional para la producción alimentaria, a fin de satisfacer las necesidades de una población en crecimiento. Lo anterior, dada la previsión de que para el año 2025, cerca de un 85% de la población total de la región será urbana (UN, 1995), y se esperan mayores extracciones de agua y presión sobre el uso de las corrientes para la disposición y transporte de los desechos.

En Colombia la oferta hídrica superficial per cápita total es de 59.000 m³/hab/año. Sin embargo, la oferta per cápita accesible anual, bajo condiciones naturales, es de 12.000 m³/hab/año (Flórez Jiménez & Ramírez Rojas, 2007), y el consumo promedio de los hogares urbanos con servicio de agua potable

es de 200 litros/habitante/día y de 120 litros/habitante/ día para los rurales. Por lo tanto, se prevé que para el año 2025, el país experimente déficit para satisfacer la demanda hídrica, particularmente en las regiones donde se concentra la población urbana.

En muchas regiones existen tendencias aparentes -aumentos y disminuciones- en los caudales de los flujos de agua. La confianza en que estas tendencias son un resultado del cambio climático es baja, debido a la existencia de otros factores, como la variabilidad del comportamiento hidrológico a lo largo del tiempo, el corto período que abarcan los registros instrumentales y la respuesta de los flujos de los ríos a estímulos distintos del cambio climático. Por otro lado, es alta la certidumbre sobre la reducción acelerada del volumen de los glaciares y los cambios en las corrientes hídricas superficiales, asociados a los cambios en las temperaturas entre las temporadas de invierno y verano, y su relación con las precipitaciones. Dichas variaciones son provocadas por el aumento de la temperatura y se ven afectadas por factores que influyen en los volúmenes de las corrientes de agua. Los glaciares presentarán una disminución de su volumen y, por tanto, los de menor tamaño podrían desaparecer. La tasa con la que disminuirá el volumen de los glaciares será directamente proporcional a la tasa con la que aumente la temperatura. Por este motivo, es probable que la magnitud y la frecuencia de las crecientes se incrementen en la mayoría de las regiones, y que los flujos bajos, sean más frecuentes en otras.

El aumento general en la magnitud y frecuencia de las crecidas, es una consecuencia del incremento en la frecuencia de los sucesos de precipitaciones fuertes. Aunque el efecto de un cambio determinado en las lluvias depende de las características de la cuenca, pues los cambios en los flujos bajos están en función de la variación en la evaporación. En general, se proyecta que la evaporación aumentará, dando paso a la presencia de flujos más bajos, aun cuando las precipitaciones aumenten o cambien poco.

Probablemente se observará una máxima vulnerabilidad en sistemas hídricos mal administrados y en sistemas bajo tensión cuyo ordenamiento es deficiente e insostenible. Lo anterior, debido principalmente a políticas que desalientan el uso racional, la protección de la calidad del agua, un eficiente ordenamiento de las cuencas fluviales, la administración del suministro variable de aguas y su demanda, y la dificultad para disponer de profesionales especializados en el área.

Los métodos de administración de los recursos hídricos, particularmente aquellos de gestión integrada, pueden ser aplicados para adaptarse a los efec-

tos del cambio climático y a nuevas incertidumbres, a fin de que disminuyan las vulnerabilidades que intervienen en los procesos hidrológicos. En la actualidad, los enfoques referentes al suministro por ejemplo: mayores defensas frente a inundaciones, construcción de represas, utilización de zonas de reserva de agua, incluidos los sistemas naturales, mejoras de la infraestructura para recolección y distribución de aguas, son más ampliamente utilizados que los referentes a la demanda que alteran la exposición a la tensión; aunque estos últimos ahora sean objeto de una mayor atención. Sin embargo, la capacidad de aplicar respuestas de ordenamientos eficaces, está desequilibradamente distribuida por todo el mundo y es baja en muchos países de economías en desarrollo.

El cambio climático ejerce presión sobre las prácticas existentes de gestión de los recursos hídricos, al añadir incertidumbre. La gestión integrada de los recursos hídricos mejorará el potencial de adaptación al cambio. Por tanto, las bases históricas del diseño y funcionamiento de la infraestructura, ya no están a la par del cambio climático, dado que no puede darse por sentado que el futuro régimen hidrológico será similar al del pasado. En este sentido, el reto principal consiste en incorporar la incertidumbre en la planificación y gestión de los recursos hídricos. La gestión integrada de estos recursos, es un medio que se utiliza cada vez más para conciliar los usos diferentes y cambiantes del agua, que parece conferir una mayor flexibilidad, de cara a su gestión en forma convencional. Una mayor capacidad para pronosticar flujos de las corrientes de agua con semanas o meses de antelación, también mejorará significativamente la gestión de los recursos hídricos y su capacidad para hacer frente a la cambiante variabilidad hidrológica.

1.2 La modelación de zonas potencialmente inundables

El proceso de modelación de zonas potencialmente inundables consiste en la descripción matemática de las condiciones físicas e hidráulicas de una corriente hídrica superficial durante una creciente, y su relación con los sistemas circundantes para definir zonas de amenaza por inundaciones. Mediante esta herramienta es posible diseñar una adecuada planificación ambiental del territorio y disminuir los efectos que las crecientes producen sobre la población y sus inversiones.

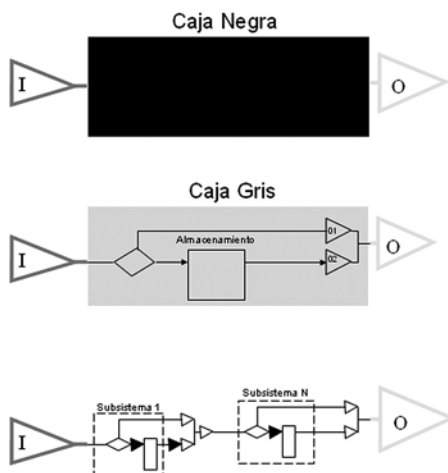
Según el propósito de la modelación, es necesario definir un prototipo adecuado para alcanzar los objetivos del proyecto. Esto demanda al modelador el conocimiento, a priori, del planteamiento físico y matemático de los patro-

nes computacionales disponibles, de manera que los resultados obtenidos se aproximen de forma aceptable al comportamiento del sistema real. Cuando la selección del modelo a implementar se realiza de esta manera, este será una *caja blanca* para el simulador, permitiéndole una mejor interpretación de los resultados, por tanto, le será fácil identificar errores e incrementar la certidumbre de los resultados.

Por el contrario, en ciertos casos se tiene conocimiento de algunos modelos disponibles que han sido implementados con éxito en situaciones similares a las que enfrenta el modelador. Sin embargo, desconoce en profundidad el planteamiento físico y matemático del modelo computacional. En este caso, el modelador trabaja con un modelo *caja gris* y se expone a obtener resultados que disten del comportamiento real o que comprometa la estabilidad matemática del modelo, incrementando la incertidumbre de la simulación

Por último, se debe evitar la implementación de un modelo *caja negra*. Es decir, sin conocer previamente las condiciones bajo las cuales opera un modelo, desde el punto de vista físico y matemático. Hacerlo así, dificultará la búsqueda de errores en el proceso de modelación, el análisis e interpretación de los resultados. Finalmente, se obtendrá un comportamiento teórico del sistema que distará de las características de flujo en el sistema real (ver Gráfico 1).

Gráfico 1. Clasificación de modelos de simulación



Fuente: Galvis A. (2003).

1.3 Selección del modelo a implementar

En el mundo es creciente la necesidad de contar con modelos de simulación hidráulica que describan el comportamiento de las corrientes hídricas superficiales durante la ocurrencia de crecientes, en aras de proteger vidas humanas y la infraestructura que permite el desarrollo socioeconómico de las comunidades y las naciones.

Las crecientes pueden ocasionar daños de gran magnitud y pérdidas de vidas. El Río Mississippi-Missouri, en los Estados Unidos, causó importantes pérdidas humanas y económicas, hecho que llevó a las entidades gubernamentales como el Servicio Geológico de los Estados Unidos -USGS- y, a la Agencia de Protección Ambiental -U.S. EPA-, a desarrollar modelos computacionales, con el objeto de contar con herramientas técnicas que permitieran prevenir emergencias asociadas a las crecientes y posteriores inundaciones (Fulford, 2003).

En Colombia los modelos de simulación hidráulica han sido usados en las cuencas bajas de los ríos principales, Magdalena y Cauca, como una herramienta para la planificación del territorio y prevención de desastres por inundación (Caicedo y Lora, 2006). Sin embargo, es necesario invertir en la implementación de la modelación hidráulica de corrientes hídricas superficiales como herramienta de planificación ambiental, dado que son las comunidades más oprimidas socialmente, las que se encuentran más expuestas a las crecientes.

A continuación se presentan algunos de los modelos más usados en Colombia y el mundo para la modelación de corrientes hídricas superficiales:

1.3.1 HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System)

Es un software que permite realizar cálculos hidráulicos de flujo unidimensional, permanente y no permanente. Fue diseñado para uso interactivo en un ambiente de multi-tareas y redes multi-usuarios. El sistema cuenta con una Interface Gráfica de Usuario -GUI por sus siglas en inglés-, componentes independientes de análisis hidráulico, análisis de capacidades de almacenamiento, manejo de datos y facilidades de gráficas de resultados y reportes.

Cuenta con tres componentes de análisis hidráulico unidimensional para: (1) cálculos de perfil de la superficie del agua en condición de flujo permanente; (2) simulación de flujo no permanente, y (3) cálculo de transporte de sedimentos entre fronteras móviles. El modelo integra los datos de los tres componentes y realiza cálculos comunes de tipo geométrico, como hidráulico. Finalmente, el HEC-RAS calcula el perfil de agua para flujo permanente y no permanente.

1.3.2 DufLOW

Este paquete computacional simula el flujo unidimensional no permanente en sistemas de canales abiertos. El programa está diseñado para redes simples de canales con estructuras no complejas. Los niveles del agua y los caudales son calculados mediante la aplicación de las ecuaciones de St. Venant, de continuidad y momento, empleando para la solución el esquema Preissmann (Peña, 2006). El modelo cuenta con una interface de usuario para ingresar la descripción de las condiciones de la red. DufLOW se distribuye a un costo nominal. Aunque el programa no puede manejar algunas de las más sofisticadas necesidades de modelación -es decir lechos secos, compuertas automáticas-, es útil para usuarios por primera vez de software canal-red. El usuario dispone de un soporte limitado (Clemmens & Holly, 1993).

1.3.3 AQUADYN

AquaDyn es un software de simulación hidráulica poderoso y fácil de usar en estudios de ingeniería de recursos hídricos, evaluación de riesgo y estudios de impacto. Con él es posible realizar una completa descripción y análisis de condiciones hidrodinámicas en dos dimensiones -es decir, caudales, niveles de agua, concentración de partículas difusas o calor- de canales abiertos tales como ríos, lagos y estuarios. AquaDyn permite modelar flujo permanente y no permanente en condiciones supercríticas, así como subcríticas. Por tanto, facilita el análisis de efectos de crestas, contracciones, rompimiento de presas y ondas de marea. Además, puede ser implementado en el desarrollo de estudios de protección de hábitat de peces y proyectos de calidad de agua. El modelo se basa en el Sistema de Simulación Global Synexus, que facilita a ingenieros y científicos la simulación de fenómenos ambientales y problemas de ingeniería. El sistema es una herramienta eficiente, flexible, simple de utilizar y cuenta con todos los parámetros requeridos para una simulación y visualización de resultados (Carreau, 2002).

1.3.4 mike 21

Es una herramienta de modelación en dos 2D curvilínea para la simulación del cambio morfológico en ríos y estuarios. Incorpora un diseño de malla de tamaño variable, según el estado de arte de la tecnología hidrodinámica y morfológica. El sistema consta de un número de módulos disponibles para emplear en estudios de sedimentos y morfología en ríos:

- Modelo hidrodinámico.

- Modelo de advección-dispersión.
- Modelo de transporte de sedimentos.
- Modelo de forma del lecho/ resistencia al flujo -morfología a pequeña escala-.
- Modelo de erosión de riveras.
- Modelo morfológico a gran escala.

Los componentes del modelo pueden ejecutarse simultáneamente y permite la retroalimentación de la resistencia hidráulica cambiante, topografía del lecho y líneas de rivera al comportamiento hidrodinámico del río (MIKE 21, 2006).

1.3.5 chan

El modelo permite generar hidrográmas de escorrentía de cuencas hidrográficas y realizar simulaciones de su comportamiento. Es usado principalmente para la modelación de lagos, estanques, canales y estructuras de drenaje.

Los sistemas de confluencia son definidos por una red de cuenca, como los nodos y elementos de tramo, y pueden ser ingresados de forma rápida y sencilla, mediante el uso de un editor interactivo. CHAN presenta los métodos más populares para generar hidrográmas de escorrentía, incluyendo el Hidrográma Unitario del scs -Soil Conservation Service-, el Hidrográma Unitario de Santa Bárbara y los métodos cinemáticos. Los algoritmos del programa proporcionan simulación estable incluso para flujo no permanente (CHAN for Windows – Information, 2007).

1.3.6 TRIMR2D (Transient Inundation Model for Rivers 2 Dimensional)

Esta herramienta resuelve las ecuaciones de flujo bidimensional con profundidad promedio, mediante la aplicación del método semi-implícito, semi-lagrangiano de diferencias finitas. Es una variante del modelo Trim y ha sido usado exitosamente en estuarios como la bahía de San Francisco, en los Estados Unidos. Las habilidades del modelo se documentan para tres escenarios: flujo con profundidad uniforme, flujo de rotura de presas en laboratorio y flujo de ríos a gran escala. El modelo puede iniciar cálculos desde un lecho seco. Los flujos de entrada se expresan como términos puntuales que limitan el uso del modelo a tramos largos donde el flujo alcance el equilibrio con el canal. Los datos usados por la investigación demuestran que el modelo propaga adecuadamente las ondas de crecientes, a través de largos tramos de un río y simula rompimientos de presa con cambios abruptos en la superficie del agua (Fulford, 2003).

1.4 Criterios para la selección de un modelo

La selección del modelo hidráulico requiere del conocimiento de las condiciones geométricas e hidráulicas del flujo, de manera que el modelador puede elegir los atributos con los que debe contar el modelo seleccionado, para lograr la mayor certidumbre en los resultados a obtener. Lo anterior, demandará por parte del modelador, el conocimiento del planteamiento físico y matemático de las ecuaciones que gobiernan la solución de cálculo del flujo por parte del modelo, de manera que este se convierta en una *caja blanca* y se logre un adecuado análisis de resultados y una posterior selección de alternativas de solución a problemas. Por lo tanto, es necesario definir criterios mínimos para la selección de un modelo de simulación hidráulico. A continuación se proponen los siguientes:

1.4.1 Dimensionalidad de la ejecución del modelo

Se refiere a cómo el modelo describe la geometría de la corriente (n) el proceso de definir los distintos elementos computacionales necesarios para la simulación. Estos elementos pueden ser lineales -una dimensión – 1D-, planares -bidimensionales – 2D- o espaciales -tres dimensiones – 3D-. Por tanto, entre más dimensiones sean asumidas por el modelo para su ejecución, más precisos serán los resultados obtenidos; sin embargo, no hay que perder de vista que la solución en 1D, 2D y 3D, demanda información proporcional a la complejidad del espacio dimensional de la simulación, y esto incrementará los costos de la modelación.

1.4.2 Permanencia en el tiempo de los caudales modelados

Tiene relación la permanencia de los caudales modelados en función del tiempo. Es decir, debe permitir el trabajo en condiciones de flujo permanente y flujo no permanente. Es claro que la mayoría de las ecuaciones hidráulicas para corrientes naturales fueron desarrolladas bajo la suposición de un flujo permanente. Sin embargo, durante la modelación de las crecientes, se pueden encontrar dificultades en el proceso de cálculo. La dificultad de modelar un flujo no permanente, tiene relación con la complejidad matemática que ello encierra, pero se acerca mucho más a la realidad de una corriente con una pendiente y velocidad alta, como es el caso de las corrientes lólicas o de montaña. Por lo tanto, se recomienda verificar la estabilidad del modelo en el tiempo, de manera que se conserve la consistencia en pequeños intervalos de tiempo. Ahora, si se desea observar la respuesta de una corriente con respecto a un

evento con una prologada duración, es mejor contar con un modelo capaz de simular flujo no permanente.

1.4.3 Complejidad de los datos de entrada

Este aspecto depende principalmente de la dimensionalidad del modelo, y la permanencia en el tiempo de los caudales simulados, dado que dichas variables determinan la cantidad de información requerida y pueden inducir un amplio margen de error. Los datos de entrada son de tipo hidráulico, geométrico y, en algunos casos geomorfológicos. Un modelo con unos datos de entrada complejos, genera más esfuerzo en su consecución, así como en su análisis, y puede producir resultados inesperados o erróneos.

1.4.4 Precisión y confiabilidad del modelo

Tal vez, es el factor más importante en el proceso de selección del modelo. La precisión, tiene relación directa con su formulación matemática. Es decir, la habilidad de sus ecuaciones básicas para describir correctamente los fenómenos simulados. En este sentido, un modelo con ecuaciones más complejas, no necesariamente es más preciso. Otros factores que intervienen en la precisión del modelo, son la técnica de solución de ecuaciones implementada, la complejidad de los datos de entrada, el tipo de constituyentes que se desee modelar y la facilidad para la calibración y verificación (Lozano *et al*, 2001). Por lo tanto, la precisión y confiabilidad del modelo, no solo depende de este, sino del conocimiento de la física de los fenómenos hidráulicos por parte del modelador.

1.4.5 Versatilidad de la plataforma computacional

Este tópico se refiere facilidad que ofrece el paquete computacional para el ingreso de información y análisis de resultados, dado que este factor determina la posibilidad de requerir una capacitación por parte de la persona responsable de la ejecución del modelo, tanto en aspectos teóricos, como de operatividad del modelo de simulación (Lozano *et al*, 2001). En la parte teórica, el adiestramiento es prácticamente el mismo, pues casi todos los modelos están basados en la aplicación de las leyes de conservación de la masa y de cantidad de movimiento -momentum-. Los modelos difieren, entonces, en la forma que aplican estas leyes. La parte operativa de la modelación se refiere a la realización de tareas como introducción de datos al programa, operación de archivos, manejo de resultados y otros procedimientos (Peña, 2006). Por tanto, dependiendo de

la complejidad del modelo, se debe considerar un adiestramiento acorde con los requerimientos del programa.

1.4.6 Claridad del manual de usuario

Esta particularidad de los modelos está relacionada con el entrenamiento requerido para su ejecución. El manual de usuario es una herramienta indispensable para el adecuado manejo del modelo, en aras de aprovechar todas sus posibilidades. Entre más completo y claro sea un manual de usuario, existen menos probabilidades de inducir errores y los resultados obtenidos estarán más cerca a la realidad (Lozano *et al*, 2001).

1.4.7 Interfase con Sistemas de Información Geográfica -SIG-

La planificación ambiental que se quiere llevar a cabo a través de la modelación hidráulica de un río, integra necesariamente la representación, o la obtención de datos, a partir de la información cartográfica y los Sistemas de Información Geográfica -SIG-. Entonces, a partir de los resultados obtenidos, se podrá contar con información técnica adecuada, durante el proceso de toma de decisiones y definición de las afectaciones del aumento de niveles de una corriente dada. Por tanto, este aspecto se refiere al modo de programación del modelo, de tal manera que su arquitectura permita tanto importar como exportar datos a un SIG, ya sea para obtener datos de entrada a partir de la información cartográfica o generar información cartográfica a partir de los datos de salida. Sin embargo, es importante tener en cuenta que la precisión de los resultados, también depende de la veracidad de la información cartográfica y esta característica debe evaluarse inversamente al requerimiento del modelo de simulación hidráulica por información cartográfica.

1.4.8 Antecedentes de implementación en el país

Este aspecto hace mención a las experiencias documentadas sobre la utilización de modelos de simulación, por parte de instituciones de investigación, gestión ambiental y consultores en el área de los recursos hídricos, en el territorio nacional. Este aspecto es importante a la hora de seleccionar un modelo, pues la corriente que será objeto de análisis, puede compartir algunas características con otras corrientes que ya han sido modeladas con éxito. Tales características pueden ser de tipo morfológico, hidrológico o puntuales, como de agradación/socavación del lecho, usos del suelo y del río, entre otras. Por

tanto, un indicador de aplicabilidad de un modelo de simulación en nuestro país, es la cantidad de implementaciones exitosas.

1.4.9 Costo de adquisición

En algunos casos, la versatilidad y potencia de los paquetes computacionales son proporcionales a su costo. Sin embargo, estas no son la constante cuando se trata de modelos hidráulicos. Indudablemente, el software desarrollado por algunas empresas presenta una gran posibilidad de aplicaciones y posibilidades para el modelar, pero igualmente, existen modelos de dominio público (*freeware*), que ofrecen versatilidad y un alto nivel de certidumbre en los resultados. Lo más importante, es que el modelador tenga claro los objetivos del proyecto y realice un exhaustivo trabajo de revisión de la fundamentación física y matemática del programa, de manera que pueda elegir la opción que más se ajuste a sus necesidades y le conduzca a la obtención de los mejores resultados.

1.4.10 Método de calificación de los modelos

Una vez analizados los criterios anteriormente propuestos para la selección de un modelo de simulación hidráulica, se podrá asignar una valoración cuantitativa a cada característica de manera que el modelo que presente la mayor calificación, podrá ser el indicado para el estudio de caso que se desarrollará. La Tabla 1, presenta la valoración que se realizó para cada característica planteada de seis (6) modelos de simulación, para describir el comportamiento de las crecientes en el Río Quindío.

Tabla 1. Matriz de selección para simular crecientes en el Río Quindío

Características	Hec-ras	Duflow	Aquadyn	Mike 21	Chan	Trimr2d
Dimensionalidad de la ejecución	1	1	2	2	1	2
Permanencia en el tiempo	2	2	2	2	2	2
Dimensionalidad de la ejecución	1	1	2	2	1	2
Permanencia en el tiempo	2	2	2	2	2	2
Complejidad de los datos de entrada	3	3	2	2	3	1
Precisión	3	3	3	3	2	3
Entrenamiento necesario	3	2	3	3	3	1
Manuales de usuario	6	5	6	6	4	6
Aplicabilidad a ríos de alta pendiente	3	3	2	2	3	1

Características	Hec-ras	Duflow	Aquadyn	Mike 21	Chan	Trimr2d
Integración con SIG	1	1	1	1	1	1
Aplicación en Colombia	2	0	0	1	0	0
Costo	3	2	2	1	1	3
Ponderación Total	27	22	23	23	20	20

Fuente: Peña (2006).

2 Antecedentes e información preliminar de la corriente

Antes de abordar la modelación de una corriente hídrica superficial bajo los principios de la modelación matemática del flujo libre, es importante conocer previamente y de forma aproximada, su comportamiento hidrodinámico, dado que de esta manera, será posible involucrar variables adicionales que puedan contribuir a una mejor descripción del sistema y su respuesta hidrológica. Para tal fin, es importante indagar sobre la existencia de estudios previos realizados en la zona de estudio y que puedan aportar al de los objetivos del proyecto. De la misma manera, se valora la siguiente información:

- Registros históricos del comportamiento hidroclimatológico de la corriente.
- Plan de Ordenamiento de la Cuenca.
- Batimetrías disponibles y curvas de gasto.
- Registros fotográficos de la corriente de agua, que permitan tener un primer acercamiento a las condiciones hidráulicas de la corriente (ver Fotografías 1 – 5).
- Registros de captaciones y vertimientos ubicados en el tramo de estudio.
- Registro de estaciones hidrométricas y climatológicas dentro del área de estudio.
- Estudios hidrológicos realizados en la zona.
- Cartografía actualizada de la zona.
- Mapas de coberturas vegetales y usos del suelo.
- Mapas geológicos de la zona.

Fotografía 1. Río Quindío en nivel medio



Fotografía 2. Creciente Río Quindío



Fuente: Peña (2006).

Fotografía 3. Viviendas en zona inundable



Fotografía 4. Procesos de erosión



Fuente: Peña (2006).

Fotografía 5. Lechos antiguos ocupados por el flujo de creciente en el Río Verde y Río Quindío.



Fuente: Peña (2006).

3 Características fisiográficas de la zona de estudio

En esta fase del desarrollo del proyecto de simulación de una corriente hídrica superficial, es importante cuantificar aspectos como el área de la cuenca, identificar sus límites geográficos y coordenadas, elevación mínima y máxima, orientación y posición de la cuenca, pendiente, entre otros. Dichos aspectos resultan de gran importancia, dado que son determinantes en la descripción del comportamiento hidrológico de la cuenca y las características climáticas de la zona en estudio. En este sentido, es necesario contar con una base cartográfica actualizada y detallada, tal como se presenta en el Gráfico 2.

Una vez se hayan cuantificado los principales factores fisiográficos, podrán presentarse de forma resumida para un análisis cualitativo del comportamiento hidrológico de la cuenca y corriente en estudio (Tabla 2).

Tabla 2. Características fisiográficas de la Cuenca del Río Quindío.

Cuenca	Característica	Parámetro	Símbolo	Valor	Unidades
Río Quindío	1. Área	Superficie	A	753.55	Km ²
		Perímetro	P	168.1	Km
	2. Posición y Orientación	Posición	-	ZLT	
		Orientación	-	NE-SW	
	3. Forma	Factor de Forma	Kf	0.19	
		Coeficiente de Compacidad	Kc	1.71	
		Índice de Alargamiento	Ia	4.25	
		Índice Asimétrico	Ias	3.48	
	4. Elevación	Elevación Mediana	Em	1840	m.s.n.m
		Elevación Media	Hm	2000.11	m.s.n.m
		Coeficiente de Pasividad	Km	2.65	m/Km ²

4 Descripción del problema por estudiar y propósito de la simulación

Antes de iniciar los trabajos de simulación de una corriente hídrica superficial, es importante describir claramente el problema que se desea atender. De esta forma, se podrán definir los objetivos de la modelación y se obtendrán resultados satisfactorios del proceso. Como ya se indicó, es importante contar con los antecedentes de la corriente, pero en este caso, es fundamental enfatizar en las causas y efectos del problema para identificar las fronteras del modelo, y definir los límites geográficos de la modelación. De esta manera se podrán optimizar los recursos disponibles para la realización de los trabajos de campo y, por supuesto, los costos de la simulación.

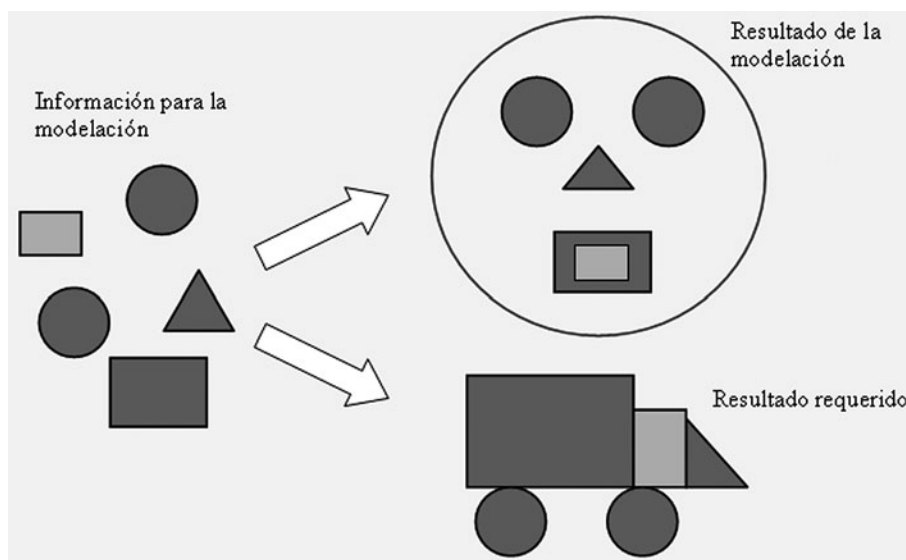
Algunos aspectos a considerar pueden ser:

- Identificar tributarios que afecten la torrencialidad de la corriente en estudio.
- Cuantificar los aportes de los tributarios a la corriente en estudio.
- Identificar llanuras de inundación de la corriente.
- Identificar procesos de divagación del cauce.
- Ubicar en la cartografía los centros poblados, cultivos y sitios de interés para la modelación.
- Identificar vertimientos o aportes que puedan afectar las condiciones de flujo de la corriente en estudio.
- Identificar zonas tramos con cambios de pendiente, aquietamientos y embalses.
- Tramos en donde cambie la granulometría del lecho o las características del suelo.

- Cambios abruptos o graduales de la sección transversal de la corriente en estudio o tributarios que influyan sobre las condiciones hidráulicas de este.
- Identificar un tramo dentro del cual, las fronteras externas no afecten las condiciones hidráulicas del tramo de interés para la modelación.
- Describir el régimen de precipitaciones y sus tiempos de recurrencia.
- Identificar en campo las cotas máximas alcanzadas por las crecientes.

Considerando estos aspectos, entre otros, el modelador tendrá la información que le servirá de soporte para el logro del propósito de la modelación, y de los objetivos del proyecto. No definir claramente el propósito de la modelación, puede llevar al modelador a obtener resultados que no aporten a la solución del problema (ver Gráfico 3).

Gráfico 3. Objetivos de la modelación



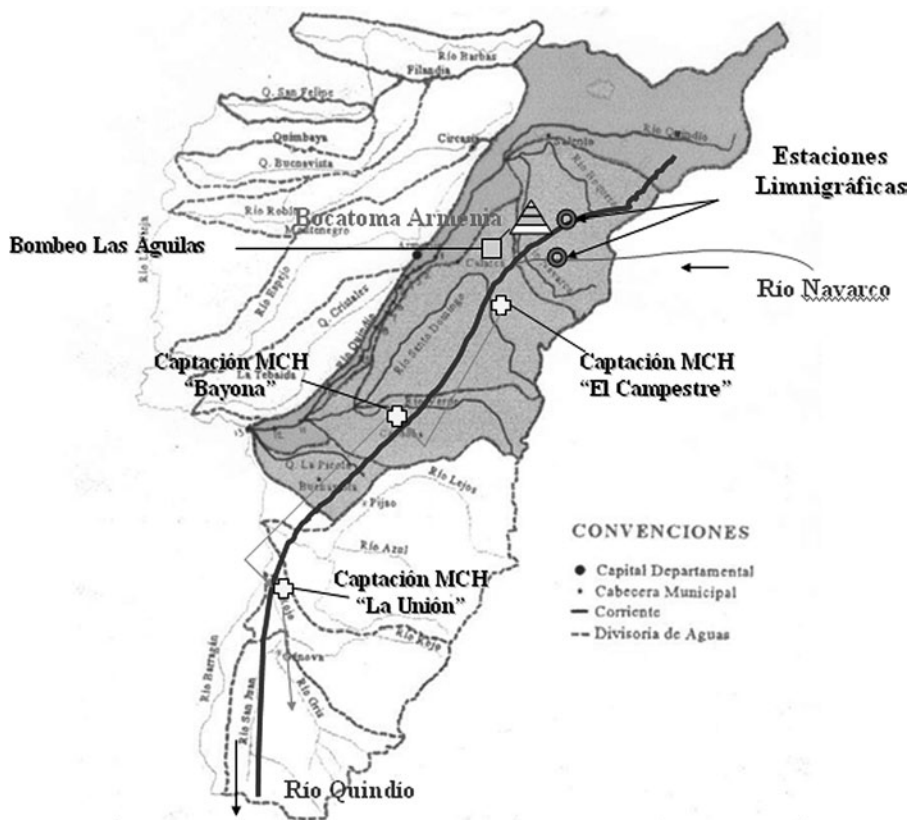
Fuente: Modificado de Galvis (2003).

4.1 Topología de la zona de estudio

Definido el propósito de la modelación, se le facilitará al modelador definir las fronteras del modelo, mediante la construcción de un esquema topológico de la zona de estudio. De esta manera, se podrán observar de forma gráfica, la ubicación de todos los factores y elementos considerados para la modelación

y su influencia sobre las condiciones hidráulicas del tramo seleccionado para las posteriores simulaciones (ver Gráfico 4).

Gráfico 4. Topología para modelación Río Quindío



Fuente: Modificado de Uniquindío (2001), Uniquindío CRO (2001) y Peña (2006).

4.1.1 Fronteras del modelo

Las fronteras definen los límites geográficos de la corriente a modelar y sus tramos computacionales. Dichos límites se localizan en secciones transversales donde las condiciones hidráulicas no sean afectadas por condiciones futuras o presentes en el tramo que será objeto de estudio. Las condiciones de frontera deben ser independientes de las condiciones hidráulicas en la región de interés, por esta razón, las fronteras abiertas deben ser colocadas lejos de los tramos más importantes del proyecto (Ramírez, 1995).

Es importante anotar que el número de secciones transversales requeridas dentro del tramo a modelar, se determina con base en requerimientos físicos y matemáticos. Los requerimientos físicos se refieren al número de secciones transversales necesarias para describir adecuadamente la variación de la geometría promedio del cauce a lo largo de cada uno de los tramos computacionales. A su vez, los requerimientos matemáticos se refieren al espaciamiento entre secciones transversales para lograr una solución estable y suficientemente precisa (Universidad del Valle, 2002).

4.1.2 Condiciones de frontera del modelo

Las condiciones de frontera son necesarias para establecer los niveles de agua en los extremos o fronteras del sistema fluvial (Campaña T., 2003). Para régimen de flujo supercrítico, las condiciones de frontera serán solamente necesarias en la sección aguas arriba del sistema fluvial (Campaña T., 2003). Sin embargo, también se puede contar con la condición del extremo inferior del sistema fluvial para mejorar la certidumbre del modelo. Sin embargo, esta última no es obligatoria. Por lo tanto, es necesario contar con la relación *nivel vs. caudal* de la condición de frontera aguas arriba del sistema fluvial.

Para la simulación de crecientes y zonas inundables, es indispensable contar con los caudales asociados a diferentes periodos de retorno, dado que ellos son el principal insumo para los diferentes escenarios de potenciales inundaciones. Usualmente, son utilizados para la simulación los caudales con periodos de recurrencia de 10, 20, 25, 50, hasta 100 años. Sin embargo, según la extensión de las series de caudales, podría extenderse hasta 500 años.

Posteriormente, si se puede disponer de la relación *nivel versus caudal* de la frontera inferior del sistema fluvial, se podrá mejorar el comportamiento del modelo, se facilitará el análisis de resultados, y se podrá obtener valiosa información para el proceso de calibración.

4.2 Mediciones de campo

Una vez definido el propósito y las fronteras de la modelación, será necesario programar campañas de mediciones de campo. Dichas mediciones constan básicamente del levantamiento de batimetrías o secciones transversales de la corriente y medición de caudales o aforos. Esta es tal vez, una de las actividades más importantes y de mayor costo, dentro del proceso de modelación. Por lo tanto, se requiere de especial atención al efectuar el levantamiento de la información de campo.

4.2.1 Medición de caudales

Dado que, en muchos casos, no se cuenta con suficiente presencia de estaciones limnigráficas, se hace necesaria la instalación de puntos limnimétricos y calibración de las secciones de control, de manera que se pueda contar con información de niveles y caudales, facilitando el proceso de verificar la monovalencia entre la situación observada y medida en campo, en relación con las mediciones de campo y las curvas de gasto de las estaciones de monitoreo. Lo anterior permite determinar la estabilidad de las secciones de control y la calidad de la información coleccionada, ya que según el IDEAM (2000), todos los cauces de agua por naturaleza, están sometidos a cambios continuos de sus características hidráulicas. Por lo tanto, se recomienda la realización de por lo menos 30 aforos para diferentes niveles en la corriente, en cada sección de control. Sin embargo, en la medida que se vayan obteniendo los datos de campo, se podrán calcular la estabilidad de las relaciones *Nivel versus Caudal*, de manera que se podrá determinar en el proceso, la necesidad de incrementar el número de mediciones o el espectro de niveles necesario para lograr la estabilidad de las curvas de gasto.

4.3 Calibración de curvas de gasto

La mayoría de las corrientes y ríos, según el IDEAM (2000), esencialmente son no aluviales y exhiben control permanente. Por lo tanto, la relación entre el nivel y el caudal se expresa como:

$$Q = a * (H - H_o)^b$$

Donde:

Q : Caudal.

H : Nivel.

H_o : Nivel cuando el caudal es cero.

a y b : constantes de la curva de gasto.

A continuación se presenta la metodología que propone el IDEAM (2000), para la construcción y extrapolación de curvas de gasto.

4.3.1 Verificar los aforos realizados en la sección de control

Consiste en realizar un análisis de concordancia entre los valores de los aforos realizados en campo para evitar errores en la transcripción de los datos.

4.3.2 Graficar H-Q, H-A, H-V

Este procedimiento se puede realizar con la ayuda de una hoja de cálculo, de manera que se faciliten los ajustes y aproximaciones necesarias, normalmente por el método de los Mínimos Cuadrados.

4.3.3 Verificación del enlace entre las curvas $H=f(Q)$, $H=f(A)$, $H=f(V)$

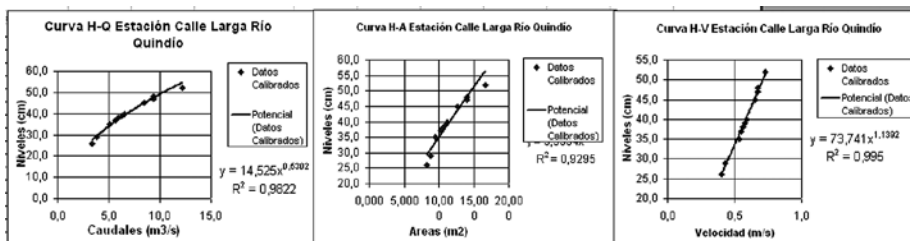
Estas expresiones están relacionadas íntimamente y, por lo tanto, es necesaria la comprobación de dicho enlace. Este se verifica mediante la ecuación de continuidad ($Q = A \cdot V$), comparando que los caudales obtenidos con la curva H versus Q , se aproximen a los calculados mediante el producto del área y la velocidad de las curvas H versus A , y H versus V . Para tal fin, el IDEAM recomienda la utilización del formato presentado en la Tabla 3 y Gráfico 5, para realizar la verificación de los aforos obtenidos en campo. En este caso, provenientes de la estación Calle Larga del Río Quindío.

Tabla 3. Comprobación del enlace entre curvas estación Calle Larga.

0.	1	2	3	4	5	6
	H, cm	Q, m³/s	A, m²	V, m/s	Q = A*V	Dq = ((2-5)/2))*100
1	44.0	2.667	10.010	0.266	2.666	0.049
2	47.0	3.309	10.790	0.307	3.308	0.025
3	60.0	7.340	14.220	0.516	7.339	0.053
4	60.0	7.340	14.220	0.516	7.339	0.053
5	60.0	7.340	14.220	0.516	7.339	0.053
6	60.0	7.347	14.235	0.516	7.347	0.017
7	61.0	7.755	14.504	0.535	7.754	0.031
8	62.0	8.178	14.776	0.553	8.178	0.029
9	62.0	8.178	14.776	0.553	8.178	0.024
10	62.0	8.178	14.776	0.553	8.178	0.029
1	63.0	8.617	15.050	0.573	8.619	0.120
2	65.0	9.543	15.590	0.612	9.544	0.039
3	70.0	12.157	16.960	0.717	12.160	0.159
4	70.0	12.157	16.960	0.717	12.160	0.159
5	76.0	15.904	18.610	0.854	15.901	0.137
6	78.0	17.312	19.170	0.903	17.312	0.011

Fuente: Modificado de IDEAM (2000), Uniquindío-CRQ (2003) y Peña (2006).

Gráfico 5. Curvas H Vs. Q; H Vs. A; H Vs. V estación Calle Larga Río Quindío.



Fuente: Universidad del Quindío – CRQ (2001).

De acuerdo con el IDEAM (2000), el valor absoluto de los valores obtenidos en la columna 6 (Dq) de la Tabla 5, no deben superar el 1%.

4.4 Evaluación de la estabilidad de las curvas de caudal

Las variables hidráulicas y morfológicas de la corriente, pueden ocasionar gran dispersión en la relación nivel-caudal. Dicha dispersión se denomina *histéresis* y consiste en que es posible obtener más de un valor de caudal, para un mismo nivel. Por lo tanto, se hace necesario determinar los factores que producen la dispersión de la relación nivel-caudal y calcular el error sistemático de los aforos. Para lograrlo, es posible calcular la dispersión de la curva mediante la aplicación de la siguiente expresión:

$$\sigma_q = \sqrt{\frac{1}{N-k} \sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_i - \bar{Q}_i}{\bar{Q}_i} \right)^2}$$

Donde:

n : número de aforos realizados para construir la curva.

Q_i : Caudal obtenido con la curva $H=f(Q)$ en el nivel H_i .

$\bar{Q}_i$: Caudal aforado en el nivel H_i .

K : grado de libertad de la ecuación de regresión $H = f(Q)$.

Dado que cuando los cauces son estables existe una relación única entre el nivel de la corriente y el caudal, la dispersión entre los valores de nivel y caudal no deben superar el error sistémico del aforo que según el IDEAM no es mayor de 10%. En consecuencia, una relación nivel caudal se considera esta-

ble, cuando la dispersión entre el caudal aforado y el obtenido con la curva de gasto, no es superior al 10% ($10\% \cdot \sigma$).

4.5 Levantamiento de secciones transversales

Con el objeto de describir la geometría del cauce o el canal en el tramo a modelar, es necesario levantar las secciones transversales de la corriente desde la frontera superior aguas arriba, hasta la frontera inferior, aguas abajo. Este trabajo requiere un previo reconocimiento cartográfico y de campo, del tramo a modelar, de manera que previamente se hayan identificado la geometría predominante del cauce y sus anomalías, como por ejemplo:

- Ensanchamientos graduales o abruptos de la sección transversal.
- Estrechamientos graduales o abruptos de la sección transversal.
- Cambio de la pendiente de fondo del canal a modelar.
- Levantamiento de secciones transversales de canales o cauces tributarios a la corriente objeto de estudio.
- Cambios de las pendientes laterales.
- Bifurcaciones del cauce principal.
- Cambio en la granulometría del lecho de la corriente o material de construcción, si se trata de una canal artificial.
- Obras civiles construidas en el cauce o canal, tales como captaciones, diques, muros, presas, dissipadores, estructuras de puentes, entre otras.

El número de secciones transversales a levantar en campo, será definido por el modelador, al tener en cuenta que se debe contar con suficiente información geométrica que le permita al modelo describir, con un alto nivel de certidumbre, las condiciones reales del flujo del sistema hidráulico en estudio.

Un criterio para determinar el número de secciones requeridas para la modelación, es la verificación de la conductancia de la sección transversal. Si en un tramo, del canal o del cauce, el valor de la conductancia no varía y, además, no se presentan cambios en la pendiente de fondo, se puede considerar una sección representativa para dicho tramo. Por lo tanto, en los sitios donde varíen la conductancia, las pendientes laterales o la pendiente de fondo, se recomienda el levantamiento de un mayor número de batimetrías, dado que estos cambios geométricos, influirán sobre el comportamiento hidráulico de la corriente objeto de estudio (ver Gráfico 6). Normalmente, la conductancia va aumentando, en la medida que se avanza en el sentido aguas abajo, dado que, naturalmente, el cauce tiende a ensancharse, en la medida que disminuye la

pendiente del lecho y se aproxima hacia su punto más bajo. La conductancia puede ser calculada mediante la siguiente expresión:

$$K = A * R^{2/3}$$

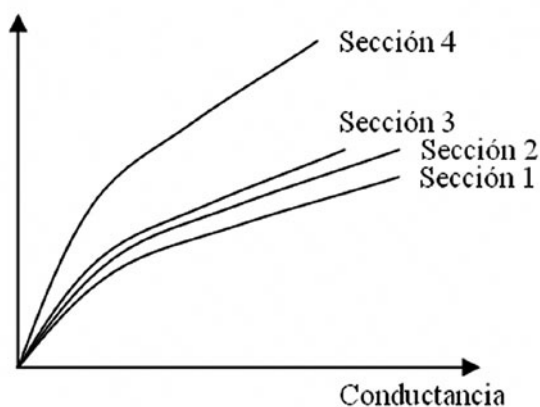
Donde:

K : conductancia.

A : área de la sección transversal.

R : radio hidráulico.

Gráfico 6. Verificación de la conductancia de las secciones transversales.



Fuente: El autor.

No hay que perder de vista que es necesario georeferenciar la totalidad de las batimetrías o secciones transversales levantadas y la totalidad de las estructuras encontradas en el tramo objeto de la modelación, con el objetivo de verificar la ubicación de los sitios en la cartografía e identificar, posibles discrepancias o errores en la información.

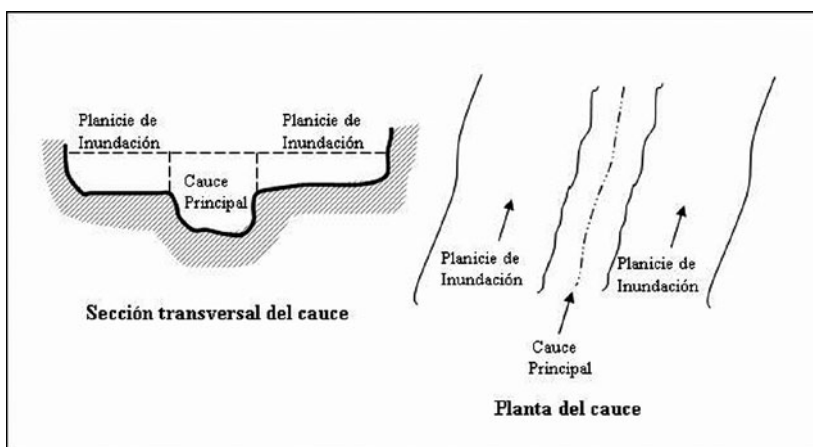
Las secciones transversales deben localizarse en tramos rectos y representativos de la geometría del río. Debe evitarse localizar secciones transversales en curvas agudas, contracciones y sitios con estructuras donde se afecta el ancho y la geometría de la sección -puentes, espolones, etc.-, pues en estos se generan efectos locales de carácter bidimensional y tridimensional que no pueden ser tratados apropiadamente en un modelo unidimensional (Universidad del Valle – Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca, 2002).

4.6 Esquematización del sistema

Generalmente las planicies de inundación están separadas del canal principal de flujo a través de albardones naturales y/o diques. Los albardones son formaciones constituidas por sedimentos depositados por el río al desbordarse durante las crecientes, como consecuencia de cambios abruptos en la velocidad del flujo (Universidad del Valle – Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca, 2002).

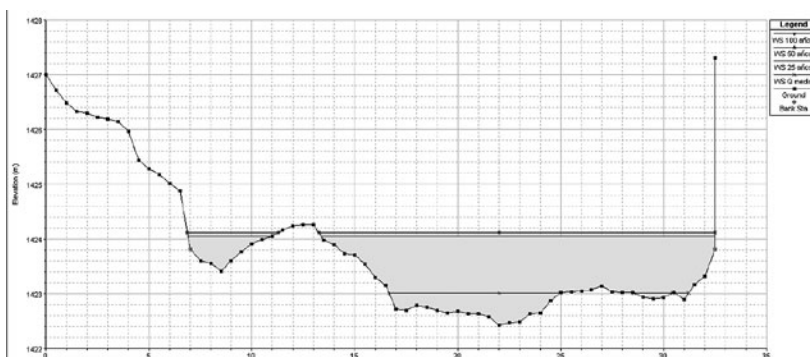
Las planicies de inundación en los ríos de montaña, presentan una configuración predominante, similar a la presentada los Gráficos 7 y 8.

Gráfico 7. Esquematización planicies de inundación compuestas.



Fuente: Universidad del Valle – Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca (2002).

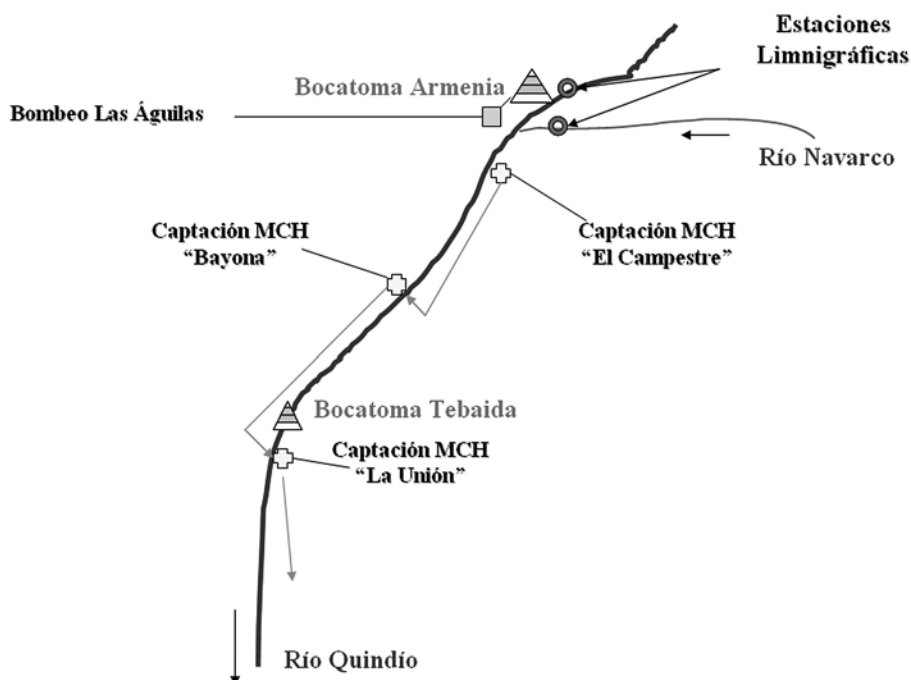
Gráfico 8. Batimetría Río Quindío.



Fuente: Peña (2006).

Por otra parte, vale la pena realizar una esquematización topológica del sistema hidráulico, dado que de esta forma, el modelador podrá mejorar la comprensión de los fenómenos y situaciones a considerar dentro del proceso de modelación, como por ejemplo, se presenta en el Gráfico 9.

Gráfico 9. Esquematización del sistema a modelar



Fuente: El autor.

En modelos de flujos unidimensionales generalmente no es necesaria una esquematización muy detallada, debido a que las ecuaciones diferenciales -de carácter unidimensional- consideran las características geométricas e hidráulicas medias en la sección transversal a la dirección principal del flujo. A pesar de lo anterior, los modelos unidimensionales requieren de un proceso más riguroso de esquematización de las características geométricas e hidráulicas que los modelos de flujos bidimensionales y tridimensionales (Universidad del Valle – Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca, 2002).

4.7 Condiciones iniciales

Al momento de realizar la modelación, se deben ingresar al modelo las condiciones iniciales de niveles de agua o caudales de la corriente (Cunge *et al*, 1993). Las condiciones iniciales no deben presentar grandes diferencias con las condiciones de frontera en el tiempo inicial, con el propósito de de prevenir efectos *histéresis -spin up-* en el modelo (Delf Hydraulics, 1994).

Los niveles en el río se definen al tomar como referencia el nivel del mar y los caudales corresponden a los obtenidos para los periodos de recurrencia definidos por el modelador, según la naturaleza del proyecto, a partir de la serie de caudales máximos absolutos de la serie de caudales máximos mensuales y la serie de excedencias. En proyectos de determinación de zonas inundables, se ingresará la relación *Nivel versus Caudal* de la frontera superior y los caudales máximos asociados a periodos de recurrencia de 5, 10, 20, 25, 50 y 100 años, los cuales permitirán simular las condiciones de flujo en dichos escenarios.

5 Definición de caudales máximos

Para determinar los caudales máximos que se presentarán en la corriente objeto de estudio, se podrá disponer de la serie de caudales máximos, preferiblemente los instantáneos. De esta forma, se podrá usar la probabilidad estadística para determinar el valor de los caudales asociados a cada periodo de recurrencia.

5.1 Probabilidad de las series hidrológicas

El uso de la teoría de probabilidad y la estadística matemática en Hidrología no es muy antiguo; sin embargo, la probabilidad en este campo ha adquirido gran importancia al tener en cuenta los aspectos económicos y de diseño eficiente de obras civiles, planes para la prevención y mitigación de desastres, planeación de cultivos, etc. Esta importancia radica en el hecho de que por medio de la probabilidad se puede representar el comportamiento de diferentes fenómenos hidrológicos y obtener información acerca de sus intensidades y la frecuencia con la cual estos se manifiestan (Behar, 1997).

En la Ingeniería, la aplicación de la probabilidad en la Hidrología, debe efectuarse con precaución, de manera que no se incurra en dimensionamientos incorrectos de estructuras tales como: diques, embalses, puentes, captaciones, delimitación de zonas inundables, presas y alcantarillados, entre otros. Por tanto, la probabilidad dentro de la Ingeniería, es una necesidad incontrovertible dentro del proceso de diseño.

A través del uso de la probabilidad para determinar zonas potencialmente inundables, se tiene por objeto el logro de estimaciones satisfactorias de una variable hidrológica. En este caso: caudales máximos esperados en una corriente, el volumen máximo de agua al que podría estar sometida una represa,

la máxima intensidad de un periodo de lluvias, etc. Para su cuantificación se utiliza el análisis de frecuencias. Las estimaciones así obtenidas, deben ser consistentes con la información de eventos previos, de los cuales se ha obtenido la información.

Dentro del procedimiento normal para el análisis de frecuencias, se distinguen dos grandes partes (Zekirija *et al*, 2006). La primera, tiene relación con la evaluación de la información hidrológica de años anteriores, mediante la aplicación de métodos probabilísticos y estadísticos. De esta forma, es posible construir una curva de distribución de probabilidad. Dicho gráfico, indicará la magnitud del evento -lluvia, inundación, sequía, caudal, etc.- para determinado periodo de recurrencia o una probabilidad de ocurrencia acumulada. Finalmente, la segunda tiene relación con las funciones para predecir eventos posteriores, con base en el supuesto de que estos fenómenos tienen similar comportamiento que las leyes probabilísticas.

El objetivo primordial del análisis de frecuencia de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con la frecuencia de ocurrencia de los mismos, usando distribuciones de probabilidad (Castro, 2004). Es sabido que la ocurrencia de un evento extremo es inversamente proporcional a su magnitud. De esta manera, los eventos con magnitudes grandes, son menos frecuentes que los eventos con magnitudes moderadas.

Para el análisis de frecuencias, se parte la suposición de aleatoriedad e independencia de los datos hidrológicos y, además, se considera que dicha información está distribuida idénticamente. De la misma manera, los fenómenos que los causan se consideran estocásticos. En cuanto a las leyes de la probabilidad, Chow (2000) establece algunos enunciados:

- La probabilidad total, siempre es igual a 1

$$P(-\infty < X < +\infty) = \sum_{i=1}^N p(x_i) = 1$$

Para variables discretas

$$P(-\infty < X < +\infty) = \int_{-\infty}^{+\infty} p_x(x)dx = 1$$

Para variables continuas

- La probabilidad de ocurrencia de un evento, es igual a uno menos la probabilidad de no ocurrencia

$$P = 1 - (1 - P)$$

- La probabilidad conjunta, es la probabilidad de que un ventó A y otro B ocurran. Es decir que: $P(A \cap B) = P(A) \cdot P(B)$, asumiendo que A y B son estadísticamente independientes.
- La probabilidad condicional, es aquella en la que un evento B ocurra, posteriormente a la ocurrencia de un evento A, y se define como:

$$P(B/A) = P(A \cap B)/P(A)$$

La frecuencia relativa, resulta de calcular el número de observaciones dentro de un intervalo i (n_i), y se divide entre el número total de observaciones (N). Esto representa la probabilidad de que la observación se encuentre dentro de un intervalo.

$$[x_i - \Delta x, x_i], P(x_i - \Delta x \leq X \leq x_i).$$

La frecuencia relativa puede ser representada como:

$$f_s(x_i) = \frac{n_i}{N}$$

Obtenidas las frecuencias relativas, pueden sumarse para obtener una acumulada, como se presenta en la ecuación:

$$F_s(x_i) = \sum_{j=1}^i f_s(x_j)$$

Y esta representa una estimación de la probabilidad acumulada de x_i .

Las funciones presentadas están definidas para una muestra. Es decir, solo son una representación de la información obtenida. Cuando se definen funciones válidas para una población, estas se aproximan como límites, cuando la muestra tiende a infinito ($n \rightarrow \infty$), y la dimensión del intervalo tiende a cero ($\Delta x \rightarrow 0$) (Austin *et al*, 2006). Por lo tanto, a partir de la Frecuencia Relativa, es posible determinar la función de Densidad de Probabilidad $f(x)$.

$$f(x) = \lim_{\substack{n \rightarrow \infty \\ \Delta x \rightarrow 0}} \frac{f_s(x)}{\Delta x}$$

A su vez, a partir de la función de la Frecuencia Acumulada, se obtiene la función de Distribución de Probabilidad $F(x)$.

$$F(x) = \lim_{\substack{n \rightarrow \infty \\ \Delta x \rightarrow 0}} F_s(x)$$

En consecuencia, para un valor dado de x , la ecuación de Distribución de Probabilidad, representa la probabilidad acumulada $P(X \leq x)$, la cual se calcula como un valor teórico de la función de Frecuencia Relativa (Austin *et al*, 2006), y esta se expresa como:

$$\begin{aligned} P(x_i) &= P(x_i - \Delta x \leq X \leq x_i) = \int_{x_i - \Delta x}^{x_i} f(x) dx \\ &= \int_{-\infty}^{x_i} f(x) dx - \int_{-\infty}^{x_i - \Delta x} f(x) dx = F(x_i) - F(x_i - \Delta x) \\ &= F(x_i) - F(x_{i-1}) \end{aligned}$$

Para obtener una medida del ajuste de una distribución a la información de la muestra, pueden comprarse $P(xi)$ y $F(xi)$. Por lo tanto, es importante tener en cuenta que las funciones de Frecuencia Relativa, Frecuencia Acumulada y Distribución de Probabilidad, son adimensionales y varían de 0 a 1. En contraste, la función de densidad de probabilidad $F(x)$ tiene dimensiones de $[X]^{-1}$ y varía de 0 a ∞ (Chow, 2000).

Algunas definiciones adicionales también importantes son las siguientes:

- Variable aleatoria: Es una variable gobernada por una función de distribución de probabilidad; lo cual significa que de alguna manera esta variable está gobernada por la probabilidad. Estas variables pueden ser discretas o continuas.
- Espacio muestral: Son todos los valores posibles.
- Evento: Un subconjunto del espacio muestral, X . La probabilidad de que el evento $(X \leq x)$ ocurra es $P(X \leq x)$, donde x es un valor asignado de la variable y X representa los valores que ocurren.
- Probabilidad $p_{(xi)}$: Es la frecuencia relativa cuando N , tiende a infinito.

$$p(x_i) = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{n_i}{N}, \quad 0 \leq p(x_i) \leq 1$$

- Probabilidad de excedencia: sustracción sucesiva comenzando desde el valor más alto (1.0) y da la probabilidad de que una variable tenga un valor igual o mayor que el valor asignado.

$$P(X \leq x_i) = \sum_{j=1}^i p(x_j)$$

- Probabilidad de no excedencia: Es la suma sucesiva desde el valor más bajo (0.0) e indica la probabilidad de que la variable tenga un valor igual o menor que el valor asignado.

$$P(X \geq x_i) = \sum_{j=i}^N p(x_j) = 1 - \sum_{j=1}^i p(x_j)$$

5.2 Parámetros estadísticos

Las funciones de densidad de probabilidad, se definen mediante parámetros de la población, los cuales se calculan a partir de los datos de la muestra. De dichas funciones, se distinguen tres categorías:

5.2.1 Tendencia central

Por ejemplo, el valor esperado (la media). — el primer momento con respecto a la media.

5.2.2 Variabilidad

Por ejemplo, la varianza y la desviación estándar — segundo momento con respecto a la media.

5.2.3 Simetría

Por ejemplo, el coeficiente de asimetría.

5.3 Momentos de una distribución de probabilidad

Definidas algunas de las propiedades de las Distribuciones de Probabilidad, se presentan valores que sean representativos de las propiedades de las distribuciones de probabilidad, dado que estos siguen un patrón de cantidades llamados Momentos.

Siendo $f(x)$ cualquier función definida y que sea positiva en un intervalo $[a, b]$, puede considerarse una distribución, así esta no sea una distribución de densidad de probabilidad (Austin *et al*, 2006). Definiendo entonces los momentos de esta función, tenemos:

$$\text{Momento cero } M_0 = \int_a^b f(x) dx$$

$$\text{Primer momento } M_1 = \int_a^b x f(x) dx$$

$$\text{Segundo momento } M_2 = \int_a^b x^2 f(x) dx$$

$$\text{Enésimo momento } M_n = \int_a^b x^n f(x) dx$$

Se puede observar que el orden está definido mediante la integración de la distribución $f(x)$ con una potencia adecuada de x en el intervalo $[a, b]$. Sin embargo, en la práctica generalmente se utilizan momentos hasta el segundo orden para describir características comunes de una distribución (Austin *et al*, 2006).

5.4 Momentos de una distribución de densidad de probabilidad

Este es el caso en el que la distribución, es una densidad de probabilidad.

$$M_0 = 1$$

$$M_1 = \int_a^b x p(x) dx = \bar{x} = \mu$$

Lo anterior, siempre y cuando la distribución de probabilidad se haya normalizado de modo que el área bajo la curva sea siempre 1 -por lo tanto, el momento cero es 1- y el promedio o media de la distribución está definida por la integral que por definición, también es el primer momento $\bar{x}$ ó μ (Peña, 2006).

El segundo momento facilita la descripción de la forma en la que la densidad de probabilidad se distribuye alrededor de su media. Con este propósito se debe describir la noción de la varianza o la desviación estándar (Austin *et al*, 2006).

$$M_2 = \int_a^b x^2 p(x) dx$$

5.5 Distibuciones de probabilidad

Es casi imposible predecir la ocurrencia de una creciente. Por lo tanto, la Hidrología permite estimar la probabilidad de la ocurrencia del evento (Kite, 1988). Por ejemplo, si se ha registrado una inundación que ha ocurrido 4 veces en los últimos 100 años, se podría afirmar que hay una probabilidad de 1 en 25 que el mismo evento ocurra el próximo año. Sin embargo, es necesario determinar la representatividad de esos últimos cien años, en una probabilidad.

Si se ha registrado una creciente que causó inundaciones y se hubiese calculado su ocurrencia un día antes del evento con base en los datos registrados los últimos 100 años, el resultado del análisis sería que un evento similar, ocurriría cada 33 años y que su probabilidad de ocurrencia es de 1 en 33. Por lo tanto, para prevenir este tipo de imprecisiones, deben analizarse todos los eventos de precipitaciones ocurridos durante los últimos cien años.

Es claro que las precipitaciones más intensas y con extensas duraciones causan inundaciones, pero es necesario el análisis de todas para mejorar la predicción. Hecho así, solo sería necesario involucrar los registros de los últimos diez (10) años, dado que estos datos, probablemente, se ajustarán mejor a una distribución, en caso de las lluvias, los registros presentan buenos ajustes a cualquier número de distribuciones.

Para el caso de las distribuciones de probabilidad de ocurrencia de eventos de crecientes que potencialmente causen inundaciones, vale la pena considerar las siguientes funciones de distribución.

5.5.1 Distribución Pearson Tipo III

También denominada *Distribución Gamma de tres parámetros*, siendo el tercer parámetro el límite inferior ε , de tal manera que por el método de los momentos, los tres momentos de la muestra -la media, la desviación estándar y el coeficiente de asimetría- pueden transformarse en los tres parámetros λ , β y ε , de la distribución de probabilidad (Peña, 2006). El sistema de distribuciones Pearson incluye siete tipos; todos son soluciones para $f(x)$ en una ecuación de la forma:

$$\frac{d[f(x)]}{dx} = \frac{f(x)(x - d)}{C_0 + C_1x + C_2x^2}$$

Donde d , es la moda de la distribución -el valor de x , para el cual $f(x)$, es un máximo- y C_0 , C_1 y C_2 , son coeficientes que deben determinarse. Cuando

$C_2=0$, la solución de la ecuación anterior es una distribución Pearson tipo III. La distribución normal es un caso especial de la distribución Pearson tipo III para describir una variable no asimétrica (Chow, 2000). Esta distribución fue aplicada por primera vez en la Hidrología por Foster (1924), para describir la distribución de probabilidad de picos de crecientes máximas anuales.

5.5.2 Distribución Log-Pearson Tipo III

Si el $\log X$ sigue una distribución Pearson tipo III, entonces se dice que X sigue una distribución Log-Pearson tipo III. La distribución Log-normal es un caso especial de la distribución Log-Pearson.

La localización del límite ε en la distribución log-Pearson tipo III depende de la asimetría de la información. Si esta tiene asimetría positiva, entonces $\log X \geq \varepsilon$ y ε es un límite inferior, mientras que si la información tiene asimetría negativa, $\log X \leq \varepsilon$ y ε es un límite superior. La transformación log reduce la asimetría de la información transformada y puede producir información transformada con asimetría negativa utilizando la información original con asimetría positiva (Peña, 2006). Se ha encontrado que la distribución log-Pearson tipo III arroja ajustes adecuados en muchas aplicaciones, particularmente para los datos asociados a eventos máximos como los picos de las crecientes.

5.5.3 Distribución Gumbel

Esta es una función asimétrica con un límite inferior, por tanto puede ser definida positivamente. La distribución de Gumbel ha sido ampliamente usada en el análisis de frecuencia de caudales máximos anuales (Castro, 2004). Esta distribución está definida en la función de densidad de probabilidad (fdp) y en la función de distribución acumulada ($fdpa$), como se presenta a continuación:

$$fdp \ f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp \left[-\frac{x-\beta}{\alpha} - \exp \left(-\frac{x-\beta}{\alpha} \right) \right] - \infty < x < \infty$$

$$fdpa \ F(x) = \exp \left[-\exp \left(-\frac{x-\beta}{\alpha} \right) \right]$$

Donde

β : parámetro de localización o media de la tendencia central.

α : parámetro de forma - son los parámetros de la distribución.

Esta distribución es un caso especial de la distribución de Valor Extremo General (Jenkinson, 1955).

5.6 Método de los Momentos

El método de los momentos fue desarrollado por Karl Pearson (1902), quien consideró que para estimar unos buenos parámetros de una función de probabilidad, se deberían hacer los momentos de la función de densidad de probabilidad alrededor del origen, iguales a los momentos correspondientes a la información perteneciente a la muestra, lo cual es equivalente al centroide de un cuerpo (Castro, 2004):

$$\sum_{i=1}^n \frac{x_i}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \bar{x}$$

El centroide correspondiente a la función de probabilidad, la cual es la media, se describe de la siguiente manera:

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x)dx$$

El segundo momento central, se define como la representación de la varianza:

$$\sigma^2 = E[(x - \mu)^2]$$

Y el tercer momento central estandarizado, representa el coeficiente asimétrico:

$$\gamma = E[(x - \mu)^3] / \sigma^3$$

5.7 Posición de graficación

La posición de graficación representa la distribución de probabilidad empírica de la muestra *-PEmp-*. De manera que, según el orden de los datos, se obtendrá la probabilidad de excedencia o no del evento analizado, en este caso, las crecientes. Al ordenar las series de caudales máximos de menor a mayor, respecto de su magnitud, se representará la probabilidad de no excedencia. Caso contrario, se obtendrá la probabilidad de excedencia. Las expresiones empíricas encontradas, se obtienen a partir de la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{i - a}{n + 1 - 2a}$$

Donde i , es el orden o posición del dato dentro de la muestra cuando esta se encuentra ordenada. Lugo n , es el número total de datos -muestra-, y a , es el valor con el que se busca obtener probabilidades empíricas que no sean sesgadas, según la distribución a implementar. Algunas de las expresiones empíricas de probabilidad de no excedencia, se presentan a continuación en la Tabla 4.

Tabla 4. Posición de graficación.

Nombre	Fórmula	a	T^*	Recomendación
Weibull	$\frac{i}{n+1}$	0	$n+1$	Para todas las distribuciones
Blom	$\frac{i-3/8}{n+1/4}$	0.375	$1.60n+0.4$	Distribución Ln-Normal
Cunnane	$\frac{i-0.4}{n+0.2}$	0.400	$1.67n+0.3$	Distribución Gumbel
Gringorten	$\frac{i-0.44}{n+0.12}$	0.440	$1.79n+0.2$	Distribución Gumbel
Landwehr	$\frac{i-0.35}{n}$		$\frac{n}{0.65}$	MPP

Fuente: Tomado de Stedinger (1993) y modificado de Peña (2006).

T^* es el periodo de retorno para el mayor evento de la muestra tomada.

Con cada una de las relaciones presentadas en la Tabla 4, es posible obtener un valor de probabilidad acumulada menor a uno, cuando se calcula para el último de los datos -mayor valor, x_n -. Por el contrario, si esta probabilidad fuese igual a la unidad, podría afirmarse que no es posible obtener un valor más grande que el mayor valor observado en la muestra, lo que representa un despropósito, particularmente cuando la muestra es pequeña. Cuando los valores de probabilidad empírica resultan cercanos a uno, se debe a que la muestra es tan grande que podría asegurarse que la probabilidad de que exista una en la población, con un valor más grande que el máximo de la muestra, es menor (Behar, 1997).

La utilidad de estas fórmulas consiste en que facilita la determinación de la bondad de ajuste de diferentes distribuciones, de forma gráfica o analítica, por diferentes métodos matemáticos. Para la determinación de la posición de

graficado se puede hacer uso de la ecuación Weibull, además permite su aplicación con cualquier distribución.

5.8 Valoración del ajuste de las distribuciones

Para valorar el ajuste de las funciones, se puede determinar el error cuadrático, con el que, además, es posible medir la precisión de las predicciones. Entendiéndose por precisión, la monovalencia entre pares individuales de datos calculados y observados. A su vez, se entiende por observados, aquellos medidos en el sistema real. Para cuantificar la precisión, se hace uso del error cuadrático medio, definido por (Pielke, 1984) como:

$$ECM = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{|\phi_i - \phi_{iobs}|^2}{n}}$$

Donde

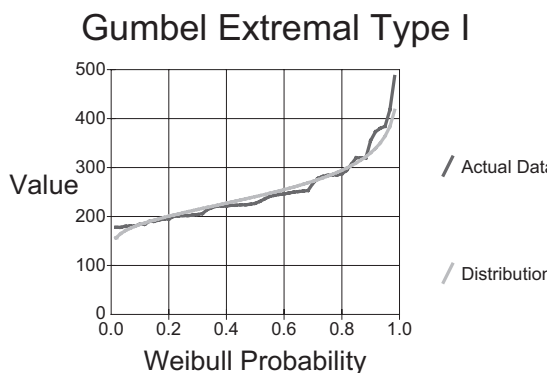
ϕ_{iobs} Es el valor observado en i .

ϕ_i Es el valor pronosticado en i .

n Es el número de valores analizados.

5.8.1 Análisis individual de datos

Gráfico 10. Esquematización del sistema a modelar



Las series de máximas se elaboran seleccionando los caudales máximos de cada año y organizándolos de modo que haya un caudal que represente cada año. Las series de excedencias, se elaboran organizando todos los datos de

caudales -mes a mes por cada año- y seleccionado los mayores, sin importar que exista más de un caudal correspondiente a un año. Ver Tabla 5, Gráfico 10.

Tabla 5. Caudales máximos (m³/s) en el Río La Vieja, estación *Puente Alabrado*.

Año	Alabrado Máximas	Alabrado Excedencias
1984	320	218
1985	145	214
1986	145	206
1987	132	204
1988	278	203
1989	140	202
1990	104	202
1991	106	201
1992	103	200
1993	164	195
1994	148	195
1995	155	193
1996	236	190
1997	181	190
1998	190	184
1999	320	184
2000	200	181
2001	148	181
2002	143	180
2003	113	178
2004	89	178

Fuente: IDEAM (2005), Modificado de Peña (2006).

6 Implementación del modelo hidráulico

Una vez definida el área de estudio del proyecto, y levantada la información secundaria y primaria, seleccionado el modelo de simulación a utilizar y definidas las condiciones de frontera, se podrá realizar la implementación del modelo hidráulico, teniendo en cuenta que el modelador debe conocer la fundamentación física y matemática para que el modelo no se convierta en *caja negra*. Al respecto de dicho propósito, a continuación se presentan los principios y elementos básicos de las ecuaciones hidráulicas que se deben aplicar durante la modelación del sistema hidráulico.

6.1 Ecuaciones unidimensionales para flujo no permanente en canales abiertos

Para describir el flujo en una corriente hídrica superficial, es necesario emplear las ecuaciones de flujo unidimensional, por tanto, debe considerarse la hipótesis de St. Venant, en la que se deben plantear los siguientes principios:

- En un flujo unidimensional, la velocidad se comporta de forma uniforme en la sección transversal y el nivel del agua en la misma es horizontal.
- La curvatura de las líneas de la corriente es mínima y la aceleración vertical es despreciable, por esto se considera una distribución de presiones hidrostática (Chow, 2000).
- Los efectos de la fricción, la socavación y acumulación de material son despreciables.
- La pendiente de fondo en el canal es pequeña ($m \leq 10\%$), definiéndose como el coseno del ángulo α que este hace con la horizontal y describe

el gradiente del nivel del agua que puede ser reemplazado por la unidad (Cunge & Holly, 1980).

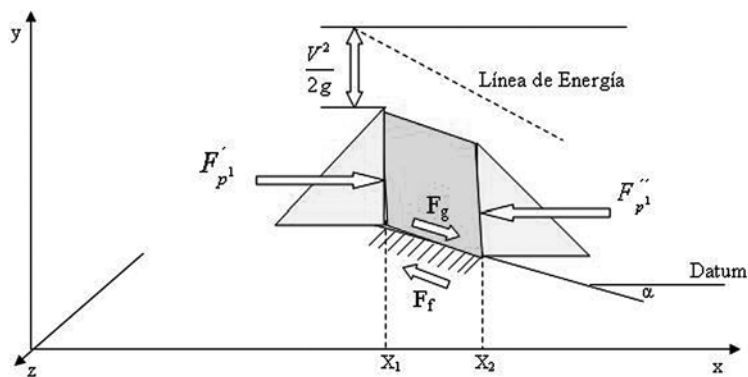
En la modelación del flujo unidimensional no permanente en canales abiertos, se considera que la densidad del agua es constante y es posible distinguir dos variables dependientes: La primera es el *flujo neto* y la segunda, son los caudales a lo largo de cualquier sección transversal de la corriente. Estas variables definen el estado y el movimiento de agua a lo largo del canal en un tiempo (t), como función de dos variables independientes (x para el espacio y (t) para el tiempo). Según las características del problema, se pueden definir diferentes pares de variables dependientes, como por ejemplo la velocidad y el tirante.

Para describir el flujo unidimensional, solo se requieren dos variables dependientes. En consecuencia, solo dos ecuaciones son necesarias para describir el flujo y cada una de ellas debe representar una ley física. Sin embargo, es posible plantear el problema mediante la formulación de tres leyes físicas en el flujo, como por ejemplo son: la Conservación de la Materia, la Cantidad de Movimiento y la Energía. Este planteamiento puede ser demostrado cuando las variables de flujo no son continuas -bomba hidráulica, turbinas-. Por lo tanto, dos representaciones son posibles: la Conservación de la Materia y el Momento o la Conservación de la Materia y la Energía (Cunge & Holly, 1980; Szymkiewicz, 2010).

6.2 Relaciones Integrales

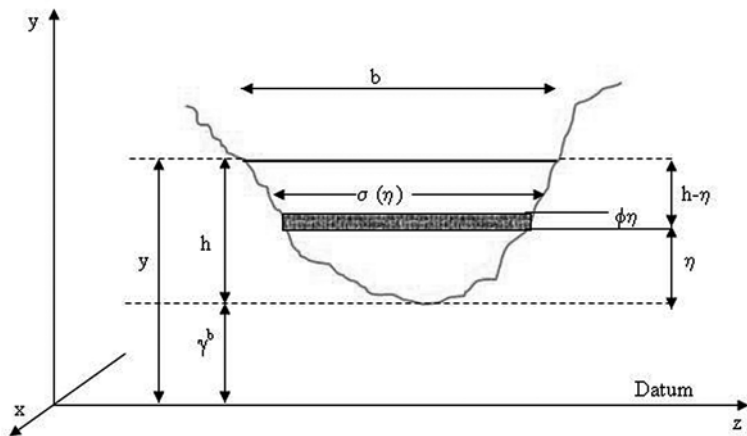
Inicialmente se debe considerar un volumen de control en el plano (x, t), que se define entre las secciones transversales $x = x_1$ y $x = x_2$, y entre los tiempos $t = t_1$ y $t = t_2$, tal como se representa en los Gráficos 9, 10 y 11. Entre dichas secciones transversales se debe establecer una conservación de las ecuaciones de masa y momento para un volumen de control en la hipótesis de Saint Venant. Para tal fin, se asume que el flujo es casi horizontal, es decir que α es lo bastante pequeño como para que $\cos \alpha = 1$. Con base en esta hipótesis, las ecuaciones básicas se formulan al aplicar los principios de conservación de masa y momento dentro de un volumen de control (ver Gráficos 11, 12 y 13).

Gráfico 11. Definición de las variables de las ecuaciones de flujo variado en el volumen de control neto (vista en corte).



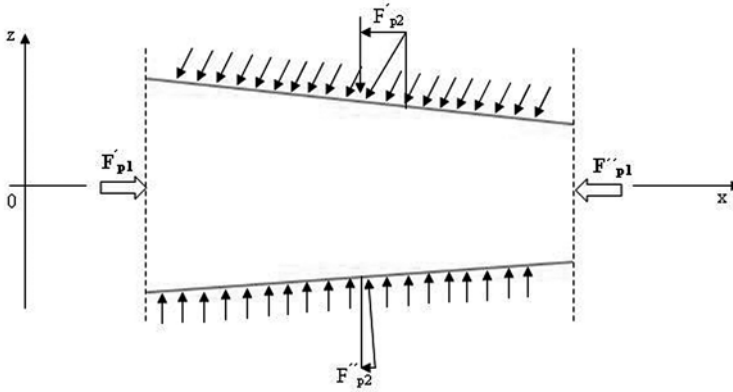
Fuente: Modificado: IHE (1980), Chow (1959), Peña (2006), Szymkiewicz (2010).

Gráfico 12. Definición de las variables de las ecuaciones de flujo variado en la sección transversal del canal.



Fuente: Modificado: IHE (1980), Chow (1959), Peña (2006), Szymkiewicz (2010).

Gráfico 13. Definición de las variables de las ecuaciones de flujo variado (vista en planta) en el canal.



Fuente: Modificado: IHE (1980), Chow (1959), Peña (2006), Szymkiewicz (2010).

Definido el volumen de control, la masa neta que fluye a través de dicho volumen, se define como la integral en el tiempo de las diferencias entre la masa del flujo entrante $(\rho u A)_{x1}$ y la masa del flujo saliente $(\rho u A)_{x2}$, como se presenta a continuación:

$$\int_{t_1}^{t_2} [(\rho u A)_{x1} - (\rho u A)_{x2}] dt$$

El flujo neto a través del volumen de control, será igual al cambio de almacenamiento en el tramo, durante el intervalo de tiempo en el que se da el flujo, es decir:

$$\int_{x_1}^{x_2} [(\rho u A)_{t1} - (\rho u A)_{t2}] dx$$

Donde, r : densidad del agua y $u = u(x, t)$ = velocidad uniforme de la sección transversal (ver Gráficos 9, 10 y 11). A su vez, A es igual a $A(x, t)$ = área mojada de la sección transversal. Por lo tanto, la continuidad de la materia para una densidad constante es:

$$\int_{x_1}^{x_2} [(A)_{t_2} - (A)_{t_1}] dx + \int_{t_1}^{t_2} [(Q)_{x_2} - (Q)_{x_1}] dt = 0$$

Donde el caudal es igual a $Q = V \cdot A$.

La conservación del momento en la dirección x , requiere que el cambio de momento en el volumen de control entre los tiempos t_1 y t_2 , sea igual a la suma del momento de entrada dentro del volumen de control y la integral de las fuerzas externas actuando sobre él, en el mismo intervalo de tiempo.

$$\text{momentum de flujo} = \rho u A x u = \rho u^2 A$$

El flujo neto del momento dentro de volumen de control -momento que entra en la sección $x=x_1$, menos el momento que sale en la sección ($x=x_2$)-, el cual se representa como:

$$(\rho u^2 A)_{x_1} - (\rho u^2 A)_{x_2}$$

Y el momento de entrada neto entre t_1 y t_2 , se define como

$$M_f = \int_{t_1}^{t_2} [(\rho u^2 A)_{x_1} - (\rho u^2 A)_{x_2}] dt$$

y el momento que se encuentra dentro del volumen de control en cualquier instante (t), sería igual a

$$\int_{x_1}^{x_2} \rho u A dx$$

Siendo el incremento neto desde t_1 hasta t_2

$$\Delta M = \int_{x_1}^{x_2} [(\rho u A)_{t_2} - (\rho u A)_{t_1}] dx$$

Al asumir que las únicas fuerzas externas de importancia que actúan sobre el volumen de control en la dirección x son la presión, la gravedad y la fricción, la fuerza de presión F_p , se define como la diferencia entre de fuerzas de presión F_{p1} y F_{p2} (ver Gráfico 10), aplicada a los límites del tramo compren-

dido entre x_1 y x_2 . Por lo tanto, para cualquier sección transversal x , con altura de la superficie libre $y(x)$, la presión se expresa bajo la distribución hidrostática hipotética que se define como:

$$F'_{p1} = g \int_0^{h(x)} \rho [h(x) - \eta] \sigma(x, \eta) d\eta$$

Donde h : es la variable de profundidad a lo largo del canal, $h(x, t)$ = es la profundidad del agua o tirante, y finalmente $s(x, h)$ = es el ancho de la sección transversal. El efecto de la presión para el tiempo en la sección 1 en la ecuación anterior, es:

$$\int_{t_1}^{t_2} F'_{p1} dt = \int_{t_1}^{t_2} (F'_{p1} - F''_{p1}) dt = g \int_{t_1}^{t_2} [(\rho I_1)_{x_1} - (\rho I_1)_{x_2}] dt$$

$$I_1 = \int_0^{h(x)} [h(x) - \eta] \sigma(x, \eta) d\eta$$

Para un canal con una longitud infinitesimal (dx), el incremento de disminución de la fuerza de presión causada por las variaciones en el ancho de la sección transversal, se representa por el incremento del área mojada de la sección transversal, debido a la relación que existe entre el ancho del canal y el centroide de la masa de agua medida desde la su superficie libre.

$$\rho g \left[\left(\frac{\partial \sigma}{\partial x} \right) dx * d\eta \right]_{h=ho} [h(x) - \eta]$$

Para conocer el cambio entre secciones transversales, se requiere considerar la relación entre el espacio y el tiempo para cada sección como se presenta a continuación:

$$\int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} \rho g \int_0^{h(x)} [h(x) - \eta] \left[\frac{\partial \sigma(x, \eta)}{\partial x} \right]_{ho} d\eta * dx * dt \quad \int_{t_1}^{t_2} F'_{p2} dt = g \int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} \rho I_2 dx * dt$$

$$I_2 = \int_0^{h(x)} (h - \eta) \left[\frac{\partial \sigma}{\partial x} \right]_{h=ho} d\eta$$

La fuerza de gravedad (F_g) o la componente del peso del volumen de control, se evalúa de acuerdo con la pendiente del canal $S_o = \frac{\partial y_b}{\partial x} = \tan \alpha$, la cual es pequeña. En este caso Y_b , representa la elevación del fondo con respecto al nivel de referencia. Por lo tanto $\tan \alpha = \sin \alpha$

$$\int_{t_1}^{t_2} F_g dt = \int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} \rho g A S_o dx dt$$

La fricción F_f se ejerce sobre el volumen de control a través del esfuerzo cortante a lo largo del lecho de la corriente superficial y sus llanuras inundables. Esta se conoce como la fricción del fondo del canal. Entonces, la relación que integra la fuerza de resistencia al flujo para flujo permanente se describe de la siguiente manera:

$$\int_{t_1}^{t_2} F_f dt = \int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} \rho g A S_f dx dt$$

Con base en lo anteriormente expuesto, el principio de conservación del momento puede describirse:

$$\Delta M = M_f + \int_{t_1}^{t_2} F_{p_1} dt + \int_{t_1}^{t_2} F_{p_2} dt + \int_{t_1}^{t_2} F_g dt - \int_{t_1}^{t_2} F_f dt$$

Para densidad constante como es el caso de la condición de flujo no permanente, la ecuación de conservación del momento para flujos unidimensionales no permanentes en corrientes hídricas superficiales de la hipótesis de Saint Venant, quedaría así:

$$\int_{x_1}^{x_2} [(uA)_{t_2} (uA)_{t_1}] dx = \int_{t_1}^{t_2} [(u^2 A)_{x_1} (u^2 A)_{x_2}] dt + g \int_{t_1}^{t_2} [(I_1)_{x_1} - (I_2)_{x_2}] dt - \gamma \int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} \rho I_2 dx dt + g \int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} A (S_o - S_f) dx dt$$

6.3 Diferenciales de las ecuaciones de Saint Venant

Las ecuaciones diferenciales para flujo no permanente, pueden ser obtenidas de las ecuaciones integrales, si se asume que las variables dependientes son diferenciales continuas. Según las series de expansiones de Taylor, se puede definir el área en la sección transversal y el flujo a lo largo de la sección:

$$(A)_{t_2} = (A)_{t_1} + \frac{\partial A}{\partial t} \Delta t + \frac{\partial^2 A}{\partial t^2} \frac{\Delta t^2}{2} + \dots$$

$$(Q)_{x_2} = (Q)_{x_1} + \frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \frac{\Delta x^2}{2} + \dots$$

Al considerar las variaciones en el tiempo y el espacio, las expresiones pueden ser descritas de la siguiente manera:

$$Q \quad t_2 \lim_{t_1} \int_{x_1}^{x_2} [(A)_{t_2} - (A)_{t_1}] dx = \int_{x_1}^{x_2} \int_{t_1}^{t_2} \frac{\partial A}{\partial t} dt dx$$

$$x_2 \lim_{x_1} \int_{t_1}^{t_2} [(Q)_{x_2} - (Q)_{x_1}] dt = \int_{t_1}^{t_2} \int_{x_1}^{x_2} \frac{\partial Q}{\partial x} dx dt$$

Por lo tanto, la ecuación de continuidad se define como:

$$\int_{x_1}^{x_2} \int_{t_1}^{t_2} \left[\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} \right] dt dx = 0$$

Al sustituir la ecuación de continuidad y al tener en cuenta la variación tiempo espacio y la ecuación del momento se obtiene:

$$\int_{x_1}^{x_2} \int_{t_1}^{t_2} \left[\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (u^2 A)}{\partial x} \right] dt dx = -g \int_{x_1}^{x_2} \int_{t_1}^{t_2} \left[\frac{\partial I_1}{\partial x} - I_2 - A(S_o - S_f) \right] dt dx$$

Si la anterior ecuación y la ecuación de continuidad describen lo ocurrido en tiempo y espacio, entonces estas se deben conservar para un volumen pequeño infinitesimal, permitiendo escribir dos ecuaciones diferenciales, las cuales son la ecuación de continuidad y la ecuación del momento:

Ecuación de Continuidad

$$\begin{array}{ccc} \text{Almacenamiento} & \text{Cambio del Caudal} & \text{Descarga lateral} \\ & \downarrow & \swarrow \\ & \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_L = 0 & \end{array}$$

Ecuación de Moméntum

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(u^2 A)}{\partial x} g \frac{\partial I_1}{\partial x} = gA(S_o - S_f) + gI_2$$

Por lo tanto, la ecuación que describe el flujo en la sección transversal, se plantea como:

The diagram illustrates the physical components of the momentum equation. Arrows point from the following concepts to their corresponding terms in the equation:

- Inercia** points to $\frac{\partial Q}{\partial t}$
- Convección** points to $\frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x}$
- Gradiente Nivel Agua extra** points to $gA \frac{\partial Z_s}{\partial x}$
- Fricción** points to $\frac{qQ^2}{C^2 RA}$
- Viento** points to $-B \frac{T_w}{\rho w}$
- Resistencia** points to $gA\eta$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{qQ^2}{C^2 RA} - B \frac{T_w}{\rho w} + gA\eta = 0$$

6.4 Leyes de resistencia empírica

Hasta este punto se han descrito las fuerzas por unidad de longitud del canal y la resistencia del lecho del canal, donde la fricción del fondo se toma para representar cualquiera de las leyes de resistencia empírica. La mayoría de estas leyes están basadas en una relación entre descarga y pérdidas de fricción de tipo general, así:

$$Q = K \sqrt{s_f}$$

Donde S_f es la pendiente de fricción del fondo o el gradiente de la línea de energía en un flujo uniforme o estable. La cual se puede relacionar con la ecuación de Strickler y la ecuación de Manning para determinar el flujo en un canal:

Ecuación de Strickler

$$\bar{u} = k_{Str} R^{2/3} \sqrt{S_f}; Q = k_{Str} A R^{2/3} \sqrt{S_f}$$

y la de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} \sqrt{S_f}$$

Al asumir que las ecuaciones de resistencia pueden ser aplicadas separadamente a cada una de las secciones transversales, entonces se obtiene:

$$\sum_i Q_i = Q \quad \text{o} \quad \sum_i K_i \sqrt{S_f} = K \sqrt{S_f}$$

Sin embargo, la anterior ecuación, contradice la hipótesis del flujo unidimensional: si las velocidades varían a lo ancho, el gradiente de la línea de energía también debe variar, para así mantener constante el nivel de la superficie libre, así $S_f = S_f(z)$, y en este caso, no es constante. Entonces, es conveniente definir la ecuación de la siguiente manera:

$$\sum_i K_i \sqrt{S_{f_i}} = K \sqrt{S_f}$$

Por otra parte, al asumir que S_f es constante pero la distribución de velocidades es no uniforme, la superficie del agua puede no ser horizontal. Por lo tanto, debe asumirse que la pendiente de fondo es constante y la superficie libre del agua es horizontal. El error que se genera es una medida de la aproximación de la descripción del flujo de forma unidimensional con respecto al flujo real (Cunge & Holly, 1980; Szymkiewicz, 2010).

6.5 Calibración del modelo hidrodinámico

Para que el modelo arroje resultados precisos, con un alto grado de certidumbre y aproximación al comportamiento del sistema real, es necesario contar con información primaria y secundaria suficiente, en aras de obtener un nivel de calibración del modelo aceptable, con esto se logrará obtener simulaciones satisfactorias.

La calibración del modelo hidráulico consiste en lograr un ajuste entre lo calculado por el modelo y lo observado en el sistema real. En el caso de una corriente hídrica superficial, se podrán relacionar los niveles observados en la corriente versus los calculados con el modelo hidráulico y/o los caudales obtenidos con el modelo matemático versus los resultantes de la modelación. Para lograrlo se deberá probar la condición de Courant, cuyo coeficiente resulta del cociente entre el intervalo de tiempo (t) y el tiempo de residencia del volumen finito en el tramo (x), como se presenta a continuación:

$$\theta = \frac{\Delta t}{\left(\frac{\Delta x}{u} \right)}$$

Donde:

θ : es el número de Courant.

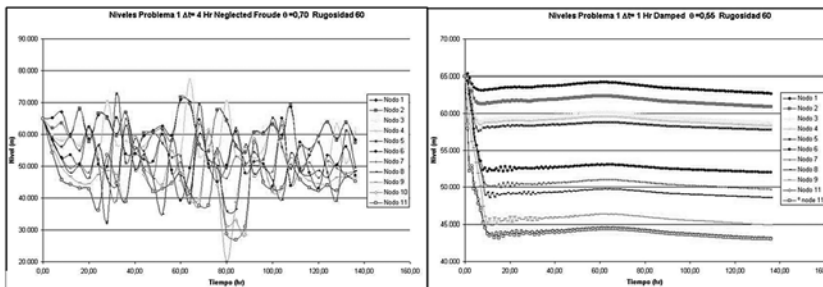
Δt : es el intervalo de tiempo en el espacio (x).

Δx : es el espacio en el que se encuentra el flujo en el tiempo (t) o elemento computacional.

u : el la velocidad del flujo en el espacio (Dx).

Este coeficiente varía entre cero y uno, de manera que se debe ajustar durante el proceso de calibración para obtener resultados satisfactorios. No considerar este ajuste, podría causar la inestabilidad del modelo y conducir a resultados erróneos, como se observa en el Gráfico 14.

Gráfico 14. A) Modelación del nivel del agua para $\theta = 0.7$ B) Modelación del nivel del agua para $\theta = 0.55$



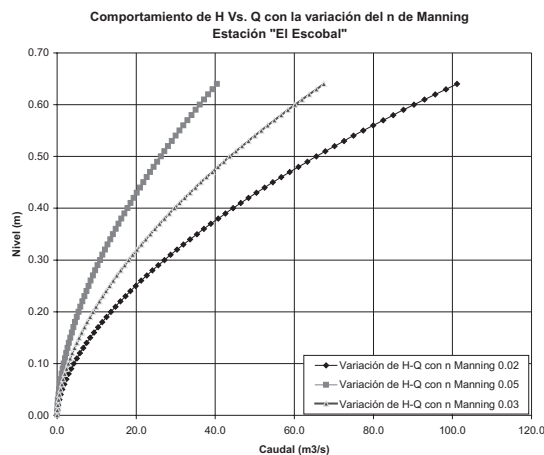
Fuente: el autor.

Según Bourguett, Rodríguez y Ochoa (1997), y Guerrero, Peña y Muñoz (2007), se puede considerar que un *modelo se encuentra calibrado cuando las diferencias entre las mediciones de campo y las calculadas por el modelo son menores o iguales a $\pm 20\%$* .

Por otra parte en algunos casos, no se conoce el coeficiente de rugosidad real de la corriente, dado que en muchos casos, se aplican los coeficientes de Manning o Chezy, para definir la rugosidad del lecho y sin haber realizado granulometrías del lecho de la corriente. En estos casos, es posible que el

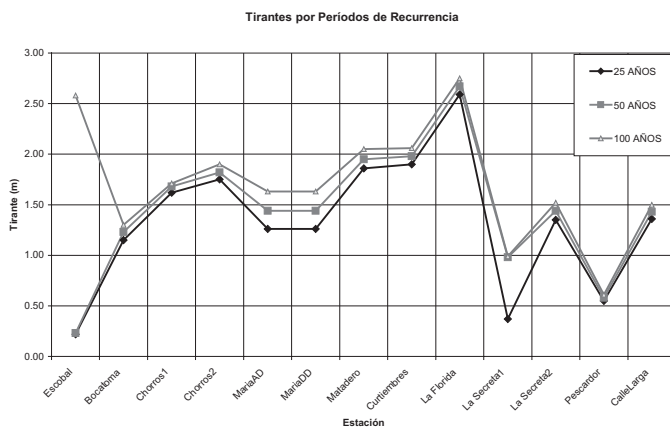
coeficiente de rugosidad, se convierta en un factor de calibración, de manera que será necesario ajustar dicho coeficiente, para que los resultados de nivel y caudales arrojados por el modelo, se aproximen al comportamiento del sistema real (ver Gráficos 15 y 16).

Gráfico 15. Variación del coeficiente de rugosidad en el Río Quindío.



Fuente: Peña (2006).

Gráfico 16. Calibración del modelo hidráulico Río Quindío.



Fuente: Peña (2006).

6.6 Resultados del modelo hidrodinámico

Una vez calibrado el modelo, se puede utilizar como herramienta para simular diferentes condiciones de flujo, o el comportamiento de estructuras hidráulicas, para proyectar su construcción, de manera que sea posible conocer el comportamiento de la corriente una vez se construyan las obras. Normalmente, los modelos de simulación ejecutan reportes de información en forma numérica y/o gráfica. De manera que el usuario puede seleccionar el resultado que desea visualizar para su análisis, o configurar la relación entre varios parámetros, según la demanda del modelador. Si el modelo restringe la visualización de resultados de forma gráfica, el modelador podrá usar otros paquetes computacionales como hojas de cálculo, que le permitan graficar los datos y encontrar otras relaciones que no facilite el modelo hidráulico.

Para la simulación de crecientes, uno de los resultados más importantes es el nivel calculado para periodos de recurrencia mayores de 30 y hasta 100 años. La importancia de este resultado, radica en el hecho de que mediante la simulación de los caudales asociados a dichos periodos de recurrencia, se podrá definir una franja mínima inundable en las riberas de la corriente en estudio, lo cual facilita la planificación ambiental del territorio y proteger la vida y bienes de los ciudadanos.

Es importante tener en cuenta que en el caso de ríos de montaña, no se esperan grandes zonas inundables como se presenta en las Fotografías 6 y 7. Sin embargo, las velocidades de flujo, podrían representar una mayor amenaza que el nivel máximo alcanzado por la corriente.

Fotografía 6. a) Creciente río Quindío con $Tr = 10$ años b) crecienterío Quindío con $Tr=30$ años.



Fuente: El autor.

Fotografía 7. Creciente Río Quindío Tr: 30 años.



Fuente: Peña y Roman (2001) y Peña (2006).

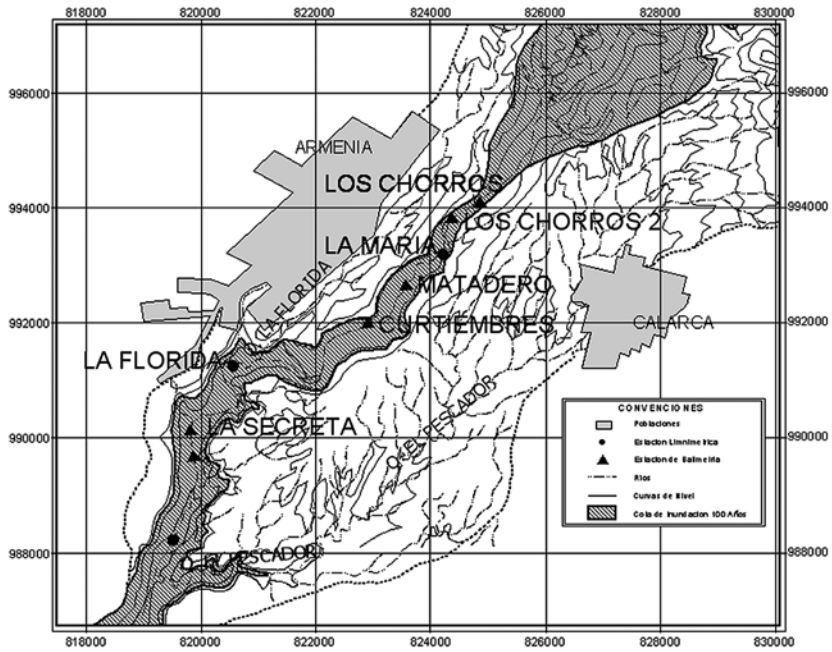
6.7 Definición de zonas de inundación en el Río Quindío

Hechas las simulaciones requeridas, según los objetivos del proyecto, se podrán definir las zonas potencialmente inundables por el río. En este caso, la Autoridad Ambiental y la naturaleza del proyecto determinarán el tiempo de recurrencia al que correspondan los caudales máximos. Sin embargo, se recomienda simular caudales asociados a un periodo de recurrencia de cien años.

Para delimitar las zonas potencialmente inundables en un río, se requiere el conocimiento de los máximos niveles alcanzados por la corriente para el caudal asociado al tiempo de recurrencia definido para el proyecto. De esta forma, con la ayuda de un CAD o Sistema de Información Geográfica -SIG-, se delimitarán las zonas que no deben ser ocupadas por infraestructura, ni centros poblados, con el propósito de protegerlos. Para lograrlo, previamente se debe disponer de cartografía a una escala adecuada, de manera que sea posible detallar el límite de las zonas potencialmente inundables.

Localizadas en la cartografía las diferentes cotas de inundación asociadas a diferentes tiempos de recurrencia, se buscan las elevaciones correspondientes a cada cota inundable, de tal manera que se podrán describir polígonos a lo largo del tramo en estudio. Finalmente, se puede optar por definir polígonos y planos para cada uno de los escenarios de simulación o por cada tiempo de recurrencia modelado (ver Gráfico 17).

Gráfico 17. Definición de zonas potencialmente inundables.



Fuente: Peña (2006).

7 Ejemplos propuestos

A continuación se presentan cuatro ejercicios propuestos para la modelación de una corriente hídrica superficial de montaña. En el caso de los dos primeros, su planteamiento se encuentra disponible en el manual de usuario del *software* DufLOW y en este documento, se realiza el desarrollo junto con diferentes alternativas y demostraciones para la simulación. Los dos últimos, corresponden a estudios de caso en el Río Quindío y el Río Luisa. En el caso del problema desarrollado en el Río Quindío, corresponde a una simplificación del proyecto de maestría denominado: *Estudio de inundación en el Río Quindío mediante Modelación Matemática. Sector Bocatoma Armenia-Calle Larga*, desarrollado en la Universidad del Valle. Finalmente, el ejercicio en el Río Luisa, corresponde a una consultoría de la Empresa Enerlim S. A. ESP.

7.1 Problema N° 1

7.1.1 Introducción

Dado que los ríos de régimen fluvial sufren desbordamientos causados por crecientes, a su vez generadas por eventos intensos de lluvias en las partes altas de las cuencas hidrográficas, se producen desastres naturales que cobran pérdidas económicas en infraestructura, cultivos y, sobre todo, de vidas humanas. En este sentido, una alternativa de prevención y mitigación de dichos desastres, es la planificación y el control de crecientes. Para ellos, existen varias obras de regulación como embalses, diques marginales de protección, transvases entre cuencas y localización de estructuras de control -compuertas, vertederos, etc.-. De manera que, junto con el conocimiento del comportamiento hidráulico del

río en su estado natural, se pueda simular a priori, el comportamiento de las estructuras proyectadas y definir la ubicación óptima de las obras.

En este ejercicio, el tránsito de crecientes es un caso de flujo no permanente, en el que las características del flujo cambian con el tiempo en una sección transversal. La solución a este tipo de problemas, requiere del uso de técnicas de soluciones complejas. Por tanto la modelación matemática de flujo libre permite conocer el tránsito de caudales en canales artificiales y naturales, mediante la descripción del comportamiento del flujo en el espacio y el tiempo, y la implementación de algoritmos que son resueltos ágilmente por los paquetes computacionales. En este caso, es de gran interés el tránsito distribuido de caudales -tránsito hidráulico-, ya que se requiere calcular el flujo como una función del espacio y el tiempo en las secciones que hacen parte del tramo a modelar.

Para el cálculo del tránsito distribuido de caudales en los problemas 1 y 2, se utilizará como modelo computacional el *Duflow*. De esta forma, será posible hallar las variaciones del caudal, la velocidad y los niveles en el espacio y el tiempo.

7.1.2 Objetivo

Efectuar la simulación hidrodinámica del flujo en un cauce natural bajo condiciones de régimen no estacionario.

7.1.3 Tránsito distribuido de la creciente

Permite conocer la variación del caudal, la velocidad y los niveles, en el espacio y el tiempo. Por lo tanto, para calcular dichas variaciones, es necesario solucionar el sistema de ecuaciones diferenciales de Saint-Venant para el flujo unidimensional, las cuales facilitan el cálculo del caudal y el nivel en función del espacio y el tiempo.

En este caso, con la ayuda del *Duflow*, se realizarán los cálculos del flujo y será posible describir las variables unidimensionalmente. Es decir, que la velocidad y la profundidad variarán en el sentido longitudinal del canal. Además, se considerará que el flujo varía gradualmente a lo largo del canal, por tanto, la pendiente del fondo del canal es pequeña y no hay procesos de socavación, ni agradación.

El *Duflow* es un modelo unidimensional desarrollado por el International Institute for Hydraulic and Environmental Engineering -IHE-, Rijkswaterstaat Tidal Eaters Division, Delf University of Technology Faculty of Civil Engi-

neering y Eagenengen Agriculture University Water Quality Section: está basado en ecuaciones que describen el flujo no estacionario en canales abiertos. Matemáticamente, se basa en las ecuaciones de la *Conservación de la Masa y el Moméntum*, como a continuación se describen, de acuerdo a su manual de usuario.

7.1.4 Ecuación de continuidad

La Ecuación de continuidad para un flujo, no permite la densidad variable a través de un volumen de control, es:

$$0 = \frac{d}{dt} \iiint_{v.c.} \rho dV + \iint_{s.c.} \rho V^* dA$$

Almacenamiento
Cambio del Caudal
Descarga lateral

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_L = 0$$

7.1.5 Ecuación del moméntum

La segunda ley de Newton relacionada al transporte de Reynolds es:

$$\sum F = \frac{d}{dt} \iiint_{v.c.} V \rho dV + \iint_{s.c.} V \rho V^* dA$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{1}{\rho} P \tau_b = 0$$

7.1.6 Ecuación del momento

Inercia
Convección
Gradiente Nivel Agua
Fricción
Viento
Resistencia extra

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{qQ^2}{C^2 RA} - B \frac{T_w}{\rho w} + gA \eta = 0$$

7.1.7 Limitaciones del modelo DufLOW

- Las ecuaciones son de flujo unidimensional.
- No tiene en cuenta las diferencias de densidad en el sentido vertical del flujo.
- Todas las ecuaciones son válidas en caso de flujo supercrítico.
- El flujo subcrítico puede ser asumido como una condición inicial de la red.
- Pueden utilizarse hasta un máximo de 250 tramos y elementos computacionales.

7.1.8 Etapas durante la simulación numérica

- Definición precisa del problema.
- Evaluación de la información disponible. Posible ejecución de una campaña de mediciones de campo.
- Análisis y definición de los procesos físicos relevantes en el área a modelar.
- Esquematización.
- Selección del modelo más apropiado o Desarrollo de un nuevo modelo matemático.
- Selección de ΔT y ΔX -detalle requerido y condición de Courant-.
- Calibración del modelo.
- Verificación del modelo.
- Simulación: Análisis de alternativas.
- Interpretación y análisis de resultados.
- Conclusiones.

7.1.9 Definición de las condiciones de frontera

En los límites o fronteras del modelo deben definirse las condiciones hidráulicas -nivel de agua y/o caudales- reales del sistema. Estas se denominan condiciones de frontera y son de suma importancia en el proceso de modelación.

La localización de las fronteras, se determina en secciones o sitios, en donde la hidráulica del sistema no se vea afectada, ante las diferentes variaciones de las condiciones iniciales planteadas por el modelador. Por tal razón, las fronteras del modelo, se localizan apartadas del tramo que será objeto de la modelación.

Las condiciones de frontera, plantean las condiciones hidráulicas bajo las cuales trabajará el modelo y se definen según la disponibilidad de información

primaria -mediciones de campo-, o en su defecto pueden ser generadas con base en pronósticos -efectuados de acuerdo a mediciones de campo-. Pueden ser consideradas como condiciones de frontera de un modelo hidrodinámico unidimensional, cualquiera de las siguientes:

- Niveles de agua $y(t)$.
- Hidrógrafa de caudales $Q(t)$.
- Curva de calibración $Q(y)$.

Se recomienda que la curva de calibración nunca se defina en la frontera de aguas arriba. En el caso del *Flujo Supercrítico*, se deben definir dos condiciones en la frontera de aguas arriba y ninguna frontera aguas abajo. A su vez, en la condición de *Flujo Subcrítico*, la frontera aguas debe ser la variación de niveles $y(t)$ o de caudales $Q(t)$. Por lo tanto, en la frontera aguas abajo, se puede utilizar cualquiera de las tres condiciones posibles $y(t)$, $Q(t)$ ó $Q=f(y)$.

Si en todas las fronteras del modelo se definen como condiciones las hidrógrafas ($Q(t)$), las condiciones iniciales en todos los nodos de la red, deberán definirse con exactitud. De lo contrario, el volumen que se almacenó inicialmente -en el instante $t=0$ - al interior del modelo, no tendrá oportunidad de modificarse. En otras palabras, una curva de calibración $Q(y)$ o de niveles $y(t)$, permitirá al sistema adaptarse con el tiempo a estas condiciones, y así la condición inicial pierde su importancia rápidamente con el tiempo.

7.1.10 Métodos de solución

7.1.10.1. Soluciones analíticas

- Ecuación de Chezy (Flujo uniforme y permanente)
- Ecuación de Bernoulli (Sin pérdidas de energía)
- Ecuación de Newton (Distancias cortas)
- Ecuaciones de Bresse (Curvas de remanso F.G.V.)
- Ecuación Cinemática (Sin deformación de las ondas de creciente)
- Ecuación Dinámica (Ondas de translación)

7.1.10.2. Soluciones numéricas

La solución numérica puede ser explícita o implícita. Cuando se trata de un modelo explícito, la solución debe abordarse mediante la aplicación de las Diferencias Finitas. Por tanto, para el caso de los modelos implícitos, debe considerarse la solución mediante Elementos Finitos.

7.1.10.3. Diferencias finitas

Las derivadas parciales son discretizadas, por medio de ecuaciones diferenciales finitas. Se esquematiza el curso de agua por un número representativo de secciones transversales -o elementos computacionales-, separados por una distancia finita Δx (ver Gráfico 18). Para una función continua $f(x, t)$, las derivadas $\frac{\partial f}{\partial x}$ y $\frac{\partial f}{\partial t}$ en el punto de coordenadas (x, t) se definen como:

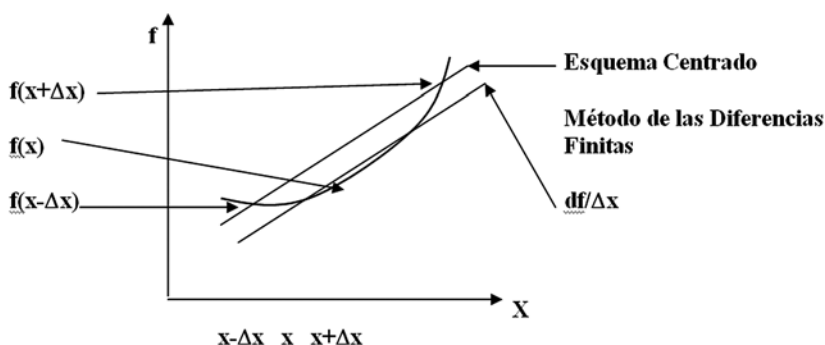
$$\frac{\partial f}{\partial x} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{f(x + \Delta x, t) - f(x, t)}{\Delta x} \quad \text{y} \quad \frac{\partial f}{\partial t} = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{f(x, t + \Delta t) - f(x, t)}{\Delta t}$$

Estas derivadas pueden ser resueltas de forma aproximada, mediante las diferencias finitas, definiendo simplificaciones discretas, como:

Δx : Longitud finita de alguna importancia, por ejemplo: 10m, 1Km, etc.

Δt : Período finito de tiempo de alguna importancia, por Ejemplo: 10sg, 1Hr, etc.

Gráfico 18. Representación de las Diferencias Finitas.



Fuente: El autor.

Por lo tanto, siendo la función $f(x)$ continua en un intervalo determinado, se obtiene (ver Gráfico 19):

$$\frac{df}{dx} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{f(x + \Delta x) - f(x)}{\Delta x}$$

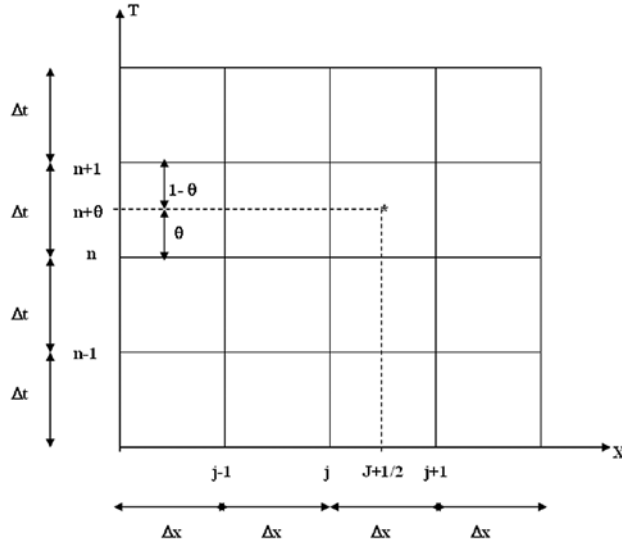
Utilizando el método de las diferencias finitas, se puede obtener una solución discreta de $\frac{df}{dx}$, de la siguiente manera:

$$\frac{df}{dx} \approx \frac{f(x + \Delta x) - f(x)}{\Delta x} \quad \text{Esquema hacia adelante}$$

$$\frac{df}{dx} \approx \frac{f(x) - f(x - \Delta x)}{\Delta x} \quad \text{Esquema hacia atrás}$$

$$\frac{df}{dx} \approx \frac{f(x + \Delta x) - f(x - \Delta x)}{2\Delta x} \quad \text{Esquema centrado}$$

Gráfico 19. Dominio computacional en el tiempo (t) y espacio (x) – Esquema de Lax.



Fuente: Modificado de IHE (1988).

El dominio computacional en el espacio x y el tiempo t , puede definirse como:

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \left\{ f_j^{n+1} - \frac{1}{2} \left[\alpha (f_{j+1}^n + f_{j-1}^n) + (1 - \alpha) f_j^n \right] \right\} \frac{1}{\Delta t}$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \{f_{j+1}^n - f_{j-1}^n\} \frac{1}{2\Delta x}$$

Aplicando estas ecuaciones discretas a la ley de conservación de la masa:

$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$, se obtiene que:

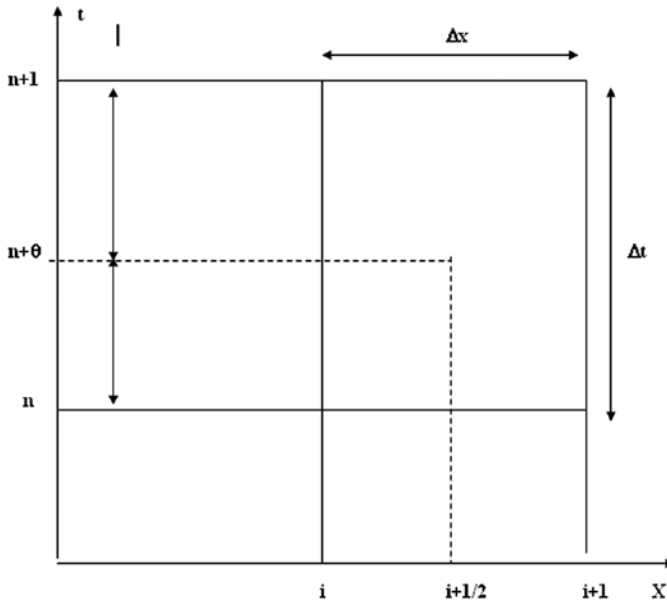
$$A_j^{n+1} = \frac{1}{2} \left[\alpha (A_{j+1}^n + A_{j-1}^n) + (1 - \alpha) A_j^n \right] - \frac{\Delta t}{2\Delta x} (Q_{j+1}^n - Q_{j-1}^n)$$

Este esquema es explícito porque cada parámetro (a , Q , h), es calculado en el tiempo " t_{n+1} " con base en los valores de los parámetros en el instante anterior " t_n ".

Para el caso de implícito, se podrá hacer uso del esquema implícito de Preisman, el cual se describe en el Gráfico 20.

Gráfico 20. Esquema implícito de Preisman de cuatro puntos.

Esquema Implícito de Preissman



Esquema implícito de Preissman de los cuatro puntos

Fuente: Modificado de IHE (1988).

En este caso, la variación del tirante y el flujo se describen de la siguiente manera:

$$\frac{\partial y}{\partial t} \approx \frac{y_{i+1}^{n+1} - y_{i+1}^n}{2\Delta t} + \frac{y_i^{n+1} - y_i^n}{2\Delta t}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \approx \frac{Q_{i+1}^{n+1} - Q_{i+1}^n}{2\Delta t} + \frac{Q_i^{n+1} - Q_i^n}{2\Delta t}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \approx \theta \frac{Q_{i+1}^{n+1} - Q_{i+1}^n}{2\Delta t} + (1-\theta) \frac{Q_i^{n+1} - Q_i^n}{2\Delta t}$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) \approx \frac{\theta}{\Delta x} \left[\frac{(Q_{i+1}^{n+1})^2}{A_{i+1}^{n+1}} - \frac{(Q_i^{n+1})^2}{A_i^{n+1}} \right] + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} \left[\frac{(Q_{i+1}^n)^2}{A_{i+1}^n} - \frac{(Q_i^n)^2}{A_i^n} \right]$$

$$\frac{\partial y}{\partial t} \approx \theta \frac{y_{i+1}^{n+1} - y_i^{n+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \frac{y_{i+1}^n - y_i^n}{\Delta x}$$

$$1. \text{ Conservación de la masa } \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{b} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

$$2. \text{ Cantidad de movimiento } \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA \frac{Q|Q|}{K^2} = 0$$

Sustituyendo en estas ecuaciones en las aproximaciones discretas de Preissman, se obtiene:

Conservación de la masa

$$\frac{1}{2} \left(\frac{y_{i+1}^{n+1} - y_{i+1}^n}{\Delta t} + \frac{y_i^{n+1} - y_i^n}{\Delta t} \right) + \frac{2}{\Delta x} \frac{[\theta(Q_{i+1}^{n+1} - Q_i^{n+1}) + (1-\theta)(Q_{i+1}^n - Q_i^n)]}{\theta(b_i^{n+1} + b_{i+1}^{n+1}) + (1+\theta)(b_i^n + b_{i+1}^n)} = 0$$

Cantidad de movimiento $0.5 \leq \theta \leq 1.0$

$$\frac{1}{2} \left(\frac{Q_{i+1}^{n+1} - Q_{i+1}^n}{\Delta t} + \frac{Q_i^{n+1} - Q_i^n}{\Delta t} \right) + \frac{\theta}{\Delta x} \left[\left(\frac{Q^2}{A} \right)_{i+1}^{n+1} - \left(\frac{Q^2}{A} \right)_i^{n+1} \right] + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} \left[\left(\frac{Q^2}{A} \right)_{i+1}^n - \left(\frac{Q^2}{A} \right)_i^n \right] +$$

$$g \left[\theta \frac{A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1}}{2} + (1-\theta) \frac{A_{i+1}^n + A_i^n}{2} \right] \left\{ \left[\theta \frac{Y_{i+1}^{n+1} - Y_i^{n+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \frac{Y_{i+1}^n - Y_i^n}{\Delta x} \right] + \right\}$$

$$\left\{ \left[\theta \frac{Q_{i+1}^{n+1} |Q_{i+1}^{n+1}| + Q_i^{n+1} |Q_i^{n+1}|}{2} + (1-\theta) \frac{Q_{i+1}^n |Q_{i+1}^n| + Q_i^n |Q_i^n|}{2} \right]^* \right\} = 0$$

$$\left\{ \left[\theta \frac{(K_{i+1}^{n+1})^2 + (K_i^{n+1})^2}{2} + (1-\theta) \frac{(K_{i+1}^n)^2 + (K_i^n)^2}{2} \right]^{-1} \right\}$$

7.1.11 Descripción del problema

Un río tiene una longitud de 900 Km y tributa sus aguas a una cuenca que tiene un área de 33.000 Km². El río tiene un régimen pluvial alimentado principalmente por la escorrentía introducida por la lluvia en la parte alta de la cuenca.

El considerado para la modelación que tiene una longitud de 59.1 Km, un ancho medio de 110 m y una profundidad promedio de 8 m. La llanura inundable tiene una capacidad de almacenamiento despreciable en la mayor parte del tramo. El Gráfico 21 describe el tramo a modelar. Finalmente, se encontró que el lecho tiene un coeficiente de rugosidad de Chezy de 45m^{1/2}/s.

Mediante la simulación se intenta describir el comportamiento hidráulico del flujo en el tramo de 59.1 Km, cuando se presenta el tránsito de una creciente cuya hidrógrafa correspondiente a la estación Pelotillehue, cuyos datos se encuentran disponibles en la Tabla 5 y el Gráfico 22. En el extremo aguas abajo -Estación CAI-2- del tramo en estudio se dispone de la curva de calibración nivel-caudal que se presenta en la Tabla 6.

Requerimientos:

- Realizar una esquematización del sistema.
- Definir las condiciones iniciales y de frontera.
- Realizar la simulación de la creciente (utilizar al menos 5 valores de intervalos de tiempo (*dt*)).
- Análisis de resultados, conclusiones y recomendaciones.

7.1.12 Solución

Para describir el comportamiento hidráulico del tramo objeto de análisis, se utilizará el modelo unidimensional DufLOW. Para tal fin, será necesario ingresar la geometría del sistema, junto con las condiciones iniciales del canal y del flujo.

Para el ejercicio se variará el tiempo y el coeficiente de rugosidad, de manera que se pueda observar la respuesta del sistema.

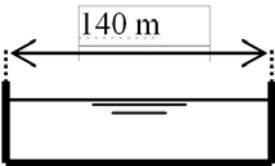
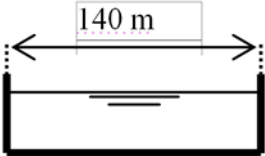
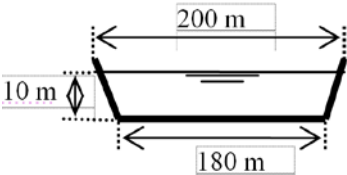
7.1.12.1. Esquematización del sistema:

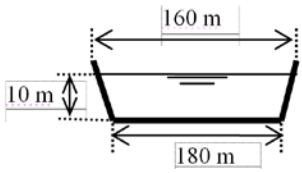
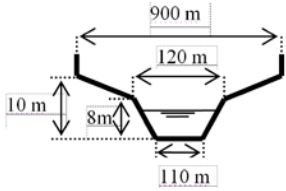
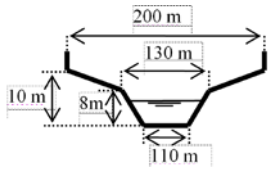
Para introducir los datos al modelo computacional, se han dispuesto las secciones y nodos tal como aparece en los Gráficos 21 – 22 y en las Tablas 6 - 8.

Condiciones Iniciales

- Tramo a modelar: 59.1 Km.
- Coeficiente de Rugosidad de Chezy: 45 m^{1/2}/s.
- Niveles Iniciales: 65.00 en todos los nodos.
- Caudales Iniciales: 1500 m³/s en todos los tramos.
- Frontera 1: Nodo 1 (Gráfico 22).
- Frontera 2: Nodo 11.
- Condición Frontera 1: Hidrograma (ver Tabla 6).
- Condición Frontera 2: Relación Nivel Caudal (ver Tabla 7).

Tabla 6. Secciones transversales tramo a analizar.

SECCION TRANSVERSAL	TRAMO
	SECCION 1 - SECCION 2 - SECCION 3
	SECCION 4 - SECCION 5
	SECCION 6

SECCION TRANSVERSAL	TRAMO
	SECCION 7
	SECCION 8- SECCION 9
	SECCION 10 - SECCION 11

Fuente: Modificado de IHE (1988).

Tabla 7. Hidrograma frontera Nodo 1.

Tiempo H	0	4	8	12	16	20
Caudal m ³ /s	1150	1245	1335	1420	1511	1535
Tiempo H	24	28	32	36	40	44
Caudal m ³ /s	1560	1500	1605	1625	1652	1708
Tiempo H	48	52	56	60	64	68
Caudal m ³ /s	1775	1835	1890	1905	1900	1842
Tiempo H	72	76	80	84	88	92
Caudal m ³ /s	1770	1700	1632	1565	1500	1470
Tiempo H	96	100	104	108	112	116
Caudal m ³ /s	1432	1398	1368	1332	1302	1270
Tiempo H	120	124	128	132	136	
Caudal m ³ /s	1240	1210	1180	1155	1122	

Fuente: Modificado de IHE (1988).

Gráfico 21. Esquematisación problema 1

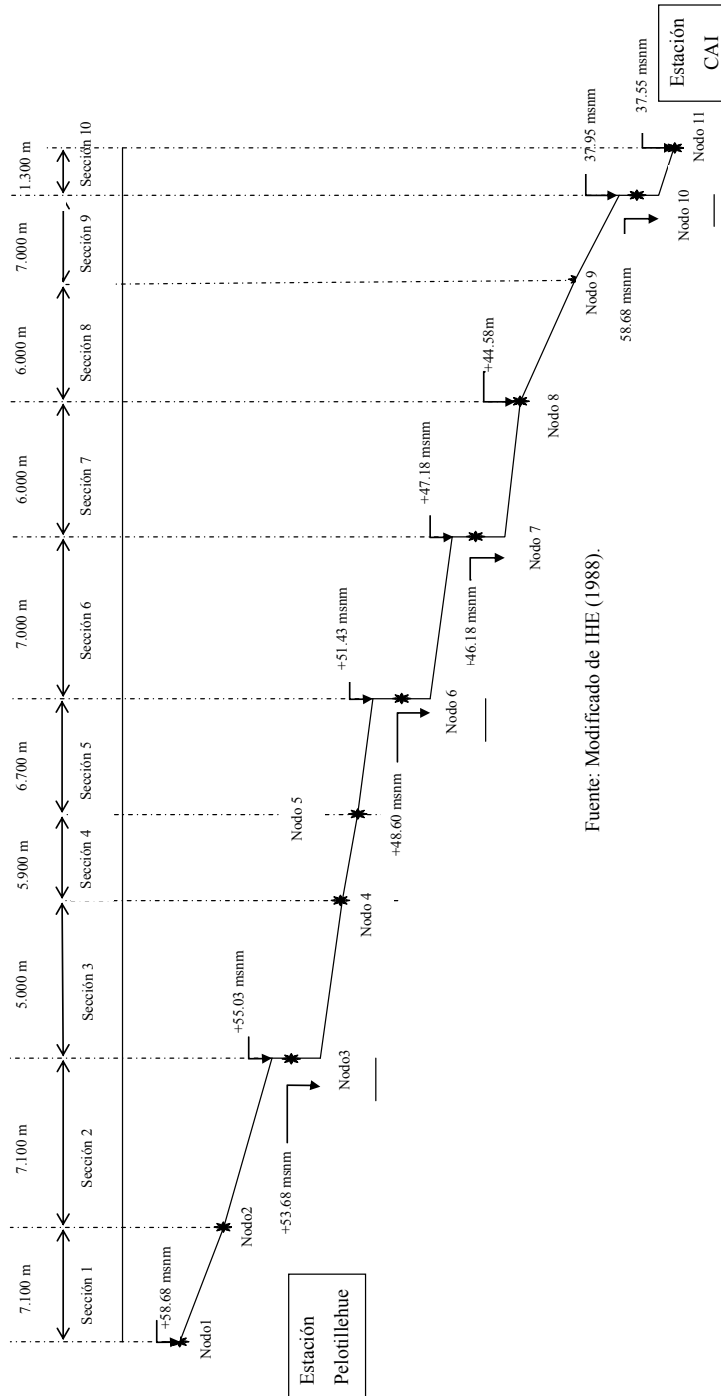
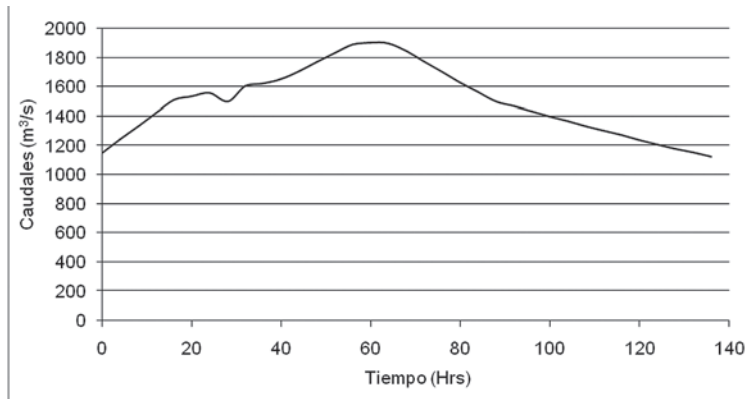
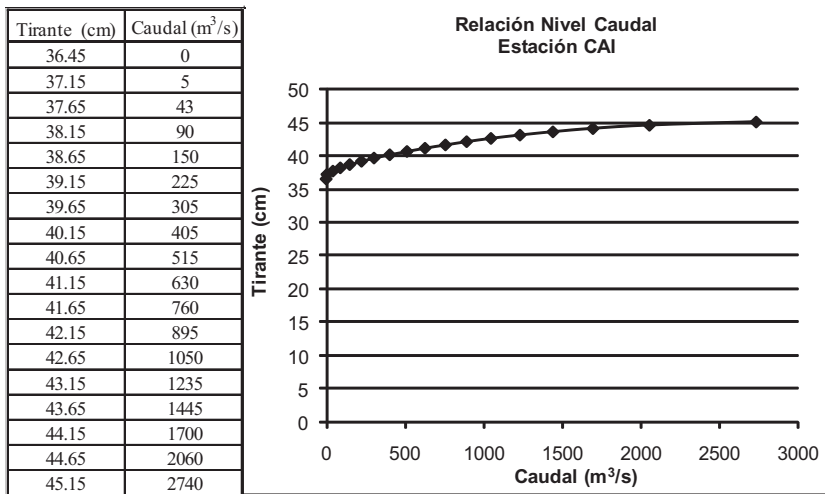


Gráfico 22. Hidrógrafo frontera Nodo 1.



Fuente: Modificado de IHE (1988).

Tabla 8. Relación Nivel - Caudal Nodo 11.



Fuente: Modificado de IHE (1988).

7.1.12.2. Simulaciones y análisis de resultados

7.1.12.2.1. Simulación 1

Para la primera modelación, se trabaja en las condiciones descritas anteriormente y las siguientes especificaciones de cálculo para el modelo computacional:

$\theta = 0,55$.

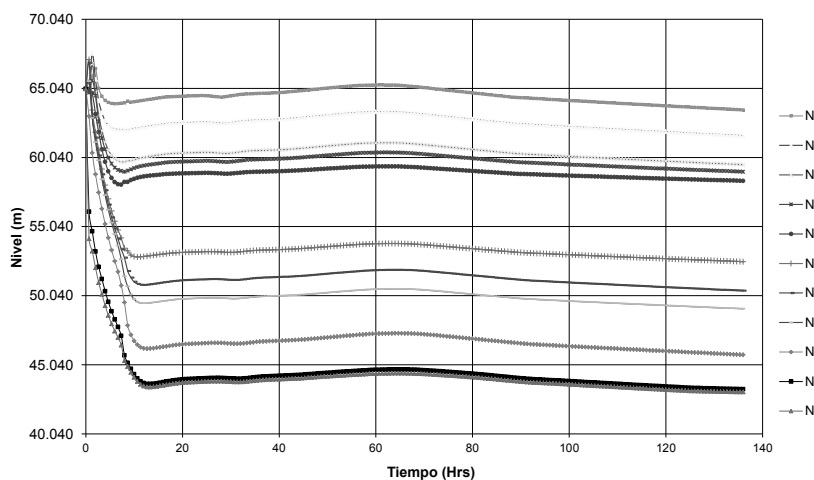
$\Delta T = 10\text{min}$.

Modo: Total.

Coef. Rugosidad: 45 Chezy.

Con estas especificaciones, es posible obtener los resultados presentados en el Gráfico 23.

Gráfico 23. Simulación 1 problema 1.



Fuente: El autor.

En el *Modo Total*, el modelo calcula el comportamiento del tramo objeto de análisis con una variación de θ desde 0.5 hasta 0.75. En adelante, el modelo no logra realizar los cálculos, dado que se hace inestable.

7.1.12.2.2. Simulación 2

Para la segunda modelación, se trabaja en las condiciones iniciales descritas anteriormente y con las siguientes especificaciones de cálculo para el modelo computacional:

$\theta = 0,75$.

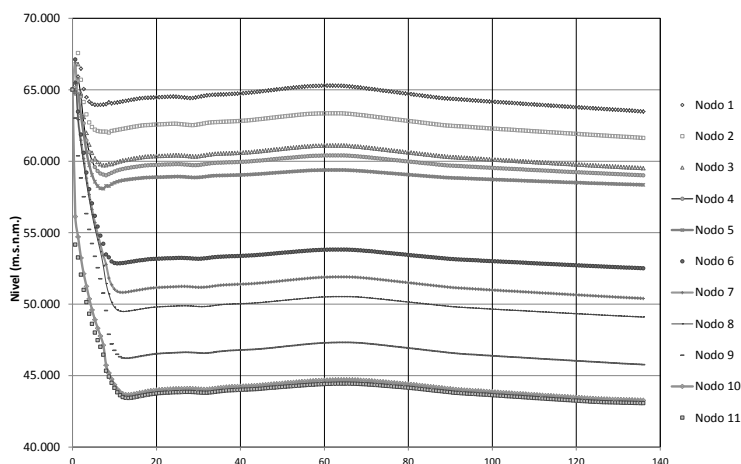
$\Delta T = 10\text{min}$.

Modo: Total.

Coef. Rugosidad: 45 Chezy.

Con estas especificaciones se obtienen los resultados presentados en el Gráfico 24.

Gráfico 24. Simulación 2 problema 1.



Fuente: El autor.

Al comparar los resultados numéricos obtenidos entre la simulación 1 ($\theta = 0,55$) y la simulación 2 ($\theta = 0,75$), no se observa ninguna variación en el comportamiento del tránsito de caudales en el sistema estudiado. Lo anterior, debido a que el modelo computacional es implícito. Por lo tanto, la variación del coeficiente θ -representa la cantidad de movimiento- a valores superiores de 0.75, hacen inestable el sistema.

7.1.12.2.3. Simulación 3

En esta simulación, se trabaja en las condiciones iniciales anteriormente descritas. En este escenario se varía el coeficiente de rugosidad para observar la sensibilidad del sistema a este factor y sus implicaciones en el comportamiento sobre el tránsito de caudales. Las especificaciones de cálculo para el modelo computacional son las siguientes:

$\theta = 0,75$.

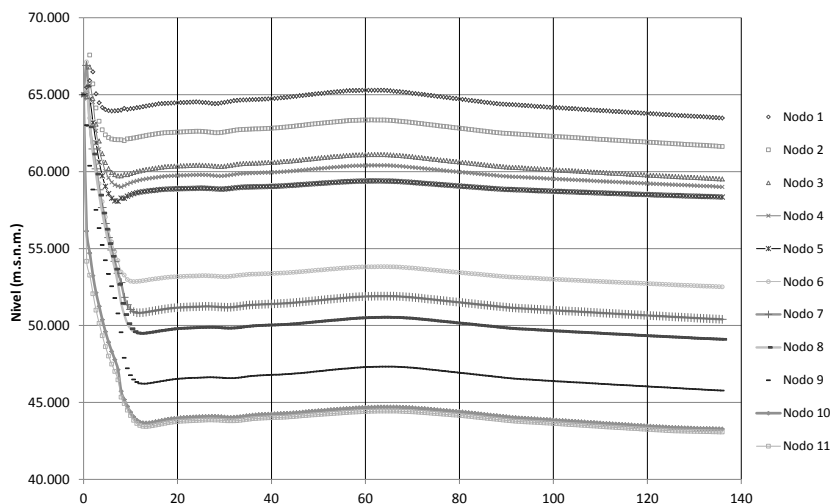
$\Delta T = 10\text{min}$.

Modo: Total.

Coef. Rugosidad: 60 Chezy.

Los resultados de la simulación se observan en el Gráfico 25.

Gráfico 25. Simulación 3 problema 1.



Fuente: El autor.

Comparando los resultados de la simulación tres y la dos, no se identifica variación en el tránsito de caudales, ni en el comportamiento de los niveles, a pesar de cambiar el coeficiente de rugosidad del canal. Al aumentar este coeficiente, se esperaría que el sistema presentara un retardo en la respuesta de los caudales y niveles, sin embargo, no se detectó en estas condiciones.

7.1.12.2.4. Simulación 4

En la simulación cuatro, se conservan las condiciones iniciales anteriormente descritas. Al no encontrar diferencia modificando el coeficiente de rugosidad en el sistema durante la simulación 3, se ha considerado variar el tiempo, siendo las condiciones del modelo las siguientes:

$\theta = 0,55$.

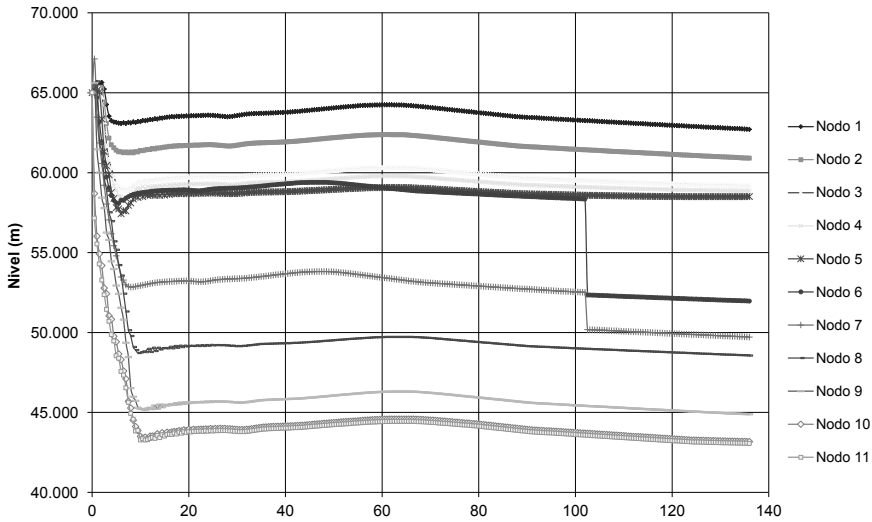
$\Delta T = 30\text{min}$.

Modo: Total.

Coef. Rugosidad: 60 Chezy.

Los resultados obtenidos en este escenario, se presentan en el Gráfico 26.

Gráfico 26. Simulación 4 problema 1.



Fuente: El autor.

Dado que las simulaciones uno y dos solo varían en el tiempo (10 minutos y 30 minutos respectivamente), se compararon los resultados de estas simulaciones y se observó un cambio en los niveles, como aparece en el Gráfico 27. En la simulación 1, se obtuvieron niveles más altos en comparación con la simulación 4. Esta situación se presenta porque al extender el tiempo definido para que el modelo haga los cálculos, este no alcanza a detallar el comportamiento de los niveles. Por tal razón, los niveles son más bajos en relación con la primera simulación.

7.1.12.2.5. Simulación 5

En la simulación cinco, se conservan las condiciones iniciales anteriormente descritas. En este caso, se varía el tiempo, tal como se describe a continuación: $\theta = 0,55$.

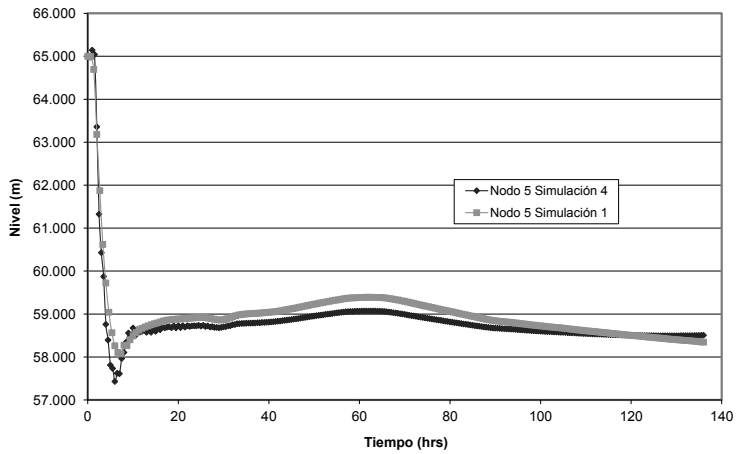
$\Delta T = 1$ hr.

Modo: Damped.

Coef. Rugosidad: 60 Chezy.

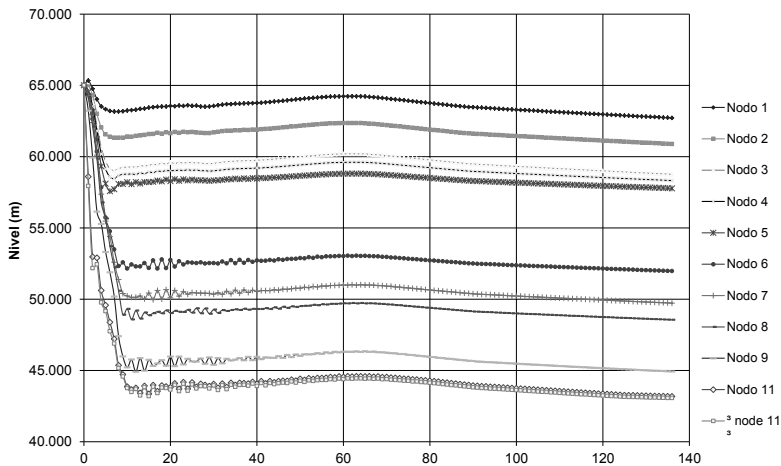
Al aumentar ΔT a una hora, el modelo se hace inestable y es necesario cambiar el cálculo de la advección a modo Damped. Con estas especificaciones es posible obtener los resultados presentados en el Gráfico 28.

Gráfico 27. Comparación entre la simulaciones 1 y 4.



Fuente: El autor.

Gráfico 28. Simulación 5 problema 1.

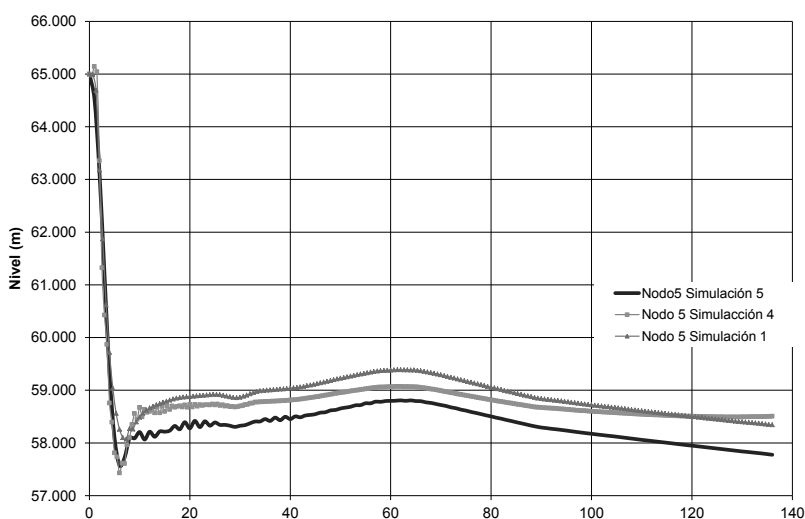


Fuente: El autor.

Al haber aumentado el intervalo de tiempo para que el modelo haga los cálculos en cada tramo y, adicionalmente, simplificar el sistema en el modo Damped, se detectaron inestabilidades en el comportamiento de los niveles alrededor de la hora 20, tal como se representa en el Gráfico 28.

Con respecto a lo anterior, se puede atribuir a la misma razón el hecho de que al comparar las simulaciones uno, cuatro y cinco, se observa que los niveles obtenidos en el cálculo, son más bajos en el último caso con respecto a los dos primeros (ver Gráfico 29).

Gráfico 29. Comparación de las simulaciones 1, 4 y 5.



Fuente: El autor.

7.1.12.2.6. Simulación 6

En este ejercicio, se incrementa ΔT a 4 Hrs. Adicionalmente, se realizan las siguientes modificaciones:

$\theta = 0,70$.

$\Delta T = 4$ hrs.

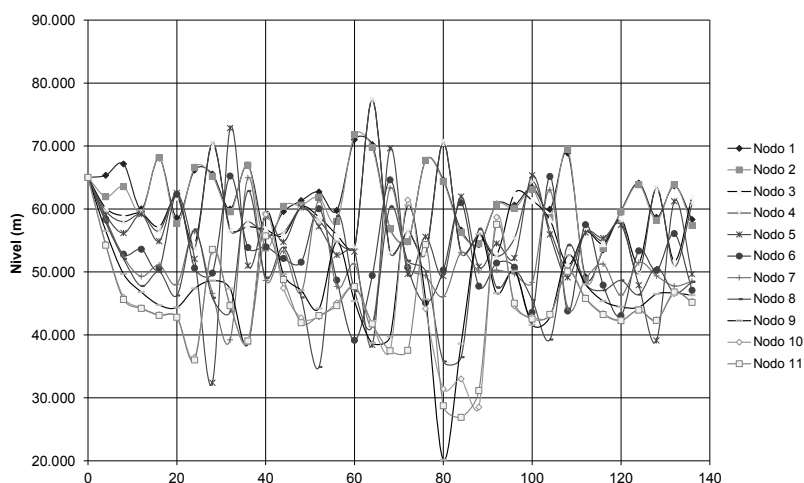
Modo: Neglected Froude.

Coef. Rugosidad: 60 Chezy.

En el modo Damped, el modelo no logra ejecutarse cuando se incrementa el tiempo a cuatro horas. Por tanto, se intentó aumentar el valor de θ , sin obtener respuesta. Finalmente, fue necesario cambiar el cálculo de la advección a modo Neglected Fraude y aumentar el coeficiente θ hasta 0.7, dado que no es posible tener respuesta por parte del modelo para valores inferiores. Los resultados obtenidos se observan en el Gráfico 30.

El modelo, bajo las condiciones de entrada descritas, presenta una gran inestabilidad que se puede observar en el Gráfico 30, confirmando que en la medida que se aumenta el tiempo para simular los tramos y se hacen simplificaciones en el cálculo de la advección, el modelo empieza a presentar imprecisiones, las cuales se manifiestan en el comportamiento que se observa en los niveles, que, además, registran niveles negativos.

Gráfico 30. Simulación 6 problema 1.



Fuente: El autor.

7.1.12.2.7. Simulación 7

En este caso, se aumenta ΔT a 8 Hrs, y se definieron las siguientes consideraciones:

$\theta = 0,70$.

$\Delta T = 8$ hrs.

Modo: Neglected Froude.

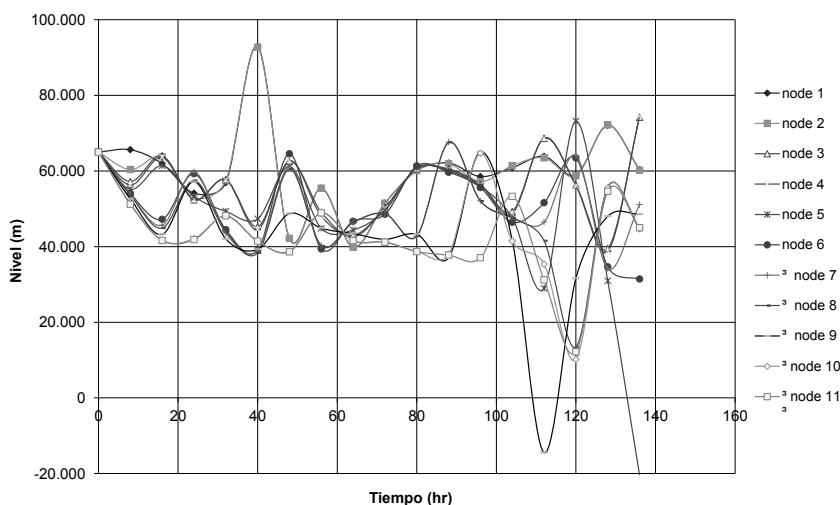
Coef. Rugosidad: 60 Chezy.

En el modo Neglected Froude, no es posible que el modelo produzca resultados para valores de ΔT superiores a 8 horas. Por lo tanto, para $\Delta T = 8$ horas, se obtuvieron los resultados representados en el Gráfico 30.

Aunque en esta simulación se observa menor inestabilidad en el sistema, principalmente por la amplitud en el tiempo a calcular por el modelo en cada

tramo. De acuerdo con el Gráfico 30, se observa una menor inestabilidad en comparación con la simulación 6. Sin embargo, se presentan mayores impresiones e inestabilidad en los resultados arrojados por el modelo, como lo evidencia la mayor cantidad de picos fuera del promedio de las tendencias en las curvas de niveles.

Gráfico 31. Simulación 7 problema 1.



Fuente: El autor.

7.1.12.3. Conclusiones

A menor ΔT , el modelo se comporta mejor y los resultados arrojados son mucho más confiables, dado que describe mejor aquello que ocurriría realmente en el sistema, sin embargo, valores pequeños de ΔT aumentan el esfuerzo computacional del modelo.

A medida que se le pide al modelo hacer la simulación del sistema incrementando ΔT , es necesario aumentar el valor de θ -cantidad de movimiento-. Sin embargo, el incremento en esta variable, no afecta ostensiblemente los resultados arrojados por el modelo. Después de aumentar el valor de θ , se llega a un punto en el que el modelo no puede hacer el cálculo, por lo tanto, es necesario trabajar con valores que no superen 0.7.

En la medida que se aumenta la variación del tiempo, el modelo pierde precisión y es necesario cambiar a Damped -modo para el cálculo de la con-

vección- y si el aumento en los intervalos de tiempo a calcular persiste, se debe proceder a calcular con Neglected Froude.

En el cambio del *Modo Total a Damped*, se observó que los niveles calculados en el sistema fueron inferiores a los calculados en *Total*. Este evidencia la pérdida de precisión del modelo, debido a la reducción del grado de detalle que puede lograr el modelo para describir las condiciones reales del sistema.

Una vez se cambia el modo Damped a Neglected Froude y, adicionalmente se incrementa el intervalo de tiempo para la simulación en cada tramo, el modelo se hace inestable, obteniendo resultados con una valoración alejada de las condiciones del sistema real.

7.2 Problema N° 2

7.2.1 Introducción

Las estructuras de abastecimiento pueden tener diferentes fines, como por ejemplo: irrigación, generación eléctrica o consumo humano. El principal propósito de dichas estructuras, es el transporte del flujo en las cantidades requeridas y el suministro de estos, en el momento requerido y al nivel demandado en los puntos de captación.

El diseño y operación de estructuras de captación o vertimientos que se ubiquen a lo largo de una corriente, pueden realizarse al tomar como herramienta la modelación del flujo libre, en aras de lograr eficiencia en el diseño y operación de las estructuras proyectadas. Los modelos hidráulicos permiten prever las implicaciones aguas abajo de la corriente, cuando se abre o cierra una compuerta. En estos casos, se alteran las condiciones del flujo en la corriente durante un intervalo de tiempo, hasta que el flujo se estabilice nuevamente. Mediante la modelación matemática del flujo, es posible conocer los tiempos de estabilización de una corriente al alterar sus condiciones iniciales, o los efectos aguas abajo, al operar diferentes clases de estructuras ubicadas en el sistema hidráulico a modelar.

El caudal de diseño en una estructura varía instantáneamente, según la operación de la misma. Por lo tanto, el conocimiento del comportamiento de la corriente y particularmente, el tiempo necesario para alcanzar la condición de diseño de la estructura proyectada, permite describir los cambios en el comportamiento del sistema hidráulico, dando paso a condiciones de *Flujo no permanente*, por causa de la variación de los niveles en el tiempo y en consecuencia, la oscilación del flujo. Mediante la modelación, se podrá

encontrar el punto óptimo de operación de las estructuras hidráulicas y su adecuada ubicación.

7.2.2 Objeto de la modelación

Describir las variaciones en el comportamiento hidráulico del flujo en una corriente, cuando se realiza la operación de una o más estructuras -vertedero, compuerta-, de forma simultánea o alternadamente, y simular los efectos sobre el flujo y los niveles en el sistema.

7.2.3 Descripción del problema

Para el regadío de cultivos, se utiliza una conducción a través de un canal en concreto ($n = 0.015 \text{ s/m}^{1/3}$), de 30 km de longitud, sección transversal constante de forma trapezoidal con plantilla o ancho inferior $b = 7.5 \text{ m}$, talud $z = 1.5$, pendiente de fondo $S_o = 1\text{E-}4$. El caudal de captación del canal es de $15 \text{ m}^3/\text{s}$. En el tramo a modelar, se encuentran dos estructuras laterales -vertederos-, que permiten el abastecimiento de canales secundarios en las abscisas 5 Km y 20 Km (ver Gráfico 31). Por lo tanto, es necesario evaluar el comportamiento hidráulico del sistema cuando las estructuras de derivación son operadas en tres diferentes configuraciones y durante un tiempo de tres días.

7.2.4 Escenarios de simulación

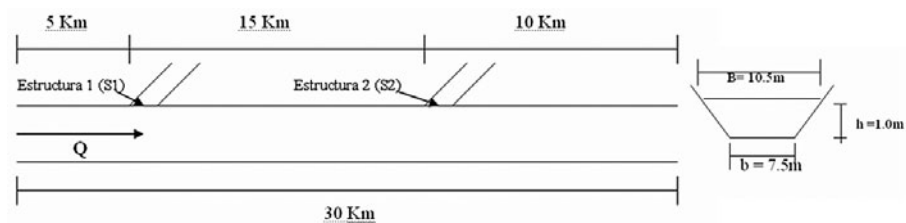
- Escenario 1. La estructura $S1$, se encuentra cerrada durante el primer día y opera los siguientes dos días. Paralelamente, la estructura $S2$ permanece cerrada durante los tres días.
- Escenario 2. La estructura $S1$ opera durante el día dos y la estructura $S2$, solamente el tercer día.
- Escenario 3. Finalmente, las estructuras $S1$ y $S2$ operan simultáneamente durante el segundo y el tercer día.

Pasos a desarrollar:

- Realizar la esquematización del sistema, definiendo la red, la geometría de las secciones transversales y su ubicación a lo largo del canal (ver Gráfico 32).
- Determinar los niveles de cresta de los vertederos para uno de los escenarios planteados.

- Determinar las condiciones iniciales del flujo y las de frontera en cada escenario.
- Realizar la simulación del escenario 1, considerando un caudal de derivación de $6 \text{ m}^3/\text{s}$, en la estructura 1.
- Realizar la simulación 2, para una condición de caudal de $6 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Realizar la simulación 3, estableciendo para las estructuras 1 y 2, un caudal de derivación de $4 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Plantear un análisis del comportamiento del flujo en el canal principal y su relación con la respuesta del flujo, una vez realizadas las derivaciones por las estructuras 1 y 2.
- Elaborar conclusiones y recomendaciones.

Gráfico 32. Representación gráfica Problema 2.



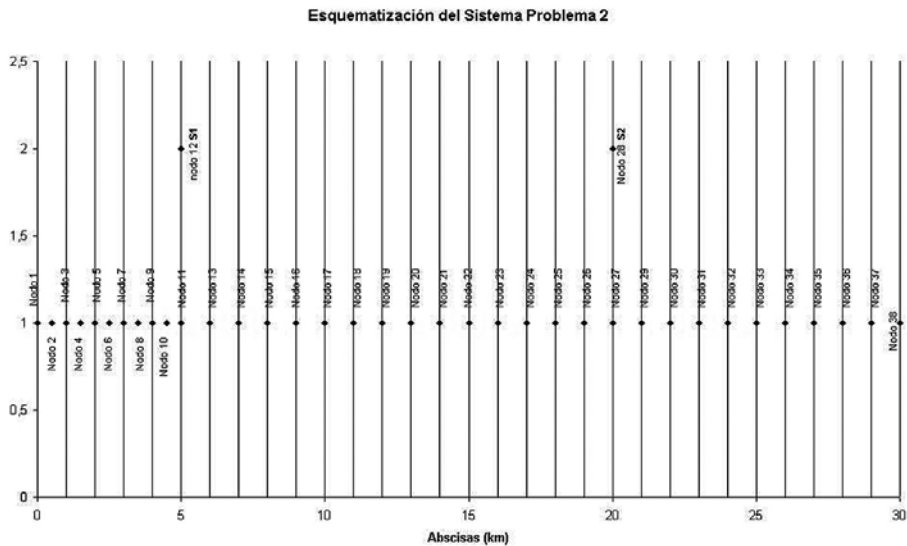
Fuente: Modificado de IHE (1988).

7.2.5 Solución

7.2.5.1. Esquematización del sistema

El sistema se esquematizó como aparece en los Gráficos 32 y 33, al considerar que la geometría del canal principal es constante durante todo el tramo a modelar (ver Tablas 9 - 15).

Gráfico 33. Esquematización del sistema. Problema 2.



Fuente: Modificado de IHE (1988).

Condiciones Iniciales

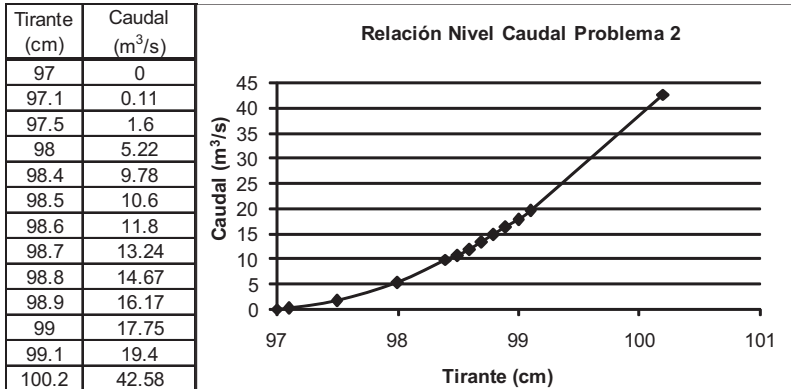
Tramo a modelar:	30.0 Km.
Estructuras:	2.
Tipo de Estructuras:	Vertederos.
n de Manning:	0.015 s/m ^{1/3} .
Pendiente de Fondo:	1 x 10 ⁻⁴ .
Caudal de Captación:	15 m ³ /s.
Niveles Iniciales:	Ver Tabla 9.
Frontera 1:	Nodo 1.
Frontera 2:	Nodo 38.
Condición Frontera 1:	Caudal Constante 15000m ³ /s.
Condición Frontera 2:	Relación Nivel Caudal (ver Tabla 10).
S1 Overflow, Width 4.0 m.	S2 Overflow, Width 4.0m.

Tabla 9. Niveles iniciales (cm).

Nodo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Nivel	101.85	101.80	101.75	101.70	101.65	101.60	101.55	101.50	101.45	101.40
Nodo	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Nivel	101.35	101.35	101.25	101.15	101.05	100.95	100.85	100.75	100.65	100.55
Nodo	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Nivel	100.45	100.35	100.25	100.15	100.05	99.95	99.85	99.85	99.75	99.65
Nodo	31	32	33	34	35	36	37	38		
Nivel	99.55	99.45	99.35	99.25	99.15	99.05	98.95	98.85		

Fuente: Modificado de IHE (1988).

Tabla 10. Relación Nivel - Caudal Nodo 38.



Fuente: Modificado de IHE (1988).

Definición de los Niveles de Cresta de los Vertederos para cada Escenario

Condiciones de Iniciales Escenario 1.

$\theta =$ 0,55.
 $\Delta T =$ 10min.
 Modo: Total.
 Nivel Inicial: Ver Tabla 9.
 Nivel Estructura S1: Ver Tabla 11.
 Nivel Estructura S2: 110.0 m.s.n.m. Constante.

Tabla 11. Control estructura 1 escenario 1.

Fecha (A/M/D)	Hora (Hr:M)	Nivel (m.s.n.m.)
03/12/13	00:00	110.00
03/12/14	00:00	110.00
03/12/14	00:01	99.96
03/12/16	00:00	99.96

Fuente: El autor.

Condiciones de iniciales Escenario 2.

$\theta =$ 0,60.
 $\Delta T =$ 10 minutos.
 Modo: Total.
 Nivel Inicial: Ver Tabla 9.
 Nivel Estructura $S1$: Ver Tabla 12.
 Nivel Estructura $S2$: Ver Tabla 13.

Tabla 12. Control estructura 1 escenario 2.

Fecha (A/M/D)	Hora (Hr:M)	Nivel (m.s.n.m.)
03/12/13	00:00	110.00
03/12/14	00:00	110.00
03/12/14	00:01	99.96
03/12/15	00:00	99.96
03/12/15	00:01	110.00
03/12/16	00:00	110.00

Fuente: El autor.

Tabla 13. Control estructura 2 escenario 2.

Fecha (A/M/D)	Hora (Hr:M)	Nivel (m.s.n.m.)
03/12/13	00:00	110.00
03/12/15	00:00	110.00
03/12/15	00:01	98.46
03/12/16	00:00	98.46

Fuente: El autor.

Condiciones de iniciales Escenario 3.

- $\theta =$ 0,60.
- $\Delta T =$ 10 minutos.
- Modo: Total.
- Nivel Inicial: Ver Tabla 9.
- Nivel Estructura S1: Ver Tabla 14.
- Nivel Estructura S2: Ver Tabla 15.

Tabla 14. Control estructura 1 escenario 3.

Fecha (A/M/D)	Hora (Hr:M)	Nivel (m.s.n.m.)
03/12/13	00:00	110.00
03/12/14	00:00	110.00
03/12/14	00:01	100.35
03/12/16	00:00	100.35

Fuente: El autor.

Tabla 15. Control estructura 2 escenario 3.

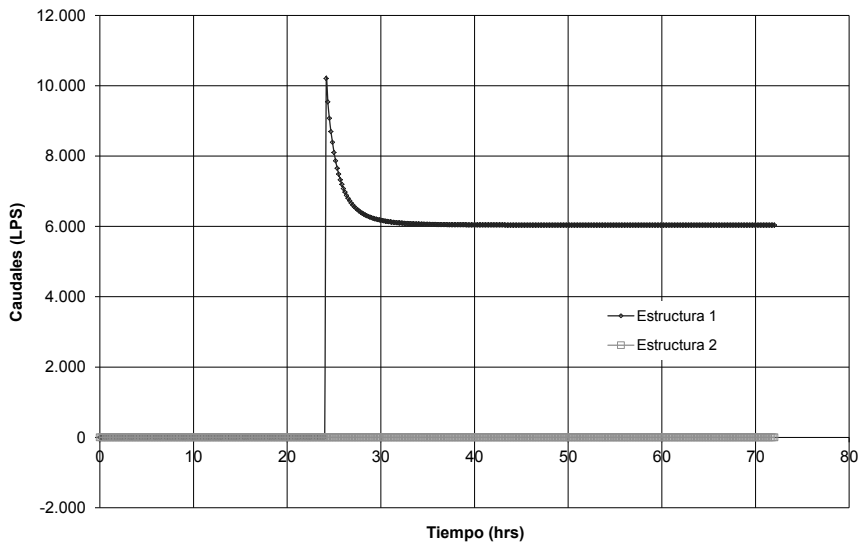
Fecha (A/M/D)	Hora (Hr:M)	Nivel (m.s.n.m.)
03/12/13	00:00	100.00
03/12/14	00:00	100.00
03/12/14	00:01	98.46
03/12/16	00:00	98.46

Fuente: El autor.

7.2.5.2. Simulación escenario 1

En este escenario de modelación se pretende cerrar la estructura 1 y abrirla durante los dos días restantes para que a través de la estructura se deriven 6 m³/s. Para este fin es necesario operar la estructura como aparece en la Tabla 9, obteniéndose el comportamiento que se observa en el Gráfico 34.

Gráfico 34. Caudales de entrada a las estructuras 1 y 2 escenario 1.

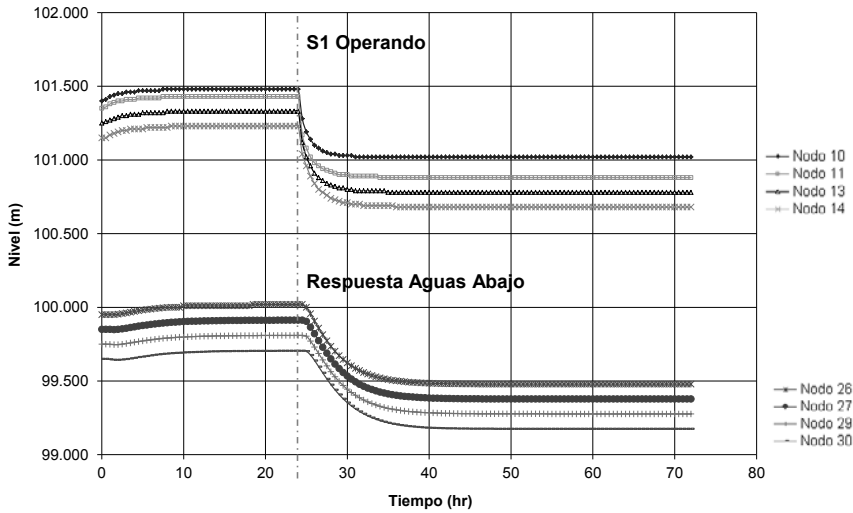


Fuente: El autor.

En el momento que entra en operación la estructura 1 -nivel de la cresta del vertedero 99.96 m.s.n.m.-, se puede observar la respuesta hidráulica de los niveles en los tramos cercanos a las estructuras 1 y 2 -respuesta hidráulica-, tal como lo describe el Gráfico 35.

En el Gráfico 35 se puede observar la forma gradual en la que disminuyen los niveles a lo largo del canal, una vez entra a operar la estructura *S1*. Igualmente, se describe la respuesta en los nodos cercanos a *S2* -Aguas Abajo- y la respuesta es más tardía en los nodos cercanos a *S1*, tal como debe ocurrir en las condiciones reales.

Gráfico 35. Niveles nodos cercanos a S1 y S2 escenario 1.



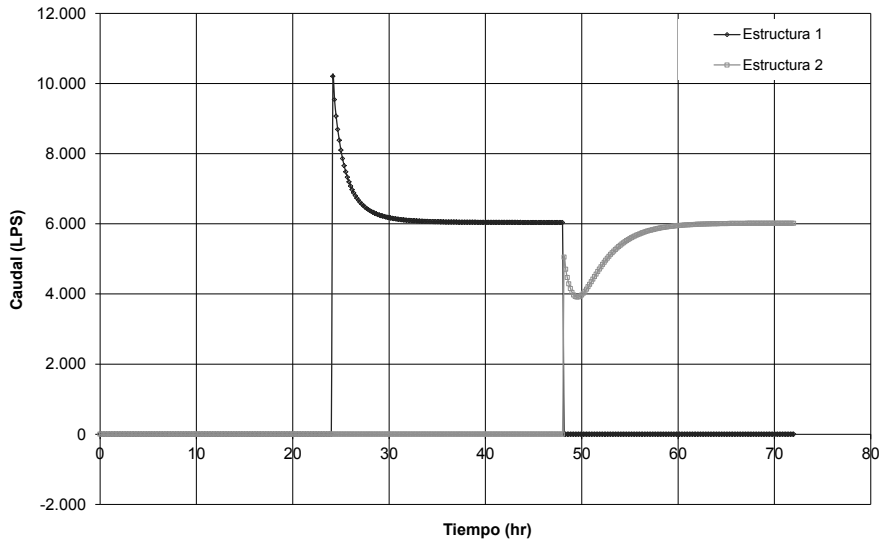
Fuente: El autor.

7.2.5.3. Simulación escenario 2

En el segundo escenario, la estructura 1 debía operar durante el segundo día y la estructura dos durante el tercero, siendo el caudal de entrada a S1 y S2 de $6 \text{ m}^3/\text{s}$. Para este fin, fue necesario operar las estructuras como se describe en las Tablas 11 y 12.

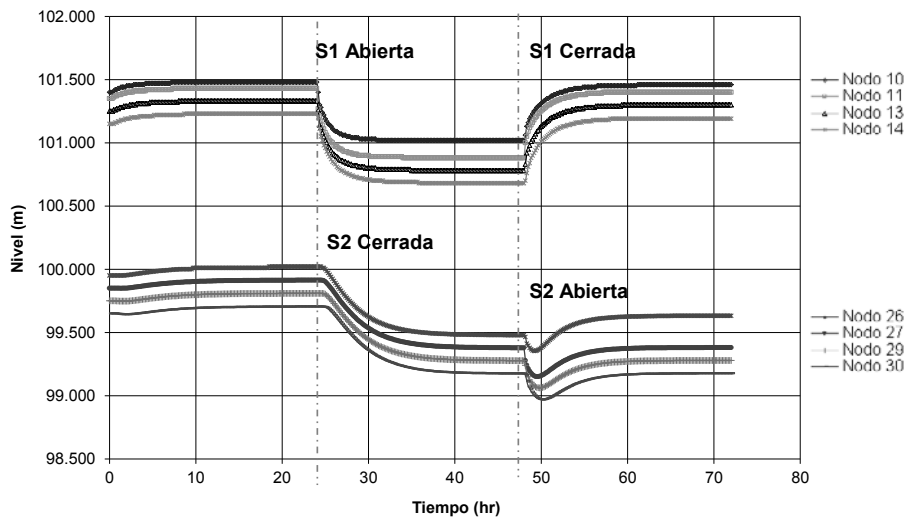
Se puede observar en los Gráficos 36 y 37 que una vez entran en operación las estructuras, inicialmente entran caudales superiores a los requeridos y transcurren dos horas para que el caudal se estabilice y deje fluir solamente el caudal deseado. Este comportamiento se debe a que la estructura se abrió de forma abrupta. Por lo tanto, el canal principal requiere tiempo para responder a la nueva condición de flujo para adoptar un nivel que corresponda a esa nueva condición. Esta situación se puede observar en el Gráfico 37. Mientras tanto, en el Gráfico 36, se puede observar que la estructura S2, requiere más tiempo que S1 para estabilizarse y captar el caudal deseado.

Gráfico 36. Caudales de entrada a las estructuras 1 y 2 escenario 2.



Fuente: El autor.

Gráfico 37. Niveles nodos cercanos a S1 y S2 escenario 2.



Fuente: El autor.

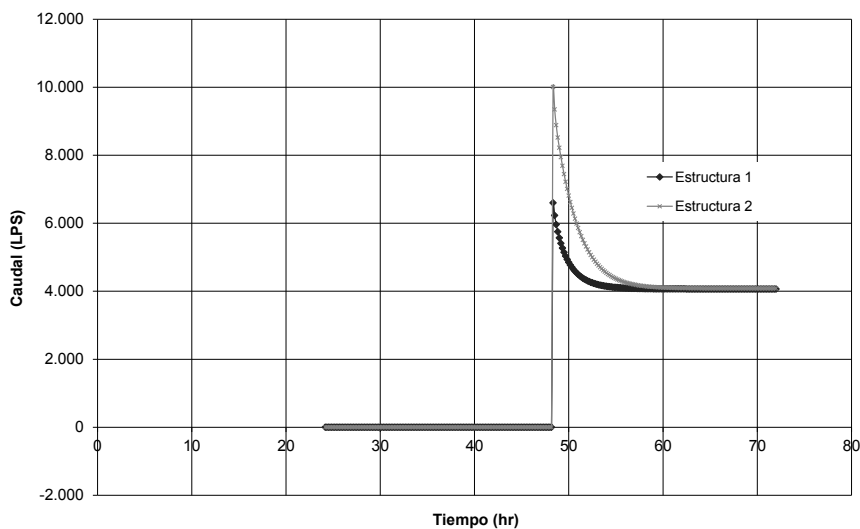
7.2.5.4. Simulación escenario 3

En este ejercicio se operaron las estructuras *S1* y *S2* simultáneamente, durante el segundo y tercer día, con un caudal de derivación para cada estructura de 4 m³/s. Para lograr este objetivo, se operaron las estructuras tal como aparece en las Tablas 13 y 14. El resultado de la simulación del escenario 3, se puede observar en los Gráficos 38 y 39.

Al realizar esta simulación, se puede observar similar respuesta en los caudales y los niveles, tanto en las estructuras, como en los nodos cercanos a ellas. Para el caso de la respuesta en el canal principal a la altura de la estructura *S1*, los niveles se estabilizan transcurridas cuatro horas, mientras que en el caso de los nodos cercanos a la estructura *S2*, el nivel tarda siete horas en estabilizarse.

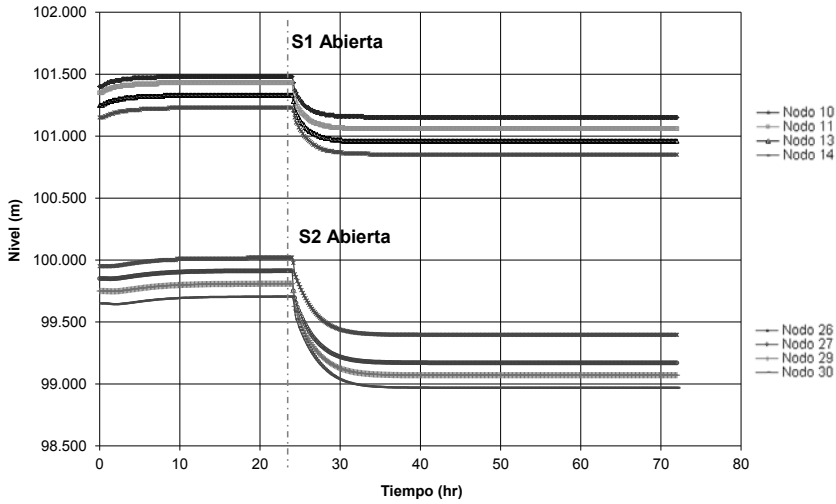
Al igual que en los escenarios anteriores, cuando entran en operación las estructuras, se captan caudales superiores a los deseados. Sin embargo, en este caso y a diferencia de la situación registrada en el escenario dos, el tiempo necesario para que se establezca el caudal captado es igual en ambas estructuras (ver Gráfico 38). También se puede observar en el Gráfico 39 que el tiempo de respuesta aguas abajo de *S2* es mucho más amplio que registrado en los escenario uno y dos.

Gráfico 38. Caudales de entrada a las estructuras 1 y 2 escenario 3.



Fuente: El autor.

Gráfico 39. Niveles nodos cercanos a S1 y S2 escenario 3.



Fuente: El autor.

7.2.6 Conclusiones

A pesar de la sencillez del modelo DufLOW, es una herramienta que permite describir el comportamiento del tránsito de caudales en un sistema cuando se hacen captaciones en el flujo principal, y permite conocer la respuesta de los niveles en el sistema objeto de estudio. Por lo tanto, puede emplearse para conocer el comportamiento hidrodinámico de sistemas geoméricamente sencillos, debido a las restricciones del ambiente del programa para introducir geometrías complejas. En estos términos, el modelo es útil para estudiar canales artificiales o con figuras geométricas simples -rectangular, triangular, trapecoidal, etc.-. La posibilidad que ofrece el *software* para operar estructuras de captación, lo convierte en una valiosa herramienta de diseño, planificación u operación, mediante la simulación del comportamiento de niveles y caudales en los sistemas de canales abiertos.

Durante las simulaciones realizadas, al operar las estructuras en el sistema hidráulico, se observó que inicialmente se captaban caudales superiores a los requeridos. Por lo tanto, en la modelación de estructuras, es importante considerar una apertura gradual de las estructuras de vertimiento o captación, para encontrar los niveles y tiempos en los cuales deben ser operadas. De esta manera se captará el flujo deseado, evitando los picos excesos en el momento en que inicia la operación las estructuras.

7.3 Problema N° 3

7.3.1 Introducción

Los parques, hoteles y centros vacacionales ubicados cerca de una corriente de agua natural, representan un gran atractivo turístico. Sin embargo, al momento de proyectar su construcción, es importante determinar las zonas inundables de la corriente, en aras de salvaguardar la vida de las personas y garantizar la estabilidad de las obras a construir.

Para este caso, se ha considerado la construcción de un centro vacacional, cuyo paisaje circundante es la cuenca del Río Quindío. Dado que el nivel medio de la corriente no representa una amenaza para el proyecto, es necesario describir el comportamiento de las crecientes de dicho río, para diferentes periodos de recurrencia, dado que una gran parte del predio destinado para el proyecto se encuentra en una llanura de almacenamiento de la corriente. Por lo tanto, se requiere simular la hidráulica de esta corriente de montaña, para conocer las alteraciones en las condiciones del flujo en la corriente durante una creciento para un determinado periodo de recurrencia. Mediante la modelación matemática del flujo, es posible conocer el comportamiento de los caudales y los máximos niveles que pueda alcanzar el tirante de agua, según el escenario que se desee modelar. Por lo tanto, se espera que mediante la aplicación de un modelo hidráulico, en este caso el HEC-RAS, se logren delimitar las llanuras inundables del Río Quindío en el tramo donde se proyecta la construcción de dicho proyecto.

Como el nivel de una corriente varía según el tránsito de los caudales, se simularán crecientes asociadas a periodos de recurrencia de 25, 50 y 100 años, para delimitar las zonas inundables dentro del tramo objeto de análisis y, de esta manera, identificar los sitios en donde se podrá construir el centro vacacional, sin comprometer la seguridad de las personas y las estructuras proyectadas. Por lo tanto, se modelará la hidráulica del canal en condición de *Flujo no permanente*.

7.3.2 Objeto de la modelación

Calcular las cotas máximas que alcanzará el Río Quindío, mediante la modelación hidráulica y considerando caudales máximos, asociados a periodos de recurrencia de 25, 50 y 100 años.

7.3.3 Descripción del problema

El proyecto de centro vacacional se encuentra a una diferencia de altura de 20

m, con respecto del nivel de aguas medias del Río Quindío. Para describir la geometría del canal, se dispone de 13 batimetrías, en donde se incluye el tramo de interés para el proyecto, el cual se encuentra definido entre las batimetrías definidas como: La Secreta 1 y La Secreta 2. Las longitudes y pendientes del canal, se definen según la información consignada en la Tabla 16. A su vez, para conocer las secciones transversales, se presentan las Tablas 17 - 23, siendo los coeficientes de rugosidad del canal, los consignados en la Tabla 26. Finalmente, los caudales máximos de la corriente para diferentes periodos de recurrencia, se encuentran disponibles en la Tabla 24 y las condiciones iniciales en la Tabla 25 y la relación Nivel versus Caudal de la condición de frontera aguas abajo, se encuentra disponible en el Gráfico 40. Por lo tanto, es necesario evaluar la máxima cota que alcanzará el río en el tramo comprendido entre las secciones transversales: La Secreta 1 y La Secreta 2.

Tabla 16. Abscisas secciones transversales Río Quindío.

Orden	Estación	Elevación (m.s.n.m.)	Distancia entre estaciones (m)
1	El escobal	2134	0
2	Bocatoma Epa	1678	14750
3	Los Chorros	1427	11500
4	Los Chorros 2	1426	366
5	La Maria	1415	634
6	Matadero	1410	607
7	Curtiembres	1406	465
8	La Florida	1381	1678
9	La Secreta 1	1380	969
10	La Secreta 2	1379	307
11	El Pescador	1378	2084
12	Calle Larga	1220	10930

Fuente: Modificado de: Peña (2006).

Tabla 17. Secciones transversales estación Los Chorros 1.

Abscisa	Cota	Tirante (m)	Abscisa	Cota	Tirante (m)
0.0	1427.00	0.00	17.0	1422.72	4.29
0.5	1426.72	0.29	17.5	1422.70	4.31
1.0	1426.48	0.53	18.0	1422.79	4.22
1.5	1426.33	0.68	18.5	1422.75	4.26
2.0	1426.29	0.72	19.0	1422.70	4.31
2.5	1426.22	0.78	19.5	1422.65	4.36
3.0	1426.19	0.81	20.0	1422.68	4.32
3.5	1426.14	0.86	20.5	1422.63	4.38
4.0	1425.97	1.03	21.0	1422.64	4.37
4.5	1425.43	1.57	21.5	1422.58	4.43
5.0	1425.28	1.72	22.0	1422.42	4.59
5.5	1425.18	1.82	22.5	1422.47	4.54
6.0	1425.01	1.99	23.0	1422.48	4.53
6.5	1424.88	2.12	23.5	1422.63	4.38
7.0	1423.59	3.41	24.0	1422.65	4.36
7.5	1423.60	3.40	24.5	1422.87	4.13
8.0	1423.55	3.45	25.0	1423.02	3.99
8.5	1423.41	3.59	25.5	1423.04	3.97
9.0	1423.60	3.40	26.0	1423.05	3.95
9.5	1423.76	3.24	26.5	1423.07	3.94
10.0	1423.90	3.10	27.0	1423.14	3.87
10.5	1423.99	3.01	27.5	1423.03	3.98
11.0	1424.05	2.95	28.0	1423.02	3.98
11.5	1424.17	2.83	28.5	1423.02	3.99
12.0	1424.23	2.77	29.0	1422.94	4.07
12.5	1424.26	2.75	29.5	1422.91	4.10
13.0	1424.26	2.75	30.0	1422.93	4.08
13.5	1423.98	3.03	30.5	1423.02	3.99
14.0	1423.89	3.12	31.0	1422.89	4.12
14.5	1423.73	3.27	31.5	1423.17	3.84
15.0	1423.71	3.30	32.0	1423.32	3.69
15.5	1423.54	3.47	32.5	1423.81	3.20
16.0	1423.29	3.72	32.5	1427.31	0.00
16.5	1423.15	3.86			

Fuente: Modificado de: Peña (2006).

Tabla 18. Secciones transversales estación Los Chorros 2.

Abscisa	Cota	Tirante (m)	Abscisa	Cota	Tirante (m)
0.0	1426.00	0.00	21.0	1423.35	2.66
1.0	1425.72	0.28	22.0	1423.31	2.69
2.0	1425.37	0.63	23.0	1423.33	2.68
3.0	1425.13	0.87	24.0	1423.21	2.79
4.0	1424.58	1.42	25.0	1423.13	2.87
5.0	1424.36	1.64	26.0	1422.88	3.12
6.0	1424.28	1.72	27.0	1423.20	2.80
7.0	1424.17	1.83	28.0	1423.23	2.77
7.6	1424.13	1.87	29.0	1423.44	2.56
0.0	1426.00	0.00	21.0	1423.35	2.66
1.0	1425.72	0.28	22.0	1423.31	2.69
2.0	1425.37	0.63	23.0	1423.33	2.68
3.0	1425.13	0.87	24.0	1423.21	2.79
4.0	1424.58	1.42	25.0	1423.13	2.87
5.0	1424.36	1.64	26.0	1422.88	3.12
6.0	1424.28	1.72	27.0	1423.20	2.80
7.0	1424.17	1.83	28.0	1423.23	2.77
7.6	1424.13	1.87	29.0	1423.44	2.56
8.0	1424.04	1.96	30.0	1423.57	2.43
9.0	1423.94	2.06	31.0	1423.55	2.45
10.0	1423.80	2.20	32.0	1423.68	2.32
11.0	1423.85	2.15	33.0	1423.81	2.19
12.0	1423.71	2.29	34.0	1423.87	2.13
13.0	1423.84	2.16	35.0	1423.98	2.02
14.0	1423.78	2.22	36.0	1423.91	2.09
15.0	1423.72	2.28	37.0	1424.02	1.98
16.0	1423.71	2.29	38.0	1424.13	1.87
17.0	1423.665	2.34			
18.0	1423.565	2.44			
19.0	1423.49	2.51			
20.0	1423.41	2.59			

Fuente: Modificado de: Peña (2006).

Tabla 19. Secciones transversales estación La María.

Abscisa	Cota	Tirante (m)	Abscisa	Cota	Tirante (m)
0.00	1412.00	0.00	18.43	1407.91	4.09
4.40	1410.04	1.96	18.93	1407.86	4.14
7.43	1408.67	3.33	19.43	1407.66	4.34
7.93	1408.52	3.48	19.93	1407.94	4.06
8.43	1408.40	3.60	20.43	1407.86	4.14
8.93	1408.44	3.56	20.93	1407.90	4.10
9.43	1408.32	3.68	21.43	1408.00	4.00
9.93	1408.37	3.63	21.93	1408.18	3.82
10.43	1408.35	3.65	22.43	1408.2	3.80
10.93	1408.43	3.57	22.93	1408.19	3.81
11.43	1408.29	3.71	23.43	1408.10	3.90
11.93	1408.28	3.72	23.93	1408.06	3.94
12.43	1408.35	3.65	24.43	1408.17	3.83
12.93	1408.15	3.85	24.93	1408.15	3.85
13.43	1408.21	3.79	25.43	1408.09	3.91
13.93	1408.14	3.86	25.93	1408.06	3.94
14.43	1408.01	3.99	26.43	1408.42	3.58
14.93	1408.15	3.85	26.93	1408.47	3.53
15.43	1408.17	3.83	27.43	1408.67	3.33
15.93	1408.08	3.92			
16.43	1407.96	4.04			
16.93	1407.78	4.22			
17.43	1407.7	4.30			
17.93	1407.89	4.11			

Fuente: Modificado de: Peña (2006).

Tabla 20. Secciones transversales estación Crutiembres.

Abscisa	Cota	Tirante (m)	Abscisa	Cota	Tirante (m)
0.00	1406.00	0.00	21.73	1403.10	2.90
1.90	1404.62	1.38	22.23	1402.87	3.13
11.23	1404.05	1.95	22.73	1402.90	3.10
11.73	1403.96	2.04	23.23	1403.25	2.75
12.23	1403.74	2.26	23.73	1403.30	2.70
12.73	1403.77	2.23	24.23	1403.15	2.85
13.23	1403.73	2.27	24.73	1403.23	2.77
13.73	1403.64	2.36	25.23	1403.19	2.81
14.23	1403.50	2.5	25.73	1403.27	2.73
14.73	1403.42	2.58	26.23	1403.30	2.70
15.23	1403.34	2.66	26.73	1403.17	2.83
15.73	1403.49	2.51	27.23	1403.19	2.81
16.23	1403.45	2.55	27.73	1403.3	2.70
16.73	1403.42	2.58	28.23	1403.24	2.76
17.23	1403.39	2.61	28.73	1403.3	2.70
17.73	1403.31	2.69	29.23	1403.34	2.66
18.23	1403.19	2.81	29.73	1403.69	2.31
18.73	1403.16	2.84	30.23	1403.70	2.30
19.23	1403.13	2.87	30.73	1403.77	2.23
19.73	1403.07	2.93	31.03	1404.05	1.95
20.23	1403.16	2.84	35.53	1409.50	5.45
20.73	1403.43	2.57			
21.23	1403.18	2.82			

Fuente: Modificado de: Peña (2006).

Tabla 21. Secciones transversales estación La Secreta 1.

Abscisa	Cota	Tirante (m)	Abscisa	Cota	Tirante (m)
0.00	1348.000	0.00	26.73	1346.515	1.485
7.73	1346.775	1.225	27.23	1346.625	1.375
8.23	1346.745	1.255	27.73	1346.605	1.395
8.73	1346.575	1.425	28.23	1346.485	1.515
9.23	1346.585	1.415	28.73	1346.535	1.465
9.73	1346.605	1.395	29.23	1346.625	1.375
10.23	1346.585	1.415	29.73	1346.605	1.395
10.73	1346.565	1.435	30.23	1346.635	1.365
11.23	1346.600	1.400	30.73	1346.695	1.305
11.73	1346.595	1.405	31.23	1346.480	1.520
12.23	1346.555	1.445	31.73	1346.525	1.475
12.73	1346.405	1.595	32.23	1346.495	1.505
13.23	1346.425	1.575	32.73	1346.525	1.475
13.73	1346.365	1.635	33.23	1346.695	1.305
18.23	1346.16	1.840	37.73	1346.045	1.955
18.73	1346.155	1.845	38.23	1346.135	1.865
19.23	1346.205	1.795	38.73	1346.125	1.875
19.73	1346.115	1.885	39.23	1346.005	1.995
20.23	1346.165	1.835	39.73	1346.045	1.955
20.73	1346.11	1.890	40.23	1345.995	2.005
21.23	1346.185	1.815	40.73	1345.955	2.045
21.73	1346.235	1.765	41.23	1345.855	2.145
22.23	1346.28	1.720	41.73	1345.79	2.210
22.73	1346.29	1.710	42.23	1345.775	2.225
23.23	1346.295	1.705	42.73	1345.755	2.245
23.73	1346.31	1.690	43.23	1345.675	2.325
24.23	1346.305	1.695	43.73	1346.745	1.255
24.73	1346.405	1.595	43.73	1347.095	0.000
25.23	1346.495	1.505			
25.73	1346.475	1.525			
26.23	1346.405	1.595			

Fuente: Modificado de: Peña (2006).

Tabla 22. Secciones transversales estación La Secreta 2.

Abscisa	Cota	Tirante (m)	Abscisa	Cota	Tirante (m)
0.00	1338.00	0.00	16.32	1336.84	1.16
1.32	1337.56	0.44	17.32	1336.97	1.035
2.32	1337.13	0.87	18.32	1336.98	1.02
3.32	1337.13	0.87	19.32	1336.94	1.06
4.32	1337.08	0.92	20.32	1336.84	1.165
5.32	1337.05	0.96	21.32	1336.85	1.15
6.32	1336.91	1.09	22.32	1336.93	1.07
7.32	1336.92	1.08	23.32	1337.11	0.89
8.32	1336.81	1.19	24.32	1337.20	0.80
9.32	1336.92	1.08	25.32	1337.29	0.71
10.32	1336.94	1.06	26.32	1337.46	0.54
11.32	1336.90	1.11	26.57	1337.56	0.44
12.32	1336.91	1.09	26.57	1337.86	0.30
13.32	1336.89	1.11			
14.32	1336.83	1.17			
15.32	1336.89	1.11			

Fuente: Modificado de Peña (2006).

Tabla 23. Secciones transversales estaciones La Florida, El Pescador y Calle Larga.

La Florida			El Pescador			Calle Larga		
Abscisa	Tirante (m)	Cota	Abscisa	Tirante (m)	Cota	Abscisa	Tirante (m)	Cota
0.0		1408.8	0.0		1320.0	0.0		1320.0
1.0		1408.3	1.0		1321.0	1.0		1321.0
2.0		1408.0	2.0		1320.8	2.0		1320.8
3.0		1407.4	3.0		1321.0	3.0		1321.0
4.0		1407.0	4.0		1321.0	4.0		1321.0
5.0		1406.0	5.0		1318.0	5.0		1318.0
7.3	0.4	1405.6	7.4	0.6	1317.4	7.4	0.6	1317.4
9.7	0.6	1405.4	9.9	0.6	1317.5	9.9	0.6	1317.5
12.0	0.8	1405.2	12.3	0.9	1317.1	12.3	0.9	1317.1
14.3	0.7	1405.3	14.8	0.7	1317.3	14.8	0.7	1317.3
16.7	0.6	1405.5	17.2	0.9	1317.1	17.2	0.9	1317.1
19.0	0.5	1405.6	19.6	0.9	1317.1	19.6	0.9	1317.1

21.3	0.3	1405.7	22.1	0.7	1317.3	22.1	0.7	1317.3
23.6	0.2	1405.8	24.5	0.6	1317.4	24.5	0.6	1317.4
25.0	0.3	1405.8	27.0	0.5	1317.6	27.0	0.5	1317.6
28.3		1406.0	29.4		1318.0	29.4		1318.0
29.0		1406.4	30.0		1318.3	30.0		1318.3
30.0		1407.0	31.0		1318.7	31.0		1318.7
31.0		1407.8	32.0		1319.1	32.0		1319.1
32.0		1408.0	33.0		1319.5	33.0		1319.5
			34.0		1319.7	34.0		1319.7
			35.0		1320.0	35.0		1320.0

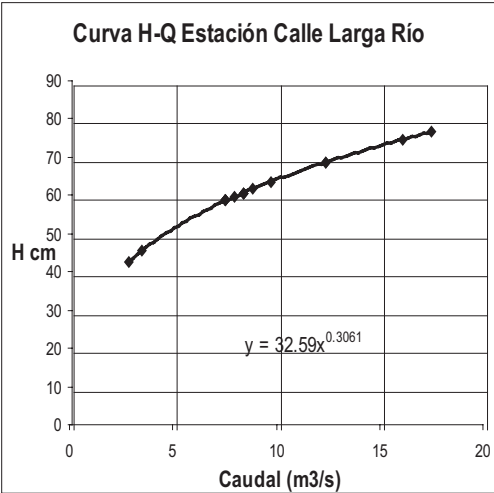
Fuente: Modificado de Peña (2006).

Tabla 24. Caudales máximos estación El Escobal.

T Retorno (años)	Caudal (m³/s)
100	212.44
50	196.76
25	180.96

Fuente: Peña (2006).

Gráfico 40. Relación Nivel versus Caudal estación Calle Larga.



Fuente: Modificado Uniquindío-CRO, 2003 y Peña (2006).

Tabla 25. Condiciones iniciales introducidas en el modelo HEC-RAS.

Condición	Caudal Medio	Tr 25 Años	Tr 50 años	TR 100 AÑOS
Caudal (m³/s)	5.00	180.96	196.76	212.44

Fuente: Peña (2006).

Tabla 26. Coeficientes de rugosidad del Río Quindío.

Sección	n Izq	n Canal	n Der	Contracción	EXPANSIÓN
El Escobal	0.035	0.030	0.035	0.1	0.3
Bocatoma EPA	0.045	0.035	0.040	0.1	0.3
Los Chorros	0.045	0.035	0.040	0.1	0.3
Los Chorros 2	0.045	0.035	0.040	0.1	0.3
La María AD	0.045	0.035	0.040	0.1	0.3
La María DD	0.045	0.030	0.040	0.1	0.3
Matadero	0.045	0.035	0.040	0.1	0.3
Curtiembres	0.045	0.035	0.040	0.1	0.3
La Florida	0.045	0.030	0.040	0.1	0.3
La Secreta	0.045	0.030	0.040	0.1	0.3
La Secreta 2	0.045	0.030	0.040	0.1	0.3
El Pescador	0.045	0.035	0.040	0.1	0.3
Calle Larga	0.045	0.035	0.040	0.1	0.3

Fuente: Peña (2006).

- Escenario 1 Simular el caudal medio de la corriente.
- Escenario 2 Simular el caudal asociado a 25 años de recurrencia.
- Escenario 3 Simular el caudal asociado a 50 años de recurrencia.
- Escenario 4 Simular el caudal asociado a 100 años de recurrencia.

7.3.4 Pasos a desarrollar

- Realizar la esquematización del sistema, definiendo la red, la geometría de las secciones transversales y su ubicación a lo largo del canal.
- Determinar las condiciones iniciales del flujo y las de frontera en cada escenario.
- Simular los escenarios 1 al 4.
- Plantear conclusiones y recomendaciones.

7.4 Problema N° 4

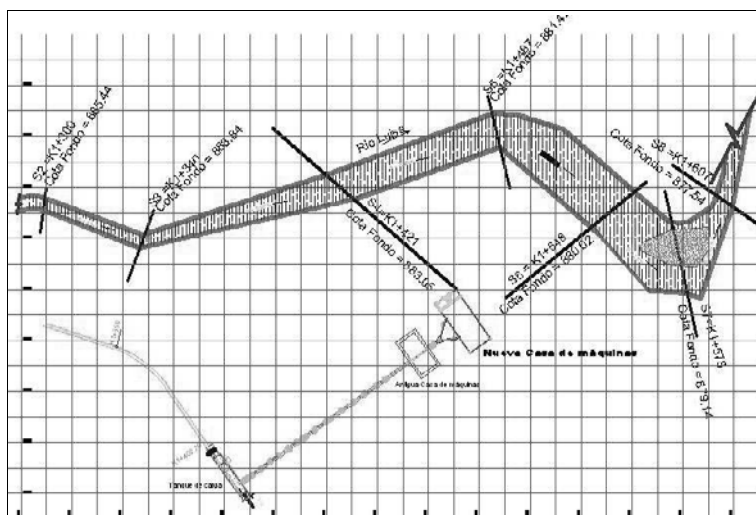
7.4.1 Introducción

En este caso, la Autoridad Ambiental requiere a una empresa de generación de energía, la modelación de las cotas inundables en el Río Luisa, para determinar si la casa de máquinas se encuentra ubicada en un sitio con potencial de inundaciones. Por lo tanto, la empresa plantea la modelación hidráulica del río y obtiene las secciones transversales presentadas en las Tablas 31 - 33, y a partir de los caudales consignados en la Tabla 28 y los coeficientes de rugosidad del río en la Tabla 30, se simulan las crecientes asociadas a periodos de recurrencia de 5, 10, 20, 50 y 100 años.

Dado que uno de los datos de entrada al modelo hidrodinámico, es la geometría del cauce, fue necesario obtener las secciones transversales del Río Luisa dentro del tramo de interés (bocatoma – casa de máquinas). Dichas mediciones fueron realizadas con una estación total láser. Las batimetrías obtenidas, se encuentran disponibles en las Tablas 31 – 33.

El Gráfico 41 y la Tabla 27, presentan la ubicación de las secciones transversales levantadas en el tramo analizado.

Gráfico 41. Batimetrías en tramo de estudios Río Luisa.



Fuente: El autor y Enerlim S. A. (2009).

Tabla 27. Batimetrías levantadas en el tramo de interés.

Sección	ABSCISA	UBICACIÓN
S1	K0+000	Bocatoma ENERLIM S.A.
S2	K1+300	
S3	K1+340	
S4	K1+421	Frente a casa de máquinas
S5	K1+487	Frente a casa de máquinas
S6	K1+548	Frente a casa de máquinas
S7	K1+578	
S8	K1+877	

Fuente: El autor y Enerlim S. A. (2009).

Como se presenta en el Gráfico 41, las secciones transversales obtenidas consideraron el total del cauce, incluyendo las llanuras inundables hasta donde se delimita el cañón del río. A su vez, las secciones *S4* y *S6*, fueron levantadas hasta la casa de máquinas, para observar la influencia de caudales máximos, sobre dicha estructura. También, para simular los caudales máximos, se dispone de los consignados en las Tablas 23, 24 y 25.

Tabla 28. Caudales asociados a tiempos de recurrencia Río Luisa.

Tramo	Tiempo de Recurrencia en Años	Caudal (m³/s)	Desviación standart
Bocatoma – Casa Máquinas	5	29.79	4.56
	10	35.05	6.16
	20	40.10	7.78
	50	46.63	9.94
	100	51.53	11.58

Fuente: El autor y Enerlim S. A. (2009).

7.4.2 Condiciones de frontera y simulaciones

Tabla 29. Condiciones de frontera del tramo.

Sección	Tiempo de Recurrencia en Años	Caudal (m³/s)
S1 y S6	Actual	3.6
S1	5	29.79
S1	10	35.05
S1	20	40.10
S1	50	46.63
S1	100	51.53

Fuente: El autor, Enerlim S. A. (2009).

Tabla 30. Coeficientes *n* de Manning en el tramo.

Sección	n Izq	n Canal	n Der	Contracción	EXPANSIÓN
S1(Bocatoma)	0.045	0.035	0.045	0.1	0.3
S2	0.050	0.035	0.050	0.1	0.3
S3	0.050	0.035	0.050	0.1	0.3
S4	0.045	0.030	0.045	0.1	0.3
S5	0.045	0.030	0.045	0.1	0.3
S6	0.045	0.030	0.045	0.1	0.3
S7	0.040	0.030	0.040	0.1	0.3
S8	0.040	0.030	0.040	0.1	0.3

Fuente: El autor y Enerlim S. A. (2009).

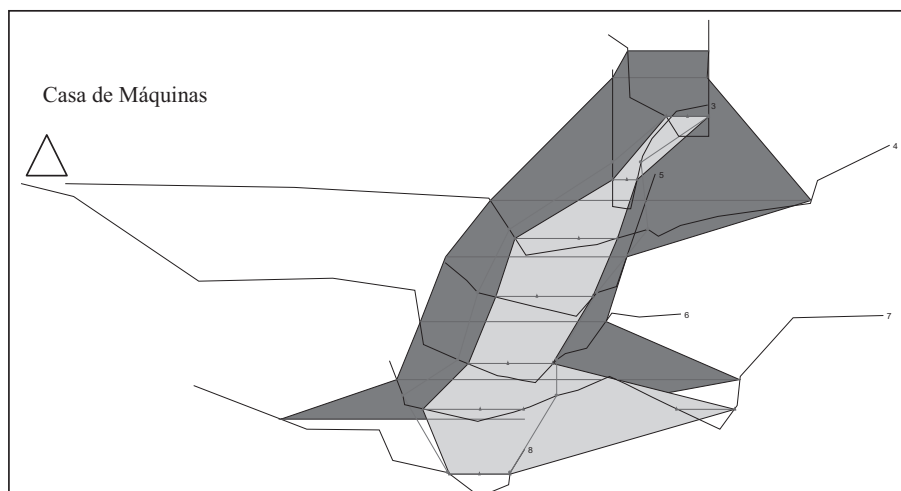
Al realizar la simulación, se espera que se obtengan los resultados presentados en los Gráficos 42 y 43.

Gráfico 42. Niveles obtenidos entre S2 y S8 para el caudal actual.



Fuente: El autor.

Gráfico 43. Niveles obtenidos entre S2 y S8 para el caudal actual y TR= 100.



Fuente: El autor.

De acuerdo con los Gráficos 42 y 43, que presentan los principales resultados obtenidos con el modelo HEC-RAS, para el caudal que corresponde a un tiempo de recurrencia de 100 años, el Río Luisa no alcanza a inundar la cota

en la que se localiza la casa de máquinas. Por tanto, se requiere que el estudiante determine la cota máxima alcanzada por el río en todas las secciones transversales para un tiempo de recurrencia de 100 años, particularmente, en la sección 6. La geometría de las secciones transversales, se encuentra disponible en las Tablas 31 - 33.

Tabla 31. Secciones transversales 6, 7 y 8 Río Luisa.

Sección 8		Sección 7		Sección 6	
Abscisa	Elevación (m.s.n.m.)	Abscisa	Elevación (m.s.n.m.)	Abscisa	Elevación (m.s.n.m.)
0.00	878.53	0.00	881.49	0.00	881.53
1.70	878.02	10.47	881.44	4.80	881.46
1.92	877.76	16.67	880.14	8.00	881.54
4.70	877.54	17.05	879.50	10.95	880.77
5.54	877.54	19.08	878.99	13.50	880.65
8.96	878.02	24.92	879.50	14.50	880.52
15.41	878.3	26.95	879.70	16.99	880.02
17.00	878.97	30.00	879.98	18.52	880.07
25.44	878.98	31.9	880.15	21.35	880.17
38.57	879.95	35.59	879.84	25.96	880.52
		38.08	879.72	30.00	880.86
		41.23	879.47	31.00	882.04
		43.20	879.36	40.65	882.31
		47.27	879.16	56.25	882.25
		55.87	879.52	70.90	884.12
		56.05	879.72	77.00	884.40
		57.56	880.49		

Fuente: el autor y Enerlim S. A. (2009).

Tabla 32. Secciones transversales 3, 4 y 5 Río Luisa.

Sección 5		Sección 4		Sección 3	
Abscisa	Elevación (m.s.n.m.)	Abscisa	Elevación (m.s.n.m.)	Abscisa	Elevación (m.s.n.m.)
0.00	884.61	0.00	885.24	0.00	886.13
4.51	882.13	8.40	884.47	3.60	886.00
6.82	882.00	9.25	883.97	6.46	885.40

Sección 5		Sección 4		Sección 3	
Abscisa	Elevación (m.s.n.m.)	Abscisa	Elevación (m.s.n.m.)	Abscisa	Elevación (m.s.n.m.)
9.22	881.47	20.00	883.67	7.59	885.01
12.59	881.63	24.39	883.48	7.75	884.88
20.73	882.00	27.02	883.24	8.96	883.84
22.02	882.27	28.21	883.40	11.05	883.90
24.50	882.66	31.57	883.21	11.05	884.88
		32.56	883.15	11.10	886.90
		34.21	883.06		
		36.28	883.00		
		42.46	882.82		
		44.40	883.40		
		46.77	884.08		
		69.56	884.31		
		96.21	884.40		

Fuente: el autor y Enerlim S. A. (2009).

Tabla 33. Secciones transversales 1 y 2 Río Luisa.

Sección 2		Sección 1	
Abscisa	Elevación (m.s.n.m.)	Abscisa	Elevación (m.s.n.m.)
0.000	888.00	0.00	940.79
0.001	885.88	1.00	940.79
0.010	885.44	1.49	940.35
3.580	885.44	2.00	939.90
5.040	885.88	4.00	939.30
9.200	886.30	4.90	939.30
9.530	887.40	7.39	939.30
11.760	887.68	7.78	939.67
		8.00	939.89
		8.70	940.19
		9.73	940.35
		10.00	940.38
		11.00	940.29
		12.00	940.78

Fuente: el autor y Enerlim S. A. (2009).

8 Guía metodológica de la modelación de zonas potencialmente inundables en corrientes hídricas superficiales de montaña

8.1 Objetivo de la guía

La guía metodológica pretende potenciar el uso de prototipos de modelación para la prevención y mitigación de los efectos que producen las crecientes en corrientes hídricas superficiales de montaña, de manera que al momento de plantear la delimitación de zonas que presentan potencial amenaza de inundación, consideren un espectro de elementos que les permitan a diseñadores y planificadores tomar decisiones racionales, en concordancia con la dinámica de los ríos y el desarrollo socioeconómico de las comunidades.

Finalmente, se presenta un diagrama de flujo que facilitará la interacción de las actividades consideradas en la guía, la cual se presentó como resultado de la investigación en el Proyecto de Maestría denominado: *Estudio de inundación en el Río Quindío mediante modelación matemática -Sector bocatomas Armenia - Calle Larga*, realizado por el autor en la Universidad del Valle en 2006.

8.2 Actividades de desarrollo de la guía

A continuación se presentan las actividades que conforman la metodología, al tener en cuenta que previamente se debe disponer de una adecuada y actualizada base cartográfica, además de suficiente información hidroclimatológica, principalmente, registro de caudales máximos en la corriente objeto de estudio (ver Gráficos 44 – 50).

8.2.1 Modelo hidrológico

Dado que para la implementación de un modelo es necesaria una amplia y completa base de datos, con frecuencia se encuentran casos en los que la información hidrométrica de la corriente a estudiar es escasa o inexistente. Por lo tanto, es importante aplicar métodos y herramientas que permitan describir el comportamiento de los caudales máximos en la corriente.

Aquí se presentan algunas consideraciones relacionadas con la aplicación de modelos hidrológicos, en aras de obtener las hidrógrafas asociadas a los diferentes periodos de recurrencia de las crecientes en la corriente a estudiar.

- a. Inicialmente se debe verificar que la cuenca cuente con la formulación de un plan de ordenamiento. Este factor es un importante indicador de la importancia de la cuenca dentro del contexto del estudio y proveerá al modelador de información necesaria para el proceso de simulación del río.
- b. Para alimentar el modelo hidrológico, es importante conocer la existencia de estaciones meteorológicas y limnigráficas, que permitan disponer de registros históricos del comportamiento hidrológico de la zona. Si no es posible contar con información cercana, existe la posibilidad de trabajar con una tormenta de diseño, basada en el comportamiento hidrológico de una región cercana o que se genere mediante la instalación de un pluviómetro en la zona de estudio, de manera que el modelador logre definir las características de dicha tormenta de diseño. Caso contrario, si la cuenca se encuentra instrumentada, es necesario verificar la suficiencia y calidad de la información recolectada para implementar el modelo hidrológico. De lo contrario, se recomienda trabajar con base en las curvas Intensidad-Frecuencia-Duración -IFD-, como insumo para determinar los volúmenes de escurrimiento en la cuenca, según los periodos de retorno de las lluvias.
- c. Cuando se dispone de información meteorológica, es necesario estimar los datos faltantes de las series de precipitación y, posteriormente, realizar un análisis de homogenización para finalmente, determinar la precipitación media en la cuenca. Para este fin, se recomienda utilizar los métodos de Thiessen y de las Isoyetas.
- d. Para aplicar un modelo hidrológico que permita conocer los hidrogramas de las crecidas de la corriente en estudio, se requieren los datos de caudales provenientes de las relaciones nivel-caudal en cada una de las estaciones limnigráficas y limnimétricas ubicadas dentro de la zona de

estudio. Para determinar los caudales máximos, es necesario disponer de una amplia serie de caudales -mínimo 20 años-, de tal manera que el modelo sea capaz de representar los picos de las crecientes con la mayor aproximación posible. Si no se encuentran estaciones limnigráficas en la corriente a estudiar, es necesario capturar toda la información que exista en las corporaciones de los aforos realizados en la corriente y tratar de ajustar el modelo, por lo menos en las condiciones medidas durante la realización de los aforos

- e. A partir de la información disponible, se podrá realizar la selección del modelo hidrológico que permita conocer las hidrógrafas correspondientes a las crecientes generadas para lluvias con diferentes tiempos de recurrencia. Este trabajo estará directamente relacionado con la cantidad y calidad de la información disponible para la implementación del modelo.
- f. Al implementar el modelo hidrológico, es necesaria su calibración, la cual consiste en el proceso de ajuste de los parámetros físicos y numéricos del modelo hasta lograr que las diferencias entre los caudales medidos y calculados sean menores de $\pm 20\%$.
- g. Comparar los resultados arrojados por el modelo con respecto al comportamiento real del sistema. Una vez se logre semejanza entre el comportamiento descrito por el modelo y el del sistema real, es posible realizar cualquier simulación, como por ejemplo, considerar lluvias con diferentes duraciones y periodos de recurrencia.

8.2.2 Estimación de caudales máximos a partir de series hidrológicas

Si se dispone de series hidrológicas de la corriente en estudio o de una cercana con características fisiográficas y morfológicas similares, es posible generar los caudales máximos para cada periodo de recurrencia, mediante métodos estadísticos como se propone a continuación.

- a. Generar la serie de caudales máximos y la serie de excedencias con los datos correspondientes a la estación disponible.
- b. Aplicar la probabilidad de Weibull u otra expresión que permita determinar los periodos de recurrencia para eventos máximos como crecientes.
- c. Probar diferentes distribuciones para eventos extremos. Aquí se proponen las distribuciones de Pearson III, Log-Pearson tipo III y la Gumbel tipo III.

- d. Mediante la metodología del error cuadrado medio, determinar el mejor ajuste en cada una de las distribuciones implementadas.
- e. Si la serie de caudales está disponible en una estación de una corriente cercana y de características morfológicas similares, se propone utilizar el método de Transposición de caudales (Ortiz, 2001; Cortolima – Corpoica, 2009; Universidad del Tolima, 2006, 2007; Peña, 2006; Universidad de Quindío & CRQ, 2003; Corporación Autónoma Regional del Quindío CRQ, 2000; Universidad del Valle, 1995, 2006). Dicho método consiste en generar una serie de caudales de una corriente de la que no se dispone de información, a partir de una estación hidrométrica en una corriente cercana con características fisiográficas e hidrológicas similares.
- f. Realizada la transposición de caudales se aplica el mismo procedimiento descrito en este numeral.

8.2.3 Modelo hidráulico

En esta parte se describen las actividades relacionadas con la modelación hidráulica de la corriente a estudiar, también los requerimientos y recomendaciones que pueden ser consideradas por el modelador durante el desarrollo del estudio.

- a. Inicialmente es importante indagar si existen las relaciones Nivel versus Caudal en las estaciones hidrométricas ubicadas en la corriente a estudiar. De ser así, es necesario verificar la vigencia de dichas relaciones. La verificación puede hacerse mediante aforos para diferentes niveles en el cauce y compararlos con los estimados por la ecuación. Si no se encuentran mayores diferencias entre los resultados de los aforos y los caudales obtenidos con la relación Nivel versus Caudal, se pueden utilizar las ecuaciones con un alto nivel de certidumbre. Caso contrario, es necesario realizar más aforos, de tal manera que sea posible actualizar o generar una nueva curva de gasto.
- b. Realizar la topología del sistema fluvial. Esta parte incluye la definición de coordenadas y la dimensión numérica del modelo de simulación.
- c. Posteriormente, se deben recolectar las batimetrías de las secciones de control en los sitios donde se encuentran las estaciones hidrométricas. En el caso de que estas batimetrías -secciones transversales- no existan, se deben levantar y realizar mediciones de caudales en dichas

- secciones de control. El modelador podrá determinar la cantidad de batimetrías necesarias para el modelo matemático, mediante la utilización de la ecuación de conductividad para las secciones transversales.
- d. Definir las condiciones de frontera del modelo, al tener en cuenta que estas deben ubicarse en sitios suficientemente distantes del sector principal de interés del estudio. En caso de encontrarse alguna intervención o modificación, las alteraciones en las condiciones hidrodinámicas no alcanzarán las fronteras del modelo y por tanto, no afectarán las condiciones hidrodinámicas en ellos. Posteriormente, es importante decidir el tipo de flujo -permanente o variado- en la corriente para definir las condiciones de frontera. Para el caso del flujo permanente son: un nivel de agua conocido, una altura crítica del nivel del agua, el nivel medio del agua, o una relación nivel caudal. Para el flujo variado las condiciones requeridas son: la hidrógrafa en la estación -para el proceso de calibración-, la hidrógrafa del flujo -para realizar predicciones-, o las dos anteriores.
 - e. Si durante la modelación hidrológica fue posible obtener las hidrógrafas asociadas a la precipitación con diferentes períodos de recurrencia, se puede implementar el modelo hidráulico en condición de régimen no permanente, para lo cual, las hidrógrafas indicadas representan las condiciones de frontera en las secciones de aguas arriba.
 - f. Si durante el estudio hidrológico sólo es posible obtener los caudales máximos -a partir de la duración de las lluvias y las curvas IFD-, deberá implementarse el modelo hidráulico por eventos, o simular cada evento en flujo permanente.
 - g. Una vez definida la esquematización topológica e hidráulica del sistema fluvial, se procede a la calibración del modelo. La calibración se logrará cuando el modelo sea capaz de describir los caudales y niveles alcanzados por la corriente. Esto obtendrá cuando el modelo alcance una precisión mínima del 80%, respecto de los valores observados en el sistema real.

8.2.4 Delimitación de zonas inundables

Realizada la modelación hidráulica del cauce, es preciso delimitar las zonas inundables y para este fin se recomienda tener en cuenta las siguientes actividades:

- a. Planteamiento y simulación de distintos escenarios, al tener en cuenta

diferentes condiciones hidrológicas. En ellas el modelador podrá observar el comportamiento de la corriente en diferentes condiciones. Esto es de gran importancia para la selección de alternativas para mitigar o prevenir los efectos de las crecidas.

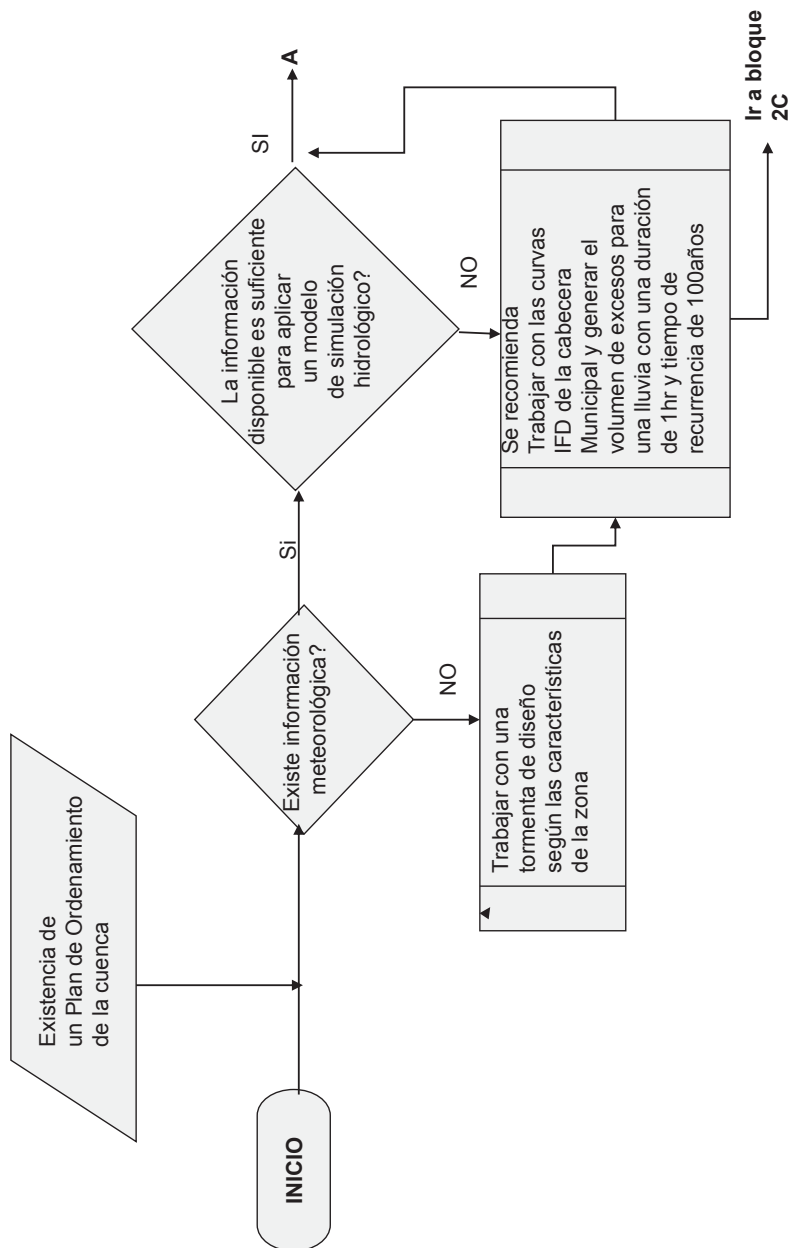
- b. Obtenidos los niveles máximos que alcanzaría la corriente, según los escenarios de simulación planteados, se graficará el área delimitada entre la línea del cauce y la cota máxima de la lámina del agua. De esta forma, se delimitará el área que se inundará en la planicie.
- c. Posteriormente, se medirá la distancia entre la margen o ribera del cauce principal y el límite de la zona potencialmente inundable. Si esta distancia es menor de 30m, el procedimiento a seguir será tomar como referencia la cota máxima que alcanzará la corriente en el tramo a estudiar más una distancia de 12m. De encontrarse que la zona potencialmente inundada supera los 30m, medidos desde el cauce hasta la cota máxima que alcanzará la lámina del agua, se recomienda que la franja se defina como la zona que teóricamente delimitó la cota máxima de la corriente, más una distancia mínima de 12 m. Lo anterior, con el fin de dar un margen de seguridad por deslizamientos a las construcciones o actividades que se planifiquen para desarrollar en las llanuras de inundación.
- d. Posteriormente, se elaborará un informe que contenga las observaciones, conclusiones y recomendaciones del modelador, para que, finalmente, la autoridad ambiental o de planeación realice la planificación del territorio y delimite las zonas en las que podrían ser inundadas y salvaguardas la vida y estructuras dentro de la franja delimitada.

Finalmente, se espera que la modelación de zonas potencialmente inundables en una corriente de montaña, facilite la toma de decisiones, mediante la simulación de escenarios con el menor grado de incertidumbre. Para lograrlo, se requiere implementar un modelo que se ajuste a las condiciones del sistema natural y a la cantidad y calidad de la información disponible, de manera que el modelo matemático reproduzca de forma aceptable la respuesta hidrológica del río.

Guía metodológica para delimitar zonas inundables en corrientes naturales

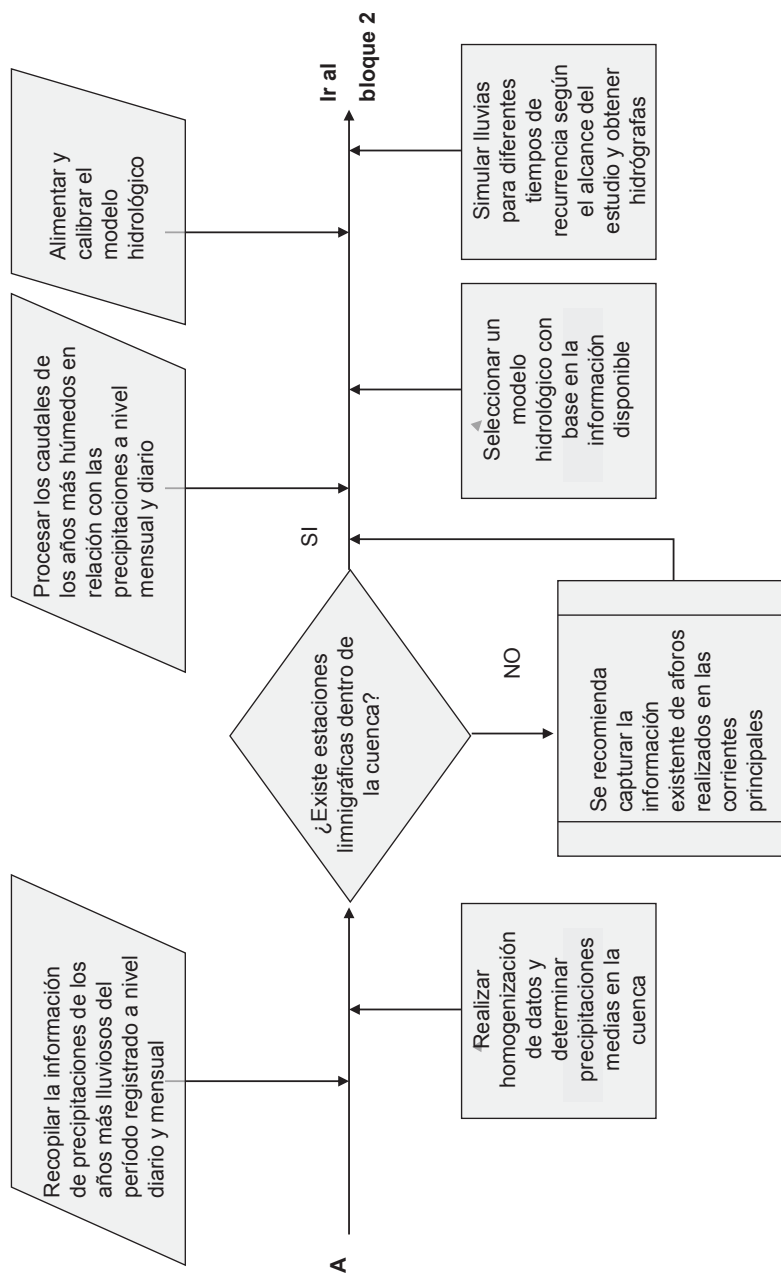
Diagrama de bloques

Gráfico 44. Bloque 1. Modelo hidrológico



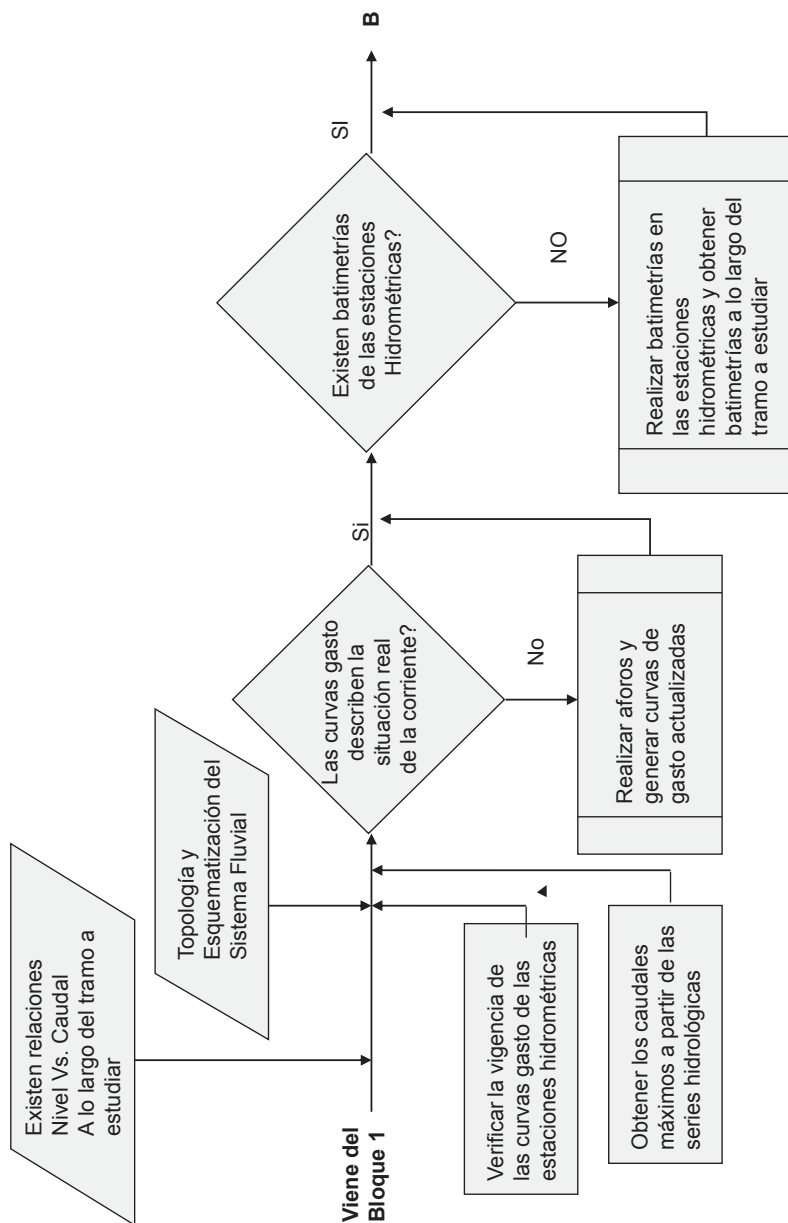
Fuente: Peña (2006).

Gráfico 45. Bloque 1A. Modelo hidrológico.



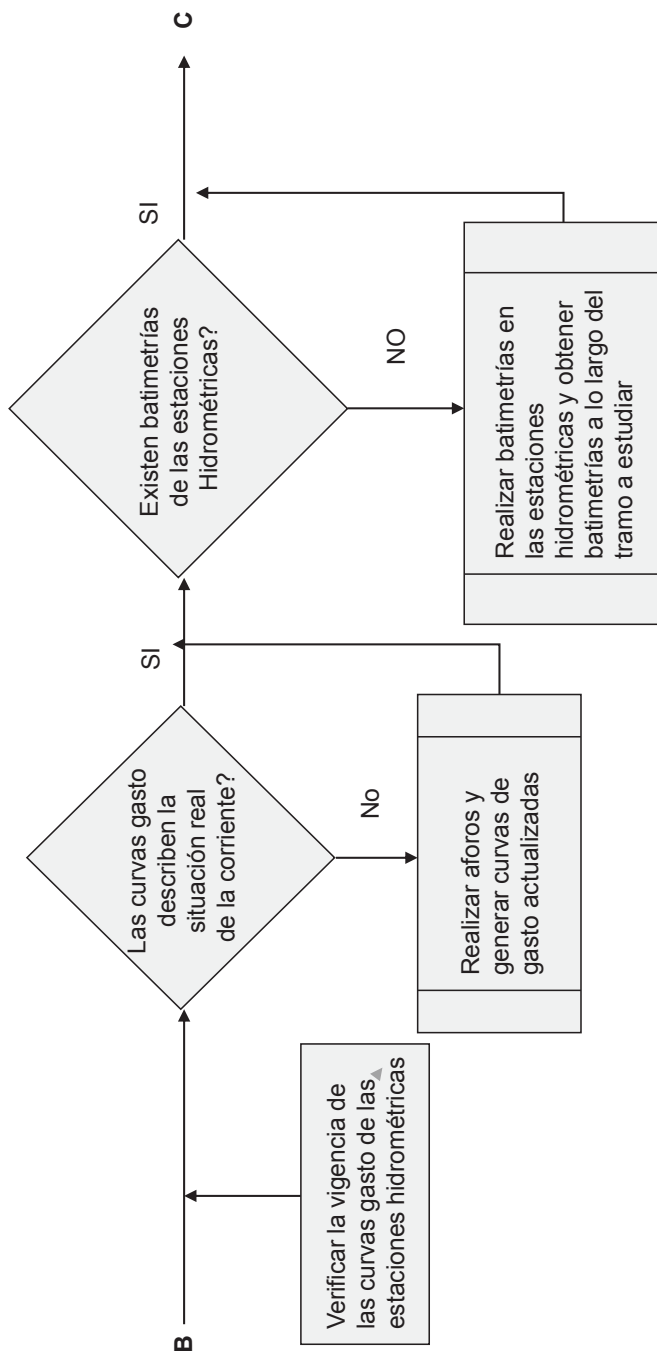
Fuente: Peña (2006).

Gráfico 46. Bloque 2. Modelo hidráulico.



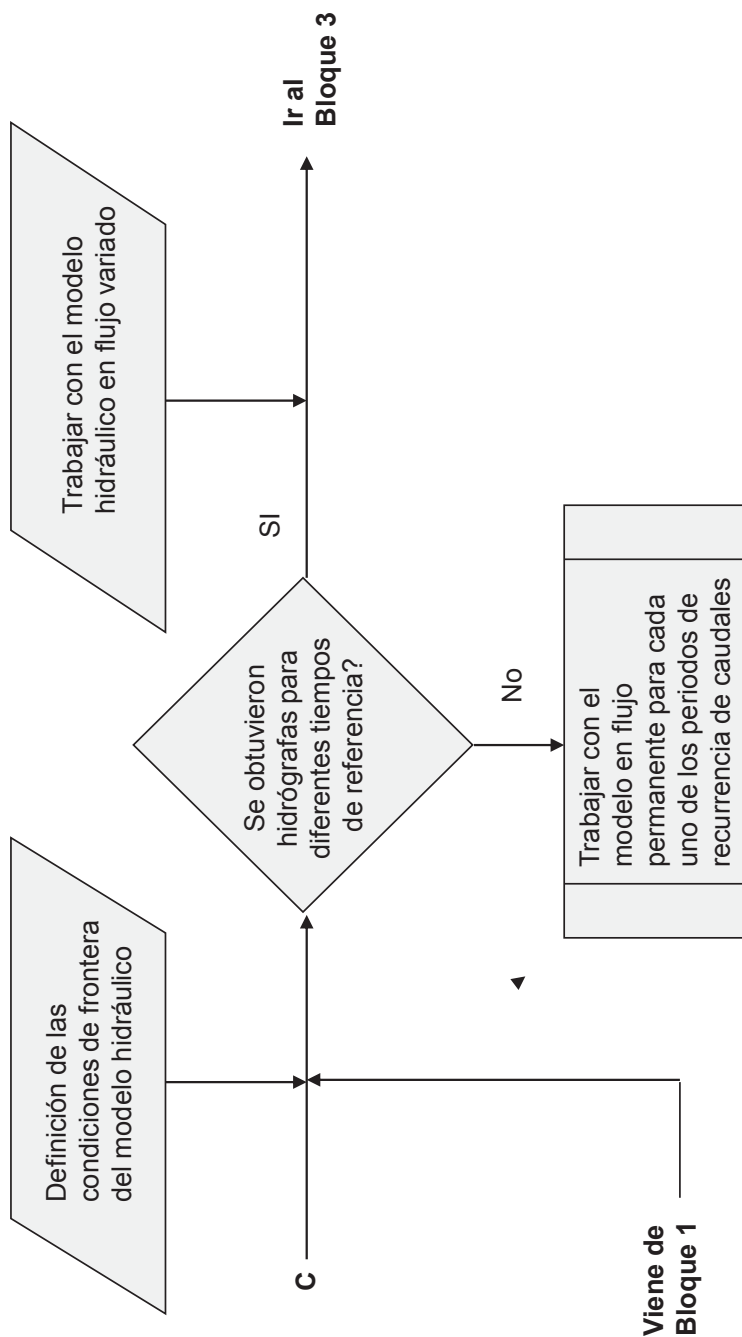
Fuente: Peña (2006).

Gráfico 47. Bloque 2B. Modelo hidráulico.



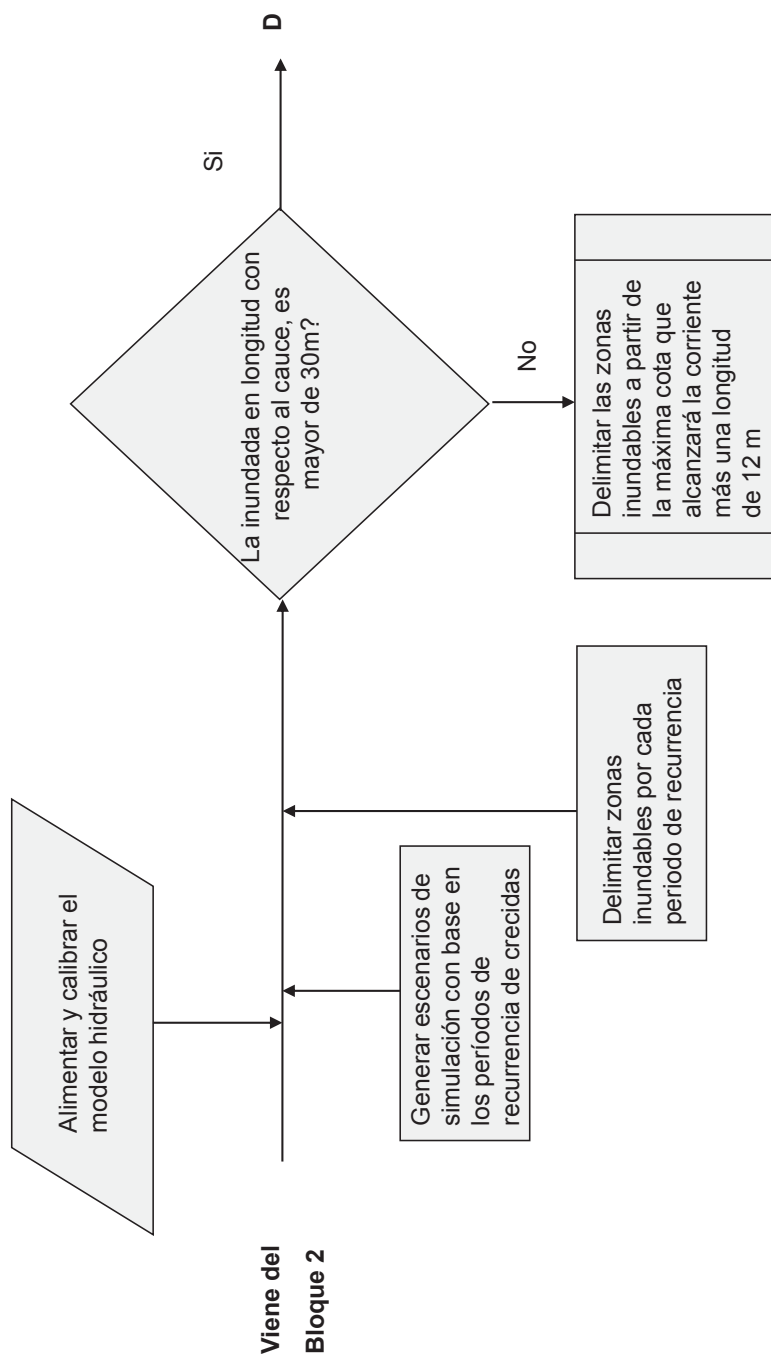
Fuente: Peña (2006).

Gráfico 48. Bloque 2C. Modelo hidráulico.



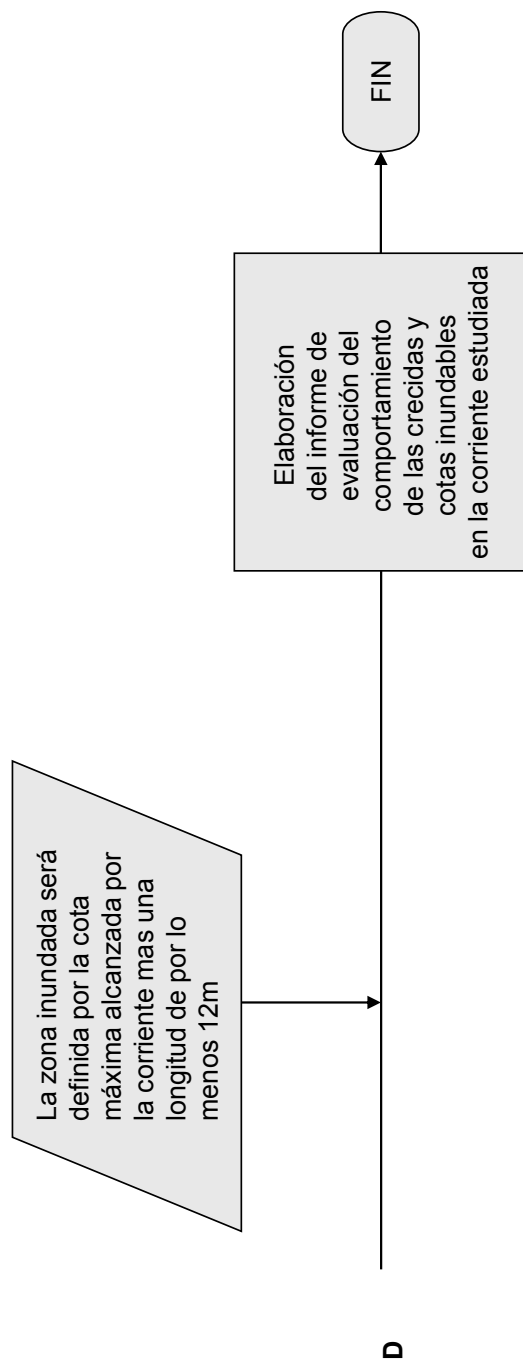
Fuente: Peña (2006).

Gráfico 49. Bloque 3. Delimitación zonas inundables.



Fuente: Peña (2006).

Gráfico 50. Bloque 3D. Delimitación zonas inundables.



Fuente: Peña (2006).

9 Bibliografía

- Austin D. & Leah K. & Denis S. (2006), *Calculus on Line*. Consultado en Web Page of The University of British Columbia Department of Mathematics, el 8 de mayo de 2006.
- Bedient P. B. & Hubert W.C (1992). *Hydrology and Floodplain Analysis*. New York U.S.A. Addison Wesley, p.200 -260.
- Behar R. (1997). *Comprendiendo la estadística: usando el sentido común*. Cali, Colombia. Universidad del Valle, p. 73 – 153.
- Benson M. A. (1968). Uniform Flood-Frequency Estimating Methods for Federal Agencies. En *Water Resources*. Vol. 4 N° 5, p.891-908.
- Bobee B. (1975). The Log Pearson Type 3 and Its Applications in Hydrology. En *Water Resource*, Res, Vol. 11, N° 5, p. 96 – 180.
- Bobee B. R. (1977). The Use of The Pearson Type 3 and Log Pearson Type 3 Distribution. En *Water Resource*, Res, Vol. 13, N° 2.
- Bourguett V J. & Ochoa L. H. (1997). *Reducción integral de pérdidas de agua*. México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua-IMTA. Comisión Nacional del Agua.
- Brunner G. (2001). *Hec-Ras River Analysis System User's Manual* [En Línea]. Hydrologic Engineering Center, U. S. Army Corps of Engineers. Recuperado el 26 de octubre de 2005 de: <http://www.Hec.Usace.Army.Mil>, pp 27 – 76.
- Carreau M. (2002). *Hydrodynamic. International Water Power & Dam Construction*. Recuperado el 6 de mayo de 2006, de: <http://Www.Waterpowermagazine.Com/Story.Asp?Storycode=2015246>
- Cepal (2000, 23 de febrero). *Panorama del impacto ambiental de los recientes desastres naturales en América Latina y El Caribe*. Documento Preparado para

- el Comité Técnico Interagencial del Foro de Ministros de Medio Ambiente de América Latina y El Caribe. México D. F.
- Caicedo J. & Lora E. (2006). *Modelación física y matemática en el Ideha* [En Línea]. Recuperado El 20 de abril de 2006, de: [Http://72.14.207.104/Search?Q=Cache:Doxon773fl4j:Www.Uninorte.Edu.Co/Extensiones/Ids/Ponencias/Memorias%25207%2520de%2520octubre/6%2520presentacion%2520modelacion%252020%2520anos%2520ideah.Pdf+Modelaci%C3%B3n+F%C3%ADsica+Y+Matem%C3%A1tica+En+El+Ideha&Hl=Es&Gl=Co&Ct=Clnk&Cd=1](http://72.14.207.104/Search?Q=Cache:Doxon773fl4j:Www.Uninorte.Edu.Co/Extensiones/Ids/Ponencias/Memorias%25207%2520de%2520octubre/6%2520presentacion%2520modelacion%252020%2520anos%2520ideah.Pdf+Modelaci%C3%B3n+F%C3%ADsica+Y+Matem%C3%A1tica+En+El+Ideha&Hl=Es&Gl=Co&Ct=Clnk&Cd=1)
- Campaña R. (2003). *Modelación Hidráulica de Ríos, Canales, Puentes y Alcantarillados con Hec-Ras*. Instituto para la Mitigación de Efectos del Fenómeno del Niño. IMEFE, p. 15 – 23.
- Castro L. M. (2004). *Análisis de Frecuencia de Crecientes con Distintas Distribuciones de Probabilidad*. [Tesis de Grado]. Popayán, Colombia. Facultad de Ingeniería. Universidad del Cauca.
- CHAN for Windows (2007). *Frequently Asked Questions Information (S.F)*. Recuperado El 5 de mayo de 2006 de: <http://www.aquarian-software.com/images/FAQs01142007.pdf>, p 1 – 4.
- Chow V (2000). *Hidrología Aplicada*. [Cap. 11]. New York, U.S.A. McGraw Hill, Inc.
- Clemmens A. J. & Holly F. M. (1993). *Description and evaluation of program: DufLOW*. J. Irrig. Drain. Eng. 119(4), p. 724-734.
- Convenio Universidad del Quindío-Corporación Autónoma Regional del Quindío CRQ (2002). Modelación de corrientes hídricas superficiales en el Departamento del Quindío Fase I, p.23 – 33.
- Convenio Universidad del Quindío-Corporación Autónoma Regional del Quindío CRQ. (2004) Modelación de corrientes hídricas superficiales en el Departamento del Quindío Fase III, p. 21 – 29.
- Corporación Autónoma Regional del Quindío CRQ, (2002). Subdirección de Calidad Ambiental – Grupo de Aguas. Boletín Meteorológico, p 12 – 36.
- Corporación Autónoma Regional del Quindío CRQ (1996). Subdirección de Calidad Ambiental – Grupo de Aguas. *Relaciones Intensidad Frecuencia Duración Estación La Avenida*.
- Corporación Autónoma Regional del Quindío CRQ (2000). Subdirección de Planeación. *Estimación de la demanda del servicio de acueducto en el Departamento del Quindío*. Informe Final, p. 28 – 36.
- Corporación Autónoma Regional del Quindío & Comité de Cafeteros del Quindío & Empresas Sanitarias del Quindío (1994). *Evaluación de Oferta y Demanda*

- Hídrica para el Quindío*. Informe Final. Tomo II. Medellín, Colombia. Postgrado de Recursos Hidráulicos. Universidad Nacional de Colombia.
- Corporación Autónoma Regional del Quindío (1996). *Base de datos meteorológicos*. Ecuación intensidad frecuencia duración estación La Avenida. Armenia, Colombia.
- CORTOLIMA & CORPOICA (2009). *Zonificación de 350.000ha de zonas secas y formulación del plan de manejo ambiental de 500.000ha de zonas secas en el Departamento del Tolima*.
- CSD (1997a). *Comprehensive Assessment of the Freshwater Resources of the World. Report of the Secretary-General*. United Nations Economic and Social Council. Recuperado el 16 noviembre de 2005 en: <http://Www.Un.Org/Documents/Ecosoc/Cn17/1997/Ecn171997-9.Htm>
- CSD (1997b). *Overall Progress Achieved Since the United Nations Conference on Environment and Development. Report of the Secretary-General. Addendum - Protection of the Quality and Supply of Freshwater Resources: Application of Integrated Approaches to the Development, Management and Use of Water Resources*. United Nations Economic and Social Council. Recuperado el 16 noviembre de 2005 en: <http://www.Un.Org/Documents/Ecosoc/Cn17/1997/Ecn171997-2add17.Htm>
- Cunge J. A. & Holly Jr. F. M. (1980). *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*. University of Iowa. Institute of Hydraulic Research College of Engineering.
- Cunge J. A. & Rahuel J. L. (1993). *One-Dimensional Nearly-Horizontal Flow Models in Coastal, Estuarial and Harbour Engineer's Reference Book*. [Abbot, M. B. & Price W.A., Eds.]. London: Chapman & Hall Ltd.
- Davis D. (1996). Water Resources Assessment - *The tool for a sustainable future, in water resources assessment and management strategies in Latin America and the Caribbean*. San José de Costa Rica. Proceedings of the Wmo/Idb Conference.
- Delft Hydraulics (1994). *Trisula Manual*. The Netherlands.
- ENERLIM S. A. (2009). *Modelación de zonas potencialmente inundables en el Río Luisa. Tramo bocatoma Enerlim – Casa de Máquinas*, p. 3 – 17.
- Fisher R Y. & Tippett H (1928). Limiting Forms of the Frequency Distribution of the Largest or the Smallest Member of a Sample. En *Proceedings Cambridge Phil. Soc* Vol. 24. Parte 2.
- Flórez Jiménez M.Y. & Ramírez Rojas M. A. (2007). Academia y transporte fluvial rural: Reflexiones a partir de un estudio de caso. En *Revista Orinoquia*. ISSN - 0121 – 3709. Vol. 11 N° 2, p. 13.

- Foster H. A. (1924). Theoretical Frequency Curves and their Application to Engineering Problems. *American Society of Civil Engineers*. Vol. 87, p. 142-173.
- Fulford J. (2003). Computational technique and performance of transient inundation model for rivers—2 dimensional (Trim2rd): A Depth-Averaged Two-Dimensional Flow Model [En Línea]. U. S. Geological Survey. Recuperado el 3 de mayo de 2006 de: <http://pubs.usgs.gov/of/2003/ofr03371/pdf/ofr03371.pdf>, p. 3, 5, 28, 24.
- Galvis A. (2003). *Modelos de Simulación*. [Apuntes de clase de profesor Alberto Galvis]. Cali, Colombia: Universidad del Valle.
- García L. E. (1998). *Manejo integrado de los recursos hídricos en América Latina y el Caribe. Informe Técnico*. Washington D. C., U.S.A.: N° Env-123. 76p.
- Guerrero J.G. & Peña L.E. & Muñoz P.A. (2007). *Diagnóstico y formulación de planes de reducción de pérdidas de agua en acueductos de pequeñas localidades*. Dosquebradas, Colombia. ISBN 978-958-722-005-6. Postergraph S. A.
- Haktanir T. (1991). Statistical Modeling of Annual Maximum Flows in Turkish Rivers. *Hydrological Sciences Journal*. 36(4), p.367-389.
- IDEAM (2000). *Construcción y extrapolación de curvas de gasto*. [Domínguez E. & Niño R]. Bogotá, Colombia.
- IDEAM (2005). *Serie de caudales máximos de la estación El Alambrado*. Adquisición de información Electrónica. Bogotá, Colombia.
- IHE (1988). DufLOW 1.0. *DufLOW User Manual*. Institute for Hydraulic and Environmental Engineering (IHE), the Faculty of Civil Engineering at Delft University of Technology and the Public Works Department [Rijkswaterstaat], Tidal Waters Division [now RIKZ].
- IPCC (2001a). Informe Síntesis. *Contribución de los Grupos de Trabajo I, II y III al Tercer Informe de Evaluación del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático*, Organización Meteorológica Mundial (OMM), Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA). Recuperado el 15 de octubre de 2005, en: http://www.grida.no/climate/ipcc_tar/.
- IPCC (2001b). *Climate Change 2001: Impacts, Adaptation, and Vulnerability. Contribution of Working Group II to the Third Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*, Cambridge. University Press Inglaterra. Recuperado 28 de agosto de 2005 en: http://www.grida.no/climate/ipcc_tar/wg2/index.htm
- Jenkinson A. F. (1955). The Frequency Distribution of the Annual Maximum or Minimum Values of Meteorological Elements. En *Royal Meteorological Society*. Vol. 81, p.158-171.

- Jorba C. O. (2005). *Simulación de los Campos de Viento de la Península Ibérica y el Área Geográfica de Catalunya con Alta Resolución Espacial para Distintas Situaciones Meteorológicas Típicas*. [Tesis de Grado]. Barcelona, España. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Kite G. W. (1988). Frequency and Risk Analysis in Water Resources. En *Water Resources Publications*, Littleton Co.
- Lozano G. & Zapata M. & Peña L.E. (2001). *Modelación de corrientes hídricas superficiales en el Departamento del Quindío*. Fase I. Informe Final. Armenia, Quindío. Universidad del Quindío & Corporación Autónoma Regional del Quindío.
- Mike 21. *Coastal Hydraulics, Hydrodynamic Module* (S. F.) (2006). Recuperado el 6 de mayo de 2006 en: <Http://www.Dhisoftware.Com/Mike21/>
- Ministerio del Medio Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial. *Ley 99 de 1993*. Bogotá, Colombia.
- Ministerio del Medio Ambiente (1996). *Lineamientos de política para el manejo integral del agua*. Bogotá, Colombia. 46p.
- OPS – Organización Panamericana de la Salud (2000). *Crónicas de desastres - Fenómeno El Niño*. Washington, D. C., U.S.A. 288p. Recuperado el 10 de enero de 2011 en: <http://www.paho.org/> <http://www.paho.org/spanish/ped/ElNino.pdf>
- Ortiz F. R. (2002). *Pequeñas centrales hidroeléctricas*. Bogotá, Colombia. McGraw Hill, p.56 – 76.
- Pielke R. A. (1984). *Mesoscale Meteorological Modeling*. Orlando Academy Press, p.611.
- Peña L. E. (2006). *Estudio de inundación en el Río Quindío mediante modelación matemática -Sector bocatomas Armenia,- Calle Larga*. [Tesis de Maestría]. Cali, Colombia. Postgrado en Ingeniería Sanitaria y Ambiental. Universidad del Valle, 118p.
- Peña L. E. & Roman J. R. (2001). *Oferta y demanda hídrica en la cuenca del Río Quindío*. Programa Ingeniería Civil. Universidad del Quindío. 350p.
- Presidencia de la República de Colombia. *Decreto 2811 de 1974 Artículo 83*. Código Nacional de Recursos Naturales Renovables y de Protección al Medio Ambiente. Bogotá, Colombia.
- Ramírez Callejas C. A. (1995). *Hydrodynamics and Sediment Transport Processes in Bay Buenaventura*. [M.Sc. Tesis. H. H.]. International Institute for Infrastructure Hydraulic and Environmental Engineering. Colombia.
- Stedinger Vogel. (1993). *Handbook of hydrology*. [Chapter 18]. New York, U.S.A. McGraw Hill, p.21 – 26.

- Szymkiewicz R. (2010). *Numerical Modeling in Open Channel Hydraulics* / Romuald Szymkiweicz. Londres, Inglaterra: Springer, 419p.
- UN (1995). *Population Division Word Urbanization Prospects: The 1994 Revision*. U. N., New York, U.S.A.
- UNESCO 2003. *Agua para todos, agua para la vida* – Informe de Las Naciones Unidas sobre el Desarrollo de los Recursos Hídricos en el Mundo. Programa Mundial de Evaluación de los Recursos Hídricos (Wwap). ISBN: 92-303881-5.
- Universidad del Quindío & Corporación Autónoma del Quindío CRQ (2001). *Modelación de Corrientes Hídricas Superficiales Fase I*. Armenia, Colombia.
- Universidad del Quindío & Oficina Central de Investigaciones & Centro de Estudios e Investigaciones de la Facultad de Ingeniería CEIFI. (2002). *Modelo de simulación de la calidad del agua del Río Quindío*.
- Universidad del Quindío & Universidad Nacional de Colombia-Sede Medellín (2002). *Estudio de explotación semidetallada de material de arrastre en la cuenca del Río La Vieja*.
- Universidad del Quindío & Centro de Estudios e Investigaciones de la Facultad de Ingeniería CEIFI-CIDERA. (2003). *Base de datos de caudales y niveles de las estaciones Limnimétricas sobre el Río Quindío*.
- Universidad del Quindío & Corporación Autónoma del Quindío CRQ (2003). *Modelación de Corrientes Hídricas Superficiales Fase II*. Armenia, Colombia.
- Universidad del Tolima (2006). *Definición de áreas de inundación en la Quebrada La Plata a partir de la modelación matemática en el Departamento del Tolima*. [Tesis de grado]. Ibagué, Colombia. Facultad Ingeniería Forestal.
- Universidad del Tolima (2006). *Plan de Manejo Integral de Recursos Hídricos en la Cuenca del Río Sucio Mariquita-Tolima*. [Tesis de grado]. Ibagué, Colombia. Facultad Ingeniería Forestal.
- Universidad del Tolima (2007). *Modelación Hidrológica con Fines de Recuperación Hídrica para la Cuenca Alta del Río Quindío*. [Tesis de grado]. Ibagué, Colombia. Facultad Ingeniería Forestal.
- Universidad del Valle & Corporación Autónoma Regional del Valle del Caudal cvc (2002). Escuela de Ingeniería de Recursos Naturales y del Ambiente. Instituto de Investigación y Desarrollo de Tecnologías para el Abastecimiento de agua Potable, Saneamiento Básico y la Conservación del Recurso Hídrico. *Modelación Matemática del Río Cauca Tramo Salvajina-La Virginia*. Vol. III Capítulo 5. Modelo Matemático Unidimensional Mike 11.
- Universidad del Valle & Corporación Autónoma Regional del Valle del Caudal cvc (2002). *Modelación matemática del Río Cauca tramo Salvajina-La Virginia*.

- Volumen III. Capítulo 5. Modelo Matemático Unidimensional Mike 11. Escuela de Ingeniería de Recursos Naturales y del Ambiente. Instituto de Investigación y Desarrollo de Tecnologías para el Abastecimiento de Agua Potable, de Saneamiento Básico y la Conservación del Recurso Hídrico. Cali, Colombia.
- Urmans W. (1993). Description and evaluation of program: Duflow. En *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*. Vol. 119, N° 4, p.724-734.
- US Army Corps of Engineers (2010). *Hydrologic Engineering Center. Manual User River Analysis System Hec-Ras Version. 4.1*. Recuperado el 09 de julio de 2011 en: http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/documents/HEC-RAS_4.1_Reference_Manual.pdf
- Ven Te Chow & David R & Maidment L. (1959). *Hidrología aplicada*. Bogotá, Colombia: McGraw Hill Interamericana S. A. ISBN 958-600-171-7. 584p.
- Vujica Yevjevich. (1972). Probability and Statistics in Hydrology. En *Water Resources Publications*. Colorado, USA, p.177.
- WWF World Wildlife Fund. (1996). *Un futuro incierto: La crisis del agua y sus impactos en América Latina y El Caribe*. WWF, Washington, D. C, U.S.A. Recuperado el 09 de marzo de 2011 en: <http://www.userena.cl/investigacion/publicaciones/archivos/4/Avifauna%20del%20humedal%20Tambo-Puquios%20E%20Tabilo%20V.pdf>
- Zekirija Idrizi & Kujtim Zena & Isak Idrizi (2006). *Probability theory use in hydrology (Sitnica River Shed)*, Macedonia: State University of Tetova, Center of Polytechnic Studies Tetova, p.177.