

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS
HIDRÁULICOS



CÁLCULO DE CAUDALES DE CRECIDA, CASO DE ESTUDIO CUENCA DEL RÍO
CABRA, PANAMÁ.

PRESENTADO POR
ING. DIEGO ARTURO GONZÁLEZ JAÉN

ASESORADO POR
M.Sc. ING. ELFEGO ODVIN OROZCO FUENTES

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS
HIDRÁULICOS



**CÁLCULO DE CAUDALES DE CRECIDA, CASO DE ESTUDIO CUENCA DEL RÍO
CABRA, PANAMÁ.**

ESTUDIO ESPECIAL

**PRESENTADO A LA ESCUELA REGIONAL DE INGENIERA
SANITARIA Y RECURSOS HIDRÚALICOS (ERIS)**

**POR EL INGENIERO
DIEGO ARTURO GONZÁLEZ JAÉN**

**ASESORADO POR
M.Sc. ING. ELFEGO ODVIN OROZCO FUENTES**

**PREVIO A OPTAR AL GRADO ACADÉMICO DE
(MAGISTER SCIENTIFICA), MAESTRO EN CIENCIAS EN
RECURSOS HIDRÚALICOS, OPCIÓN HIDROLOGÍA**

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2010.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Angel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortiz de León
VOCAL V	P. A. José Alfredo Ortiz Herincx
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DIRECTOR ERIS	M.Sc. Ing. Pedro Cipriano Saravia Celis
EXAMINADOR	M.Sc. Ing. Elfego Odvin Orozco Fuentes
EXAMINADOR	M.Sc. Ing. Juan José Sandoval
EXAMINADOR	M.Sc. Ing. Joram Matías Gil
SECRETARIO	M.Sc. Ing. Teófilo Álvarez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**CÁLCULO DE CAUDALES DE CRECIDA, CASO DE ESTUDIO CUENCA DEL RÍO
CABRA, PANAMÁ.**

Tema que me fuera aprobado por la Comisión de Admisión y Otorgamiento de Grado de la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos, el 19 de noviembre de 2,010.

Atentamente,

ING. DIEGO ARTURO GONZÁLEZ JAÉN

Guatemala, 18 de noviembre de 2010

UNIVERSIDAD DE
SAN CARLOS DE GUATEMALA



Facultad de Ingeniería
Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria
y Recursos Hidráulicos

Edificio de ERIS,
Instalaciones de prefabricados, CII
Ciudad Universitaria zona 12
Ciudad de Guatemala 01012
Guatemala, C.A.

Tel. (502) 2418 8000,
Ext. 86213 y 86212
(502) 2418 9138

Telfax (502) 2418 9124

www.ingenieria-usac.edu.gt

Señores
Comisión de Admisión y Otorgamiento de Grado
Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos
Facultad de Ingeniería, USAC

Respetuosamente les comunico que he revisado la versión corregida, en mi calidad de asesor de estudio y, a la vez, Coordinador de la Maestría de Recursos Hidráulicos, el trabajo de Estudio Especial titulado:

**Cálculo de caudales de crecida, caso de estudio cuenca del
río Cabra, Panamá**

presentado por el estudiante,

Ingeniero Diego Arturo González Jaén

Les manifiesto que el estudiante cumplió con los requisitos exigidos por la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos (ERIS) Y la Universidad de San Carlos de Guatemala, en la realización de su estudio en forma satisfactoria.

Agradeciéndoles la atención a la presente, se suscribe de ustedes,

Atentamente.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”

MSc. Ing. Elfego Orozco
Asesor del Estudio y
Coordinador Maestría de Recursos Hidráulicos

UNIVERSIDAD DE
SAN CARLOS DE GUATEMALA



Facultad de Ingeniería
Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria
y Recursos Hidráulicos

Edificio de ERIS,
Instalaciones de prefabricados, CII
Ciudad Universitaria zona 12
Ciudad de Guatemala 01012
Guatemala, C.A.

Tel. (502) 2418 8000,
Ext. 86213 y 86212
(502) 2418 9138

Telfax (502) 2418 9124

www.ingenieria-usac.edu.gt

El Director de la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos -ERIS- después de conocer el dictamen del tribunal examinador integrado por los profesores siguientes: MSc. Ing. Joram Matias Gil Laroj, MSc. Ing. Juan José Sandoval y MSc. Ing. Elfego Odvin Orozco Fuentes; así como el visto bueno del Coordinador de la Maestría en Recursos Hidráulicos, MSc. Ing. Elfego Odvin Orozco Fuentes y del trabajo del estudiante: Ingeniero Diego Arturo González Jaén, titulado "Cálculo de caudales de crecida, caso de estudio cuenca del río Cabra, Panamá", en representación de la Comisión de Admisión y Otorgamiento de Grado, procede a la autorización del mismo.
Guatemala 19 de noviembre de 2010.

IMPRIMASE

MSc. Ing. Pedro Saravia Celis

DIRECTOR

Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y
Recursos Hidráulicos



Índice General	
Índice de figuras	12
Índice de cuadros	13
Acrónimos	14
Abreviaturas	14
Glosario	14
1. Aspectos Generales	15
1.1. Introducción	15
1.2. Antecedentes.....	15
1.3. Justificación y beneficios	15
1.4. Objetivo General.....	16
1.5. Objetivos Específicos	16
2. Marco Teórico.....	17
2.1. Mediciones Hidrométricas	17
2.1.1. Medición de niveles	17
2.1.1.1. Lecturas limnimétricas	17
2.1.1.2. Lecturas limnigráficas	18
2.1.2. Aforos (medición de caudal).....	18
2.1.2.1. Aforos con molinete	21
2.1.2.1.1. Usos de molinete	22
2.1.2.2. Determinación de la sección transversal y distribución de las verticales.....	22
2.1.2.3. Métodos de aforo.....	24
2.1.2.3.1. Aforo completo por puntos.....	24
2.1.2.3.2. Método de los dos puntos.....	26
2.1.2.3.3. Método “0.6 de la profundidad”	27
2.1.2.3.4. Método “de la velocidad superficial”	27
2.1.2.4. Aforo con variación de nivel	29
2.1.2.5. Aforos en secciones con mucha vegetación	29
2.1.3. Instrumental hidrométrico	30
2.1.3.1. Molinete Gurley	30
2.1.3.2. Molinete Ott.....	31

2.1.3.2.1.	Nautilus C 2000.	31
2.1.3.2.2.	OTT Molinete Universal C31.	32
2.1.3.2.3.	Ott ADC.	32
2.1.3.2.4.	Ott QLiner.	32
2.2.	Datos Hidrométricos	33
2.2.1.	Niveles.....	33
2.2.1.1.	Niveles obtenidos de lecturas limnimétricas	33
2.2.2.	Calculo de aforo.	34
2.2.2.1.	Completo por puntos.....	34
2.2.2.2.	Método de dos puntos.....	35
2.2.2.2.1.	Método de sección media.....	35
2.2.2.2.2.	Método de la semisección.	36
2.2.2.3.	Método “de la velocidad superficial”	36
2.3.	Revisión de los aforos.	37
2.4.	Revisión y trazado de curvas de descarga.....	39
2.4.1.	Forma de la curva de descarga.....	41
2.5.	Extrapolación de curvas de descarga.....	42
2.5.1.	Extrapolación gráfica	42
2.5.2.	Área – Velocidad Media	43
2.5.3.	Método de Stevens.....	43
2.5.4.	Formula de Manning.....	44
2.5.5.	Método de Grushannin (Ruso)	45
2.5.6.	Curva Analítica	46
2.5.6.1.	Curva exponencial.	46
2.5.6.1.1.	El método gráfico:.....	48
2.5.6.1.2.	El método matemático	48
2.6.	Elaboración del mapa topográfico	49
2.6.1.	Modelo digital de elevación	49
2.7.	Análisis regional de crecidas máximas en Panamá.....	50
2.7.1.	Determinación de las ecuaciones que definen la relación entre la crecida media anual y el área de drenaje de la cuenca.....	50

2.7.2. Elaboración de la curva de frecuencia adimensional.....	51
2.7.3. Delimitación de las regiones hidrológicamente homogéneas y la elaboración del mapa que muestra las distintas regiones.	55
2.8. Tiempo de concentración	56
2.9. Modelo Hec-Ras.....	57
3. Caracterización de los relieves estructurales de la cuenca del río Cabra. ..	58
3.1. Cuenca del río Cabra	58
3.2. Características Morfológicas	59
3.3. Rasgos morfoclimáticos	61
3.4. Influencias marinas.....	62
3.5. Colonización y urbanismo crecientes	63
4. Evaluación, verificación y corrección de la información.....	64
4.1. Recopilación de la información hidrológica y meteorológica.	64
4.1.1. Las condiciones climatológicas.	64
4.1.2. La red hidrográfica.....	66
4.2. Revisión de la información hidrológica y meteorológica existente.....	68
5. Aplicación	69
5.1. Factores morfométricas de la sección transversal del río Cabra en la parte media de la cuenca.	69
5.2. Extrapolación de la curva de descarga en la parte alta.	71
5.2.1. Comparación de Resultados	76
5.3. Mapas topográficos del cauce y de la cuenca del río Cabra	77
5.4. Análisis regional de crecidas máximas a la cuenca del río Cabra.	79
5.5. Tiempo de concentración	80
5.6. Modelo Hec Ras	82
5.6.1. Simulación de caudales de avenidas	83
6. Conclusiones	85
7. Recomendaciones.....	86
8. Bibliografía.....	87

Índice de figuras

Figura 2. 1 Determinación de la constante h_0 a partir del perfil longitudinal.	47
Figura 2. 2 Ecuaciones que definen la relación entre la crecida media anual y el área de drenaje de la cuenca.	51
Figura 2. 3 Distribución de frecuencia N° 1	52
Figura 2. 4 Distribución de frecuencia N° 2	53
Figura 2. 5 Distribución de frecuencia N° 3	53
Figura 2. 6 Distribución de frecuencia N° 4	54
Figura 2. 7 Mapa de Panamá, con zonas que muestran las regiones hidrológicamente homogéneas.	56
Figura 3. 1 Cuenca del río Juan Díaz.	58
Figura 5. 1 Sección transversal del Rio Cabra, aproximadamente 30 metros aguas arriba de la sección de aforo.	69
Figura 5. 2 Sección trasversal del río Cabra, en la sección de aforo, en Rancho Café donde está ubicada la estación registradora, en la parte media de la cuenca.	70
Figura 5. 3 Sección transversal del Rio Cabra, aproximadamente 40 metros aguas abajo de la sección de aforo.....	70
Figura 5. 4 Extrapolación grafica.....	71
Fuente: Elaboración propia.	71
Figura 5. 6 Grafico para la extrapolación de Stevens.....	72
Figura 5. 7 Extrapolación con la fórmula de Manning.	73
Figura 5. 8 Extrapolación de la función $M f(h)$	73
Figura 5. 9 Curva analítica exponencial, método grafico para el caculo de la ecuación de la curva de descarga.	74
Figura 5. 11 Familia de curvas de descargas producto de los cálculos con los diversos métodos.	77
Figura 5. 12 Mapa del cauce del Rio Cabra hasta las áreas afectadas.	78
Figura 5. 13 Perfil Longitudinal del Rio Cabra hasta su desembocadura aproximadamente 30 km.....	81
Figura 5. 14 Simulación de caudales de avenida con el modelo Hec Ras para 500 m^3/s , en la sección de aforo.	83

Figura 5. 15 Simulación de caudales de avenida con el modelo Hec Ras para 300 m ³ /s, desde la sección de aforo hasta las áreas afectadas en la parte baja de la cuenca del río Cabra, comunidad de Nueva Esperanza.	84
Figura 5. 16 Simulación de caudales de avenida con el modelo Hec Ras para 600 m ³ /s, en las áreas afectadas en la parte baja de la cuenca del río Cabra, comunidad de Nueva Esperanza.	84

Índice de cuadros

Cuadro 2. 1 Distanciamiento mínimo aceptable entre las verticales de medida.	24
Cuadro 2. 2 Resumen de los métodos de aforo según su precisión.	28
Cuadro 2. 3 Ecuaciones para el cálculo de caudales promedios máximos instantáneos.	51
Cuadro 2. 4 Factores para diferentes periodos de retorno en años.	55
Cuadro 2. 5 (9) Zonas hidrológicamente homogéneas.	55
Cuadro 5. 1 Factores morfométricas de la sección transversal del río Cabra, en la sección de aforo en la parte media de la cuenca.	71
Cuadro 5. 2 Datos para el cálculo de mínimos cuadrados por el método de curva analítica.	75
Cuadro 5. 3 Comparación de resultados de los distintos métodos de extrapolación.	77
Cuadro 5. 4 Caudales promedio multianual mensuales m ³ /s, comunidad Nueva Esperanza El Bajo.	78
Cuadro 5. 5 Caudales máximos instantáneos de la cuenca de río Cabra para distintos periodos de retorno.	80
Cuadro 5. 6 Tiempo de concentración para distintos sitios de interés.	81

Acrónimos

SINAPROC: Sistema nacional de protección civil

ETESA: Empresa de transmisión eléctrica S, A.

Abreviaturas

ZCIT: Zona de convergencia intertropical

B.M. nivelación topográfica, puntos de referencia.

Glosario

Estación Automática: Equipo formado por: un sistema autónomo de suministro de energía, (panel solar, regulador de voltaje y batería); una plataforma colectora de datos o datalogger, que es un microprocesador que transforma la variable física en un impulso eléctrico o digital, y los sensores que registran en forma automática y periódica los valores de las variables ambientales de interés. Estas estaciones pueden ser meteorológica e hidrológicas o hidrometeorológicas.

Estación hidrológica limnigráfica: Compuesta por un limnógrafo, que es un aparato inscriptor provisto de un mecanismo de relojería y dispositivos que permiten dejar registradas las alturas de agua en forma continua en un espacio de tiempo.

Estación hidrología limnimétrica: Indica el nivel de agua mediante un limnómetro. El limnómetro es una regla graduada en centímetros, que pueden ser en láminas de metal, o en piezas de madera, y sirven para medir las variaciones del nivel del río. El observador realiza lecturas a las 6 y 18 horas.

Factor de sección para el cálculo de flujo crítico (Z): es el producto del área mojada y la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica. $Z = A\sqrt{D}$

Factor de sección para el cálculo de flujo uniforme ($AR^{2/3}$): es el producto del área mojada y la radio hidráulico elevado a la potencia 2/3.

Profundidad hidráulica: “D” es la relación entre el área majada y el ancho en la superficie. $D = \frac{A}{T}$

1. Aspectos Generales

1.1. Introducción

El efecto de una inundación en cierta área siempre es desastroso, causando la pérdida de vidas humanas, pérdidas materiales, degradación de áreas agrícolas, daño en las vías de comunicación, costos para el país. Para disminuir estos efectos, es indispensable llevar a cabo estudios integrados de una cuenca, desde la precipitación y su recorrido hasta convertirse en escorrentía superficial, que pueda causar una inundación. El análisis de las características particulares de una cuenca que interfieren en este ciclo es básico para encontrar la relación con el caudal aportado, especialmente con el volumen de agua y los niveles alcanzados, para luego correlacionarlos con la amenaza de inundación. Es conveniente definir secciones de control a lo largo del cauce de un río, construir esas secciones de control, medir el nivel de agua, realizar aforos para luego correlacionarlos entre si y obtener una ecuación de $Q = f(H)$, así como su comportamiento gráfico.

1.2. Antecedentes

Las inundaciones producto del desbordamiento del río Cabra, ubicado en la ciudad de Panamá, han afectado a la población asentada en sus márgenes, con consecuencias económicas importantes para el país. Informes del Sistema Nacional de Protección Civil de Panamá (SINAPROC), indican que el volumen de agua ha penetrado en las viviendas alcanzando niveles de hasta un metro y medio de altura, tras fuertes lluvias. De lo anterior se deduce la importancia socio-económica del estudio de esta cuenca para el país.

1.3. Justificación y beneficios

En la ciudad capital de Panamá, existen dos áreas bien definidas, hacia donde se han concentrado los desarrollos de proyectos urbanísticos; la región Este y Oeste. En ambas regiones existen ríos que, durante la época lluviosa representan una clara amenaza a los asentamientos humanos ya establecidos.

A raíz de las inundaciones del 17 de septiembre de 2004 en la parte baja de la cuenca del río Cabra, ubicado al Este de la ciudad de Panamá, es necesario

conocer, su respuesta hidrológica, la magnitud de los caudales de avenida, cuando se presenten eventos extremos de precipitación, cambios de uso de suelo como consecuencia del desarrollo urbanístico de su contorno para salvaguardar los asentamientos humanos que se ubican en las riberas de los ríos.

La inundación de la urbanización Prados del Este por el desbordamiento del río Cabra afectó a unas 500 familias. Otras urbanizaciones vecinas fueron también afectadas por las inundaciones y se registró un total de 13 muertos en el área. En la actualidad, las casas de Prados del Este han sido desmanteladas y el Ministerio de Viviendas de Panamá (MIVI) ha prohibido a cualquier persona residir en el área.

1.4. Objetivo General

Analizar el cálculo de los caudales de crecidas de la cuenca del río Cabra en Panamá, para encontrar la relación con el caudal, especialmente con el volumen de agua y los niveles alcanzados, para luego correlacionarlos con la amenaza de inundación.

1.5. Objetivos Específicos

- Caracterización para el cálculo del caudal de la cuenca del río cabra.
- Construir la familia de curvas de descarga de caudal de crecida con distintos métodos.
- Aplicar el análisis regional de crecidas máximas de Panamá.
- Simulación del modelo hidráulico Hec-Ras, con los caudales de crecida calculados para el área inundable de la cuenca del río Cabra.

2. Marco Teórico

2.1. Mediciones Hidrométricas

2.1.1. Medición de niveles

La medición de niveles de un río se efectúa ya sea con un limnómetro o con un limnógrafo.

2.1.1.1. Lecturas limnimétricas

Las lecturas limnimétricas son hechas por observadores en reglas llamadas limnómetros. El limnómetro es una regla graduada de centímetro en centímetro y numerada generalmente de decímetro en decímetro.

(Endesa, Hidrología). La regla se coloca en la orilla del río, firmemente empotrada y en secciones de un metro cada una. La longitud total debe corresponder, en lo posible a la variación del nivel del río y su origen o nivel cero está referido a un punto fijo (B.N.) que no debe sufrir variaciones. Cuando se combine con limnógrafo es deseable que el "0" coincida con el centro de la tubería de conexión al río.

El limnómetro es el instrumento más importante para la medida de niveles ya que a él están referidos los aforos, las lecturas y la colocación de los limnógrafos.

La sección donde deben colocarse los limnómetros debe cumplir con las normas de instalación y operación de instalaciones hidrométricas. Esta sección, por lo tanto debe tener un curso tranquilo, sin remolinos, ni resaltos ni estrechamientos y en sectores rectos del curso de agua.

La lectura del limnómetro tiene una exactitud variable. En buenas instalaciones y con niveles normales es posible hacer una lectura al medio centímetro y en algunos casos muy especiales es posible estimar el milímetro. Sin embargo, oleajes fuertes no son desusuales y por lo tanto en malas secciones y en condiciones difíciles es posible que los errores sean incluso del orden de los 5 centímetros. En estos casos la estadística calculada con lecturas limnimétricas puede considerarse únicamente aproximada.

Cuando en una sección existe únicamente limnímetros se exigen dos observaciones diarias como mínimo, por ejemplo: a las 6 y 16 horas; a las 7 y 17 horas o a las 8 y 18 horas.

Cuando en la sección existen también un limnógrafo la exigencia se rebaja a un mínimo de una lectura diaria. En algunos casos especiales (accesos difíciles) las lecturas pueden ser aun más espaciadas. En todos estos casos las lecturas limnimétricas se ocupan únicamente para controlar la inscripción limnigráfica, siendo ésta, la que se utiliza para la determinación de los caudales medios diarios.

2.1.1.2. Lecturas limnigráficas

El limnógrafo es un aparato inscriptor provisto de un mecanismo de relojería y de dispositivos que permiten dejar registradas las alturas limnimétricas en forma continua y a lo largo de un espacio de tiempo prolongado, incluso hasta meses o un año según como se haya calibrado el instrumento.

El limnógrafo produce una inscripción que debe retirarse a plazos fijos en los limnógrafos de tambor, y periódicamente (pero no en fechas estrictamente fijas) en los limnógrafos de banda continua.

La hora del grafico debe coincidir con la hora real al colocar el rollo. Cada vez que se inspeccione la estación y no se cambie el rollo deberá estamparse nuevamente la información indicada.

Si hay diferencia ya sea en el nivel o en la hora, y se hace la corrección debe dejarse constancia en el rollo. Cabe recomendar que si la diferencia en el tiempo sea mayor de 2 horas y el nivel mayor a 2 centímetros se procede a retirar el rollo y colocar uno nuevo. Esto facilitara el proceso posterior.

2.1.2. Aforos (medición de caudal)

La medición del volumen de agua que pasa por una sección transversal de un rio en la unidad de tiempo, en adelante el aforo, tiene por objetivo correlacionar el nivel o

altura de agua (h) con el caudal o gasto (Q). Los resultados se llevan a una curva llamada curva de descarga o de calibración.

(Basso, E.). El aforo debe realizarse tan detalladamente que su resultado permita dictaminar sobre las alteraciones de las condiciones del escurrimiento (sección transversal, pendiente del eje hidráulico, rugosidad, etc.).

Los aforos deben repartirse uniformemente a lo largo del intervalo comprendido entre el gasto mínimo de estiaje y el correspondiente a las crecidas máximas. Especialmente debe lograrse la medida de las crecidas poco frecuentes.

En los cursos debe efectuarse también observaciones de la pendiente del eje hidráulico (S), en algunas secciones. Con ello se podrá determinar la variación de la pendiente del eje hidráulico correspondiente a diversos niveles de agua y verificar al mismo tiempo valores anexos que acompañan a los aforos.

Se distinguen los siguientes procedimientos para medir el gasto o caudal:

1. Mediciones con molinete.
2. Otros métodos de medición
 - a) Aforos volumétricos
 - b) Aforos con vertederos
 - c) Aforos con canales Venturi
 - d) Aforos por dilución (químicos, etc.)
 - e) Aforos con flotadores
 - f) Aforos con isotopos radioactivos
3. Determinación del gasto o caudal en sectores fluviales peraltados (remansos).

De todos los métodos indicados más arriba para fines hidrológicos e hidráulicos, se recomienda el aforo con molinete, como es el caso del presente estudio.

Observaciones del nivel de agua durante la medición

Durante los aforos debe efectuarse el control limnimétrico, independientemente del que se realiza normalmente en la siguiente forma:

- En los limnógrafos debe verificarse antes y después del aforo si la pluma marca correctamente el nivel de agua y el tiempo.
- Los limnímetros deben ser leídos antes y después del aforo.

Tratándose de caudales pequeños de fuertes fluctuaciones o de canales de alimentación de evacuación de alguna central hidroeléctrica, debe leerse el limnómetro también durante el aforo en intervalos no mayores de 15 minutos. La lectura debe realizarse en lo posible con precisión de $\frac{1}{2}$ centímetro.

En el caso de que las secciones limnimétricas y de aforo no coincidan deberán efectuarse lecturas limnimétricas antes y después de cada aforo según el caso. La duración de estos controles dependerá de la velocidad con que se desplaza el escurrimiento entre el limnómetro y la sección de aforo o viceversa.

Las fluctuaciones de nivel en la sección transversal de aforo durante la medida deben ser también controladas a fin de poder relacionarlas con las fluctuaciones que se han registrado en el limnómetro principal. En estos casos se recomienda instalar un limnómetro auxiliar.

Determinación de la pendiente del eje hidráulico

(Oelsner, J.). La obtención de la pendiente del eje hidráulico es importante para determinar diversos valores hidráulicos. Debe ser efectuada solo en secciones adecuadas que cuenten con un trecho de pendiente constante.

Para medir aproximadamente la pendiente se clavan estacas en ambas orillas de un curso de agua tranquila en los límites de un sector de aforo que comienza más o menos dos veces el ancho de la sección de aforo aguas arriba de ella y termina, a una vez el ancho aguas abajo.

En caso de tratarse de trechos de longitud apreciable se recomienda tomar puntos intermedios. De estas estacas se realizan las nivelaciones pertinentes del nivel de agua.

En pequeños cursos de agua sucede a menudo que estos sectores son insuficientes, por lo tanto debe elegirse un sector de longitud tal que entre sus extremos se observe un desnivel mayor que 5 centímetros. Todos los bordes superiores de las estacas u otras marcas deben ser referidas a un punto de referencia (B.M.) común.

Debe medirse la longitud del sector estacado y la distancia de las estacas extremas a la sección de aforo. Si existe mucho oleaje debe amortiguarse este mediante la construcción de defensas adecuadas o pozos con comunicaciones estranguladas. (Cámaras quietadoras).

2.1.2.1. Aforos con molinete

Cabe distinguirse dos posibilidades de suspensión del molinete. Según el sistema de suspensión se distingue el aforo:

- a) Con molinete montado sobre barra
- b) Con molinete suspendido de cable

Al aforar con el molinete montado sobre una barra graduada se afirma esta barra sobre el lecho fluvial. El molinete es deslizado a lo largo de la barra fijándolo en cada punto en que se desea medir la velocidad.

Debe cuidarse de mantener el molinete siempre orientado normalmente a la sección de aforo delineada. De acuerdo a la profundidad y velocidad debe elegirse el tipo de barra y su longitud.

Al aumentar las profundidades y velocidades, aumentan las vibraciones de la barra. Estas vibraciones pueden, alterar el funcionamiento del instrumento y falsear la medida. También se corre el peligro que al asentar la barra sobre el lecho se produzca allí una socavación que hace variar la profundidad. Cuando en estos casos la medición llega a presentar demasiados problemas debe proceder a aforar con el molinete suspendido por cable.

El hidromensurador que afora a pie debe mantenerse alejado paralelamente del instrumento orientando sus piernas en la dirección del escurrimiento. De esta manera evita una influencia en la distribución de la velocidad de las líneas de corrientes cerca de la hélice del molinete.

Los aforos a pies son adecuados para profundidades no superiores a 1 metro y tratándose solo de cursos de agua de ancho mayor a 5 metros. En esta medida se recomienda ocupar cables marcadores sujetos en ambas orillas en puntos fijos para definir las verticales de medida, las que siempre deben conservarse iguales.

2.1.2.1.1. Usos de molinete

Solo deben ser ocupados molinetes calibrados y estos solamente cuando no hay indicios visibles de una alteración de tara. Para ellos se recurre a la revisión antes de cada aforo y durante aforos muy largos del eje y descanso de la hélice.

Los molinetes son calibrados en canales de calibración de agua estancada. La ecuación de calibración se establece de acuerdo al número de revoluciones de la hélice registradas durante un tiempo.

Cada molinete debe ser calibrado con todas las hélices que lo acompañan y según la forma en que será ocupado luego en el terreno; por ejemplo sujeto en barras, suspendido desde un cable con escandallo de cierto peso, etc. con estos antecedentes pueden juzgarse las probables fuentes de errores.

El calibrado debe ser repetido al dañarse el instrumento o después de mucho tiempo de funcionamiento.

2.1.2.2. Determinación de la sección transversal y distribución de las verticales.

(Neira, H.). La determinación exacta de la sección transversal es requisito indispensable para una medición fidedigna del caudal. Ella puede ser efectuada antes o durante el aforo.

Antes de tomar una sección de aforo permanente debe procederse minuciosamente a sondear varias veces el perfil y verificar si los resultados de este sondeo permanecen concordantes. En caso de que no se observe esta constancia deben ser registrados los motivos de su inestabilidad (embanques, socavaciones, etc.)

En adelante se llamará orilla izquierda (O.I.) aquella que se observa a mano izquierda mirando hacia aguas abajo del río. El mismo criterio se aplica a la designación de la orilla derecha (O.D.).

La división de la sección de aforo comienza siempre en la O.I. y a partir de un mismo punto de origen, señalado y del cual se deja constancia en la hoja de vida de la sección. Conviene usar la torre o el macizo de anclaje como origen si se tiene.

Se comienza con las orillas donde se determinan los puntos de cambios de pendiente, rastros de crecidas normales y máximas, y la base de la vegetación. Enseguida se toman uniformemente verticales a lo largo del cable marcado.

Para el sondeo se recomienda operar con las barras de aforo, los escandallos o varas de madera lastradas con una base metálica y dividida en centímetros y decímetros.

Cuando la sección limnimétrica y la de aforo no coinciden y tratándose de secciones poco estables también debe determinarse el perfil de la sección limnimétrica. En caso contrario los resultados de los aforos perderían mucho valor. Cuando las variaciones de la secciones limnimétrica son pequeñas basta repetir en este punto los sondeos cada cierto tiempo y después de haber pasado alguna crecida de importancia.

De acuerdo a la forma de la sección transversal se distribuyen las verticales durante el aforo tomando en cuenta siempre los puntos de cambio del declive. Cerca de las orillas y de las pilas en el caso de los puentes, deben ser tomadas más verticales. En

los demás sectores se elige una distribución uniforme y mantener esta distribución a lo largo de todos los aforos.

En épocas de crecidas y mientras el nivel del agua presenta durante el aforo fuertes fluctuaciones positivas y negativas, para ganar tiempo, pueden suprimirse algunas verticales. En todo caso jamás debe medirse con menos de 3 verticales y determinar experimentalmente el grado de corrección de estas verticales con el aforo total.

2.1.2.3. Métodos de aforo.

(T.J. Buchanan, U.S. Geological Survey), (Basso, E.). En todos los tipos de aforo, se recomienda usar el siguiente distanciamiento entre las verticales de medida, se entenderá o cabe señalar, que este distanciamiento es el mínimo aceptable.

Ancho total mínimo del río	Distancia entre verticales
Menos de 2 metros	0.20
2 - 3 metros	0.30
3 - 4 metros	0.40
4 - 8 metros	0.50
8 - 15 metros	1.00
15 - 25 metros	2.00
25 - 35 metros	3.00
35 - 45 metros	4.00
45 - 80 metros	5.00
80 - 160 metros	10.00
160 - 350 metros	20.00
Más de 350 metros	Una lectura cada 10 % redondeada a los 10 metros más cercanos

Cuadro 2. 1 Distanciamiento mínimo aceptable entre las verticales de medida.

Fuente: (Hidrometría P.H.C.A.)

2.1.2.3.1. Aforo completo por puntos.

(T.J. Buchanan, U.S. Geological Survey). En este aforo se determinan las velocidades del agua sucesivamente en distintos puntos de una vertical.

La cantidad de puntos depende de las profundidades, de las verticales y particularmente, para pequeñas profundidades de la altura de construcción del

conjunto molinete-escandallo, es decir, la distancia del eje del molinete al punto más bajo del escandallo.

Debe medirse:

1. Lo más cerca posible de la superficie; de tal manera que el molinete se encuentre siempre completamente introducido en el agua (no solo hasta el eje). Al salir parcialmente la hélice, tiende a tomar una componente de la velocidad del viento con lo que falsea la medida.
2. Lo más cerca posible del fondo del lecho; de modo que al aforar con barras se asiente el cuerpo del molinete en la plancha de la base. Al aforar con escandallos con contacto de fondo debe tratarse que el contacto se separe levemente del fondo.

Los demás puntos deben ser elegidos en tal forma que la separación entre ellos sea más reducida cerca del fondo. A medida que se acerca a la superficie puede aumentarse la distancia entre ellos.

Al aumentar la profundidad debe aumentarse la cantidad de puntos. En general se recomienda tomar las velocidades superficiales a 0.2, 0.4, 0.6, y 0.8 de la profundidad, medidas a partir de la superficie del agua.

La medida en un punto debe durar por lo menos 60 segundos o en su defecto para pequeñas velocidades debe registrarse un número de tres señales o número equivalente de revoluciones a tres señales, adaptándose a la respectiva tabla de velocidades.

Al operar con un equipo compuesto por un cronometro y un señalizador óptico o acústico como es el caso del contador automático *Gurley* se comienza a medir el tiempo al iniciarse una señal y se termina la medida al comenzar nuevamente una señal pasados los 60 segundos.

Observando la frecuencia de las señales puede deducirse si la hélice gira uniformemente. En caso que el movimiento permanezca irregular debe determinarse y registrarse el origen de esta anomalía (por ejemplo presencias de una roca en el fondo, o de un hoyo, falla instrumental, etc.).

Al término del aforo es conveniente que se comparen las profundidades determinadas durante el aforo con aquellas medidas durante el sondeo inicial. Debe tenerse cuidado de detectar visualmente las velocidades negativas y dejarse constancia de este hecho.

2.1.2.3.2. Método de los dos puntos.

(Ven Te Chow, *hidrología aplicada*). El aforo por puntos se justifica sólo cuando se trata de obtener una precisión máxima sin estar apremiado por el tiempo.

Este método consiste en hacer observaciones de velocidad en cada vertical a los 0.2, y 0.8 de la profundidad total medidos desde el fondo.

Este procedimiento simplificado de origen norteamericano se basa en el concepto de remplazar la superficie de velocidad $v = f(h)$ por un trapecio de área equivalente. La velocidad media de una vertical se obtiene como un promedio aritmético de ambas velocidades medidas.

$$V_m = \frac{V_{0.2} + V_{0.8}}{2}$$

El método falla cuando se tienen escurrimientos alterados por algún obstáculo, que puede ser alguna piedra grande o roca en las orillas, que dé origen a remolinos o corrientes transversales. Esto se refleja en las ondulaciones que presentan las curvas de velocidad, para lo cual se recomienda efectuar periódicamente algunos aforos por puntos.

Como estos remolinos se trasladan generalmente en forma de pulsaciones, ellos perjudican también al aforo completo, y por lo tanto debe tratarse de evitar las secciones que presentan estos fenómenos.

Antes de recurrir a este procedimiento asegúrese que la sección presente un régimen uniforme que se refleja en curvas de velocidad de forma parabólica sin ondulaciones.

2.1.2.3.3. Método “0.6 de la profundidad”.

Se determina la velocidad en cada vertical a los 6/10 de la profundidad total medida desde la superficie y se considera esta velocidad como v_m .

Se emplea sólo cuando el método anterior no se puede aplicar por ser insuficiente la profundidad del agua o por haber mucha vegetación a la profundidad 0.8. También se recurre a él durante una crecida que permita introducir el molinete a esta profundidad sin ser desviado demasiado de la vertical.

2.1.2.3.4. Método “de la velocidad superficial”

(Basso, E.). En casos de crecidas o cuando no sea necesario mucha precisión puede medirse en cada vertical solo la velocidad superficial.

Para tener la velocidad media de cada vertical es necesario multiplicar el resultado de la medida por el coeficiente. El valor más conveniente del coeficiente es 0.85, pero debe extrapolarse de aforos con gastos menores.

En lo posible debe tratarse en este caso de determinar separadamente el perfil de la sección mediante un escandallo pesado sin molinete o si no ocupar el perfil obtenido durante el sondeo inicial.

De acuerdo con la precisión deseada en el aforo los métodos elegidos son los siguientes:

Tipo de medida	Precisión	Método
Medidas de rendimiento, aforos para medida de características hidráulicas, medidas de filtraciones por diferencia, etc.	alta	Aforo completo por puntos
Aforos corrientes	mediana	0.2 - 0.8
Aforos aproximados	baja	0.60
Aforos en crecida, cuando no se pueden usar las dos primeras opciones.	baja	superficial

Cuadro 2. 2 Resumen de los métodos de aforo según su precisión.

Fuente: Elaboración propia.

Alteraciones que se presentan durante la medición

(T.J. Buchanan, U.S. Geological Survey). Si por algún motivo no puede llevarse a efecto la medición de todos los puntos en una vertical, debe determinarse por lo menos la velocidad superficial y continuar hacia abajo hasta donde se pueda alcanzar con el instrumento a fin de poder definir por lo menos la parte superior de la curva de velocidad.

Al aforar con el molinete montado sobre barras, debe evitarse que el molinete se apoye sobre la base de la barra al colocar la barra en una nueva vertical, para evitar que se dañe.

Durante el aforo hay que prestar atención a fin de que ningún objeto flotante (ramas, troncos, etc.) choquen contra el molinete. Cuando algún objeto se ha enredado en el instrumento debe repetirse la medición una vez que este ha sido eliminado.

El registro de la medición

Durante el aforo se ocupa un formulario en el cual se registra para comenzar el nombre de la cuenca y de la sección junto con la fecha de aforo, características del molinete, lecturas limnimétricas y nombre del hidromensor.

En el espacio correspondiente a observaciones se deja constancia si durante el aforo se ha notado algún movimiento en el lecho y que ancho abarca este movimiento.

También se anotan todos aquellos indicios que pueden influir en el resultado del aforo como puede ser intensidad y sentido del viento, temperatura del agua, presencia de vegetación, bancos de ripio o arena, existencia de dragados, paso de una crecida, etc.

Debe presentarse especial atención a la existencia de influencia artificiales (obras fluviales: puentes en construcción, vertederos, diques, etc.) que dejan alteradas las condiciones de escurrimiento de la sección limnimétrica. Cualquiera de estas anomalías, aunque parezcan insignificantes, no deben de subestimarse.

2.1.2.4. Aforo con variación de nivel

(T.J. Buchanan, U.S. Geological Survey). Ó (*Servicio nacional de meteorología e hidrología, Ecuador*). Cuando las fluctuaciones de nivel en la escala limnimétrica sean mayores que 0.10 metros se procede a determinar la lectura limnimétrica y el gasto correspondiente (en lo posible debe evitarse durante el aforo, fluctuaciones de más de 20 centímetros). Si la sección de aforo coincide o se encuentra muy cerca de la sección limnimétrica se procede a determinar durante la medida en cada vertical el nivel medio.

Si la sección de aforo está muy alejada de la sección limnimétrica entonces del nivel medio referido a este último limnómetro se obtiene correlacionando las lecturas en ambos limnómetros y tomando en cuenta la velocidad de desplazamiento de las ondas.

2.1.2.5. Aforos en secciones con mucha vegetación

Cuando existe la posibilidad de que, a lo largo del año, varíe la vegetación tanto la sección de aforo como la limnimétrica deben tratarse de mantener limpias de malezas.

En caso contrario se corre el peligro de obtener sucesivamente nuevas curvas de descarga lo que obliga a aforar con una frecuencia de por lo menos una vez al mes.

Cuando es necesario aforar con vegetación, el aforo no se diferencia de un aforo en condiciones normales. Solo debe despejarse de vegetación la sección en que se desplaza el molinete dejando el resto intacto, a fin de no altera la relación caudal-nivel.

De este modo se obtiene un conjunto de curvas de descarga correspondiente, cada una, a un estado de avance de la vegetación.

2.1.3. Instrumental hidrométrico

2.1.3.1. Molinete Gurley

En el estudio de la cuenca del río Cabra se utiliza el molinete *Gurley* de eje vertical. (*W. & L.E. Gurley, William Gunn Price*). Este molinete consta de una rueda de cazoletas montada sobre un eje vertical, apoyado en dos descansos. En la parte superior el eje acciona un contacto colocado en el interior de una cámara. Es posible obtener que este contacto produzca un contacto al cabo de una o cinco revoluciones. *Debe tenerse especial cuidado en observar el contacto que se está usando.*

El empleo del molinete debe efectuarse de acuerdo con las instrucciones del fabricante, que incluyen el cambio del aceite después de cada empleo. Es necesaria una limpieza acuciosa y permanente del instrumento.

(T.J. Buchanan, U.S. Geological Survey). “No se recomienda el uso del molinete *Price* si la velocidad es inferior a 10 cm/s (para errores de agua pequeños y de poca profundidad existe la versión de este molinete en tamaño reducido llamado pigmeo, el que se debe utilizar montado en barra para estos casos.)”

El molinete *Price* es de construcción muy robusta, y es fácilmente transportable. Como además es muy resistente al mal trato se recomienda su empleo en hidrometría general. No se utilizara este instrumento en los siguientes casos:

- a) Aforos con barras en ríos de poca profundidad
- b) Mediciones de precisión a cualquier velocidad
- c) Mediciones en crecidas mayores a 3 m/s.
- d) Mediciones en secciones especialmente turbulentas (se entiende que no ha sido posible encontrar una sección de aforos que esté de acuerdo con las recomendaciones respectivas).

La existencia de altas concentraciones de sedimento lo afectan menos que los molinetes *Ott*.

2.1.3.2. Molinete Ott.

(OTT MESSTECHNIK GmbH & Co. KG.) “Ott, mantiene una reputación internacional desde el siglo XIX en el campo de hidrometría.” Es el más grande productor de sistemas completos de hidrometría.

2.1.3.2.1. Nautilus C 2000.

(Molinete Ott, medidor puntual). Sensor de caudal por inducción magnética está diseñado para la medición puntual de velocidades muy bajas, desde 0.000 m/s hasta 2.5 m/s para el estándar.

Es ideal para condiciones en las que los molinetes convencionales no pueden ser usados por ejemplo en aguas contaminadas, zonas marginales de los márgenes de los ríos, aguas someras, etc.

La velocidad en m/s es mostrada directamente en el claro display del indicador de velocidad portátil SENSE Z 300. También está diseñado para largos períodos de medición por ejemplo en combinación con un notebook/PC vía interfaz RS232 para registrar los diagramas de caudal.

2.1.3.2.2. OTT Molinete Universal C31.

(Molinete Ott, medidor puntual). Define el estándar para la medición de caudal en ríos, canales abiertos, etc. Está diseñado para el monitoreo del caudal en combinación con barras o suspendido por cable mediante un torno desde un puente o bote.

Diversos accesorios tales como piezas centrales (escandallos), tornos simples o de orilla a orilla complementan y permiten establecer una estación de aforo completa.

2.1.3.2.3. Ott ADC.

(Molinete Ott, medidor puntual). Medidor de flujo acústico y digital portátil está diseñado para medir la velocidad y el caudal en cauces naturales, ríos, arroyos y canales abiertos. Utilizando los principios de medición acústica más modernos y combinado con un mejorado procesador de señal de alta precisión, el equipo proporciona datos muy precisos y confiables.

El equipo lleva integrado un sensor de presión de alta precisión que proporciona lecturas de profundidad automáticas para la determinación de profundidades individuales y verticales e indica al usuario la correcta posición de sensor en cada momento para la medida.

El instrumento puede ser montado y fijado fácilmente en diferentes tipos de barras estándar de medición y permite el cálculo del caudal basado en los estándares internacionalmente reconocidos ISO y USGS.

2.1.3.2.4. Ott QLiner.

(Molinete Ott, medidor puntual). El instrumento Ott QLiner mide caudal (gasto) en ríos y canales. Provee una información detallada y precisa acerca del flujo del río y entrega sus resultados rápida y seguramente.

El instrumento es desplazado de eje vertical en eje vertical desde un puente, polea de orilla a orilla, bote o torno. Esto permite por un lado medir el perfil de velocidades vertical así como la profundidad en las secciones seleccionadas.

El programa "on-line" calcula el caudal combinando la velocidad e información de profundidad. El resultado es entregado en el momento en que se termina con la medición. El sistema QLiner consiste en unidad DCP (Doppler Current Profiler) un barco para sujetar el perfilador, un transmisor Blue Tooth, una PDA a prueba de agua y el programa necesario "QLiner para Pocket PC" así como el programa para la PC " QLiner review.exe".

2.2. Datos Hidrométricos

2.2.1. Niveles

2.2.1.1. Niveles obtenidos de lecturas limnimétricas

El proceso de los datos es muy sencillo ya que solo se trata de prepararlos para obtener a partir de ellos el caudal.

(P.H.C.A.). Lo primero que debe hacerse es revisar cuidadosamente las lecturas recibidas del observador, pasándolas en limpio en lo posible.

Antes de copiarlos es necesario una rápida revisión comparándola con las lecturas del mes anterior, debe haber continuidad en los niveles de agua y estado del tiempo.

Si existen más de dos lecturas diarias se utilizada para el cálculo del caudal un promedio de las lecturas, siempre que la diferencia en la mayor y menor de ellas no sobrepase 0.10 metros en los ríos cuya variación total de nivel sea superior a 1 metro.

Si la diferencia es superior a 0.10 metros o si la variación total del nivel del río es inferior a 1 metro los valores no se promedian, ya que todos los valores se utilizan para el cálculo del caudal. Para el cálculo de los caudales se prefiere siempre el limnógrafo a limnómetro.

2.2.2. Calculo de aforo.

2.2.2.1. Completo por puntos

(T.J. Buchanan, U.S. Geological Survey), (Endesa, hidrología). El cálculo de la velocidad medida en cada punto se realiza usando la ecuación de calibración del molinete.

Las velocidades medidas en cada vertical se registran en una hoja de papel milimetrado en función de las profundidades correspondientes. Para ello se opera solo con unidades métricas. Se expresan las profundidades en metros, las velocidades en metros por segundo (m/s), y el área limitada por la curva de velocidad y la altura en m^2/s , colocando los valores con tres cifras significativas.

Debe dejarse constancia en cada área de velocidad del valor de la superficie medida, su equivalente en m^2/s y de la distancia de la vertical al origen.

En otro gráfico se representa el área de la sección mojada (m^2) para la cual se recomienda usar como escala para las profundidades diez veces la escala de las distancias horizontales.

Estos valores se aplican frente a cada distancia horizontal hacia abajo dejando hacia arriba suficiente espacio para la curva integral del gasto y demás curvas que se desean registrar.

En lo posible los perfiles de los aforos realizados en una misma sección deben ser dibujados siempre con la misma escala a fin de facilitar más tarde la comparación de las secciones. Todos los aforos deben estar referidos a un mismo origen de referencia horizontal.

Los valores de las superficies de velocidad (S_v) son llevados a una escala adecuada a partir de la distancia horizontal de cada vertical. Estos puntos se unen también por

medio de una línea de curvaturas suaves. La superficie del área limitada por esta línea y el eje horizontal representan el valor del gasto Q (m^3/s) medido.

En la mayoría de los casos puede identificarse con suficiente precisión la velocidad superficial con la velocidad medida en el punto más cercano a la superficie.

Debe tratar de cerrarse la curva tangencialmente. Se puede tomar como velocidad en el fondo a la mitad del valor de la velocidad medida en el punto más cercano al lecho. Las superficies de velocidad (S_v) de las distintas verticales deben ser dibujadas en el mismo orden en que fueron medidas.

2.2.2.2. Método de dos puntos.

(Ven Te Chow, *hidrología aplicada*). Cuando el aforo se ejecuta con el fin de ser calculado por el método de los dos puntos se medirán velocidades a 0.2 y 0.8 veces la profundidad en cada vertical. La velocidad media en la vertical se calcula promediando las velocidades medidas.

Las velocidades medias se multiplican por las profundidades de las verticales correspondientes obteniéndose así los valores de las superficies de velocidades S_v . Estos últimos se aprovechan para determinar gráficamente la curva integral del gasto o aritméticamente aplicando los métodos de sección media o semi-sección que se explican a continuación.

2.2.2.2.1. Método de sección media.

Se considera que la sección transversal está compuesta por cierto número de franjas, limitadas cada una de ellas por dos verticales adyacentes.

Tenemos que v_1 la velocidad media en la primera vertical y v_2 la velocidad media adyacente, y siendo d_1 y d_2 las profundidades totales medidas en las verticales 1 y 2 respectivamente, y b la distancia horizontal entre las verticales, el gasto de una franja será:

$$Q = \left(\frac{v_1 + v_2}{2} \right) \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \right) b$$

Esta operación se repite para cada franja y el gasto o caudal total se obtiene sumando el resultado obtenido para cada una de ellas.

2.2.2.2. Método de la semisección.

Para calcular el gasto de cada franja, se multiplica la velocidad media y profundidad de cada vertical por la anchura correspondiente medida a lo largo de la línea de superficie. Esta anchura representa la suma de la mitad de la distancia entre verticales adyacentes. Puede evaluarse el valor de v_d en las dos medias anchuras próximas a las márgenes. El gasto total se calcula de la manera siguiente:

$$Q = v_1 d_1 \left(\frac{b_1}{2} + \frac{b_2}{2} \right) + v_2 d_2 \left(\frac{b_2}{2} + \frac{b_3}{2} \right) + \dots$$

2.2.2.3. Método “de la velocidad superficial”.

(Basso, E.). Cuando se cuenta en una sección con cierta cantidad de aforos completos por puntos, se establece para cada medida la relación entre la velocidad media v_m y la velocidad media superficial v_{ms} .

$$\beta = v_m / v_{ms}.$$

Estos valores se llevan a un gráfico en función de las alturas limnimétricas correspondientes a cada aforo, tomando el eje de las ordenadas (vertical) para los valores de h y el eje de las abscisas para los valores de β .

Los puntos se promedian con una curva. En caso de no contar con valores para crecidas, estos podrán ser determinados mediante una extrapolación de la curva β . Luego midiendo las velocidades superficiales y calculando v_{ms} se podrá conocer a través de la curva β el valor de la velocidad media v_m y determinar así aproximadamente el valor Q .

En caso de contar solo con un pequeño número de aforos que no permitan definir la curva β , se puede reducir, como una primera aproximación, las velocidades superficiales a velocidades medias afectándolas con el coeficiente 0.85.

2.3. Revisión de los aforos.

(O.M.M.; Endesa). La revisión de aforos y el trazado armónico de las curvas de descarga es fundamental para el cálculo e interpretación correcta de los caudales de un río. En las estaciones de aforo, se determina la relación altura-caudal.

Los aforos ya calculados y revisados, se ubican en un solo gráfica con el fin de definir la curva de descarga fundamental. Luego de esto se aceptarán en general como buenos, todos los aforos que tengan una desviación de $\pm 5 \%$ con respecto a la última curva de descarga.

Si existen aforos que salgan notoriamente fuera de la tendencia general del grafico y que no estén definiendo una nueva curva de descarga, deberá estudiarse todos los aspectos necesarios hasta definir la causa de esta anomalía. En especial debe verificarse lo siguiente:

- Revisar el nivel de agua durante el aforo, si la estación dispone de limnígrafo debe verificarse con el grafico o con registros de estaciones vecinas.
- Determinar si el aforo fue hecho en el lugar habitual u otro diferente.
- Revisar cuidadosamente el perfil transversal de la sección de aforo para determinar posible socavación o embanque, y/o errores en las medidas de profundidad.
- Verificar el estado del molinete en el momento de efectuar el aforo, pues muchas veces ha sucedido que se ha cambiado el molinete viejo por otro nuevo, sin notificarle al procesador en la oficina, notándose inmediatamente otra tendencia en los aforos realizados con el molinete nuevo.
- Leer detalladamente las anomalías indicadas por el aforador en el momento de efectuar el aforo tratar de interpretarlas. Ejemplo acumulación de

vegetación en la hélice del molinete, tronco sumergido, roca delante del molinete, etc.

- Recalcular el aforo teniendo en cuenta especialmente las correcciones por:
 - Flujo desviado de la normal a la sección de aforos donde se efectuó la medida. En este caso debe multiplicarse el gasto o caudal obtenido en la sección por el coseno del ángulo que forma la corriente con la normal a la sección de aforos. Esto sucede muy a menudo cuando se afora desde puentes y en estiajes aparecen bancos de arena a sus lados.
- Comparar las velocidades obtenidas en diferentes aforos para una misma vertical de medida y en lo posible con igual tirante de agua.
- Verificar experimentalmente si los coeficientes que se están usando para calcular la velocidad media, v_m , en una vertical son adecuados para el río donde se están efectuando las medidas.

Especial atención debe dedicarse en los aforos dudosos, al factor geométrico y factor hidráulico de la sección definidos por:

$$\text{Factor geométrico} = A R^{\frac{2}{3}}$$

$$\text{Factor hidráulico} = \frac{\sqrt{S}}{n} = \frac{Q}{nR^{\frac{2}{3}}}$$

Donde:

Q = caudal en la sección, que se obtiene de las medidas con molinete, en m³/s.

A = área de la sección de aforo, que se obtiene del perfil de la sección, en m².

R = radio hidráulico de la sección, que se obtiene del perfil de la sección, en m.

S = pendiente de la línea de energía que en caso de régimen uniforme se puede tomar directamente como la pendiente del eje hidráulico.

n = coeficiente de rugosidad de Manning, dado en diferentes textos de hidráulica y que se puede verificar experimentalmente con las medidas anteriores.

Estos factores deben variar en forma continua y suave de acuerdo con las diferentes alturas del tirante de agua. Cualquier alteración de ellos que no represente una

nueva tendencia, o nueva curva de descarga, puede corresponder a un error en las medidas del terreno.

2.4. Revisión y trazado de curvas de descarga.

(Arriagada A.). Al revisar el trazado de la curva de descarga conviene tener en un solo gráfico, todas las familias de curvas de descarga trazadas a la fecha para la misma sección, con el objetivo de definir la curva de descarga fundamental de la sección limnimétrica en estudio.

Se definirá como curva de descarga fundamental de una sección limnimétrica de un río, aquella que ha permanecido por más tiempo válida en dicha sección y en torno a la cual oscilan todas las curvas nuevas. Las curvas se mueven debido a los embanques y/o socavaciones que se producen en la sección limnimétrica.

Para el trazado armónico de la curva de descarga de la sección en estudio se toma en cuenta lo siguiente:

- Debe haber un suceso hidrológico (crecida fuerte) que justifique un cambio de curva. Este suceso hidrológico debe verificarse con la mayor acuciosidad posible estudiando perfiles de la sección y ondas de crecidas.
- Todas las curvas de descarga deben tener la misma forma.
- Para caudales muy grandes los efectos de la socavación y el embanque son despreciables, por lo tanto, todas las curvas deben tener un punto común en su parte superior (tangente).

La socavación o el embanque de sedimentos tiene mayor influencia para caudales pequeños, lo que puede mover la parte baja de la curva en algunos centímetros (Shift).

- El caudal resultante de los cálculos hechos con estas curvas debe ser consecuente con los factores meteorológicos de la cuenca. Una forma de mantener un control permanente la constituye el expresar la escorrentía media en milímetros y compararla con la lluvia media caída en la cuenca.
- El caudal resultante debe ser consecuente con los caudales obtenidos en secciones aguas arriba de la sección considerada (Q menores) y con las secciones aguas abajo (Q mayores).

Si por ejemplo se tiene en un río tres estaciones designadas: 1 aguas arriba, 2 intermedia y 3 aguas abajo de la 2.

Entonces: $Q_1 < Q_2 < Q_3$, estas relaciones también pueden verificarse por las ondas de crecida. Esta condición que parece obvia, muchas veces no se toma en cuenta y a veces aparecen publicaciones de anuarios hidrológicos con estos errores.

Para efectuar las verificaciones indicadas en estos dos últimos puntos debe procederse por aproximaciones sucesivas calculando primero la estadística con una curva y luego se comparan los volúmenes de escorrentía anuales con una precipitación característica de la cuenca o con los volúmenes de escurrimiento de una estación pluviométrica base.

Esta comparación se hace utilizando el sistema de curva de doble masa. (Suma de volúmenes escurridos versus suma de precipitación). Si la estimación es correcta los puntos se alinearán en una línea recta.

El caudal calculado para una creciente determinada debe caber en la sección de aforo, sin dar velocidades medias exageradas. Esto se comprueba fácilmente despejando la velocidad media de la fórmula del caudal $Q = v_m * A$

Deben extrapolarse las curvas de descarga por algún método analítico, para independizar el trazado de las distintas curvas del criterio del cálculo que se está haciendo en el trabajo.

2.4.1. Forma de la curva de descarga.

(Kasimiers Debski; Neira H.). La forma de la curva de descarga dependerá esencialmente de la forma geométrica de la sección limnimétrica y de la pendiente del eje hidráulico del agua. En forma general las curvas de descarga, se pueden dividir en curvas simples o compuestas.

Si la sección transversal limnimétrica es uniforme, numerosos estudios de curvas de descargas han demostrado que los caudales pueden expresarse por medio de la ecuación de una parábola de orden superior de la siguiente forma:

Donde:

$$Q: \text{Caudal m}^3/\text{s} \qquad Q = k (h-h_0)^n$$

K, h_0 , n: Constantes a determinar

h: Nivel del agua

Si el fondo del río es estable y no cambia según los distintos caudales que pasen, entonces siempre se tendrá una sola curva de descarga referida a una misma escala (curva fundamental).

Si por el contrario, el lecho del río es inestable o las condiciones de escurrimiento son variables, la curva de descarga variará en mayor o menor grado según sean estos cambios alrededor de la ya definida curva fundamental de la estación.

Otras causas que influyen la variación de la curva de descarga son:

- 1) Error en las medidas del terreno.
- 2) Cambio de posición de escala y/o cambio del cero de la escala.
- 3) Crecimiento de plantas acuáticas.
- 4) Efecto de remanso por estructuras aguas abajo o por el efecto de otro río con el que se une cerca de la estación.

- 5) Construcciones temporales en el lecho del río que cambia el régimen hidrodinámico.
- 6) Efecto de aro o histéresis cuando el río va creciendo los aforos tienden a caer bajo la curva de descarga y cuando el río empieza a decrecer tienden a caer por encima de la curva de descarga fundamental.

2.5. Extrapolación de curvas de descarga.

En este acápite se mencionan los distintos métodos para extrapolar curvas de descarga en la parte alta, que es la más importante para evaluar las crecidas.

Esto no quiere decir que todos los métodos sirvan para un caso específico de estudio de curva de descarga, *debiéndose escoger el más adecuado para la sección en estudio.*

En general, el trazado y estudio de las curvas de descarga debe ser elaborado por un profesional con suficiente experiencia y criterios en hidrología, pues de otra manera se está expuesto a cometer grandes errores en el cálculo de los caudales. Los métodos más conocidos para la extrapolación de la parte alta de las curvas de descarga:

2.5.1. Extrapolación gráfica

Su uso se justifica como una primera aproximación del dato que se quiere dar y nunca debe dejarse de confirmar posteriormente por otros métodos.

Una vez obtenida la serie de aforos se ubican en un gráfico en papel natural semi-logarítmicos o doble logarítmico llevando en ordenadas los niveles y en abscisas los caudales. Con ayuda de una “cercha” o “curvímetro” se traza una curva suavizada por todos los puntos y se prolonga más allá del último aforo medido según la tendencia observada en la curva. Este método se usa con más frecuencia en papel natural.

2.5.2. Área – Velocidad Media

El caudal queda en general por lo expresión:

$$Q = A * v_m$$

(Franco A. y Neira H.). Siendo A la superficie encerrada por el perfil de la sección limnimétrica para una altura de agua determinada, y v_m la velocidad media correspondiente a esa misma altura.

Con el perfil de la sección limnimétrica es fácil determinar una curva de variación del área con respecto a la altura de agua obteniendo una curva cóncava. Como la que se muestra en la figura 5.5. Al mismo tiempo, de todos los aforos de la sección puede determinarse la velocidad media, v_m del agua.

$$\text{Velocidad media (m/s)} \quad v_m = \frac{Q}{A}$$

Luego se construye una curva entre altura de agua y velocidad media v_m , obteniéndose en general una curva que tiende a un valor asintótico para velocidades altas. Luego en este método el problema se reduce a extrapolar la curva de velocidad media.

2.5.3. Método de Stevens

(Chester O. Wisler and Ernest Brater; Ven Te Chow, Hidráulica de canales abiertos).

Este método de Stevens o $A\sqrt{D}$ se utiliza para ríos relativamente anchos y poco profundos. Es una modificación de la formula de Chezy para canales abiertos en que el caudal queda dado por la expresión. $Q = A \cdot C \sqrt{SR}$ (Chezy).

A: área en m^2

S: Pendiente del eje hidráulico

R: Radio hidráulico, que para cauces anchos y poco profundos se reemplaza por la profundidad media $D = \frac{A}{a}$ en metros

a: Ancho del rio en la superficie del agua, en metros

C: Constante adimensional

Luego queda:
$$Q = C\sqrt{S} A\sqrt{D}$$

Al igual que en la formula de Manning el factor hidráulico $C\sqrt{S}$ para valores altos del limnómetro tiende a hacerse constante y por consiguiente si se lleva a un grafico los valores de Q versus los valores de $A\sqrt{D}$ se obtendrá una línea recta.

Para aplicar este método se construye un grafico como el indicado en la figura 5.6, grafico para la extrapolación de Stevens.

2.5.4. Formula de Manning

(Arriagada A.; Neira H.; Ven Te Chow, Hidráulica de Canales Abiertos). Aunque la formula de Manning esta deducida para canales y en condiciones de flujo uniforme, la experiencia de los últimos años indica que es un valioso instrumento para analizar las características hidráulicas y geométricas de los aforos realizados.

Además cuando se tiene una creciente, la pendiente del eje hidráulico toma un valor promedio pasando por alto las pequeñas variaciones en la pendiente del lecho. Es por esto que las formulas para canales abiertos pueden aplicarse a caudales naturales con mayor seguridad a los estados altos que a los bajos, pues estos últimos quedan notoriamente influenciados por las condiciones del lecho.

El caudal Q queda dado por la expresión:

$$Q = AR^{\frac{2}{3}} \frac{\sqrt{S}}{n}$$

A: área en m²

R: radio hidráulico en m

Perímetro mojado en m

Pendiente del eje hidráulico se determina con las mediciones en terreno inmediatamente después de una crecida. Régimen uniforme

El término $AR^{2/3}$ depende solo de las características geométricas de la sección y mediante el correspondiente perfil de la sección puede conocerse para cualquier nivel del agua. Este término se llamara de aquí en adelante *factor geométrico*, el que se puede calcular para cada aforo con las medidas directas que se han tomado.

A continuación se construye una curva $h = f(AR^{2/3})$ como se indica en la figura 5.7, extrapolación con la fórmula de Manning.

Al término $\frac{\sqrt{S}}{n}$ se le puede denominar factor hidráulico pues considera la rugosidad del lecho y la pendiente del eje hidráulico. Este término, algunas veces tiende a un valor asintótico para niveles altos del río.

La curva $h = f\left(\frac{\sqrt{S}}{n}\right)$ figura 8.7, en que alturas de aguas está en ordenadas y $\frac{\sqrt{S}}{n}$ en abscisas, es por lo tanto de extrapolación relativamente sencilla.

Con la extrapolación de estas curvas se pueden determinar también los caudales para aquellas alturas de agua en que no se han obtenido aforos.

Al haber un cambio, ya sea en el factor geométrico o hidráulico, éste queda claramente reflejado en las gráficas antes mencionadas mediante un desfase de las curvas respectivas.

2.5.5. Método de Grushannin (Ruso)

Últimamente en Rusia, a través del estudio de numerosos ríos en general de pendiente suave han desarrollado la siguiente fórmula para definir un factor de cauce llamado M.

$$M = \frac{D(g \cdot a)^{0.25}}{Q^{0.5}}$$

En donde:

D: profundidad hidráulica

A: área de la sección en m^2

a ó T: ancho del río en m

Q: caudal m^3/s

G: aceleración de gravedad en m^2/s

Debe definirse el valor de M con los aforos y con ayuda de los datos restantes del perfil de la sección se puede extrapolar el caudal:

$$Q = \frac{D^2(g \cdot a)^{0.5}}{M^2}$$

El método no es aplicable a los siguientes casos:

- Ríos con secciones inestables por efectos de socavación y embanque.
- Secciones de ríos influenciados por remansos.
- Secciones de río que tengan aguas muertas o flujo irregular.
- Cauces de río con vegetación acuática.

En la región centroamericana el valor de M no tiende a ser constante, como el método lo plantea (determinado en Rusia), como es el caso de ríos con pendientes fuertes, sino que podrá tener pequeña variación entre el máximo y el mínimo, debido a esta pequeña variación la función $M = f(h)$ es fácil de extrapolar.

2.5.6. Curva Analítica

(O.M.M.; Arriagada A.). La determinación de la curva analítica tiene gran valor, pues permite independizarse del criterio de los calculistas cuando dibujan una curva de descarga. Su simplicidad lo hace, por otra parte, preferido en los casos en que con la existencia de suficientes datos se puede evitar el recurrir a los métodos enunciados anteriormente.

2.5.6.1. Curva exponencial.

El resultado de la investigación de muchas curvas de descarga ha llegado a la conclusión que estas pueden quedar representadas por la ecuación de una parábola de orden superior tangente al eje de las ordenadas, en este caso el caudal queda dado por la ecuación:

$$Q = K (h-h_0)^n$$

Q: Caudal en m^3/s

H: nivel de agua leído en la escala

K, h_0 , n: constantes a determinar

Aplicando logaritmos a la ecuación anterior:

$$\text{Log } Q = \text{Log } K + n \text{ Log } (h-h_0)$$

Se ve claramente que en escala log-log esta es la ecuación de una recta referida a los ejes coordenados $\text{log } (h-h_0)$ y $\text{log } Q$.

El valor de h_0 , representa la altura para la cual el caudal es nulo pudiendo ser positivo o negativo según que la escala esté en la posición 1 o 2.

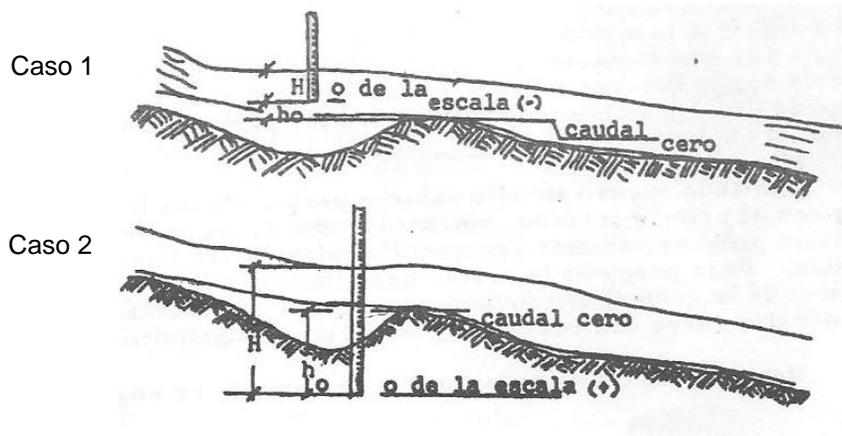


Figura 2. 1 Determinación de la constante h_0 a partir del perfil longitudinal.
Fuente: (Hidrometría P.H.C.A.)

La determinación de h_0 se puede efectuar en campo cuando se miden los caudales bajos.

De lo anteriormente expresado se deduce la importancia que aguas abajo de la sección exista un *buen control estabilizado* para que no cambie h_0 y así permanezca inalterable la expresión analítica de la curva de descarga.

Sin embargo, no en todas las corrientes es posible. Se distinguen cuatro métodos, aparte de la nivelación, para estimar h_0 :

- a) Prueba y error
- b) Método aritmético
- c) Método gráfico
- d) Método matemático

Con la disposición actual de herramientas de cómputo, el método matemático es el más conveniente.

Una vez conocido h_0 , es más fácil determinar las otras dos constantes K y n , ya sea gráficamente o por medio de regresión lineal de las variables transformadas, mediante logaritmos y aplicando mínimos cuadrados.

2.5.6.1.1. El método gráfico:

El obtener en el papel log-log una curva con la concavidad hacia abajo, figura 5.9, indica que el h_0 correspondiente a esta sección es negativo y para rectificarla hay que sumarle una cantidad "x" de centímetros para hacerla subir; ya que lo que se lleva en ordenadas es $(h-h_0)$. En este caso h_0 es negativo resultado:

$$h-(-h_0) = h+h_0$$

Sumando sucesivamente valores para distintos h_0 de acuerdo con el primer trazado se obtiene una sucesión de curvas las cuales progresivamente van disminuyendo su curvatura hasta llegar a una recta.

Una vez que se tiene la familia de curvas, se elige la mejor centrada. Esta recta se dibuja aparte precisando bien los puntos y trazándola lo más compensada posible.

De esta recta se deducen los valores de la ecuación

$\text{Log } Q = n \log (h-h_0) + \log K$ es decir

$$Y = a * X + b$$

En donde:

$$a = A/B$$

$$A = N \sum XY - (\sum X) (\sum Y)$$

$$B = N \sum X^2 - (\sum X)^2$$

$$b = Y_{\text{prom}} - aX_{\text{prom}}$$

2.5.6.1.2. El método matemático

Consiste en la regresión, ya sea lineal o no lineal. En la regresión lineal se usan los logaritmos de h y Q , mientras que la regresión no lineal, se usan los datos sin transformación.

Mediante la regresión no lineal (método matemático) se pueden determinar, directamente, las tres constantes de la curva de descarga, K , n y h_0 .

Con la ayuda del programa statistic se pueden calcular las constantes a partir de los aforos conocidos.

2.6. Elaboración del mapa topográfico

Un levantamiento topográfico permite trazar mapas o planos de un área, en los cuales aparecen:

- Las principales características físicas del terreno, tales como ríos, lagos, reservorios, caminos, bosques o formaciones rocosas; o también los diferentes elementos como represas, diques, fosas de drenaje o canales de alimentación de agua;
- Las diferencias de altura de los distintos relieves, tales como valles, llanuras, colinas o pendientes. Estas diferencias constituyen el perfil vertical.

2.6.1. Modelo digital de elevación

Estructura

En forma general, la unidad básica de información en un modelo digital de elevación (DEM) es un punto acotado, definido como una terna compuesta por un valor altitud, z al que acompañan valores correspondiente de x e y . Las variantes aparecen cuando estos datos elementales se organizan en estructuras que representan relaciones espaciales y topológicas.

Mientras que los mapas impresos usan casi exclusivamente una única convención, las curvas de nivel, para la representación de la superficie del terreno.

Las estructuras de datos en los sistemas de información geográfico SIG y por extensión los modelos digitales de elevación, se han dividido en dos grupos en función de la concepción básica de la representación de los datos: vectorial y raster:

- El modelo de datos vectoriales está basado en entidades u objetos geométricos definidos por las coordenadas de sus nodos y verticales.

Estructuras vectoriales

Contornos: polilíneas de altitud constante (utilizados normalmente en mapas impresos).

TIN: red de triángulos irregulares unidos (el terreno queda representado por el conjuntos de superficies planas (triángulos)).

- El modelo de datos raster está basado en localización espacial, a cada una de las cuales se les asigna el valor de las variables para la unidad elemental de superficie.

En el modelo raster, los datos se interpretan como valor medio de unidades elementales de superficie no nula que tésenla en el terreno con una distribución regular, sin solapamiento y con recubrimiento total del área representada, estas unidades en procesos de imágenes se llaman píxeles.

Estructura ráster

Matrices regulares: malla de celdas cuadradas (más utilizada, estructura de fácil manejo informático).

2.7. Análisis regional de crecidas máximas en Panamá.

2.7.1. Determinación de las ecuaciones que definen la relación entre la crecida media anual y el área de drenaje de la cuenca.

(Análisis regional de crecidas máximas en panamá 2008). Para establecer los límites de las regiones con igual comportamiento de crecidas, se toma en consideración el área de drenaje la cual está relacionada con el indicador de crecidas, y puede utilizarse como una base confiable para la estimación de la magnitud de las crecidas en cuencas no aforadas.

Para esto, se relaciona el área de drenaje de la cuenca y el promedio de todas las crecidas máximas anuales registradas durante un periodo establecido (1971-2006), en las estaciones hidrológicas limnigráficas convencionales, operadas por la Empresa de Transmisión Eléctrica S.A. (ETESA) y las estaciones limnigráficas activas con registro largo manejadas por la Autoridad del Canal de Panamá. En la figura 2.2, se muestran las relaciones obtenidas.

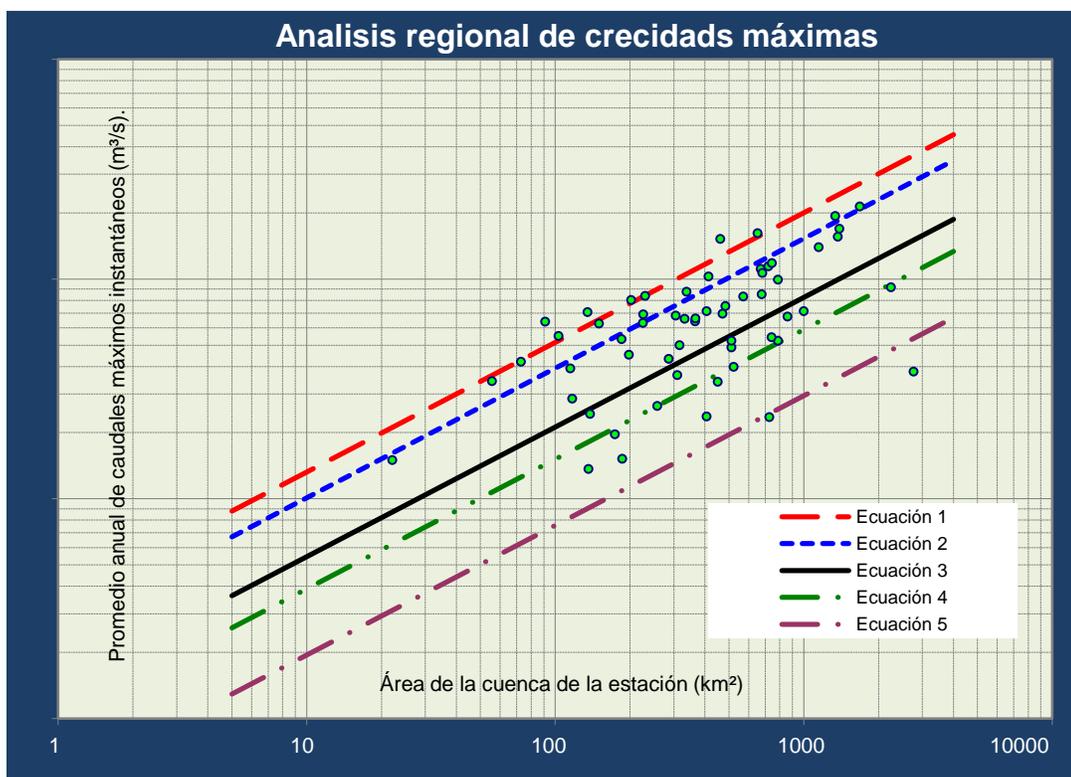


Figura 2. 2 Ecuaciones que definen la relación entre la crecida media anual y el área de drenaje de la cuenca.
Fuente: Análisis regional de crecidas máximas en Panamá, 2008.

Análisis Regional de Crecidas Máximas.	Año 2008, Período 1971-2006
Ecuación 1	$Q_{\text{máx}} = 34A^{0.59}$
Ecuación 2	$Q_{\text{máx}} = 25A^{0.59}$
Ecuación 3	$Q_{\text{máx}} = 14A^{0.59}$
Ecuación 4	$Q_{\text{máx}} = 9A^{0.59}$
Ecuación 5	$Q_{\text{máx}} = 4.5A^{0.59}$

Cuadro 2. 3 Ecuaciones para el cálculo de caudales promedios máximos instantáneos.
Fuente: Análisis regional de crecidas máximas en Panamá, 2008.

Estas relaciones permiten estimar la crecida promedio anual de las cuencas no controladas a partir de su área de drenaje en km^2 y de su ubicación en el país.

2.7.2. Elaboración de la curva de frecuencia adimensional.

(Análisis regional de crecidas máximas en panamá 2008). Dado que el interés es conocer los caudales máximos instantáneos que se puedan presentar en un sitio

determinado para distintos periodos de recurrencia, se elaboran las curvas de frecuencia adimensional.

Primero se calcula para todas las estaciones hidrológicas, pero especialmente en aquellas con el registro más largo y representativas del área, la relación entre el caudal máximo instantáneo anual y el promedio del caudal máximo de todo el registro $Q_{\text{máx.}}/Q_{\text{prom.máx.}}$, para convertir el caudal máximo a valores adimensionales, I_i .

Luego, a la serie de datos adimensionales, I_i , de cada una de las estaciones, se les calcula la probabilidad de ocurrencia mediante la fórmula de probabilidad de Weibull:

P = es la probabilidad

m = es el número de orden.

n = es el número de datos.

$$P = \frac{m}{m + 1}$$

Estos datos se graficaron en papel logarítmico de probabilidades resultando cuatro distribuciones de frecuencia (figura 2.3 a la 2.6). Esta delimitación se hace basándose en el hecho de que estos valores adimensionales de estaciones hidrológicamente similares tienden a agruparse en una línea recta.

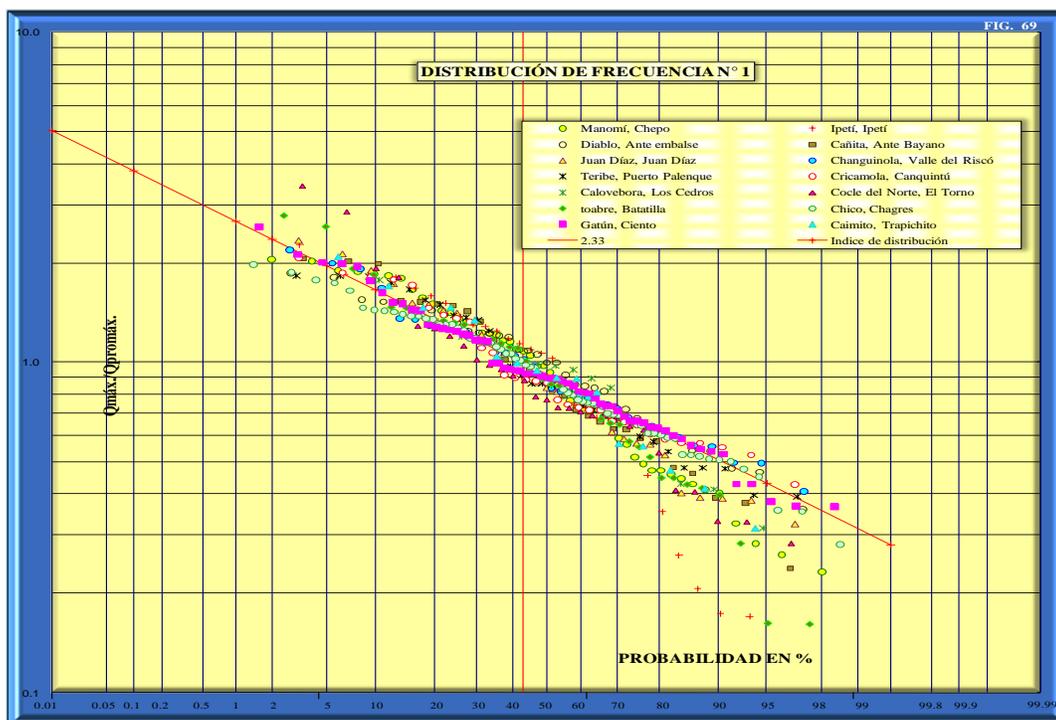


Figura 2. 3 Distribución de frecuencia N° 1
Fuente: Análisis regional de crecidas máximas en Panamá, 2008

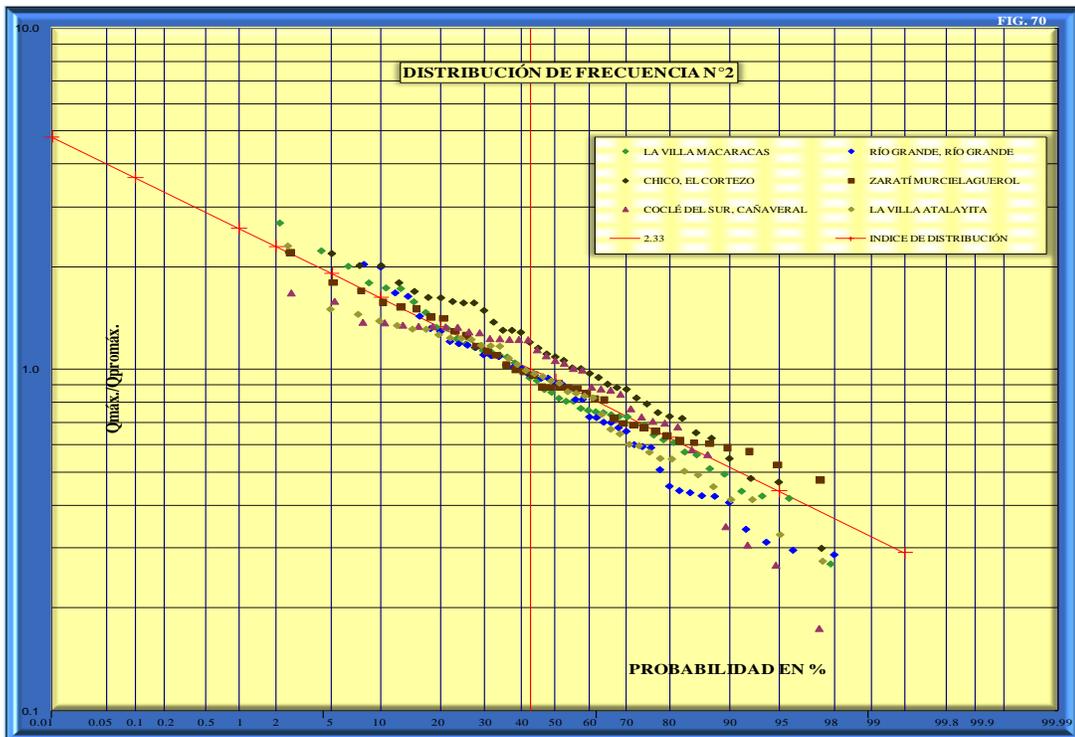


Figura 2. 4 Distribución de frecuencia N° 2
 Fuente: Análisis regional de crecidas máximas en Panamá, 2008

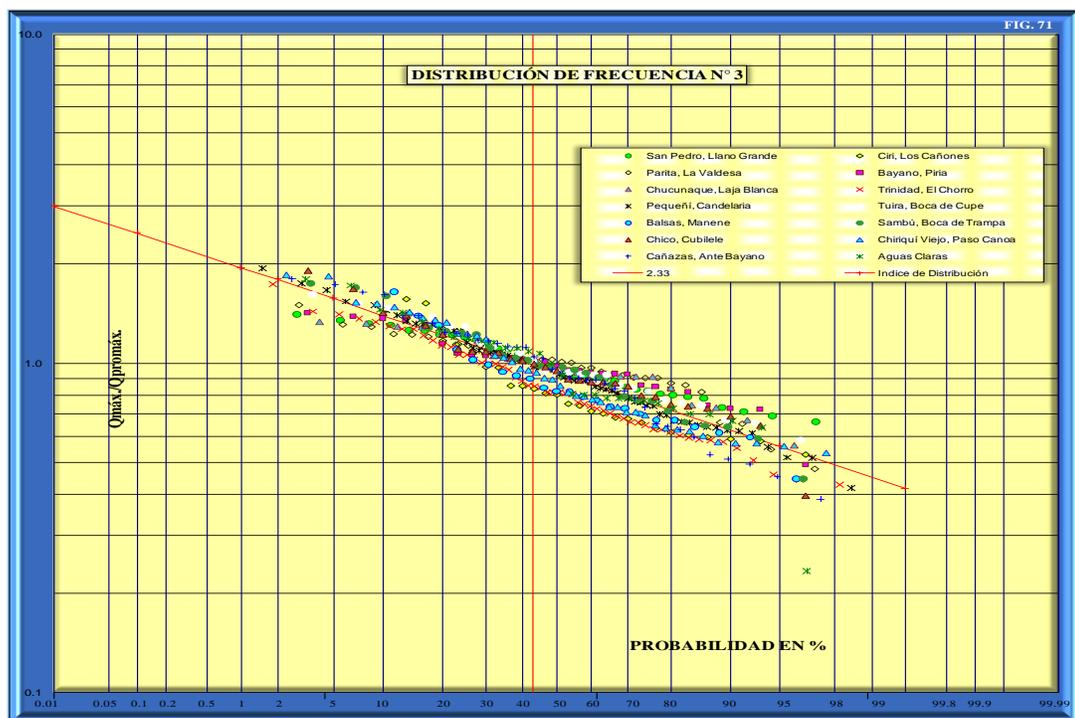


Figura 2. 5 Distribución de frecuencia N° 3
 Fuente: Análisis regional de crecidas máximas en Panamá, 2008

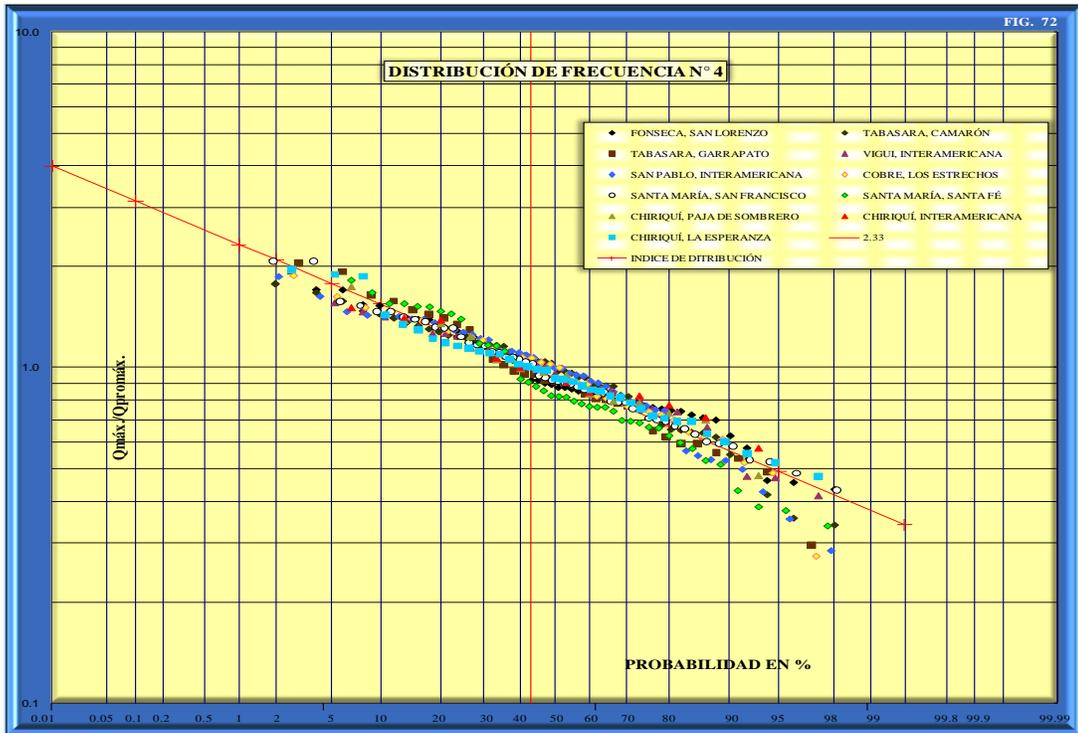


Figura 2. 6 Distribución de frecuencia N° 4
 Fuente: Análisis regional de crecidas máximas en Panamá, 2008

Se fija la recta dándole mayor peso a las estaciones con el registro más largo. De acuerdo a la teoría de los valores extremos, la media de todas las crecidas deberá tener su valor correspondiente a aquel de un acontecimiento de 2.33 años de periodo de retorno.

Cabe señalar que en la parte baja de las rectas de distribución de frecuencia existe una dispersión de datos que no introducen error en las estimaciones de caudales de diseño usuales ya que esta dispersión ocurre para periodos de retorno inferior a los 2 (dos) años. Entre otras razones, esta dispersión se debe a la distorsión que introduce la inestabilidad del cauce del río, en el cálculo de las crecidas pequeñas que ocurren en la parte del lecho más profundo. Esta inestabilidad del lecho del río es característica en la mayoría de los ríos de Panamá.

En el Cuadro 2.4, se presentan las tablas que contienen los factores, f_i de distribución que resultó del análisis descrito, para cada uno de los periodos de retorno considerados.

Factores $Q_{m\acute{a}x.}/Q_{prom.m\acute{a}x}$ para distintos Tr.				
Tr, años	Tabla 1	Tabla 2	Tabla 3	Tabla 4
1.005	0.28	0.29	0.30	0.34
1.05	0.43	0.44	0.45	0.49
1.25	0.62	0.63	0.64	0.67
2	0.92	0.93	0.92	0.93
5	1.36	1.35	1.32	1.30
10	1.66	1.64	1.60	1.55
20	1.96	1.94	1.88	1.78
50	2.37	2.32	2.24	2.10
100	2.68	2.64	2.53	2.33
1000	3.81	3.71	3.53	3.14
10000	5.05	5.48	4.60	4.00

Cuadro 2. 4 Factores para diferentes periodos de retorno en años.
Fuente: Análisis regional de crecidas máximas en Panamá, 2008.

2.7.3. Delimitación de las regiones hidrológicamente homogéneas y la elaboración del mapa que muestra las distintas regiones.

Para definir las regiones de crecidas máximas se agrupan los resultados de los puntos 2.3 (determinación de las ecuaciones que relación la crecida media anual con el área de drenaje de la cuenca) y 2.4 (elaboración de la curva de frecuencia adimensional), es decir, las áreas con igual ecuación e igual tabla de distribución de frecuencia, dando como resultado 9 zonas. En la figura 2.7, se muestra el mapa de zonas, con las regiones hidrológicamente homogéneas que se utilizan para la evaluación de crecidas en las diferentes cuencas.

Zona	Número de ecuación	Ecuación	Distribución de frecuencia
1	1	$Q_{m\acute{a}x} = 34A^{0.59}$	Tabla 1
2	1	$Q_{m\acute{a}x} = 34A^{0.59}$	Tabla 3
3	2	$Q_{m\acute{a}x} = 25A^{0.59}$	Tabla 1
4	2	$Q_{m\acute{a}x} = 25A^{0.59}$	Tabla 4
5	3	$Q_{m\acute{a}x} = 14A^{0.59}$	Tabla 1
6	3	$Q_{m\acute{a}x} = 14A^{0.59}$	Tabla 2
7	4	$Q_{m\acute{a}x} = 9A^{0.59}$	Tabla 3
8	5	$Q_{m\acute{a}x} = 4.5A^{0.59}$	Tabla 3
9	2	$Q_{m\acute{a}x} = 25A^{0.59}$	Tabla 3

Cuadro 2. 5 (9) Zonas hidrológicamente homogéneas.
Fuente: Análisis regional de crecidas máximas en Panamá, 2008

República de Panamá
Regiones Hidrológicamente Homogéneas

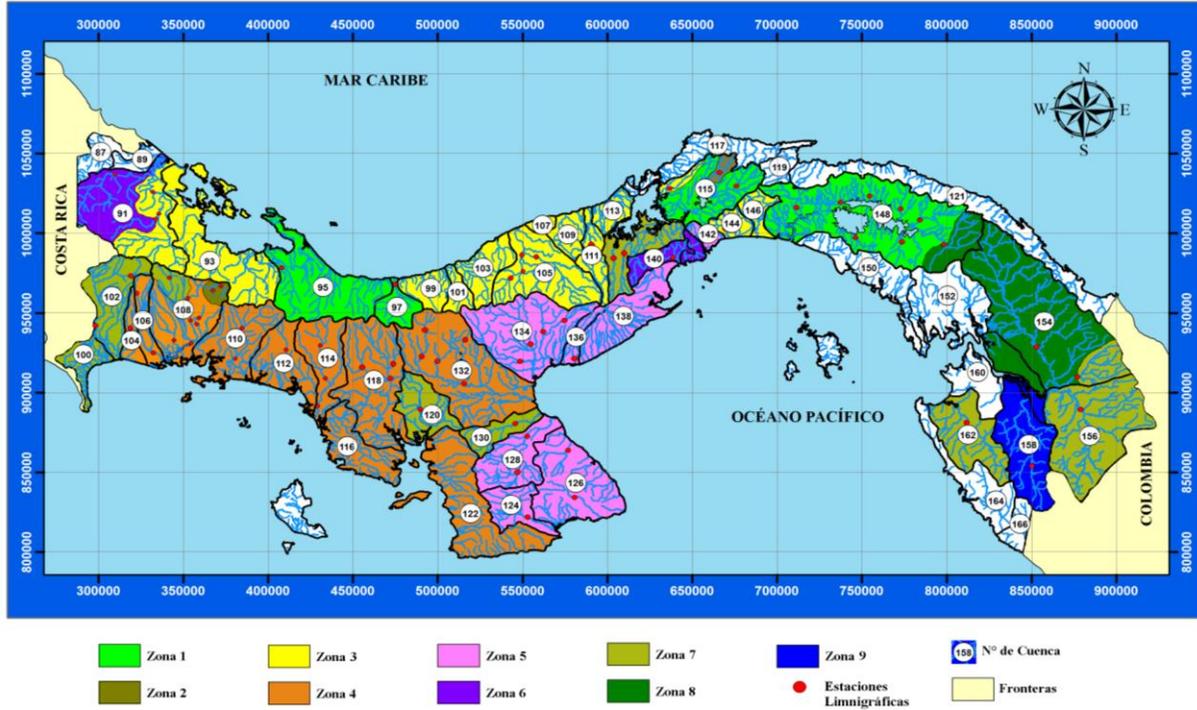


Figura 2. 7 Mapa de Panamá, con zonas que muestran las regiones hidrológicamente homogéneas.

Fuente: Análisis regional de crecidas máximas en Panamá 2008

2.8. Tiempo de concentración

(Ven Te Chow, Hidrología aplicada). El tiempo de concentración se define como el tiempo que pasa desde el final de la lluvia neta hasta el final de la escorrentía directa. Representa el tiempo que tarda en llegar al aforo a la sección de interés, la última gota de lluvia que cae en el extremo más alejado de la cuenca y que circula por escorrentía directa.

Por lo tanto, el tiempo de concentración sería el tiempo de equilibrio o duración necesaria para que con una intensidad de escorrentía constante alcance el caudal máximo.

A partir de esa definición se comprende que el tiempo de concentración es de gran importancia para los estudios que comprenden inundaciones.

El tiempo de entrada disminuye a medida que la pendiente así como la permeabilidad de la superficie aumentan, y disminuye a medida que la distancia y la retención de las superficies de contacto sobre la cual tiene que viajar el agua se

incrementan. Todos los tiempos de entrada determinados con base en la experiencia deben ser verificados mediante cálculos directos de la escorrentía superficial en el terreno.

2.9. Modelo Hec-Ras

El modelo Hec-Ras, ha sido desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros de la armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers) y tiene como predecesor al programa HEC-2, con varias mejoras con respecto a éste, entre las que destaca un paquete integrado de análisis hidráulico, programa en que el usuario actúa recíprocamente con el sistema a través del uso de una Interface Gráfica del Usuario (GUI), que facilita las labores de preproceso y postproceso.

El modelo numérico incluido en el programa es capaz de realizar cálculos de los flujos de la superficie del agua, cálculos de flujo uniforme, e incluso del flujo permanente y no permanente unidimensional gradualmente variado en lámina libre, además de transporte del sedimento, etc.

En la terminología de HEC-RAS, un proyecto es un juego de archivos de datos asociados con un sistema de un río en particular. El modelador puede realizar cualquiera o varios tipos de análisis, incluido en el paquete de HEC-RAS, como parte del proyecto. Los archivos de datos para un proyecto se categorizan como sigue:

Datos de planta, geométricos, de flujo uniforme, de flujo variado, de sedimentos y de diseño hidráulico.

Cada plan representa una simulación específica de datos geométricos y datos de flujo. Una vez introducidos los datos básicos en el HEC-RAS, se puede formular los nuevos planes fácilmente. Después de que las simulaciones son hechas para los varios proyectos, los resultados pueden compararse simultáneamente en la forma tabular y gráfica.

3. Caracterización de los relieves estructurales de la cuenca del río Cabra.

3.1. Cuenca del río Cabra

El río Cabra pertenece a la cuenca del río Juan Díaz, la cual se encuentra localizada en la vertiente del Pacífico, en la provincia de Panamá, entre las coordenadas 9° 00' y 9° 13' Latitud Norte y 79° 18' y 79° 34' Longitud Oeste.

El área de drenaje de la cuenca es de 370 Km² hasta la desembocadura al mar y la longitud del río principal es de 27 km. La elevación media de la cuenca es de 90 msnm y el punto más alto se encuentra en la parte noroeste de la cuenca, con una elevación de 800 msnm, en el área ubicada entre cerro Azul y cerro Jefe.

Esta subcuenca, no desemboca directamente en el mar, sino en los humedales cercanos a la costa inundable con un área de drenaje de 117 km², con una elevación máxima de 600 msnm, la precipitación media anual es de 2,100 mm/año, los niveles altimétricos del río son: el nivel máximo alcanzado del río 31.34 msnm, nivel mínimo del río 25.45 msnm La diferencia de nivel es de: 5.89 metros.



Figura 3. 1 Cuenca del río Juan Díaz.
Fuente: Elaboración propia.

3.2. Características Morfológicas

El territorio del Centro y el Oeste de la provincia de Panamá es el que tiene la divisoria continental más cerca de las costas del océano Pacífico en todo el país. En el distrito de Panamá, esta aproximación es mayor y se combina con un considerable ascenso en altura de dicha parteaguas, para crear una estructura orográfica muy singular.

La línea que separa los derrames hidrográficos del Caribe y el Pacífico, al pasar por el Canal de Panamá, está a sólo 10 kilómetros del acceso sur de esta vía. Hacia el Este, se interna más en el continente, alejándose 27 kilómetros de la desembocadura del río Cabra, pero ganando considerable altura. En el punto donde atraviesa la vía interoceánica, ella está a los 200 metros de elevación en el cerro de Oro. Sin embargo, al alcanzar el cerro Jefe, 32 kilómetros hacia el noreste, ostenta ya 1,007 metros de altitud.

La angosta y larga formación sedimentaria del Mioceno medio denominado La Boca se extiende a lo largo del Corte Culebra y de la orilla suroriental del Canal de Panamá; sirve de basamento estructural a los barrios céntricos de la ciudad capital, incluyendo a los de Balboa y Ancón. Está constituida por esquistos arcillosos, lutitas, areniscas y calizas. No obstante, en ella hay también materiales volcánicos tales como tobas, lavas riolíticas y lavas andesíticas, muchos de los cuales configuran colinas y cerros firmes. En algunos casos como el del Ancón, estos cerros están protegidos por una densa cobertura viva.

Hacia el Norte y el Este, aparece otro sector de rocas sedimentarias de mucha mayor extensión, llamado formación Panamá. Data del Oligoceno superior y está conformado por calizas y lutitas arenosas, entre las cuales se intercalan depósitos de rocas duras, consistentes en areniscas tobáceas y lutitas tobáceas. Esta formación da soporte físico a todos los barrios de la periferia antigua y moderna de la ciudad de Panamá.

Como en su sección occidental la formación se ensancha hacia el Norte, también es el basamento estructural de todo el distrito de San Miguelito y del corregimiento de Las Cumbres en el distrito de Panamá. Hacia el Este, los terrenos que se constituyen sobre la formación Panamá, estructuran un área más estrecha, la cual se prolonga, en sentido paralelo a la costa, hasta la zona que delimita las cuencas de los ríos Pacora y Bayano.

Todo el Nordeste del distrito de Panamá, en contraste, está constituido por rocas ígneas del Cretácico. Ellas son volcánicas en el Oeste e intrusivas en el Este. Levantadas por la tectónica, configuran un amplio bloque de montaña baja próximo a la costa, llamado Nudo del Mamóní. Su flanco sur pertenece a la vertiente del Pacífico y, en él, la máxima elevación es el cerro Jefe. El flanco Norte, en cambio, envía sus aguas hacia la cuenca del río Chagres, el cual desemboca en el mar Caribe.

Finalmente, al Sur de la banda longitudinal de colinas de la formación Panamá, se organiza un ángulo de depósitos cuaternarios no consolidados cuyo vértice se ubica en la cuenca baja del río Juan Díaz. Consiste de coluviones y aluviones de diferentes edades y texturas, complementados por depósitos palustres o de pantano y acumulaciones fluviomarinas, frecuentemente invadidas por las mareas altas, sobre las cuales se desarrollan manglares.

Todo el tramo de la vertiente del Pacífico que coincide con las estructuras espaciales céntricas y periféricas de la aglomeración de Panamá es una zona muy particular donde la cercanía de la divisoria continental a la costa deja un espacio muy angosto para la organización de la red hidrográfica y el drenaje de sus aguas.

No obstante, desde el punto de vista orográfico y morfoestructural, el sector ubicado entre la cuenca de río Abajo y Pacora (cuenca de río Cabra), resulta ser el más complejo y problemático. Posee tres sectores altimétricos bien definidos que son los siguientes: el de tierras bajas de 0 a 100 metros de altura sobre el nivel del mar, el

del pie de monte que va de los 100 a los 300 metros y el de colinas altas y montaña baja que se ubica entre los 300 y los 1007 metros.

Las tierras bajas, que consisten en depósitos no consolidados, llanuras aluvionales, pantanos y manglares con relieve frecuentemente plano, ocupan la parte deprimida de la formación Panamá, a la cual recubren completamente. El pie de monte, limitado al sur y al norte por fallas longitudinales, es una zona de colinas de la formación Panamá, la cual ha sido elevada por la tectónica. Las colinas altas y la montaña forman parte de un bloque volcánico y cristalino del Cretácico llamado Nudo del Mamóní, el cual ha sido elevado por la tectónica. Los tres escalones altimétricos, corresponden, a tres bandas estructurales de relieves diferentes, separadas por fallas.

Esta compleja porción de vertiente del Este del distrito de Panamá tiene, en síntesis, los siguientes límites: por el norte, a la divisoria continental; por el sur, a la costa del Pacífico; por el oeste, a la cuenca de río Abajo y por el Este, a la parte suroccidental de la cuenca del río Bayano, específicamente a las subcuencas de los afluentes de este último llamados Hondo y Señora.

3.3. Rasgos morfoclimáticos

Las montañas de basamento geológico ígneo, tanto volcánico como intrusivo, poseen mantos de alteración arcillosos, en los cuales el escurrimiento concentrado ha excavado vías naturales para el drenaje que hacen relativamente accidentada la topografía. La infiltración es deficiente en esas arcillas de terrenos quebrados.

Desde mediados del siglo XX, estas montañas fueron colonizadas por campesinos inmigrantes, quienes las deforestaron en gran medida para sembrar rozas de alimentos básicos y practicar la ganadería extensiva. Esta deforestación ha hecho al medio menos permeable y ha facilitado el trabajo erosivo de las aguas de escurrimiento, el cual deja una densa red de surcos.

Las colinas de la formación Panamá, por yacer sobre rocas más porosas, dotadas de planos de estratificación y muchas fracturas, infiltran más agua. Sin embargo, sus coberturas vegetales han sido eliminadas y sus suelos han sufrido los estragos de la erosión.

En la parte baja de la cuenca del río Cabra y otros sectores la construcción de viviendas en laderas, sobre todo en áreas rebanadas, ha promovido los movimientos de masa, especialmente los deslizamientos. Las áreas de mucho riesgo son las comunidades de Nuevo Amanecer, Sector 6, La Paz, Sinaí, Samaria, Villa Fortuna y Alto de la Torre.

Las llanuras cuaternarias, aunque poseen limos, arenas y capas arcillo-arenosas, disponen también de extensos mantos de arcillas impermeables que mantienen altos los niveles freáticos. En términos generales, todo el sector se caracteriza por carecer de buenos depósitos de agua subterránea.

Las cuencas, tanto por sus pequeños tamaños como por la deficiente permeabilidad de los terrenos, se han valido sobre todo de vías superficiales de drenaje natural, las cuales han consistido en cauces, lechos menores, lechos mayores, lechos mayores excepcionales y, en el área de planicies, en numerosos y dinámicos sistemas de meandros, al igual que en amplias llanuras de inundación y en pantanos.

3.4. Influencias marinas

Todo el océano Pacífico próximo a Centroamérica presenta movimientos con considerables amplitudes o diferencias de niveles entre la pleamar y la bajamar. En Costa Rica, el rango de marea promedio en este océano es de 2.80 metros, mientras que en el Caribe es de 0.30. En Puntarenas, las mareas más altas llegan a un nivel de 3.20 metros. Empero, como es común en todos los golfos, esas amplitudes son mayores en las entradas de mar del Pacífico panameño, sobre todo en la bahía de Panamá, donde el rango extremo es de 6 metros.

El fenómeno de las mareas vivas o de sicigia, llamadas popularmente “aguajes”, es muy importante para las costas bañadas por las aguas de la bahía de Panamá, ya que aquellas registran grandes amplitudes. Se presentan en luna nueva o en luna llena, al haber conjunción de la atracción de la Luna y el Sol sobre la Tierra.

Mareas de mayor amplitud se presentan en marzo y en septiembre cuando la luna nueva o la luna llena coinciden con el perigeo, o período de mayor acercamiento de la Luna a la Tierra. En esa coyuntura astronómica, el nivel de la marea alta puede sobrepasar los 5.30 metros en el puerto de Balboa, en el acceso sur del Canal.

3.5. Colonización y urbanismo crecientes

En el período colonial, el traslado de la ciudad de Panamá en 1673 redujo la presión humana sobre la cuenca de río Abajo y áreas vecinas. El sector oriental del distrito de Panamá no desarrolló un área rural importante, razón por la que Pacora, pueblo surgido de la pacificación de cimarrones a fines del siglo XVI, fue siempre una comunidad aislada.

El crecimiento del espacio urbanizado fue espectacular durante los treinta últimos años del siglo XX, al igual que en los primeros del XXI. Obras de gran envergadura construidas durante esa fase expansiva fueron los nuevos coliseos deportivos, el moderno aeropuerto de Tocumen, la carretera panamericana, nuevos puentes y, más recientemente, el Corredor Sur y el complejo comercial Los Pueblos.

Aunque de manera temporal, Pacora se transformó en los años setenta en una zona agroindustrial, animada por el ingenio Felipillo, hecho que determinó grandes desmontes y el excavado de canalizaciones para fines agrícolas. El resto de los corregimientos acogió con éxito a buena cantidad de áreas, zonas y parques industriales, pero sobre todo fue ocupado por numerosas unidades residenciales. En Pacora, sin embargo, se intensificó la extracción de arena del cauce y de los lechos del río, pese a la constante oposición de la comunidad afectada.

Como consecuencia de la gran expansión, el corregimiento de Juan Díaz llegó a tener 2,477 habitantes por kilómetro cuadrado; Pedregal 1,613; Tocumen 900; Pacora 128.4 y San Martín, 27. En todo este conjunto se censaron 282,273 habitantes en el año 2000, los cuales representaron 38.9 por ciento de la población del distrito de Panamá.

En años recientes el área de estudio resultó ideal para el desarrollo de mayor cantidad de proyectos habitacionales, los cuales han venido ocupando los últimos reductos del espacio agrícola y ganadero. Entre ellos figuran Prados del Este, Urbanización Villas del Rosario, Conjunto Residencial Brisas del Este, Urbanización La Siesta, Residencial Mi Casita, Edificios Los Pueblos Gardens y Desarrollo Residencial en Pedregal. Sin embargo, en forma desordenada han llegado también numerosos precaristas que han ocupado terrenos poco seguros tales como las riberas de los ríos.

4. Evaluación, verificación y corrección de la información.

4.1. Recopilación de la información hidrológica y meteorológica.

4.1.1. Las condiciones climatológicas.

La red hidrográfica se nutre, en lo fundamental, de aguas superficiales derivadas de lluvias, especialmente de las copiosas precipitaciones que caen sobre el flanco sur del Nudo del Mamóní.

También es alimentada por una cantidad regular de fuentes subterráneas.

Las lluvias están condicionadas por el tipo de clima y el de este sector es tropical con estación seca acentuada, llamado “de sabanas” en la clasificación climática de Trewartha y “Awi” en la de Köppen. Aunque existe un “arco seco” en el oriente de la península de Azuero, este tipo de clima no es propiamente seco, porque recibe muchas lluvias entre los meses de mayo y noviembre.

Así, la estación de Albrook Field, cercana a la ciudad de Panamá, tiene un promedio anual de 1,853 mm de precipitación en 24 años de registros, contrastando poco con

los 1,671 milímetros que cayeron en promedio en la estación de Punta Mala, provincia de Los Santos, en 26 años de observación. Este tipo de clima, se caracteriza por un total anual no despreciable de precipitación, al igual que por una fuerte y prolongada estación seca.

Aunque es típico de regiones tales como Parita, Chitré, Los Santos, Guararé y Las Tablas, también lo es de las otras zonas costeras próximas al golfo de Panamá entre las cuales están las del Darién, donde hay incluso dos estaciones secas. En Boca de Sábalo, en dicha provincia, cayeron 1,059 mm en promedio durante 9 años de registros

En las tierras bajas costeras del distrito de Panamá, las estaciones meteorológicas han captado promedios anuales que fluctúan entre los 1,800 y los 2,000 mm de lluvias. Los datos permiten apreciar, además, el desarrollo de más de cuatro meses de muy definida estación seca los cuales corresponden a parte de diciembre, a enero, febrero, marzo y abril, período en el que cae solamente 7.9 por ciento del total de las lluvias del año.

La estación de Las Cumbres, a 200 metros de altura, ha registrado en diez años un promedio anual de 2,275 mm. Más al oriente, las colinas de la formación Panamá y las elevaciones del Nudo del Mamoní incrementan la precipitación. Así, en nueve años de registros, la estación de Utivé, a sólo 80 metros de altura, arrojó un promedio anual de 2,597.4 mm de lluvia y la de Altos de Pacora, a 400 metros de altura 3,189.7 mm.

La densa capa de nubes que en estación lluviosa cubre las partes altas de esta montaña es responsable de una fuerte pluviosidad que puede, en años lluviosos, sobrepasar totales de 4,000 mm.

La estación Cerro Azul, a 660 metros de altura, registró un promedio de 4,255.8 mm de precipitación entre 1976 y 1985. No obstante, los totales llegaron a 5,065.4mm en 1979, a 6,860.6mm en 1980 y a 8,423.1mm en 1981.

El régimen de lluvias de esta zona montañosa observa las mismas fluctuaciones que el de la tierra baja, pero ofrece ciertas variantes. Así, en la estación Altos de Pacora, entre 1993 y 1995, 25.8 por ciento de las lluvias sobrevino en junio y julio durante el primer paso de la Zona de Convergencia Intertropical (ZCIT) por Panamá; 35.8 por ciento lo hizo durante el segundo paso de ésta en septiembre-octubre; 25.9 por ciento cayó en los otros meses de la estación lluviosa y 9.8 por ciento en la estación seca. En el sector, esta última se extiende de diciembre a abril.

En Cerro Azul, la estación seca sólo transcurre de enero a marzo y, en algunos años, concluye en abril. De mayo a noviembre, todos los meses son muy lluviosos sin que haya una concentración marcada de las precipitaciones en algunos de ellos. No obstante, en octubre de 1986, mes de una gran inundación del río Juan Díaz, cayeron 1,107.7 mm según este sitio de observación meteorológica instalado en la cuenca del curso fluvial que se desbordó en ese año.

4.1.2. La red hidrográfica

La red hidrográfica del tramo de vertiente ubicado entre las cuencas de los ríos Abajo y Pacora, se organiza en forma de pequeños cursos más o menos paralelos. En cada cuenca, estos ríos principales y sus afluentes diseñan un sistema dendrítico de avenamiento. Los ríos poseen altos perfiles verticales y sus aguas alcanzan rápidamente a otros ríos o al mar.

Los componentes principales de la red hidrográfica en este sector son los que a continuación se describen:

- ***El Río Abajo:***

Nace de colinas de la formación Panamá en los corregimientos Amelia Denis de Icaza del distrito de San Miguelito y Las Cumbres del distrito de Panamá, a 160 metros de altura.

Posee una longitud de 11 kilómetros y desemboca en la bahía de Panamá. Sus afluentes son la quebrada Tesorera y los ríos Algarroba y Matías Hernández. Éste último nace en el distrito de San Miguelito a 100 metros de altura, tiene una longitud de 9 kilómetros y, a su vez, recibe las aguas de la quebrada Palomo y del río Cholo.

– ***El río Juan Díaz:***

Nace a los 450 metros de altura en los terrenos volcánicos del Nudo del Mamóní. Posee 27 kilómetros de longitud y desemboca en la bahía de Panamá. Sus afluentes, por la margen derecha, son los ríos Juan Ramos, Caraño y Naranjal, al igual que la quebrada La Bandera.

Afluentes por la margen izquierda son los ríos María Prieta, Lajas, Palomo y la quebrada Espavé.

– ***El río Tocumen:***

Nace a los 500 metros de altura en estructuras volcánicas del Nudo del Mamóní. Posee 24 kilómetros de longitud y desemboca en la bahía de Panamá. Su área de drenaje es de 26.7 kilómetros cuadrados.

Afluentes por la margen derecha son los ríos Tagarete, Tapia y la quebrada Las Palmas. Por la margen izquierda recibe las aguas de los ríos Aguacate, Cabra y las de la quebrada La Canal. El río Tapia, afluente importante del Tocumen, tiene 16.5 kilómetros de longitud. Nace a los 320 metros de altura. Sus afluentes son las quebradas Salsipuedes y La Gallinaza.

– ***El río Cabra:***

Posee 30 kilómetros de longitud y nace a los 600 metros de altura en el mismo sector de rocas volcánicas cretácias. No desemboca directamente en el mar, sino en los humedales cercanos a la costa inundable. El río Cabuya desagua en él por la margen derecha y el Agua izquierda.

– ***El río Pacora:***

Nace a los 600 metros de altura en el sector de rocas cristalinas del Nudo del Mamóní y desemboca en la bahía de Panamá. Posee 55.5 kilómetros de longitud. Afluentes por la margen derecha son las quebradas El Cafetal, Sumbadora, El

Guabo, Carriacito y Mandinga, al igual que los ríos Iguana e Indio. Por la izquierda, le llegan las aguas de las quebradas Proveniente, Caña Blanca y El Salado, lo mismo que las de los ríos San Miguel, Songo y Tabobré.

El río Tataré desemboca en el río Pacora. Nace a los 400 metros de elevación y su recorrido es de 26 kilómetros. Por la margen derecha, recibe las aguas de las quebradas La Pitalosa, El Mango, El Pueblo y Fruta de Mona. Por la izquierda, le llegan las aguas de las quebradas Saladilla y La Guasa.

A causa de sus cortos trayectos y del impacto de la estación seca, los ríos del sector no son caudalosos. El Juan Díaz, en 25 años de registros, tuvo un caudal promedio de $5.70 \text{ m}^3/\text{s}$. en la estación ubicada 200 metros aguas arriba del puente de la carretera de San Miguelito a Tocumen. Los valores fueron bajos en la estación seca, cuando se llegó a $0.78 \text{ m}^3/\text{s}$ en febrero y a 0.97 en marzo. El caudal ascendió a $12.9 \text{ m}^3/\text{s}$ en octubre y a $12.7 \text{ m}^3/\text{s}$ en noviembre, inmediatamente después de transcurrido el segundo período de máxima precipitación del año.

4.2. Revisión de la información hidrológica y meteorológica existente.

Nada puede sustituir al dato registrado, de ahí que las técnicas presentadas en este estudio para la estimación de crecidas solo pueden servir para proporcionar información aproximada, la que deberá ser verificada cada vez que la acumulación de nuevos datos permita mejorar los cálculos.

La longitud de la estadística es importante, únicamente si el hecho de obtener una estadística larga no afecta la calidad de estas, ya que en muchos casos es preferible descartar periodos dudosos y utilizar en el cálculo periodos más cortos, pero de calidad comprobada.

5. Aplicación

5.1. Factores morfométricas de la sección transversal del río Cabra en la parte media de la cuenca.

(Ven Te Chow hidráulica de canales abiertos). Los elementos geométricos son propiedades de una sección de canal que pueden ser definidos por completo por la geometría de la sección y la profundidad de flujo. Estos elementos son muy importantes y se utilizan con amplitud en el cálculo del flujo.

Para secciones de corrientes naturales no se puede escribir una ecuación simple para expresar estos elementos, pero pueden prepararse curvas que representan la relación entre estos elementos y las profundidades de flujo para uso en cálculos hidráulicos.

A continuación se presentan los factores morfométricos de la sección transversal del río Cabra, ubicada en la parte media de la cuenca, en el lugar llamado Rancho Café, entre las coordenadas $09^{\circ} 08' 0.93''$ Latitud Norte y $79^{\circ} 22' 56.57''$ Longitud Oeste.



Figura 5. 1 Sección transversal del Río Cabra, aproximadamente 30 metros aguas arriba de la sección de aforo. Fuente: Levantamiento en campo por personal de la Gerencia de Hidrometeorología de ETESA, Panamá.



Figura 5. 2 Sección trasversal del río Cabra, en la sección de aforo, en Rancho Café donde está ubicada la estación registradora, en la parte media de la cuenca.
 Fuente: Levantamiento topográfico por personal de la Gerencia de Hidrometeorología de ETESA, Panamá.

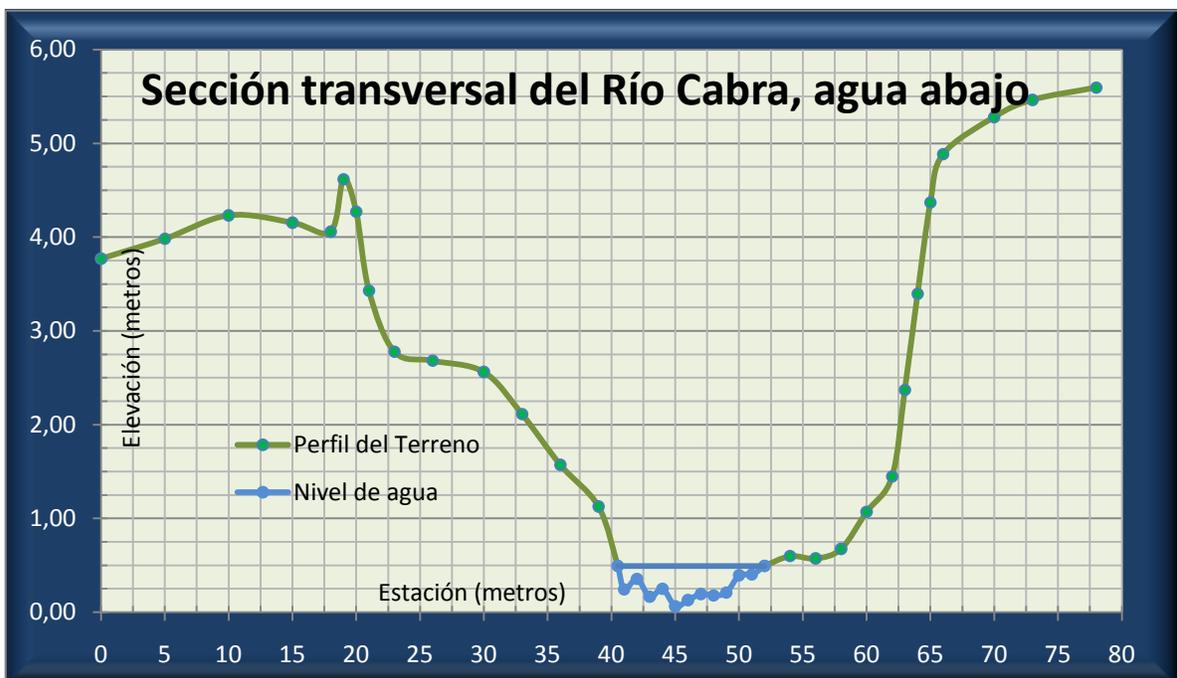


Figura 5. 3 Sección transversal del Río Cabra, aproximadamente 40 metros aguas abajo de la sección de aforo.
 Fuente: Levantamiento topográfico por personal de la Gerencia de Hidrometeorología de ETESA, Panamá.

NA	a	A	At	Pm	R _H	AR _H ^{1/2}	AR _H ^{2/3}	D	Z
0.50	3.30	3.21	3.21	53.03	0.061	0.79	0.49	0.97	3.17
1.00	6.00	3.79	7.00	55.33	0.127	2.49	1.76	1.17	7.56
1.50	9.15	5.99	12.99	57.54	0.226	6.17	4.82	1.42	15.48
2.00	14.80	8.76	21.75	60.28	0.361	13.06	11.02	1.47	26.37
2.50	20.25	11.00	32.75	63.26	0.518	23.56	21.12	1.62	41.65
3.00	23.75	12.57	45.32	66.92	0.677	37.30	34.95	1.91	62.60
3.50	26.55	13.91	59.23	72.50	0.817	53.54	51.76	2.23	88.47
4.00	29.10	15.02	74.25	78.67	0.944	72.13	71.44	2.55	118.60
4.50	31.00	16.00	90.25	81.98	1.101	94.69	96.22	2.91	153.99
5.00	33.00	17.08	107.33	84.87	1.265	120.70	125.52	3.25	193.56
5.50	35.30	19.20	126.53	88.10	1.436	151.64	161.07	3.58	239.55

Cuadro 5. 1 Factores morfométricas de la sección transversal del río Cibra, en la sección de aforo en la parte media de la cuenca.

Fuente: elaboración propia.

5.2. Extrapolación de la curva de descarga en la parte alta.

Extrapolación gráfica



Figura 5. 4 Extrapolación gráfica.

Fuente: Elaboración propia.

De la figura 5.4 para un nivel (h) de 4.0 metros, aplicado al caso de estudio de la cuenca del río Cibra por el método gráfico se obtiene un caudal Q de 105 m³/s.

Área-Velocidad media

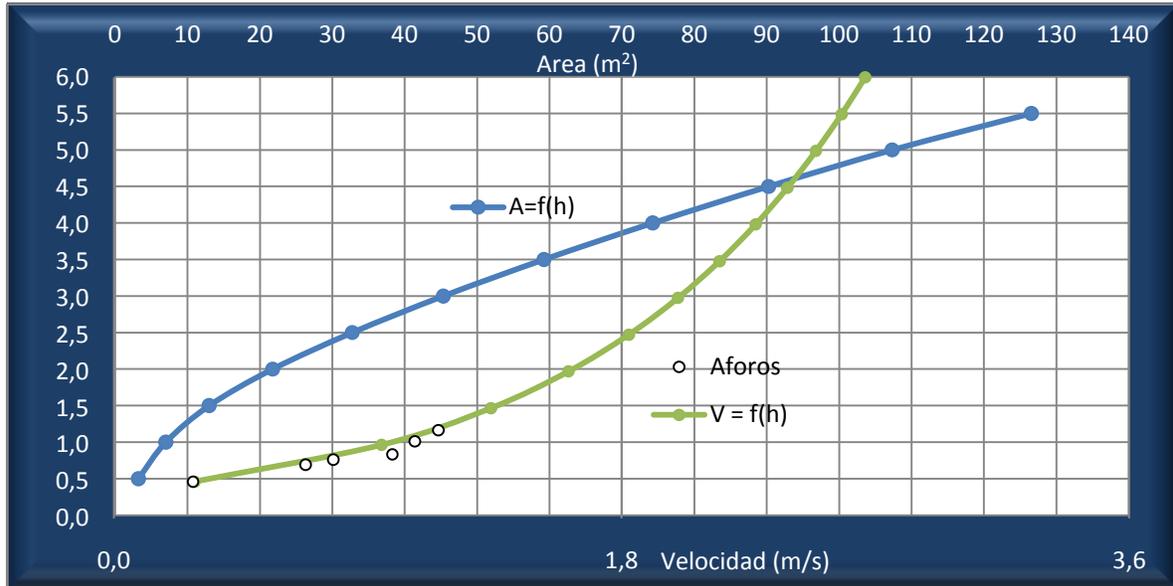


Figura 5. 5 Extrapolación del área y de la velocidad.
Fuente: Elaboración propia.

De la figura 5.5 para un nivel (h) de 4.0 metros, aplicado a la cuenca del río Cabra por el método de área-velocidad media se obtiene un caudal Q de 169 m³/s.

Stevens

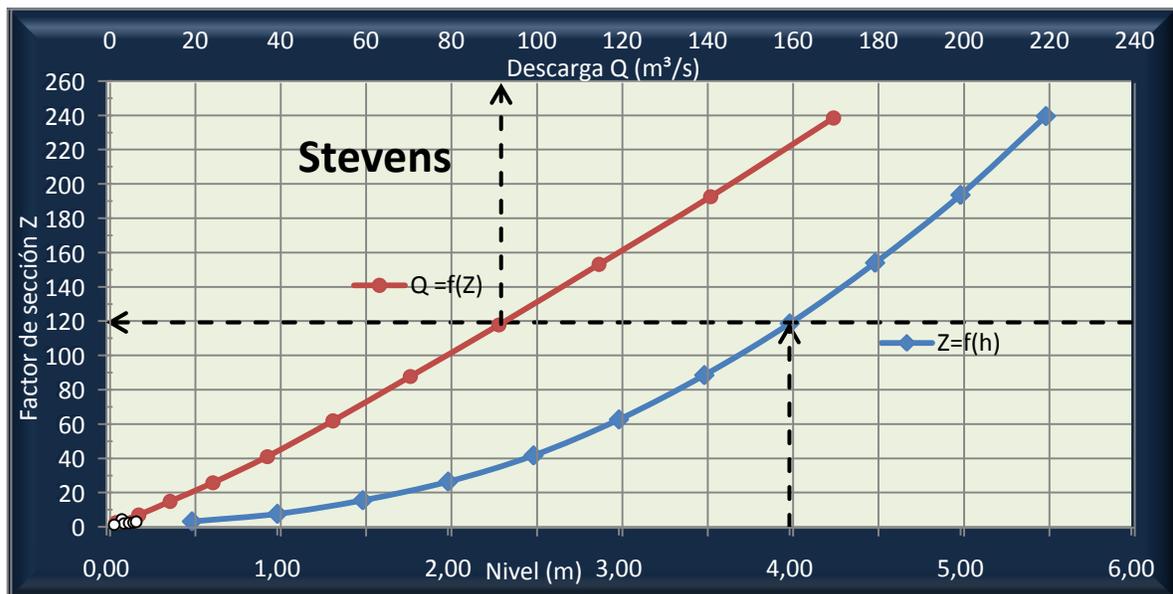


Figura 5. 6 Gráfico para la extrapolación de Stevens.
Fuente: Elaboración propia.

De la figura 5.6 se deduce que para un nivel (h) de 4.0 m, aplicado a la cuenca del río Cabra por el método de Stevens (siguiendo las flechas) se obtiene un caudal Q de 91 m³/s.

Fórmula de Manning

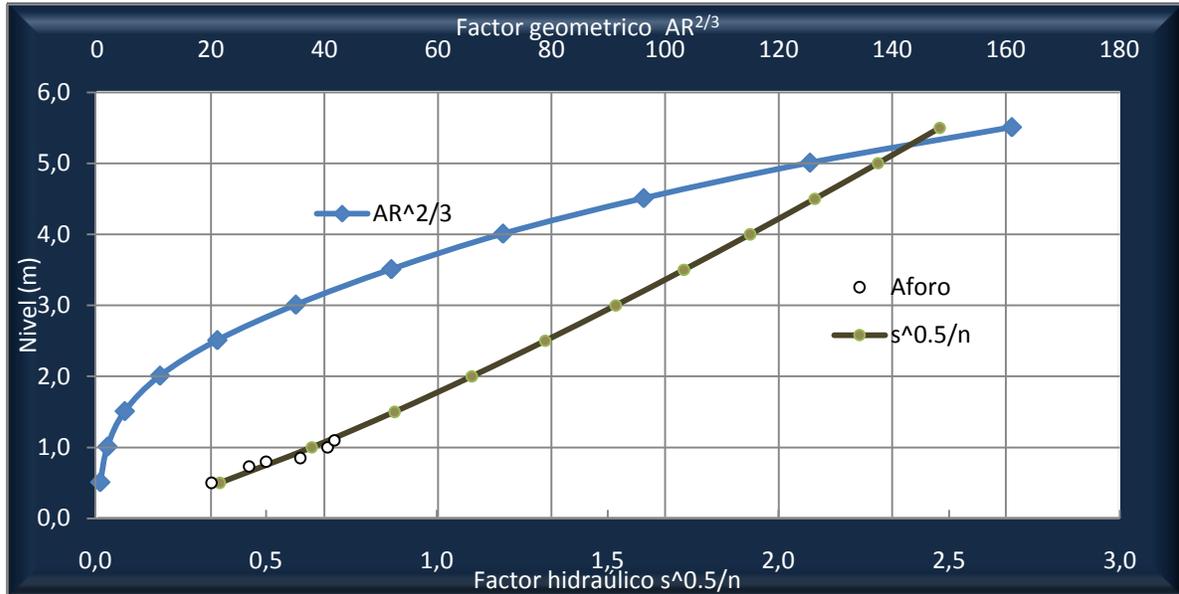


Figura 5.7 Extrapolación con la fórmula de Manning.

Fuente: Elaboración propia.

De la figura 5.7 para un nivel (h) de 4.0 metros, aplicado a la cuenca del río Cabra por el método de la fórmula de Manning se obtiene un caudal Q de 137 m³/s.

Grushannin



Figura 5.8 Extrapolación de la función M f(h).

Fuente: Elaboración propia.

De la figura 5.8 para un nivel (h) de 4.0 metros, aplicado a la cuenca del río Cabra por el método de Grushannin se obtiene un caudal Q de 156 m³/s. es decir:

Curva analítica exponencial

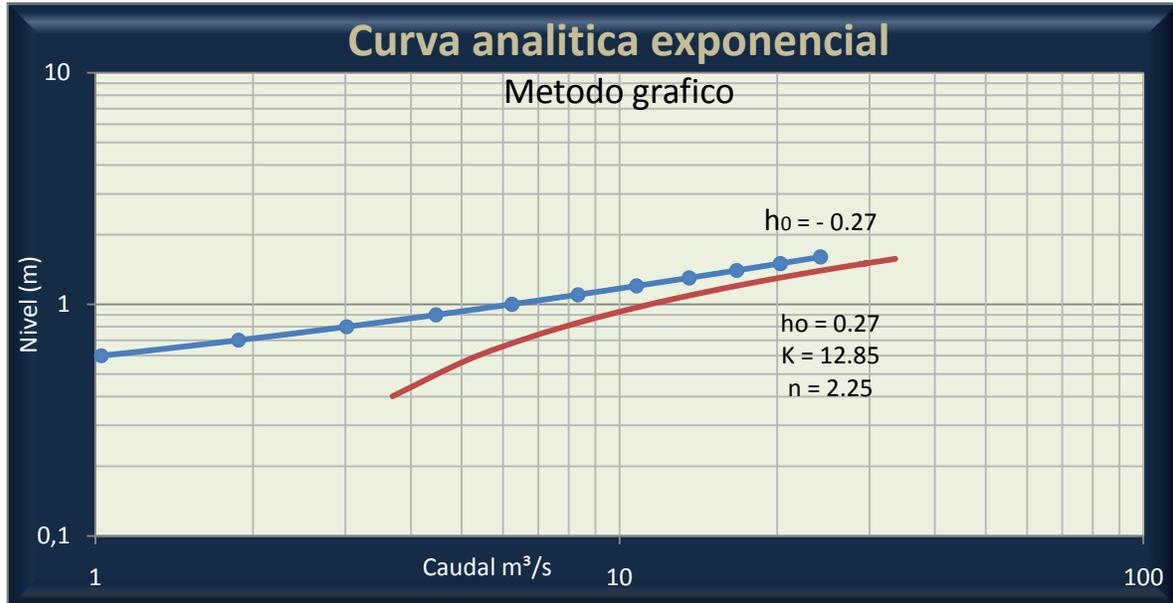


Figura 5. 9 Curva analítica exponencial, método gráfico para el cálculo de la ecuación de la curva de descarga.

Fuente: Elaboración Propia.

Deduciendo los valores de A y B a partir de los mínimos cuadrados, aplicando las ecuaciones.

$$n = a = \frac{N * \sum XY - \sum X \sum Y}{N * \sum X^2 - (\sum X)^2}$$

$$n = a = \frac{(12 * -0.012) - (1.975 * 8.863)}{(12 * 0.968) - (1.975)^2} = 2.25$$

$$\text{Log } K = b = Y_{prom} - \frac{N \sum XY - \sum X \sum Y}{N * \sum X^2 - (\sum X)^2} * X_{prom}$$

$$\text{Log } K = b = 0.739 - \frac{(12 * -0.012) - (1.975 * 8.863)}{(12 * 0.968) - (1.975)^2} * -0.165$$

Log K = b = 1.11025 Aplicando el antilogaritmo nos da que K = 12.889

Siendo N, el número de puntos tomados de la recta, en papel logarítmico.

X representa al $\log(h-h_0)$; Y representa al $\log Q$

Nivel (h)	Caudal (Q)	X = LOG(h)	Y = LOG(Q)	X*Y	X ²	Y ²
0.5	0.4	-0.647	-0.348	0.225	0.419	0.121
0.6	1.0	-0.488	0.011	-0.006	0.238	0.000
0.7	1.9	-0.371	0.273	-0.101	0.138	0.075
0.8	3.0	-0.280	0.480	-0.134	0.078	0.230
0.9	4.5	-0.204	0.650	-0.133	0.042	0.422
1.0	6	-0.140	0.795	-0.111	0.019	0.632
1.1	8	-0.083	0.921	-0.077	0.007	0.848
1.2	11	-0.034	1.033	-0.035	0.001	1.067
1.3	14	0.011	1.133	0.012	0.000	1.284
1.4	17	0.051	1.224	0.063	0.003	1.498
1.5	20	0.088	1.307	0.115	0.008	1.709
1.6	24	0.122	1.384	0.169	0.015	1.915
Promedio		-0.165	0.739	-0.001	0.081	0.817
Suma		-1.975	8.863	-0.012	0.968	9.800

Cuadro 5. 2 Datos para el cálculo de mínimos cuadrados por el método de curva analítica.

Fuente: Elaboración propia.

Método matemático

Tramo 1

Model: CAUDAL=K*(NIVEL-H0)**N (new.sta)					
Dep. var: CAUDAL Loss: (OBS-PRED)**2					
Final loss: .124014814 R=.99978 Variance explained: 99.955%					
			Tramo		
	K	H0	N	h1	h2
Estimate	12.845915	0.274836	2.249347	0.3	1.62

Tramo 2

Model: CAUDAL=K*(NIVEL-H0)**N (new.sta)					
Dep. var: CAUDAL Loss: (OBS-PRED)**2					
Final loss: 4.839708572 R=.99986 Variance explained: 99.973%					
			Tramo		
	K	H0	N	h1	h2
Estimate	33.410748	0.7957097	1.4987816	1.62	3.59

Tramo 3

Model: CAUDAL=K*(NIVEL-H0)**N (new.sta)					
Dep. var: CAUDAL Loss: (OBS-PRED)**2					
Final loss: 256.16302056 R=.99975 Variance explained: 99.949%					
			Tramo		
	K	H0	N	h1	h2
Estimate	9.7137147	-0.017727	2.1632352	3.59	6.00

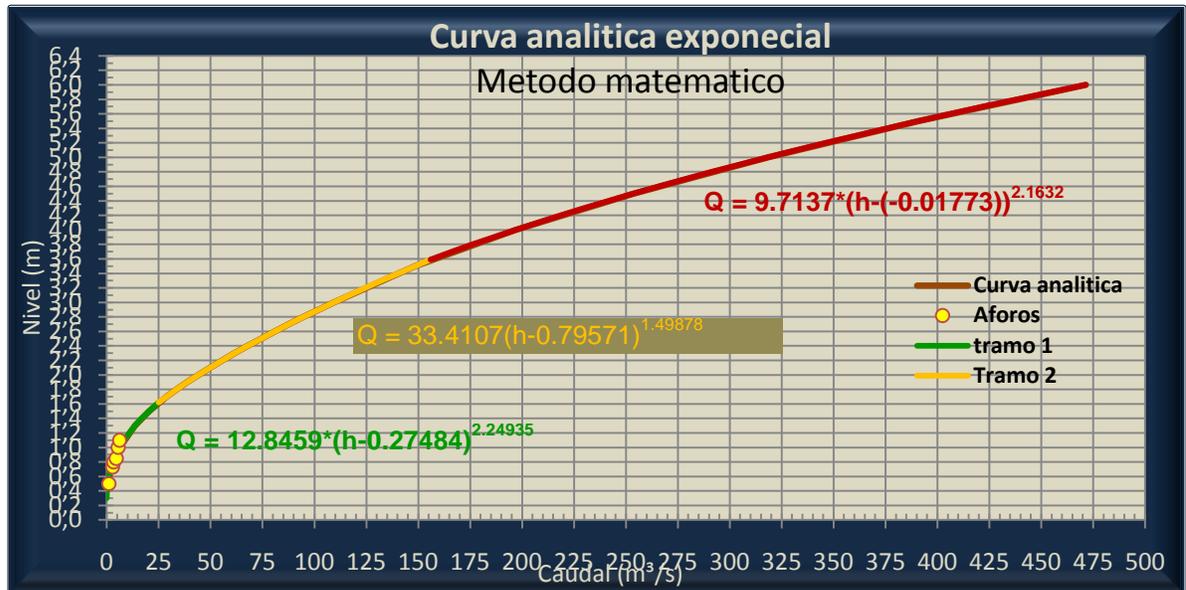


Figura 5. 10 Curva analítica exponencial, método matemático de regresión no lineal para el cálculo de la ecuación de la curva de descarga.

Fuente: Elaboración propia.

Si siguiendo con el caso de estudio la cuenca del río Cabra, para un nivel (h) de 4.0 metros y utilizando el método de la curva analítica exponencial tenemos que ocupar el último tramo, es decir la ecuación $Q = 9.7137 \cdot (4.0 - (-0.01773))^{2.1632}$ lo que da un caudal de $197 \text{ m}^3/\text{s}$.

5.2.1. Comparación de Resultados

Una vez completados los cálculos por los diversos métodos elegidos se elabora un gráfico resumen con todos los resultados. La dispersión de estos indica la bondad relativa de estos cálculos.

A título informativo se presenta a continuación la comparación de los resultados para la extrapolación de la curva de descarga para la cuenca del río Cabra en la sección de aforo para un nivel de 4.0 metros.

Método	Caudal (m ³ /s)
Stevens	91
Área - Vmedia	169
Manning	137
Grushannin	156
Curva analítica exponencial	197
Grafico	105

Cuadro 5. 3 Comparación de resultados de los distintos métodos de extrapolación.
Fuente: Elaboración propia.

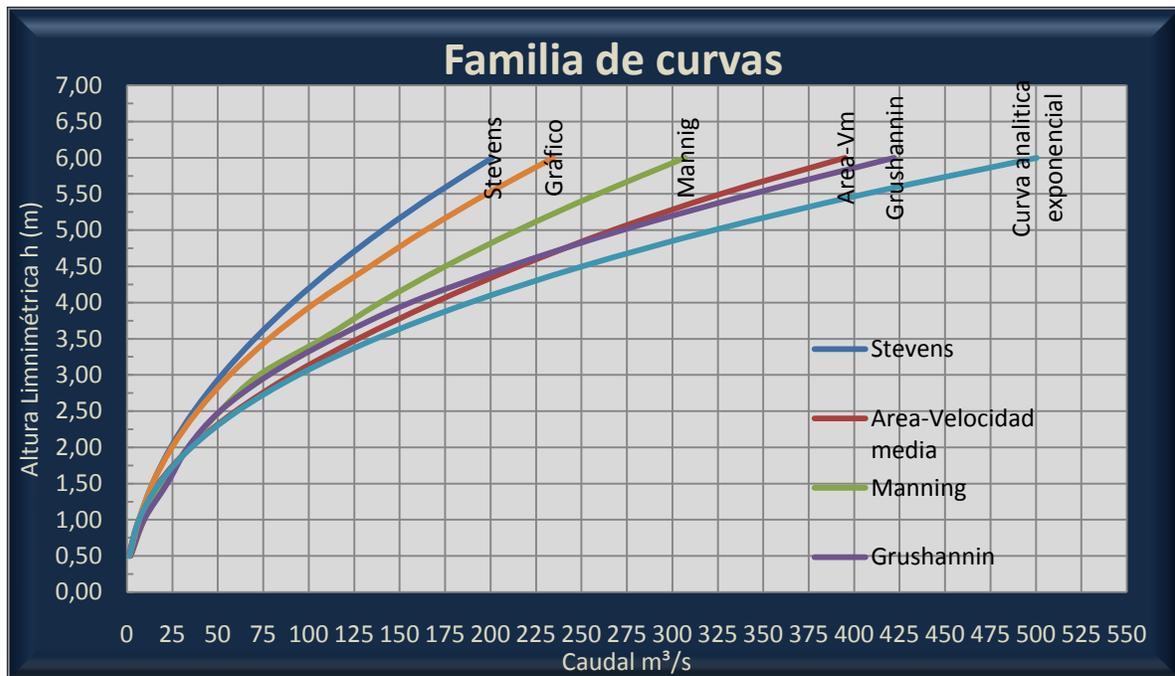


Figura 5. 11 Familia de curvas de descargas producto de los cálculos con los diversos métodos.
Fuente: Elaboración Propia

5.3. Mapas topográficos del cauce y de la cuenca del río Cabra

En la visita de campo se efectuó el levantamiento topográfica de la sección transversal además de realizar aforos en la parte media de la cuenca en un lugar llamado Rancho Café, ubicado en las coordenadas 9° 8' 0.93" Latitud Norte y 79° 22' 56.57" Longitud Oeste, con una elevación de 155 msnmm. En donde se encuentra instalada una estación registradora de niveles de transmisión satelital.

Con ayuda del modelo digital de elevación (DEM) y software arcgis 9.1 propiedad de la Gerencia de Hidrometeorología de ETESA, Panamá, se delimito la cuenca del río Cabra y su cauce.

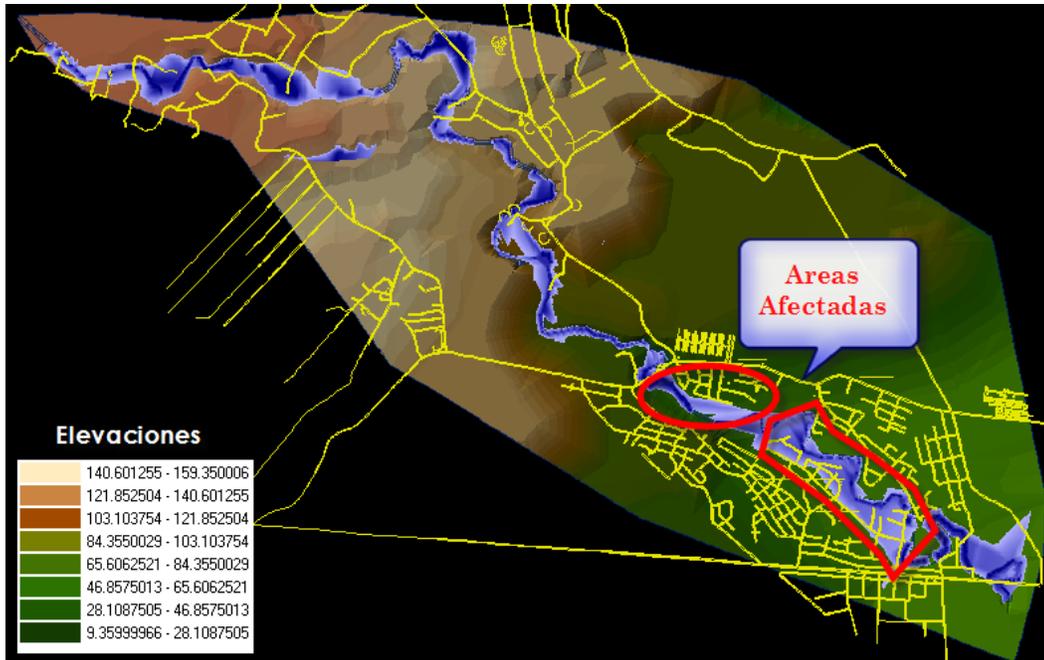


Figura 5. 12 Mapa del cauce del Río Cabra hasta las áreas afectadas.
Fuente: Elaboración propia.

Las inundaciones del año 2004, producto del desbordamiento del río Cabra, han afectado a la población asentada en sus márgenes, aproximadamente a unas 500 familias y se registró un total de 13 muertos en el área. Como es el caso de la comunidad de Nueva Esperanza área altamente afecta y vulnerable.

Los caudales promedios multianual mensual en (m^3/s), trasladados al área de la comunidad Nueva Esperanza El Bajo. (Área altamente vulnerable) son:

Mes	Ene.	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Qprom.	4.02	1.36	1.96	3.67	5.15	3.63	6.14	6.77	6.99	9.76	11.56	4.67
Qmáx.	6.49	1.82	2.90	5.23	7.20	5.33	8.23	9.33	9.14	14.20	16.90	6.20
Qmin.	1.55	0.72	1.02	2.12	3.11	1.93	4.05	4.21	4.85	5.32	6.22	3.14

Cuadro 5. 4 Caudales promedio multianual mensuales m^3/s , comunidad Nueva Esperanza El Bajo.
Fuente: Elaboración propia.

Caudal multianual en el área altamente vulnerable $5.47 m^3/s$

A raíz de estas inundaciones (2004), en la parte baja de la cuenca del Río Cabra. Se realizaron levantamientos topográficos para obtener los niveles altimétricos del río en las áreas altamente afectadas.

El nivel máximo alcanzado del río es de 31.34 msnmm, el nivel mínimo 25.45 msnm la diferencia de nivel es de: 5.89 metros en esta parte de la comunidad de Nueva Esperanza.

En la parte media de la cuenca del río Cabra en Rancho Café, el nivel máximo alcanzado fue de 5 metros, este dato también se obtuvo por levantamiento topográfico.

5.4. Análisis regional de crecidas máximas a la cuenca del río Cabra.

(Análisis regional de crecidas máximas en Panamá 2008). Para determinar la crecida máxima que se pueda presentar en un sitio determinado para distintos periodos de recurrencia mediante este método, se procede de la siguiente manera:

- Se delimita y se mide el área de drenaje de la cuenca hasta el sitio de interés, en Km².
- Se determina a qué zona pertenece el sitio de interés de acuerdo con el mapa de zonas, con las regiones hidrológicamente homogéneas.
- Se calcula el caudal promedio máximo utilizando una de las 5 ecuaciones.
- Se calcula el caudal máximo instantáneo para distintos periodos de recurrencia, multiplicando el caudal promedio máximo que se obtuvo en el punto anterior, por los factores que se presentan en el Cuadro 5.5, utilizando la Tabla correspondiente a la zona del sitio de interés.

-

Área de drenaje 36 km²,

Zona 3, ecuación 2 = $Q_{\text{máx}} = 25A^{0.59}$

$Q_{\text{máx}} = 25*(36)^{0.59} = 207 \text{ m}^3/\text{s}$

Tabla 1 de factores para diferentes periodos de retorno en años.

Factor para distintos Tr.		
Tr, años	Tabla 1	Qmax.
1.005	0.28	62
1.05	0.43	95
1.25	0.62	138
2	0.92	204
5	1.36	302
10	1.66	369
20	1.96	435
50	2.37	526
100	2.68	595
1000	3.81	846
10000	5.05	1121

Cuadro 5. 5 Caudales máximos instantáneos de la cuenca de río Cabra para distintos periodos de retorno.

Fuente: Elaboración propia.

5.5. Tiempo de concentración

En el caso de la cuenca del río Cabra en la que predomina el tiempo de recorrido del flujo canalizado por una red de cauces definidos, se utiliza la formula de Kirpich para el cálculo:

$$tc = 0.0078L^{0.77}S^{-0.385}$$

Donde:

tc = tiempo de concentración (min)

L = longitud del cauce (pies)

S = pendiente media del cauce (pies/pies)

Para ello se delimito el perfil longitudinal del río Cabra desde el punto más alejado o en donde comienza el rio hasta su desembocadura la cual es de aproximadamente 30 kilómetros.



Figura 5. 13 Perfil Longitudinal del Río Cabra hasta su desembocadura aproximadamente 30 km.
Fuente: Elaboración propia.

California Culverts Practice C.C.P., (1942) Esencialmente es la ecuación de Kirpick, desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California (U.S. Bureau of Reclamation. 1973, pp 67-71).

$$tc = 60(11.9L^3/H)^{0.385}$$

Donde:

tc = tiempo de concentración (min)

L= longitud del curso de agua más largo, (millas)

H = diferencia de nivel entre la divisorio de aguas y la salida, (pies)

Tiempo de Concentración		
Lugar de Interés	Kirpich (min)	C.C.P (hrs)
Sitio de medición	51	0.86
Comunidad Nueva Esperanza el Bajo	116	1.94
Cuenca Total	164	2.74

Cuadro 5. 6 Tiempo de concentración para distintos sitios de interés.

Fuente: Elaboración propia.

Al calcular con estas fórmulas se obtuvo el tiempo de concentración para cada sitio de interés dentro de la cuenca del río Cabra en especial la comunidad de nueva esperanza, área de alta vulnerabilidad.

5.6. Modelo Hec Ras

La aplicación es la modelación hidráulica en régimen permanente y no permanente de cauces abiertos, ríos y canales artificiales, para obtener los perfiles hidráulicos para diversos caudales de avenidas.

Metodología

Las principales partes del estudio consistieron en la revisión de la información hidrometeorológica así como el procesamiento de la información topográfica.

- Información cartográfica:
- Levantamiento topográfico
- Secciones transversales del río

Adecuación de la información al programa Hec-Ras.

- Recopilación de la Información bibliográfica, cartográfica e hidrometeorológica existente en el lugar del análisis.
- Reconocimiento de campo, mediante un recorrido desde estación registradora de niveles, dando mayor detalle al tramo desde Rancho Café aguas arriba hasta aguas debajo de la sección de aforo. Levantamiento topográfico realizado en julio de 2010.
- Se procedió a tomar las características geométricas de la sección. Si existen obstrucciones como piedras midiendo el diámetro, alturas etc.
- Ingreso de las secciones transversales del río Cabra con información correspondiente al levantamiento realizado en julio de 2010, desde la sección aguas arribas de la sección de aforos hasta la sección aguas debajo de la sección de aforo las secciones están separadas en promedio de 35 metros.
- Cabe resaltar en este punto la necesidad de actualizar la información topográfica de las secciones del río Cabra en Rancho Café para obtener mayor precisión en las simulaciones posteriores.

- Estimación del coeficiente de resistencia de Manning y coeficientes de contracción y expansión para las diferentes secciones del río Cabra.
- Determinación de las magnitudes de los caudales máximos instantáneos y tiempos de retorno que se presentan en el río Cabra, mediante los métodos analizados anteriormente y utilizando además el análisis regional de crecidas máximas en Panamá.

5.6.1. Simulación de caudales de avenidas

Ejecución del Programa Hec-Ras, considerando subcrítico el régimen hidráulico del río para caudales de avenida de 100, 200, 300, 400, 500, 600 m³/s. respectivamente en la cuenca del río Cabra.

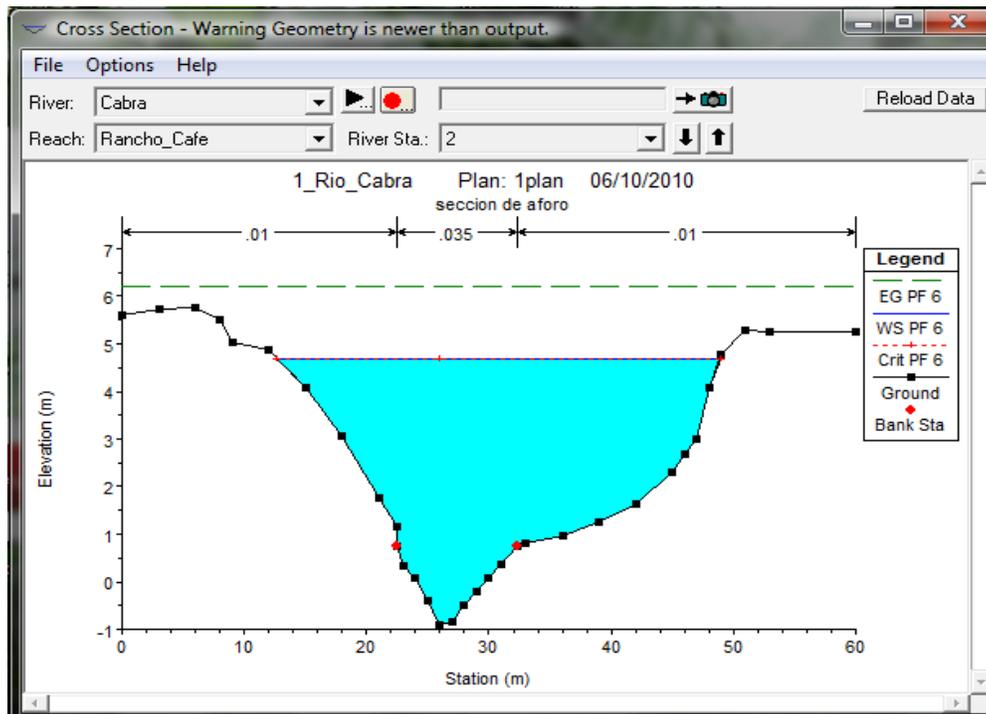


Figura 5. 14 Simulación de caudales de avenida con el modelo Hec Ras para 500 m³/s, en la sección de aforo.
Fuente: Elaboración propia.

A continuación se presenta la simulación del cauce del río Cabra desde la estación de aforo hasta las áreas de alta vulnerabilidad por inundaciones, utilizando secciones transversales (levantadas topográficamente por el personal de la Gerencia de Hidrometeorología de ETESA) en conjunto con el modelo digital elevación el cual permite modelar el cauce y la forma del río.

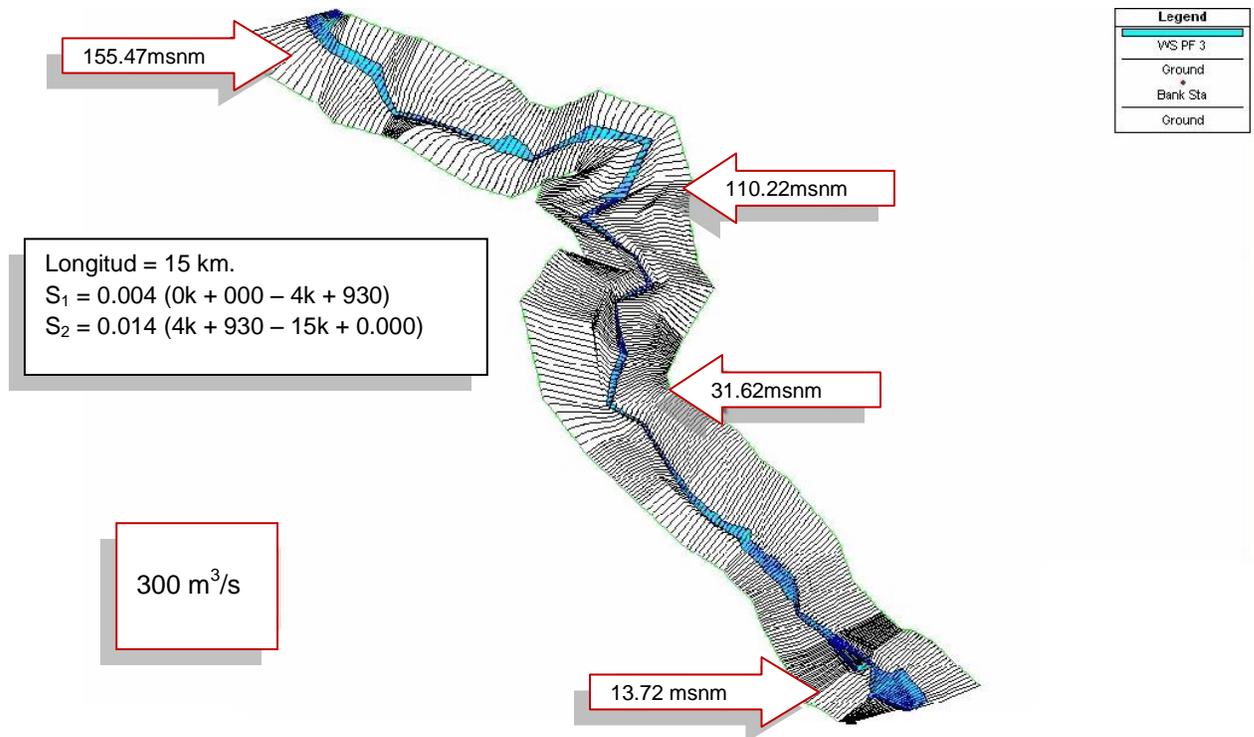


Figura 5. 15 Simulación de caudales de avenida con el modelo Hec Ras para 300 m³/s, desde la sección de aforo hasta las áreas afectadas en la parte baja de la cuenca del río Cabra, comunidad de Nueva Esperanza.
 Fuente: Elaboración propia.

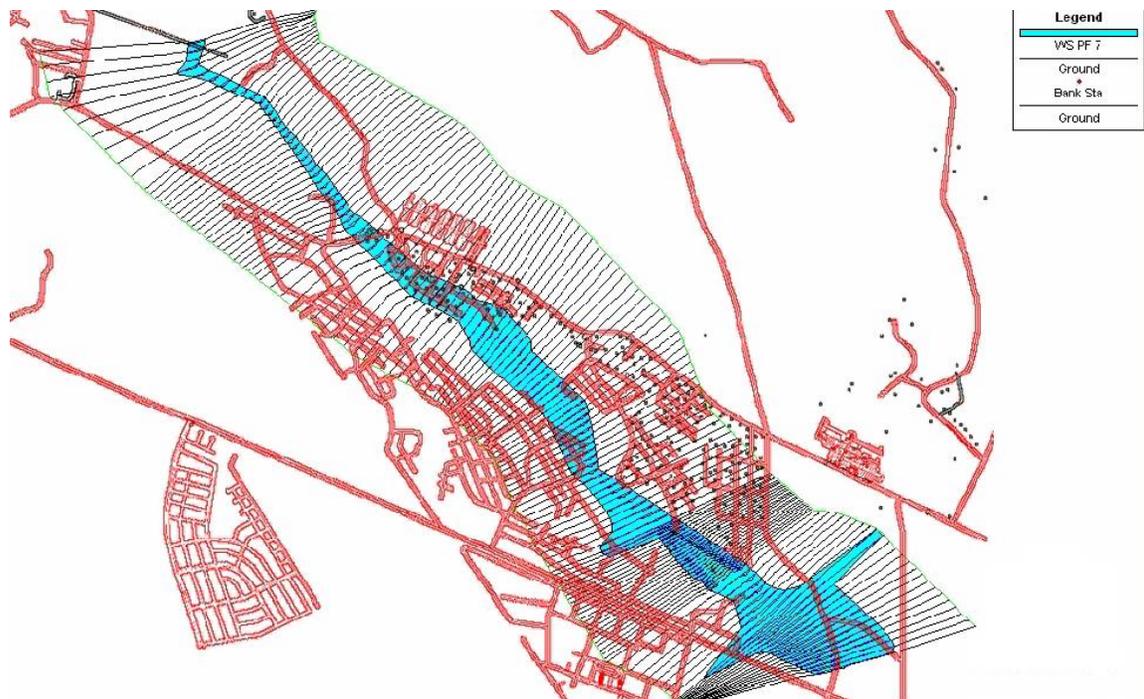


Figura 5. 16 Simulación de caudales de avenida con el modelo Hec Ras para 600 m³/s, en las áreas afectadas en la parte baja de la cuenca del río Cabra, comunidad de Nueva Esperanza.
 Fuente: Elaboración propia.

6. Conclusiones

Al analizar los cálculos de caudales de crecidas de la cuenca del río Cabra se encontró la relación que para un caudal de $300 \text{ m}^3/\text{s}$ en la sección de aforo el nivel de agua alcanza los 3 metros con lo que comienza a inundarse la parte baja de la cuenca en donde está la comunidad de Nueva Esperanza

La caracterización de la cuenca del río Cabra fue indispensable para el cálculo de caudal debido a que están presentes factores desencadenantes de inundaciones como el cambio del uso del suelo que ha hecho al medio menos permeable y ha facilitado el trabajo erosivo de las aguas de escurrimiento, convirtiendo el área de planicies en numerosos y dinámicos sistemas de meandros.

La familia de curvas de descarga se realizó con 6 métodos para el cálculo de caudal de crecida los cuales muestran una dispersión que indica la bondad relativa de estos cálculos siendo el método de área velocidad media es el más adecuado para la cuenca del río Cabra el cual presenta un caudal de $169 \text{ m}^3/\text{s}$ para un nivel de 4.0 metros.

La crecida del 17 de septiembre de 2004, corresponde a un caudal de $600 \text{ m}^3/\text{s}$ aproximadamente que según el análisis regional de crecidas máximas de Panamá, aplicado a la cuenca del río Cabra tiene un periodo de retorno de 100 años.

Con la simulación del modelo Hidráulico Hec Ras para un caudal de $300 \text{ m}^3/\text{s}$ se tiene que la comunidad de Nueva Esperanza es afectada por inundación, localizada en la parte baja de la cuenca con un área de 2.2 km^2 aproximadamente

7. Recomendaciones

Cada vez que la acumulación de nuevos datos lo permita, debe hacerse una actualización del cálculo de caudal de avenida, teniendo siempre el debido cuidado con el manejo de la información para que el resultado sea un producto de calidad.

Debe escogerse el método de curva de descarga más adecuado para la sección en estudio ya que no todos los métodos sirven para un caso específico.

Mejorar los resultados obtenidos, especialmente en la parte baja de la cuenca del río Cabra con un número mayor de secciones transversales a través de levantamientos topográficos.

Mantener en óptimo funcionamiento la red de estaciones hidrometeorológicas en Panamá, especialmente la cuenca del río Cabra, debido a que representan un aporte al bienestar social y económico tanto a nivel nacional como mundial.

Mantener relaciones internacionales con los organismos especializados en recursos hídricos y medio ambiente (OMM, CRRH, CEPAL, PNUMA, OEA, TCD, UNESCO y otras), con lo cual se beneficia Panamá y toda la región Centroamérica mediante la actualización de tecnología, metodología, intercambio de conocimiento, y oportunidades de asignación de becas para estudios y adiestramiento.

8. Bibliografía

VEN TE CHOW, 1994, hidráulica de Canales abiertos, McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A., editora Martha Edna Suarez R.

GERENCIA DE HIDROMETEOROLOGÍA, Empresa de Transmisión Eléctrica, S.A Panamá, levantamientos topográficos, información hidrometeorológica.

VEN TE CHOW, DAVID R. MAIDMENT, LARRY W, MAYS, 1994, hidrología aplicada, McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A., editora Martha Edna Suarez R.

DIEGO A. GONZÁLEZ J. Análisis Regional de Crecidas Máximas en Panamá, septiembre de 2008.

OELSNER, J. introducción a la hidrología superficial. Servicio nacional de meteorología e hidrología. Quito Ecuador.

PROYECTO HIDROMETEOROLÓGICO CENTROAMERICANO, Naciones Unidas-Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, Organización Meteorológica Mundial, Gobiernos de Costa Rica, Guatemala, Honduras, Nicaragua y Panamá. San José Costa Rica 1972. Manual de instrucciones hidrométricas. Publicación N° 49 segunda edición.

NEIRA HERNANDO C. 1967. Criterio para la selección de secciones de aforo. Informe N°20, San José, Costa Rica.

T.J. BUCHANAN, 1969, Techniques of water-resources investigations of the United States Geological Survey.

OTT MESSTECHNIK GmbH & Co. KG. Environmental protection: hydrometry, water quality, meteorology, consultado el 18 de septiembre de 2010, disponible en la página web: http://www.ott-hydrometry.de/web/ott_esp.nsf/id/pas.html

PROYECTO HIDROMETEOROLÓGICO CENTROAMERICANO, Naciones Unidas-Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, Organización Meteorológica Mundial, Gobiernos de Costa Rica, Guatemala, Honduras, Nicaragua y Panamá. San José Costa Rica 1977. Manual de instrucciones hidrometeorológicas. Publicación N° 140 segunda edición.

ORGANIZACIÓN METEOROLÓGICA MUNDIAL OMM, Guías de las prácticas hidrológicas, adquisición y proceso de datos, análisis, predicción y otras aplicaciones, quinta edición 1994, OMM-N°168.

ANDRES ARRIAGADA T, 1966, Curvas descarga y su extrapolación. San José, Costa Rica.

NEIRA HERNANDO, 1967, instructivos para el trazado de la curva de descarga en cauces aluviales. San José Costa Rica.

ROLAND W CARTER, 1965, Discharge Rating Gaging Station, United Stated Geological Survey.

FRANCO A, y HERNANDO NEIRA, 1966, normas para la elaboración de curvas de calibración en cauces aluviales. Cartagena Bogotá, Colombia.

ENDESA Hidrología, 1985, manual de normas y procedimientos, Santiago chile.

BASSO, EDUARDO, 1969, análisis comparativo de varios métodos de aforo por molinete, y distribución de velocidades. San José, Costa Rica.

DAVID R. MAIDMENT, Handbook of Hydrology, editor in chief, Copyright © 1993 by McGrawHill, Inc. All rights reserved. Printed in the United Stated of America.

Applied Modeling in Catchment Hidrology, edited by Vijay P. Singh Department of Civil Engineering Louisiana State University Baton Rouge, Louisiana 70803, U.S.A.

Este documento ha sido realizado e impreso gracias al apoyo de la Unión Europea a través del Programa Regional de Reducción de la Vulnerabilidad y Degradación Ambiental -PREVDA- ALA/2005/017-550