



**CENTRO AGRONÓMICO TROPICAL DE
INVESTIGACION Y ENSEÑANZA**

**PROGRAMA MANEJO INTEGRADO DE
RECURSOS NATURALES**



AREA DE MANEJO DE CUENCAS

PUBLICACIONES DEL PROYECTO RENARM/MANEJO DE CUENCAS

**MODELACION HIDROLOGICA E HIDRAULICA
PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES
EN CENTROAMERICA**

CASOS RIO PURIRES Y TURRIALBA

**HERNAN SOLIS BOLAÑOS
RAFAEL OREAMUNO VEGA
WILLIAM MURILLO MONTERO
JOSE J. CHACON SOLANO**

**CATIE, TURRIALBA
DICIEMBRE, 1993**

AGRADECIMIENTO

Este trabajo se pudo realizar gracias al valioso y decidido apoyo técnico y/o financiero de las siguientes instituciones:

- *Servicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento (SENARA)
Dirección de Ingeniería*
- *Ministerio de Planificación (MIDEPLAN)
Dirección de Proyectos, PL-480*
- *Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT)
Dirección General de Obras Portuarias y Fluviales
Departamento de Avalúos y Terrenos*
- *Junta Administrativa del Servicio Eléctrico de Cartago (JASEC)
Planificación de Obras*
- *Instituto Costarricense de Electricidad (ICE)
Departamento de Estudios Básicos*
- *Comisión Nacional de Emergencias (CNE)*
- *Instituto Meteorológico Nacional*
- *Municipalidad de Turrialba*
- *Centro Agronómico Tropical de Investigación y Enseñanza (CATIE)
Programa Manejo Integrado de Recursos Naturales
Proyecto ROCAPIRENARM/CIUENCAS
Centro de Cómputo*

INDICE

| | |
|--|-----------|
| INTRODUCCIÓN | |
| Problemática de las inundaciones en Centroamérica | 5 |
| Objetivos | 6 |
| METODOLOGÍA | |
| Modelación hidrológica | 7 |
| Modelación hidráulica | 10 |
| CASO RÍO PURIRES | |
| Introducción | 13 |
| Objetivo y alcance del estudio | 14 |
| Caracterización de la cuenca | 14 |
| Modelación hidrológica con HEC-1 | 17 |
| Calibración del modelo en el río Navarro | 17 |
| Resultados de la calibración | 21 |
| Modelación en la cuenca del río Purires | 22 |
| Modelación hidráulica con HEC-2 | 25 |
| Información de entrada | 25 |
| Generación de perfiles naturales | 30 |
| Diseño de diques | 31 |
| Acciones correctivas | 31 |
| Conclusiones y recomendaciones | 34 |
| Financiamiento requerido | 36 |
| CASO RÍO TURRIALBA | |
| Introducción | 37 |
| Objetivo y alcance del estudio | 38 |
| Caracterización de la cuenca | 39 |
| Modelación hidrológica con HEC-1 | 41 |
| Calibración del modelo | 41 |
| Modelación para el evento extremo de diseño | 46 |

| | |
|---|-----------|
| Registro limnigráfico de la estación Turrialba | 50 |
| Modelación hidráulica con HEC-2 | 52 |
| Condiciones hidráulicas iniciales | 52 |
| Conducta hidráulica del perfil natural | 53 |
| Diseño geométrico longitudinal y transversal del cauce | 54 |
| Diseño de espigones | 55 |
| Protección de taludes y de las pilas de los puentes | 58 |
| Plan de reubicación urbana | 59 |
| Conclusiones y recomendaciones | 60 |
| BIBLIOGRAFIA | 63 |
| ANEXOS | |
| A. Archivos de calibración del HEC-1 | |
| B. Archivos de modelación hidrológica con HEC-1 | |
| C. Archivos de modelación hidráulica con HEC-2 | |

INTRODUCCION

PROBLEMATICA DE LAS INUNDACIONES EN CENTROAMERICA

Centroamérica está localizada en una región de extrema inestabilidad geológica, como resultado de una continua actividad sísmica y volcánica, que provoca una topografía muy irregular, predominantemente montañosa. En efecto, las zonas planas ocupan aproximadamente un 25% en Nicaragua, Costa Rica y Panamá; un 18% en Guatemala y Honduras y un 5% en El Salvador (Leonard, 1985). Por otra parte, las altas intensidades y láminas de precipitación, que alcanzan 7500 mm, las fuertes pendientes, la fragilidad de muchos suelos, el uso conflictivo de la tierra -en frecuente contradicción con su uso potencial- y las prácticas agropecuarias inadecuadas, dificultan la sostenibilidad de la explotación de las zonas montañosas.

Una de las opciones para aliviar la creciente presión sobre las tierras en ladera es optimizar la productividad de las zonas planas, menos vulnerables a la degradación erosiva y más aptas para una intervención intensiva. Lamentablemente, Centroamérica, y en especial en la costa Atlántica, sufre el flagelo de periódicas y frecuentes inundaciones que afectan principalmente las zonas planas. Un ejemplo lo constituye el Valle de Sula, en Honduras, el cual es un pilar de la economía hondureña, pero víctima de constantes desbordamientos de los ríos Ulúa y Chamelecón. En 1974, el huracán Fifi azotó a varios países del istmo, provocando la muerte de más de 8000 personas y desplazando a más de 600 000 personas; sólo en Honduras provocó pérdidas económicas estimadas en \$100 millones. En general, se estima que las pérdidas anuales provocadas por las inundaciones del valle de Sula varían entre \$15 y \$35 millones (Corps, 1991).

Extrañamente, pese a que las inundaciones constituyen posiblemente el más perjudicial desastre natural del área, no se les ha dado la atención debida. Las oficinas encargadas de este problema se han caracterizado, en el pasado, por un débil apoyo institucional. Las soluciones empíricas, basadas en criterios profesionales desprovistos de suficiente información hidrológica e hidráulica, han intentado en forma aislada enfrentar problemas de una extraordinaria complejidad. Las formas tradicionales de solución han sido, por definición, incapaces de abordar satisfactoriamente este enorme reto.

La relativamente reciente aparición de los programas de computadora para la modelación hidrológica e hidráulica ha permitido dar un importante paso adelante en la solución de

la problemática de las inundaciones. Grandes volúmenes de información de precipitación, topografía, vegetación y suelos, pueden ser manejados en los complejos fenómenos involucrados durante las avenidas extremas de los ríos.

Los modelos HEC-1 (hidrológico) y HEC-2 (hidráulico) hicieron su aparición en 1968 y las versiones en microcomputadora en 1984. Estos modelos fueron creados por el Hydrologic Engineering Center (HEC), del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos. En la actualidad estos y otros modelos son usados con éxito en los países desarrollados gracias a la excelente disponibilidad de información básica.

La introducción del uso de modelos en nuestra área ha sido frenada por el argumento de que no existe suficiente información de entrada. Este argumento es sólo parcialmente cierto. Algunas cuencas, especialmente las de interés hidroeléctrico, iniciaron en el pasado procesos de monitoreo que ya permiten disponer de registros adecuados, tanto espacial como temporalmente.

Tales consideraciones han servido de base para plantear la posibilidad de utilizar estos modelos para el control de inundaciones en cuencas del área centroamericana. Así, se aplicaron en dos casos en Costa Rica. Los resultados son los que aparecen en esta obra.

OBJETIVOS

- **Evaluar la viabilidad de la utilización de los modelos hidrológicos e hidráulicos para el control de inundaciones en dos cuencas adecuadamente monitoreadas de Costa Rica, una en condiciones de flujo subcrítico y la otra con flujo supercrítico.**
- **Adaptar la metodología de obtención de los datos de entrada de los modelos a las condiciones de escasez de datos de la región.**
- **Utilizar la modelación como una herramienta de implementación, por primera vez en Centroamérica, y no solo de planificación; para esto se escogieron cuencas en las que instituciones públicas y empresas privadas estaban dispuestas a financiar la ejecución de las obras de control de inundaciones.**
- **Finalmente, se pretende promover el uso de los modelos en el ámbito centroamericano, para lo cual se planearon cursos regionales y proyectos de asistencia técnica a instituciones interesadas.**

METODOLOGIA

MODELACIÓN HIDROLÓGICA

La modelación hidrológica se define como la descripción matemática de la respuesta de una cuenca ante la ocurrencia de una serie de eventos de precipitación. Estos modelos permiten la generación sintética de hidrogramas en sitios en que no hay estaciones limnigráficas (Viessman *et al.*, 1989).

En las cuencas evaluadas, dado que se trata de eventos extremos de inundaciones y teniendo en cuenta la limitada disponibilidad de datos hidrometeorológicos, se decidió utilizar el modelo HEC-1. Este modelo es adecuado para lluvias de alta intensidad y corta duración, situación en que las consideraciones de humedad del suelo y evapotranspiración son secundarias y pueden ser despreciadas en el análisis (HEC-1, 1990).

Descripción del modelo HEC-1

El modelo hidrológico HEC-1 simula el escurrimiento superficial de una cuenca, producto de la precipitación, por medio de la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos: subcuencas, canales o ríos, embalses, sitios de desviación o descarga del caudal y estaciones de bombeo (HEC-1, 1990).

SUPOSICIONES Y LIMITACIONES

Las siguientes **suposiciones** deben ser tomadas en cuenta a la hora de pesar los resultados obtenidos con el HEC-1.

- Los parámetros que caracterizan los fenómenos hidrológicos sólo reflejan condiciones promedio, tanto de espacio como de tiempo.
- El área de estudio y el intervalo de tiempo escogidos deben tener una dimensión acorde con los parámetros utilizados.
- El modelo sólo genera resultados para un evento de precipitación, debido a que no considera las pérdidas de humedad durante períodos secos.

- Los resultados obtenidos se expresan en términos de caudal y no de altura.
- El tránsito de avenidas se basa en métodos hidrológicos (sólo utiliza la ecuación de continuidad). La confiabilidad de estos métodos disminuye en ríos de pendiente muy baja (ríos de llanura).
- El modelo HEC-1 considera como pérdidas en el proceso de precipitación todo fenómeno de interceptación, almacenamiento en depresiones, percolación e infiltración.

Existen dos limitaciones del modelo referidas al cálculo de las pérdidas de precipitación:

- Las tormentas que no producen escorrentía no las considera el modelo para el análisis.
- Las relaciones matemáticas para el cálculo de las pérdidas no toman en cuenta el efecto de la capacidad de almacenamiento del subsuelo.

MÉTODOS DE CÁLCULO DE PÉRDIDAS

Para el cálculo de las pérdidas por interceptación e infiltración existe la posibilidad de utilizar los siguientes métodos:

- *Razón de pérdida uniforme*
- *Razón de pérdida exponencial*
- *Razón de pérdidas de Holtan*
- *Número de curva del Servicio de Conservación de Suelos de los EEUU (SCS)*

De los métodos mencionados, el método más recomendable para el medio centroamericano es, a nuestro criterio, el método del SCS debido a que pueden realizarse estimaciones de las diferentes variables involucradas con base en la información disponible y visitas de campo (Solís *et al.*, 1991).

La técnica del SCS se basa en las características de drenabilidad de varios grupos de suelos registrados. El sistema de clasificación de suelos relaciona el tipo de grupo de suelo con un número de curva en función de la cobertura vegetal del suelo, el modo de utilización del terreno y condiciones antecedentes de humedad.

ESTIMACIÓN DE LA ESCORRENTÍA

La técnica del hidrograma unitario se utiliza para determinar la escorrentía provocada por un determinado evento de precipitación. El modelo HEC-1 da la posibilidad de seleccionar entre los siguientes métodos de generación de hidrogramas unitarios:

- *Hidrograma unitario de Clark*
- *Hidrograma unitario de Snyder*
- *Hidrograma adimensional del SCS*

El hidrograma unitario adimensional del SCS se generó con base en hidrogramas unitarios calculados en cuencas de muy variadas condiciones climatológicas y de diferentes áreas de drenaje en los EEUU, siendo el resultado de la combinación de los mismos. Este hidrograma requiere de poca información de entrada que es posible generar con registros de precipitación y caudal de la cuenca de interés.

Para su uso es necesario conocer solamente el tiempo de respuesta existente entre el pico del hidrograma de escurrimiento y el centroide de la precipitación efectiva. El hidrograma unitario del SCS ha sido utilizado en los esfuerzos de modelación descritos en este estudio. Sin embargo se supone que el método de Clark podría dar resultados satisfactorios, por lo que se recomienda investigar comparativamente el uso de los hidrogramas unitarios del SCS y de Clark (Hoggan, 1989).

FLUJO BASE

El flujo base es producido por el escurrimiento de aguas subterráneas. El HEC-1 permite incluir el flujo base en el hidrograma como una función de tres variables: caudal inicial (STRTO), caudal de inicio de la recesión (QRCSN) y tasa de abatimiento del caudal de recesión (RTIOR).

$$Q = Q_o \cdot (RTIOR)^{-n\Delta}$$

donde:

Q_o = STRTO para el flujo base inicial

Q_o = QRCSN para el flujo base de recesión

$n\Delta$ = tiempo en horas desde el inicio de la recesión

TRÁNSITO DE AVENIDAS

El tránsito de avenidas se utiliza para simular el movimiento de la onda de flujo a lo largo de tramos del río o de embalses. El método de Muskingum es sencillo y permite hacer estimaciones razonables de las variables involucradas, aún cuando no hayan datos para la calibración del tránsito, como es habitual en nuestra región (Solís *et al.*, 1991).

Las variables utilizadas son:

AMSKK tiempo de viaje de la onda en horas

X factor de peso de Muskingum

NSTPS número de subdivisiones del tramo

CALIBRACIÓN DEL MODELO

La calibración y verificación es la base esencial de la confiabilidad de los resultados de la modelación. Los hidrogramas calculados deben ser calibrados contra hidrogramas observados en estaciones limnigráficas. El modelo HEC-1 posee una poderosa herra-

mienta de calibración de algunas variables fundamentales, cuando se dispone de registros de precipitación y caudales, de eventos de una significativa magnitud. Utilizando esta técnica y regionalizando los resultados, se pueden estimar parámetros de precipitación/escorrentía para cuencas no calibradas.

MODELACION HIDRAULICA

La modelación hidráulica permite, a partir de caudales de entrada, analizar la conducta hidráulica de un río, en condiciones de funcionamiento normal o extremo dando información sobre el nivel del agua, profundidad, velocidad, zonas de desbordamiento, etc. De este modo se puede, por ejemplo, prever cuales sectores del río son incapaces de transportar de manera segura el caudal producido por eventos extremos de precipitación y escurrimiento y tomar las medidas de prevención correspondientes. Permite a su vez analizar las características energéticas del torrente, lo cual está asociado a su capacidad de socavación.

Descripción del modelo HEC-2

El modelo HEC-2 fue desarrollado para calcular el perfil del agua para canales artificiales o ríos. Se pueden calcular perfiles tanto para flujo supercrítico como subcrítico. En el caso de flujo subcrítico, los cálculos se inician en la sección inferior y se procede hacia aguas arriba. Lo contrario procede para el caso de flujo supercrítico. El modelo no permite el cambio de régimen de flujo en un perfil. En el caso en que el flujo de un régimen de flujo a otro, es necesario calcular el perfil en ambos regímenes en forma alternativa, y combinar las soluciones obtenidas. HEC-2 permite además considerar el efecto de diversas obstrucciones en el cauce, tales como puentes, vertederos y alcantarillados (HEC-2, 1991).

El modelo ha sido usado para:

- Determinar las áreas inundables para los caudales correspondientes a diferentes períodos de retorno.
- Estudiar el efecto de cambio de uso de la tierra en el riesgo de inundaciones.
- Estimar la mitigación de los daños por inundación, por medio de mejoras en la geometría del cauce.
- Analizar la capacidad hidráulica de los puentes.

SUPOSICIONES Y LIMITACIONES

El HEC-2 está orientado a calcular curvas de flujo gradualmente variado en flujo permanente, en canales naturales y artificiales. El programa tiene las siguientes limitaciones:

- No se considera el flujo no permanente.
- No se analiza el flujo rápidamente variado.
- Al considerarse flujo unidimensional, no se consideran los componentes transversales de la velocidad del agua.
- La pendiente del río debe ser menor del 10%.
- El programa no tiene la capacidad de considerar fronteras móviles.

BASES TEÓRICAS DE ANÁLISIS

Las ecuaciones de continuidad, Bernoulli y de pérdidas lineales y locales constituyen un sistema implícito, el cual es resuelto por el método iterativo del paso standard. Una vez realizado el análisis de la situación hidráulica vigente se puede modificar la capacidad de transporte del río por medio de opción de mejoramiento de canal. HEC-2 permite la modificación de la línea central del canal, la elevación del fondo, los taludes laterales, el ancho de la plantilla y los valores de n de Manning, hasta obtenerse la solución técnica y económicamente óptima.

INFORMACIÓN DE ENTRADA

El mayor esfuerzo en la modelación con HEC-2 se concentra en la obtención de los datos de entrada. Esta información incluye: régimen de flujo, elevación inicial, caudal, coeficientes de pérdidas, geometría longitudinal y transversal del cauce.

- *Régimen de flujo.* Los cálculos se inician en una sección transversal en la que se conoce o asume la altura del agua. Si el flujo es subcrítico se procede hacia aguas arriba; si es supercrítico, se procede hacia aguas abajo.
- *Elevación inicial.* La elevación inicial puede ser especificada por la profundidad crítica, una altura conocida, el método de área-pendiente, o una curva de caudal versus altura.
- *Caudal.* El caudal es generado por medio del modelo HEC-1 y puede ser cambiado en cualquier sección. HEC-2 permite la utilización de diferentes caudales para la obtención de perfiles múltiples. Esta opción facilita la identificación de los caudales críticos, o sea, aquellos caudales que provocan inundaciones.
- *Coefficiente de pérdidas de energía.* Se utilizan los siguientes tipos de coeficientes de pérdidas: valores n de Manning para el cauce principal y las planicies de inundación; coeficientes C de expansión o contracción, y coeficientes de pérdidas en puentes para pilas, vertederos o flujo a presión.
- *Geometría longitudinal y transversal del cauce.* Es necesaria una descripción detallada de las características geométricas del cauce, por medio de un levantamiento topográfico longitudinal y transversal. Se requiere levantar la sección

transversal en cada sitio en que se presentan cambios geométricos o hidráulicos del cauce. Las obstrucciones, tales como puentes, deben ser levantadas con precisión. Asimismo es necesario considerar los cambios de rugosidad, pendiente o caudal. El levantamiento no solo debe considerar el cauce principal, sino también las planicies de inundación.

Los datos se deben orientar hacia aguas abajo, ya que el programa considera que la información es provista de margen izquierda a margen derecha.

INFORMACIÓN DE SALIDA

EL HEC-2 provee la siguiente información de salida:

- Impresión de los datos de entrada.
- Distribución de caudales en las planicies de inundación izquierda y derecha, y el canal principal.
- Perfiles longitudinales indicando profundidad normal, profundidad crítica, línea energética, fondo del río, elevación de los bancos izquierdo y derecho, elevación más baja de las estaciones finales.
- Secciones transversales en cualquiera o en todas las estaciones, mostrando el nivel de agua y el nivel energético.
- Resumen de resultados. En esta tabla se indican diferentes variables geométricas e hidráulicas, tales como número de sección, elevación del fondo, elevación del agua, pendiente, velocidad, caudal, etc. El usuario puede diseñar tablas de salida de resultados, de acuerdo a su interés particular. Para ello dispone de una amplia gama de variables a escoger.

CASO RIO PURIRES

INTRODUCCION

El Valle del Guarco, ubicado en la cuenca baja del Río Purires, afluente del Río Reventazón, ha sufrido tradicionalmente los efectos desastrosos de las inundaciones. Tales inundaciones son el producto de la invasión de las planicies de inundación y de la ausencia de la sección hidráulica apropiada para evacuar las avenidas máximas en la época lluviosa, a causa de un continuo proceso de sedimentación del cauce.

El Valle del Guarco se divide en tres zonas: sector agrícola que se distingue por los cultivos de hortalizas, productos no tradicionales, fincas de café y lecherías; un significativo sector industrial y la zona urbana que abarca unas 50 ha.

La zona agrícola ha experimentado un gran avance en cuanto a ornamentales y flores para exportación, así como hortalizas para consumo interno. En una primera etapa, en la década de los 80, se desarrollaron unas 250 ha de invernadero con una inversión alrededor de US\$ 50 millones, de cuya producción un 80% es para exportación (aproximadamente US\$ 2 millones por mes). Estas empresas dan empleo directo a más de tres mil personas y generan una importante cantidad de divisas para el país. La cobertura de esta zona es hacia el sureste y suroeste del valle donde existen excelentes suelos y disponibilidad de agua subterránea y superficial.

Debido a la topografía plana y a la cercanía de la zona agrícola a los principales cauces, los huracanes Gilbert y Juana en el invierno de 1988 produjeron pérdidas estimadas en 50 millones de colones. El Gobierno decretó zona de emergencia a las áreas directamente afectadas por el desbordamiento del río Purires y sus afluentes. En consecuencia, se hizo necesario ejecutar las acciones pertinentes para la realización, mantenimiento y custodia de las obras que controlaran de manera eficaz las inundaciones en el valle del Guarco.

Es así como a partir de febrero de 1989, el SENARA inició un seguimiento a las obras que a nivel privado se han ejecutado en el río Purires. Además, en colaboración con el CATIE, se efectuaron los estudios técnicos, así como los trámites legales y financieros para continuar con la construcción de las obras en el verano de 1990-1991. Para el proyecto existía financiamiento a través de dos convenios; uno entre la Comisión Nacional de Emergencia (CNE) y el SENARA por 3,3 millones de colones, y otro entre MIDEPLAN, el

SENARA y la CNE por un monto de 20 millones de colones provenientes del Programa de Drenajes, Canalización de Ríos y Prevención de Inundaciones del PL-416.

Objetivo y alcance del estudio

El presente estudio tiene como objetivo básico la determinación y selección del caudal de avenida máxima para la cuenca del río Purires y el diseño geométrico en las obras de reencauzamiento, protección y reforzamiento de márgenes, reparación de puentes y otras obras tendientes a evitar el desbordamiento e inundación de este río y sus afluentes. Se pretende cuantificar los principales componentes hidrológicos de la cuenca a través del empleo de un modelo hidrológico que utiliza datos hidrometeorológicos y geofísicos de la misma cuenca.

En general, se busca probar y poner en operación el modelo en una cuenca controlada como lo es la del río Navarro y una vez debidamente calibrado, aplicarlo al análisis hidrológico de la cuenca del río Purires, que es una subcuenca del río Navarro. A continuación se aplica un modelo hidráulico, con el fin de evaluar la capacidad del cauce actual y diseñar las modificaciones geométricas del lecho del río para garantizar un transporte seguro del caudal seleccionado.

Caracterización de la cuenca

La cuenca del río Purires no cuenta con suficiente información hidrometeorológica, pues en ella sólo hay un pluviómetro en la estación Linda Vista. La cuenca del río Navarro está provista de una estación limnigráfica (La Troya), cuatro estaciones pluviográficas (Sanatorio Durán, La Cangreja, Muñeco y Belén) y dos estaciones pluviométricas (Comandancia de Cartago y Linda Vista).

CUENCA DEL RÍO NAVARRO

La cuenca se ubica de 83°51' a 84°02' de longitud oeste y de 9°44' a 9°58' de latitud norte. La cuenca del río Navarro hasta la Estación Fluviográfica 9-24, La Troya, tiene un área de drenaje de 282 km². Los ríos principales de la red de drenaje son el Reventado y Purires, a partir de cuya confluencia se denomina inicialmente río Aguacaliente y luego río Navarro, el cual desemboca finalmente en el Reventazón (Fig. 1). El área de drenaje del río Navarro se encuentra en una de las zonas más secas de Costa Rica. Tiene una precipitación media anual de 1500 mm. Los meses más húmedos corresponden a setiembre y octubre, con un promedio de precipitación de aproximadamente 300 mm.

La temperatura promedio anual oscila entre 17,5°C y 22,5°C. La temperatura máxima promedio anual muestra también variaciones muy fuertes, en la parte baja de la cuenca oscila entre 22,5°C y 25°C y en la parte alta entre 10°C y 12,5°C. De igual forma, la temperatura mínima oscila entre 12,5°C y 15°C en la parte baja, mientras que en la parte alta es inferior a 7,5°C. El promedio anual de horas de brillo solar es de aproximadamente cuatro horas, alcanzando valores máximos de hasta seis horas y mínimos de tres horas diarias.

CUENCA DEL RÍO PURIRES

Esta cuenca se ubica entre 83°55' y 84°02' de longitud oeste y 9°48' a 9°54' de latitud norte, con un área de 77 km². El principal afluente del río Purires es el río Coris, que tiene problemas de drenaje cuando el Purires sube de nivel, debido a la poca pendiente.

La cuenca alta. Se caracteriza por ser de origen volcánico, con fuertes pendientes. La ganadería extensiva es el uso dominante de la tierra, acompañado de bosques y cultivos aislados. El proceso de deforestación fue muy extenso en el pasado, lo que provocó cambios inadecuados en el uso de la tierra.

La zona está prácticamente despoblada, sin embargo cuenta con carreteras asfaltadas y servicio eléctrico.

De acuerdo con el mapa de uso potencial del MAG (1970), esta región se clasifica como III-D. Por su topografía y suelos, estas áreas no tienen capacidad agropecuaria de mayor productividad; son aptas para conservar el bosque natural, con una explotación y manejo controlados que incluyan prácticas de conservación y protección.

El sistema de clasificación de la capacidad de uso de la tierra del Servicio de Conservación de Suelos (Acón, 1991) indica que la cuenca alta del río Purires corresponde a la clase VI-E. Esta clase incluye terrenos con severas limitaciones para cultivos agronómicos, pero aprovechables en pastos y bosques. Algunos suelos pueden ser usados para ciertos cultivos (café, frutales), siempre y cuando se apliquen prácticas de manejo o para cultivos que se adaptan a condiciones difíciles. Las limitaciones más usuales de esta clase son pendientes muy fuertes, alta susceptibilidad a la erosión o ya muy erosionados, alta pedregosidad, suelos superficiales, excesiva humedad, factores climáticos adversos.

Esta categoría comprende todas aquellas tierras con diferentes grados de erosión causadas tanto por mal manejo (erosión actual) o riesgos de erosión ocasionados por limitaciones topográficas.

La cuenca baja. Rodeado por las montañas se encuentra el Valle del Guarco, con poca pendiente y explotación agrícola extensiva. Según el mapa de uso potencial (MAG, 1970), esta área se clasifica como I-A, caracterizada como zona de uso intensivo, teniendo en

Cuadro 1. Principales características geomorfológicas de las cuencas de los ríos Navarro y Purires

| Descripción | Río Navarro | Río Purires |
|-------------------------|-------------|-------------|
| Área (km ²) | 282 | 77,28 |
| Perímetro (km) | 87,0 | 35,2 |
| Elevación máxima (msnm) | 3200 | 2100 |
| Elevación mínima (msnm) | 1020 | 1380 |
| Altitud media (msnm) | 1725 | 1587 |
| Longitud del río (km) | 30,0 | 14,4 |
| Pendiente media | 0,073 | 0,050 |
| Orden de la cuenca | 5 | 4 |
| Densidad de drenaje | 0,88 | 0,87 |
| Alejamiento medio | 1,79 | 1,64 |
| Factor de forma | 0,74 | 0,76 |
| Índice de pendiente | 0,216 | 0,242 |
| Índice de compacidad | 1,46 | 1,13 |

más de 75% de su superficie recursos físicos con capacidad para dar altos rendimientos por hectárea. Estas áreas son muy planas, de origen aluvial, con suelos livianos de textura franca a franco arenosa que responden bien a la aplicación de fertilizantes; aptos tanto para cultivos anuales como para cultivos permanentes y ganadería intensiva; requieren el empleo de métodos sencillos de conservación.

Las aguas del río Purires presentan una inadecuada calidad; sin embargo son utilizadas para riego por los floricultores, lo cual podría afectar los niveles de calidad establecidos por los exigentes mercados extranjeros. Además, dado que los horticultores irrigan sus parcelas con aguas del río, se presenta un peligro sanitario para los consumidores.

EFFECTOS DEL MANEJO INADECUADO DE LA CUENCA

La conversión del uso de la tierra en la cuenca alta, de bosques a pastos y cultivos, en conflicto con el uso potencial recomendable activó procesos de degradación de la cuenca, con erosión en las laderas y su eventual deposición en las planicies, alteración de la calidad del agua y alteración cuantitativa del ciclo hidrológico.

Entre las consecuencias negativas se puede destacar el incremento de los caudales máximos, que agravan los fenómenos de inundación, socavación de cauces y puentes, contaminación, erosión, sedimentación y pérdida de fertilidad.

En la parte baja, los ríos tienen capacidad geométrica limitada, situación agravada por la construcción de instalaciones agrícolas en planicies de inundación, las bajas pendientes y la presencia de obstáculos al flujo tales como puentes estrechos y curvas pronunciadas.

MODELACION HIDROLOGICA CON HEC-1

Calibración del modelo en el río Navarro

El modelo se calibró en la cuenca del río Navarro, siguiendo los pasos que a continuación se describen:

ESCOGENCIA DEL EVENTO DE CALIBRACIÓN

Se procedió a escoger los eventos extremos mejor definidos del registro limnigráfico de la estación La Troya. El criterio que se siguió fue localizar picos aislados con niveles limnimétricos superiores a los dos metros. Se supuso que las crecientes de esta magnitud eran producto de tormentas que hubieran cubierto completamente el área de drenaje. Se seleccionaron 27 crecientes para el período comprendido entre diciembre de 1980 y diciembre de 1988. Seguidamente se procedió a leer, de las bandas pluviográficas, la precipitación correspondiente a dichas tormentas y se escogieron tres que tenían registro completo del evento y una altura de precipitación similar. Con esto se garantizó que las tormentas cubrieran la totalidad del área de la cuenca y que hubieran tenido una intensidad lo más uniforme posible dentro de la gran variabilidad climática de la zona.

Las tormentas seleccionadas fueron la del 29 de octubre de 1984, la del 12 de octubre 1986 y la del 11 de octubre de 1987. Una vez definidas las tormentas y sus crecientes, se calibró el HEC-1 para la tormenta del 12 de octubre de 1986, por ser la que presentó una mayor uniformidad espacial y temporal de la lluvia.

Cuadro 2. Distribución espacial de la tormenta del 12 octubre 1986 en la cuenca del río Navarro

| Estación pluviométrica | Precipitación diaria (mm) | Peso de estación (%) |
|------------------------|---------------------------|----------------------|
| Sanatorio Durán | 42,1 | 15 |
| Cangreja | 80,2 | 15 |
| Muñeco | 34,7 | 23 |
| Linda Vista | 64,2 | 19 |
| Comandancia Cartago | 68,2 | 21 |
| Belén | 32,0 | 7 |

Los resultados obtenidos en la calibración fueron ajustados con base en el evento catastrófico del 11 de octubre de 1990, acaecido durante el período de ejecución de este estudio. Partiendo de las marcas dejadas por los máximos niveles del río en dos sectores geométrica e hidráulicamente favorables, se estimó el caudal en sitios en los que no se hubiera producido desbordamiento. Con estos datos, se afinaron los valores de número de curva (CN) y abstracción final (IA) de la cuenca.

Partiendo de las marcas dejadas por los máximos niveles del río en dos sectores geométrica e hidráulicamente favorables, se estimó el caudal en sitios en los que no se hubiera producido desbordamiento. Con estos datos, se afinaron los valores de número de curva (CN) y abstracción final (IA) de la cuenca.

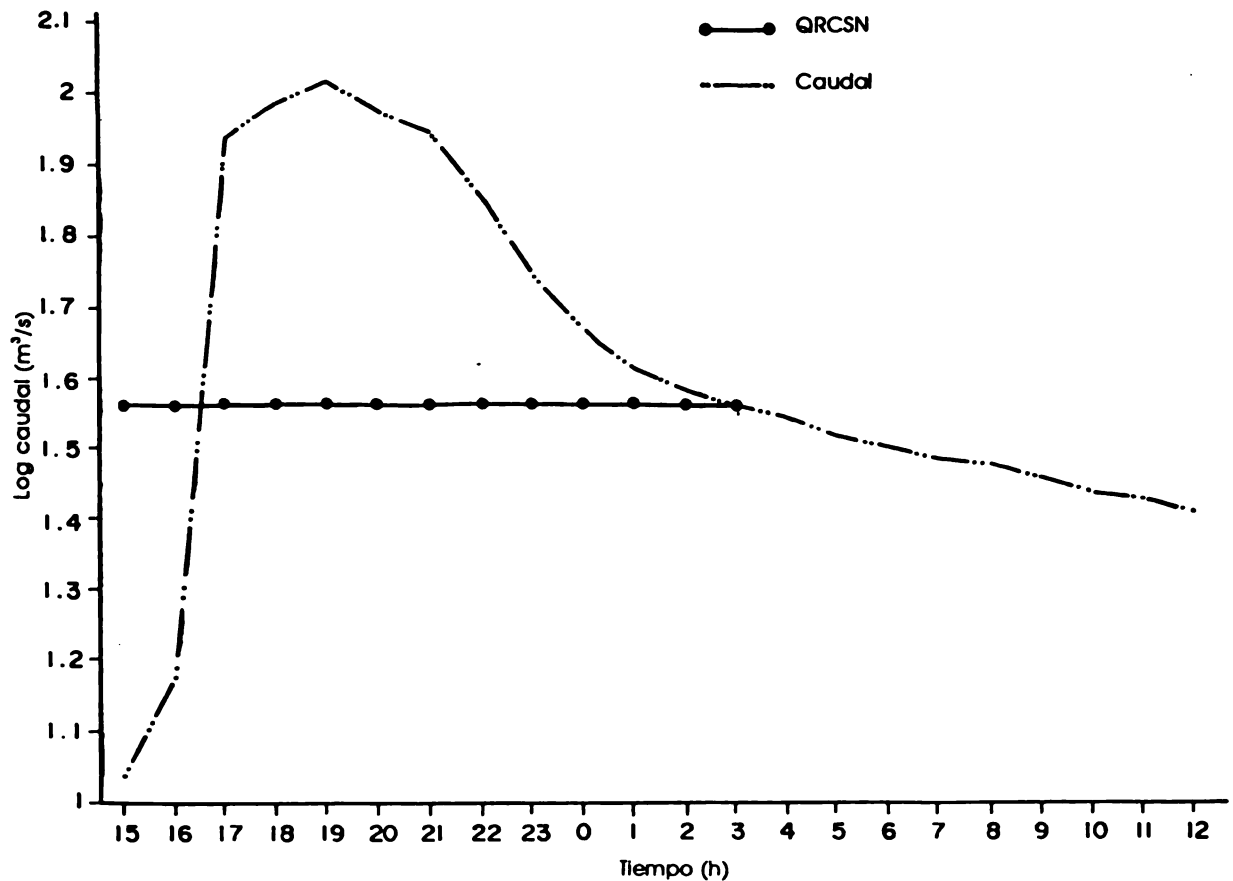


Fig. 2 Parámetros QBase del 12/10/86

DISTRIBUCIÓN ESPACIAL Y TEMPORAL DE LA LLUVIA

La distribución espacial se obtuvo por medio de los polígonos de Thiessen, para las estaciones pluviográficas y pluviométricas de Sanatorio Durán, La Cangreja, Muñeco, Belén, Cartago y Linda Vista (Cuadro 2). La distribución temporal se calculó igualmente utilizando polígonos de Thiessen, para las estaciones pluviográficas de Sanatorio Durán, La Cangreja y Muñeco (Cuadro 3).

HIDROGRAMA OBSERVADO

El hidrograma observado en la estación limnigráfica de La Troya, en el evento del 12 de octubre de 1986, se presenta en la Fig. 2.

CAUDAL BASE

Los parámetros iniciales del caudal base: caudal inicial (STRTO), caudal de inicio de recesión (QRCSN) y la tasa de abatimiento de la curva de recesión (RTIOR) (HEC-1, 1981) se obtuvieron del hidrograma del 12 de octubre de 1986 en La Troya.

$$\text{STRTO} = 10,9 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{QRCSN} = 36,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{RTIOR} = 1,05$$

TIEMPO DE DESFASE

Se intentó inicialmente obtener el tiempo de desfase, de acuerdo con la recomendación del SCS, para la obtención de hidrogramas unitarios sintéticos.

$$t_1 = 0,6t_c \quad [1]$$

Calculando el t_c con la ecuación de Kirpich

$$t_c = L^{1.15} / (3080H^{0.38}) \quad [2]$$

donde el tiempo se da en minutos:

$$L = 23000 \text{ m} = \text{máxima distancia de recorrido del agua}$$

$$H = 1600 \text{ m} = \text{diferencia de elevación entre el inicio y el final de L}$$

En la cuenca del Navarro, se obtuvo con la ecuación [2] un tiempo de desfase de 1:22 horas, el cual parece muy pequeño para las características de la cuenca. En consecuencia, se derivó el tiempo de desfase a partir de la tormenta del 12 de octubre de 1986, tomando el tiempo transcurrido entre el centroide de la lluvia total sobre la cuenca y el tiempo en que ocurre el caudal pico, tal como lo recomiendan Linsley *et al.* (1982) y Dunne y Leopold (1978). Aunque es teóricamente preferible considerar el centro de la lluvia efectiva, en la práctica la obtención confiable de dicho valor es difícil, y en este caso se utiliza el centroide de la lluvia total.

Dada la dificultad aritmética del cálculo del hidrograma medio de la cuenca, obtenido a partir de seis estaciones para la distribución espacial y tres estaciones para la distribución temporal, se sugiere a continuación el siguiente procedimiento:

- Se corre el HEC-1 únicamente con la información de precipitación, para una tormenta histórica; en este caso la del 12 de octubre de 1986.
- El modelo genera una salida que contiene el hietograma medio resultante.
- Se obtiene el centroide del hietograma medio y comparándolo con el hidrograma histórico observado, se calcula el tiempo de desfase al caudal pico.

En el caso de la tormenta del 12 de octubre de 1986, se obtuvo un tiempo de 4,5 horas al centroide del hietograma y de 7 horas al caudal pico, a partir del inicio de la lluvia. En consecuencia, el tiempo de desfase es de 2,5 horas, obtenido con una hoja electrónica (Cuadro 4).

Para regionalizar los tiempos de desfase, se decidió utilizar la ecuación de Snyder que permite la calibración con base en los resultados locales (Viessman, 1989):

$$t_1 = C_t (L * L_c)^{0.3} \quad [3]$$

donde:

L = distancia máxima de recorrido del agua en millas (1 milla = 1,61 km)

L_c = distancia de la salida al punto más cercano del río al centroide de la cuenca, en millas

C_t = coeficiente que varía de 1,8 a 2,2 en los Montes Apalaches

En el caso de la cuenca del río Navarro se tiene:

L = 23 km = 14,29 millas

L_c = 8 km = 4,97 millas

$$C_t = t_1 / (L * L_c)^{0.3} = 2,5 / (14,29 * 4,97)^{0.3} = 0,7$$

Cuadro 3. Distribución temporal de la tormenta del 12 de octubre 1986 en la cuenca del río Navarro

| Hora | Estación pluviográfica (P. de Thiessen) | | |
|-------|--|-----------------|---------------|
| | S.Durán 25% | Cangreja 35% | Muñeco 40% |
| 12:00 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 12:30 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 13:00 | 1,0 | 5,0 | 0,1 |
| 13:30 | 0,0 | 10,5 | 0,6 |
| 14:00 | 0,0 | 4,0 | 8,0 |
| 14:30 | 0,2 | 4,0 | 0,5 |
| 15:00 | 0,2 | 2,0 | 0,1 |
| 15:30 | 9,6 | 4,5 | 2,9 |
| 16:00 | 6,0 | 7,5 | 3,0 |
| 16:30 | 3,0 | 9,5 | 3,5 |
| 17:00 | 0,1 | 13,5 | 3,5 |
| 17:30 | 0,9 | 5,5 | 3,5 |
| 18:00 | 6,0 | 6,5 | 3,0 |
| 18:30 | 10,7 | 2,5 | 1,5 |
| 19:00 | 2,0 | 1,2 | 0,5 |
| 19:30 | 0,3 | 0,3 | 0,1 |
| 20:00 | 0,2 | 0,5 | 0,7 |
| 20:30 | 0,1 | 1,0 | 0,6 |
| 21:00 | 0,0 | 0,5 | 0,4 |
| 21:30 | 0,1 | 0,2 | 0,4 |
| 22:00 | 0,6 | 0,2 | 0,4 |
| 22:30 | 0,7 | 0,1 | 0,3 |
| 23:00 | 0,4 | 0,5 | 0,2 |
| 23:30 | 0,0 | 0,5 | 0,4 |
| 24:00 | 0,0 | 0,2 | 0,1 |

Pese a que $C_t = 0,7$ es muy bajo en comparación con los valores reportados por Snyder; Dunne y Leopold (1978) mencionan que C_t puede oscilar desde 0,3 para montañas muy abruptas hasta 10 para planicies. En consecuencia el valor de $C_t = 0,7$ resulta razonable.

Si la ecuación se aplica en kilómetros, se obtiene:

$$C_t = 2,5 / (23 \cdot 8)^{0,3} = 0,53$$

Este coeficiente es el que será aplicado a la cuenca del río Purires.

Resultados de la calibración

Tras repetidos intentos de calibración, inicialmente automática y luego afinada en forma manual, se obtuvo el mejor ajuste posible entre el hidrograma observado el 12 de octubre de 1986 y el hidrograma calculado.

Así, se adoptó $CN = 60$ e $IA = 19$ mm.

Se logró un buen ajuste de caudal pico y curva de recesión pero no de la curva de ascenso que es más rápida en el hidrograma observado. No es posible realizar este ajuste sin caer en valores de CN e IA irreales. Esta diferencia se atribuye a la utilización del hidrograma unitario sintético adimensional usado por HEC-1, que difícilmente se ajusta con precisión a las condiciones locales. La derivación de un hidrograma unitario local se dificulta por no disponer de eventos de precipitación uniforme tanto espacial como temporalmente en la cuenca del río Navarro.

Cuadro 4. Cálculo de centro de masa de la lluvia del 12 de octubre 1986 en la cuenca del río Navarro

| Hora | Tiempo (h) | Precipitación (mm) | T*P |
|-----------|------------|--------------------|--------|
| 12:00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 12:30 | 0,50 | 0,00 | 0,00 |
| 13:00 | 1,00 | 2,18 | 2,18 |
| 13:30 | 1,50 | 4,87 | 7,31 |
| 14:00 | 2,00 | 4,32 | 8,64 |
| 14:30 | 2,50 | 1,88 | 4,70 |
| 15:00 | 3,00 | 0,93 | 2,79 |
| 15:30 | 3,50 | 2,91 | 10,19 |
| 16:00 | 4,00 | 5,89 | 23,56 |
| 16:30 | 4,50 | 6,27 | 28,22 |
| 17:00 | 5,00 | 7,46 | 37,30 |
| 17:30 | 5,50 | 3,52 | 19,36 |
| 18:00 | 6,00 | 3,92 | 23,52 |
| 18:30 | 6,50 | 2,62 | 17,03 |
| 19:00 | 7,00 | 2,57 | 17,99 |
| 19:30 | 7,50 | 0,65 | 4,97 |
| 20:00 | 8,00 | 0,30 | 2,40 |
| 20:30 | 8,50 | 0,69 | 5,86 |
| 21:00 | 9,00 | 0,43 | 3,87 |
| 21:30 | 9,50 | 0,22 | 2,09 |
| 22:00 | 10,00 | 0,23 | 2,30 |
| 22:30 | 10,50 | 0,28 | 2,94 |
| 23:00 | 11,00 | 0,44 | 4,84 |
| 23:30 | 11,50 | 0,35 | 4,03 |
| 24:00 | 12,00 | 0,25 | 3,00 |
| 00:30 | 12,50 | 0,03 | 0,37 |
| Sumatoria | | 53,17 | 239,36 |

Centro de masa = $239,36 / 53,17 = 4,5$ horas

$T_{lag} =$ Tiempo al pico - Centro de masa

$T_{lag} = 7 - 4,5 = 2,5$ h

Modelación en la cuenca del río Purires

RED DE COMPONENTES INTERCONECTADOS DE LA CUENCA

La cuenca del Purires se subdividió en ocho subcuencas para generar hidrogramas en la zona inundable, de modo que se disponga de los caudales máximos conforme se avanza aguas abajo en el diseño geométrico del cauce (Fig. 3).

DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LA LLUVIA

En la cuenca del río Purires se cuenta solamente con una estación meteorológica, el pluviómetro de Linda Vista ubicado cerca del centro de la cuenca. La información de esta estación se utilizó para obtener la lámina máxima diaria de precipitación. El período de retorno de cada evento de la serie de máximos se calculó utilizando la ecuación de Weibull. La curva de distribución de frecuencia se definió aplicando la distribución de

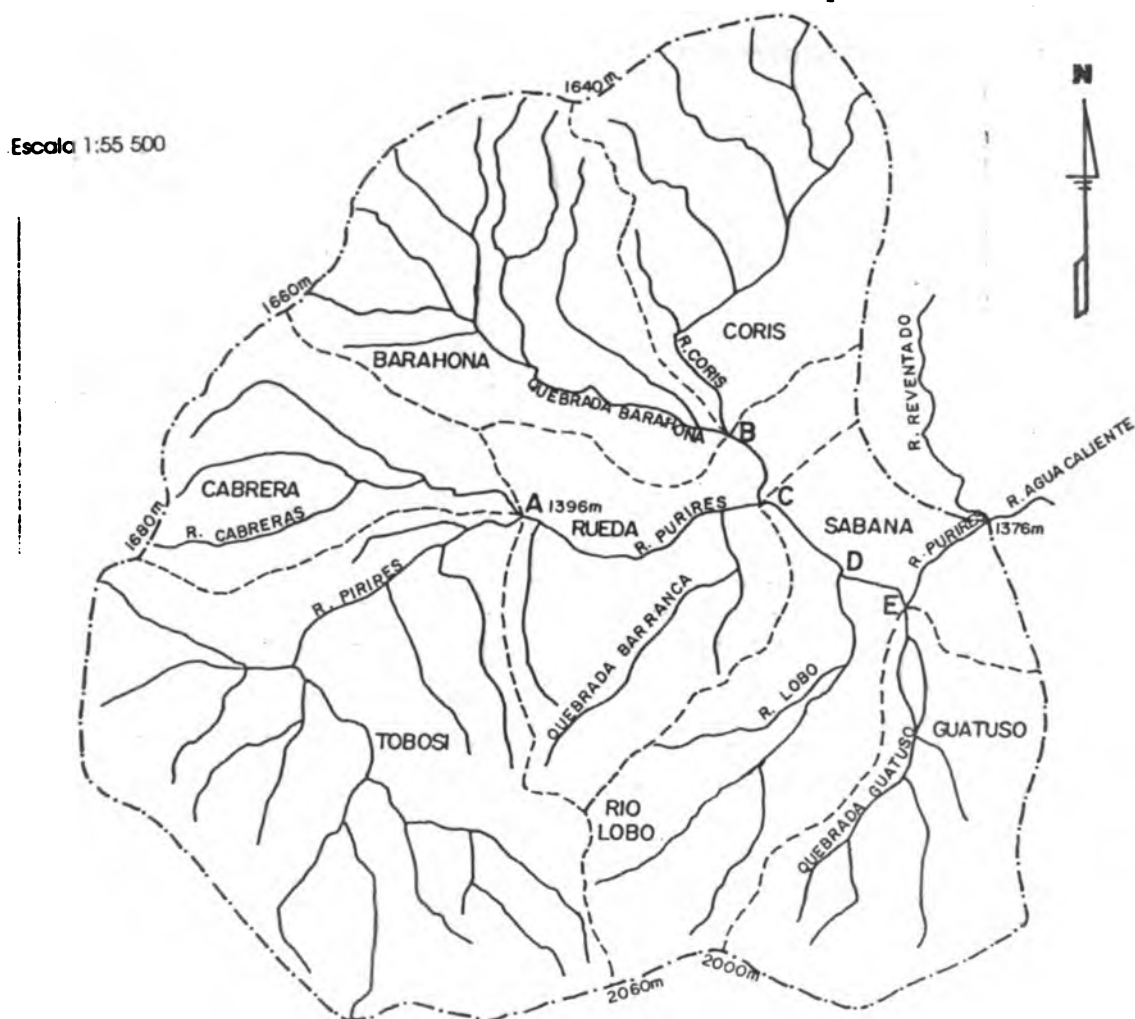


Fig. 3 Cuenca del río Purires

valores extremos de Gumbel, por medio de la ecuación de Chow (1964). Los resultados de dicho análisis se pueden observar en la Fig. 4. Debido a la gravedad de los daños ocurridos en instalaciones agroindustriales, se eligió la tormenta de 40 años de período de retorno como evento de diseño, con un valor de precipitación diaria de 123 mm.

DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LA LLUVIA

Se utilizó la distribución temporal de la tormenta máxima probable, generada por el ICE para la cuenca del río Reventazón. Esta decisión se tomó debido a la ausencia de pluviógrafos en la cuenca del río Purires.

FLUJO BASE

Para obtener el flujo base de las diferentes subcuencas del río Purires se puede partir de los resultados de la cuenca del río Navarro, para el hidrograma observado del 12 de octubre de 1986. Se obtiene el caudal inicial por unidad de área, el cual es multiplicado por el área de cada subcuenca del río Purires. En este caso, sin embargo, se disponía de algunas mediciones de caudal que se usaron en la estimación del caudal inicial.

El caudal de inicio de la curva de recesión se tomó como el 50% del caudal pico y la tasa de abatimiento de la curva de recesión como 1,07, obtenidos a partir del proceso de calibración de la cuenca del río Navarro. Estos valores se asumen constantes para todas las subcuencas.

TIEMPOS DE DESFASE

Con base en la ecuación [3] se estimaron los tiempos de desfase de cada subcuenca (Cuadro 5).

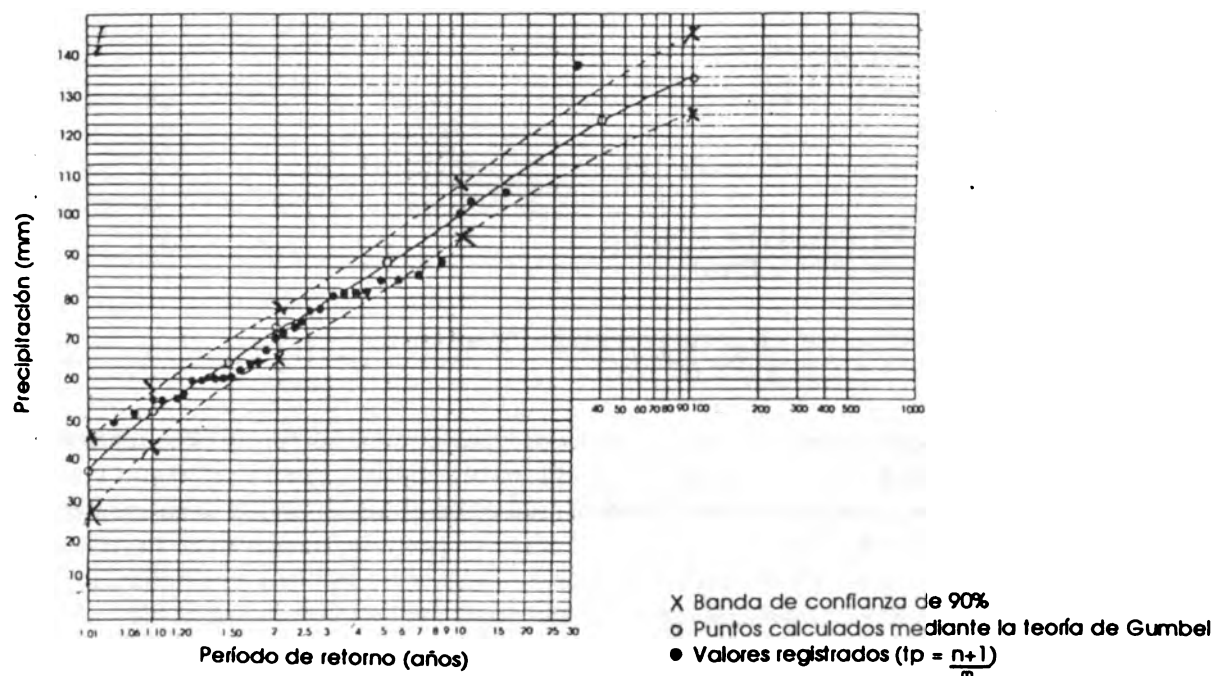


Fig. 4 Distribución de valores extremos de precipitación diaria en la estación Linda Vista

TRÁNSITO DE AVENIDAS

El método escogido para simular el desplazamiento de la onda de flujo fue el de Muskingum. Este método requiere conocer el tiempo de viaje de la onda, en los diferentes sectores del río. Dada la corta longitud de los tramos considerados y el poco tiempo que toma a la onda recorrerlos, el efecto de abatimiento de los hidrogramas durante el tránsito no es muy significativo. Se considera en consecuencia que se pueden emplear valores aproximados de la velocidad de onda para diferentes formas de canal, en función de la velocidad media (Viessman *et al.*, 1989):

$$\text{Rectángulo ancho} = 5 \cdot V/3$$

$$\text{Triangular} = 4 \cdot V/3$$

$$\text{Parábola ancha} = 11 \cdot V/9$$

En el sector de la confluencia del río Purires con la Quebrada Lobo y la unión del río Purires con el río Coris, se utiliza la ecuación de Manning para las siguientes características aproximadas:

$$\text{Pendiente} = 0,003$$

$$\text{Ancho de base} = 15 \text{ metros}$$

$$\text{Caudal} = 87 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Inclinación del talud} = 1$$

$$n \text{ de Manning} = 0,06$$

Aplicando un programa de cómputo se obtiene:

$$\text{Profundidad del agua (y)} = 3,02 \text{ m}$$

$$\text{Velocidad media (v)} = 1,6 \text{ m/s}$$

La velocidad de onda para un canal rectangular ancho es:

$$C = 5 \cdot V/3 = 5 \cdot 1,6/3 = 2,67 \text{ m/s}$$

Estos valores pueden ajustarse a través de corridas sucesivas, para obtener valores más acordes a la realidad. En este caso se consideró innecesario y se aplicó esa velocidad de onda para los diferentes tramos analizados, con el fin de obtener los tiempos de recorrido de la onda (Cuadro 6).

Cuadro 5. Tiempos de desfase en las subcuencas del río Purires

| Subcuenca | L (m) | Lc (m) | TLAG (h) | Area (km2) |
|-----------|-------|--------|----------|------------|
| Tobosi | 8750 | 4440 | 1,59 | 20,74 |
| Cabrera | 4712 | 2349 | 1,09 | 6,47 |
| Rueda | 5251 | 2220 | 1,11 | 9,83 |
| Barahona | 5463 | 3023 | 1,23 | 10,86 |
| Coris | 5825 | 3348 | 1,29 | 10,16 |
| Río Lobo | 5513 | 2733 | 1,20 | 7,57 |
| Guatuso | 5116 | 2253 | 1,10 | 8,04 |
| Sabana | 2173 | 788 | 0,62 | 3,61 |

Cuadro 6. Tiempo de recorrido de la onda en los tramos evaluados del río Purires

| Tramo | Longitud (m) | Tiempo de recorrido (h) |
|-------|--------------|-------------------------|
| AC | 326 | 0,3 |
| BC | 946 | 0,1 |
| CD | 1150 | 0,1 |
| DE | 780 | 0,1 |
| EF | 1300 | 0,1 |

INFORMACIÓN DE ENTRADA Y SALIDA

En el Cuadro 7 se resumen los resultados de la modelación.

Cuadro 7. Resumen de escurrimiento en la cuenca del río Purires

| Operación | Estación | Caudal pico (m ³ /s) | Area (km ²) |
|-------------|----------|---------------------------------|-------------------------|
| Hidrograma | Tobosi | 30,11 | 20,74 |
| Hidrograma | Cabrera | 10,01 | 6,74 |
| Combinación | A | 40,11 | 27,21 |
| Tránsito | A-C | 39,04 | 27,21 |
| Hidrograma | Rueda | 15,80 | 9,83 |
| Hidrograma | Barahona | 16,66 | 10,86 |
| Hidrograma | Coris | 15,41 | 10,16 |
| Combinación | B | 32,06 | 21,02 |
| Tránsito | B-C | 31,93 | 21,02 |
| Combinación | C | 86,78 | 58,06 |
| Tránsito | C-D | 85,81 | 58,06 |
| Hidrograma | Lobo | 11,60 | 7,57 |
| Combinación | D | 97,42 | 65,63 |
| Tránsito | D-E | 96,30 | 65,63 |
| Hidrograma | Guatuso | 12,43 | 8,04 |
| Combinación | E | 108,73 | 73,67 |
| Tránsito | E-F | 107,71 | 73,67 |
| Hidrograma | Sabana | 5,75 | 3,61 |
| Combinación | F | 113,31 | 77,28 |

MODELACION HIDRAULICA CON HEC-2

Información de entrada

La información topográfica longitudinal abarcó una distancia de 9240 m. En dicha distancia se levantaron secciones cada 25 m para un total de 370 secciones. De este total se utilizaron únicamente 137, ubicadas en los puntos más significativos de la red fluvial. En consecuencia, se tiene un distanciamiento promedio de 67,4 m entre estaciones, lo cual revela el interés mostrado por lograr una descripción geométrica adecuada del irregular cauce del río Purires y sus afluentes (Cuadro 8).

La estimación del canal natural por medio de la n de Manning se basó en el recorrido a lo largo del cauce, estableciéndose un valor promedio de 0,06 para las planicies de inundación y 0,045 para el canal principal, debido a la variabilidad geométrica y la abundante vegetación en el cauce (French, 1986). La altura inicial del agua se calculó iterativamente por el método de área-pendiente (Chow, 1959).

Cuadro 8. Secciones transversales del tramo evaluado de la cuenca del río Purres

| Nombre del punto | Elevación (m) | Elev. corregida (m) | Estación | Distancia (m) |
|---------------------------|---------------|---------------------|----------|---------------|
| 2 E9 | 1366,44 | | 0+000 | |
| 4 E8 | 1365,86 | | 0+059 | 59 |
| 6 Q2C | 1366,52 | | 0+103 | 44 |
| 10 Q2B | 1367,10 | | 0+149 | 46 |
| 20 Q2 | 1367,11 | | 0+219 | 70 |
| 30 27 | 1367,36 | | 0+274 | 55 |
| 40 25 | 1367,10 | | 0+311 | 37 |
| 50 Puente Guayabal (1) | 1367,85 | | 0+317 | 6 |
| 60 | 1367,85 | | 0+323 | 6 |
| 62 | 1367,85 | | 0+338 | 15 |
| 70 20 | 1368,10 | | 0+503 | 165 |
| 80 18 | 1369,70 | | 0+579 | 76 |
| 90 13 | 1369,80 | | 0+779 | 200 |
| 100 7 | 1370,30 | | 0+989 | 210 |
| 110 5 | 1370,70 | | 1+065 | 76 |
| 120 2A | 1370,80 | | 1+182 | 117 |
| 130 1A | 1371,00 | | 1+213 | 31 |
| 140 M#6 | 1371,50 | | 1+234 | 21 |
| 150 M5A.A | 1371,45 | | 1+301 | 67 |
| 150 M5A.A | 1371,45 | | 1+301 | |
| 160 K6 | 1372,06 | | 1+458 | 157 |
| 170 K5 | 1372,49 | | 1+590 | 132 |
| 180 K4 | 1372,35 | | 1+716 | 126 |
| 182 | 1372,72 | | 1+878 | 162 |
| 190 K1 | 1372,72 | | 1+908 | 30 |
| 192 Puente Interamer. (2) | 1373,20 | | 1+918 | 10 |
| 194 | 1373,20 | | 1+928 | 10 |
| 200 M#7 | 1372,90 | | 1+948 | 20 |
| 210 K32 | 1373,24 | | 2+082 | 134 |
| 210 K32 | 1373,24 | | 2+082 | |
| 220 K33 | 1373,52 | | 2+216 | 134 |

| Nombre del punto | Elevación (m) | Elev. corregida (m) | Estación | Distancia (m) |
|-----------------------------|---------------|---------------------|----------|---------------|
| 230 K34 | 1373,25 | | 2+283 | 67 |
| 240 K36 | 1374,01 | | 2+381 | 98 |
| 250 M#9 | 1374,27 | | 2+426 | 45 |
| 260 M#10 | 1374,03 | | 2+526 | 100 |
| 270 K38 | 1374,43 | | 2+656 | 130 |
| 280 K39 | 1374,68 | | 2+751 | 95 |
| 290 K40A | 1375,11 | 1374,94 | 2+881 | 130 |
| 300 K41 | 1375,17 | 1375,17 | 3+016 | 135 |
| 310 K42 | 1375,99 | 1375,47 | 3+146 | 130 |
| 312 | 1375,97 | 1375,47 | 3+161 | 15 |
| 314 P.Tejar-Barrancas (3) | 1375,97 | 1375,47 | 3+167,5 | 6,5 |
| 320 K43 | 1376,16 | 1375,58 | 3+181 | 13,5 |
| 330 K44 | 1376,09 | 1375,87 | 3+231 | 50 |
| 330 K44 | 1376,09 | 1375,87 | 3+231 | |
| 340 K45 | 1376,64 | 1376,25 | 3+297 | 66 |
| 350 K57 | 1376,94 | 1376,75 | 3+382 | 85 |
| 360 K58 | 1377,17 | | 3+455 | 73 |
| 362 | 1377,65 | | 3+482 | 27 |
| 364 P.Verdes Superiores (4) | 1377,65 | | 3+485 | 3 |
| 370 K58A | 1377,65 | | 3+495 | 10 |
| 380 K59 | 1378,12 | | 3+630 | 135 |
| 390 K61 | 1379,01 | | 3+833 | 203 |
| 400 M#14 | 1378,99 | | 3+981 | 148 |
| 410 K62A | 1379,51 | | 4+141 | 160 |
| 420 K63 | 1379,79 | | 4+171 | 30 |
| 422 P.Toucan Flowers (5) | 1379,79 | | 4+174 | 3 |
| 430 K63A | 1379,91 | | 4+207 | 33 |
| 440 K64 | 1380,17 | | 4+337 | 130 |
| 450 K65 | 1380,04 | | 4+362 | 25 |
| 460 K66 | 1380,74 | | 4+462 | 100 |
| 470 K67B | 1380,54 | | 4+497 | 35 |
| 480 K67B1 | 1380,71 | | 4+522 | 25 |
| 490 K67B2 | 1381,36 | | 4+542 | 20 |
| 500 | 1381,60 | | 4+547 | 5 |
| 502 P.Tobosi-Barrancas (6) | 1381,60 | | 4+551 | 4 |
| 510 S66 | 1380,83 | | 4+561 | 10 |
| 520 S68 | 1381,41 | | 4+595 | 34 |
| 530 S72 | 1382,60 | | 4+702 | 107 |

| Nombre del punto | Elevación (m) | Elev. corre- gida (m) | Estación | Distancia (m) |
|------------------------------|------------------|--------------------------|----------|------------------|
| 540 S77 | 1382,71 | | 4+796 | 94 |
| 550 S82 | 1383,62 | | 4+905 | 109 |
| 560 S85 | 1384,59 | | 5+005 | 100 |
| 570 S89 | 1384,57 | | 5+105 | 100 |
| 580 S92A | 1385,97 | | 5+185 | 80 |
| 590 S95 | 1386,13 | | 5+273 | 88 |
| 600 S99 | 1386,36 | | 5+353 | 80 |
| 610 S101A | 1386,71 | | 5+413 | 60 |
| 620 S104 | 1387,57 | | 5+493 | 80 |
| 630 S107A | 1388,07 | 1387,89 | 5+583 | 90 |
| 640 S110 | 1388,61 | 1388,18 | 5+663 | 80 |
| 650 S113 | 1388,90 | 1388,46 | 5+739 | 76 |
| 660 S114A | 1389,11 | 1388,53 | 5+759 | 20 |
| 662 | 1389,85 | 1388,53 | 5+764 | 5 |
| 664 P.Tejar-Tobosi (7) | 1389,85 | 1388,53 | 5+771 | 7 |
| 680 SM#19 | 1389,32 | 1388,62 | 5+779 | 8 |
| 690 S116 | 1389,94 | 1388,84 | 5+802 | 23 |
| 700 S120 | 1390,39 | 1388,72 | 5+897 | 95 |
| 710 S124 | 1390,80 | | 6+013 | 116 |
| 720 S126 | 1391,07 | | 6+086 | 73 |
| 730 S129 | 1391,51 | | 6+185 | 99 |
| 740 S133 | 1391,91 | | 6+290 | 113 |
| 750 S136 | 1393,70 | | 6+407 | 109 |
| 760 S138 | 1394,16 | | 6+497 | 90 |
| 760 S138 | 1394,16 | | 6+497 | |
| 780 S130 | 1394,26 | | 6+517 | 20 |
| 790 S142 | 1395,72 | | 6+645 | 128 |
| 800 S145 | 1396,32 | | 6+740 | 95 |
| 810 S148 | 1397,63 | | 6+832 | 92 |
| 820 S150 | 1398,66 | | 6+915 | 83 |
| 830 S152 | 1400,03 | | 6+999 | 84 |
| 840 S157 | 1401,35 | | 7+115 | 116 |
| 850 | 1401,64 | | 7+125 | 10 |
| 852 P.Quebradilla-Tobosi (8) | 1401,64 | | 7+129 | 4 |
| 860 S158 | 1401,66 | | 7+135 | 6 |
| 760 S138 | 1394,16 | | 0+000 | |
| 775 S139A | 1394,08 | | 0+020 | 20 |
| 870 S160 | 1394,67 | | 0+071 | 51 |

| Nombre del punto | Elevación (m) | Elev. corregida (m) | Estación | Distancia (m) |
|------------------------------|---------------|---------------------|----------|---------------|
| 880 S162 | 1395,02 | | 0+128 | 57 |
| 890 S164A | 1396,05 | | 0+199 | 71 |
| 900 S166 | 1395,96 | | 0+257 | 58 |
| 910 | 1396,37 | | 0+269 | 12 |
| 912 P.Tejar-Quebradilla (9) | 1396,37 | | 0+273 | 4 |
| 920 S167 | 1396,61 | | 0+279 | 6 |
| 930 S168 | 1397,05 | | 0+618 | 39 |
| 930 K44 | 1376,09 | 1375,87 | 0+000 | |
| 940 K43 | 1375,68 | | 0+100 | 100 |
| 945 K46 | 1375,47 | | 0+195 | 95 |
| 950 K50 | 1376,09 | | 0+285 | 90 |
| 955 K53 | 1375,54 | | 0+375 | 90 |
| 960 K54 | 1375,31 | | 0+435 | 60 |
| 965 K55 | 1374,79 | | 0+495 | 60 |
| 970 K56 | 1375,81 | | 0+588 | 93 |
| 975 S62 | 1375,26 | | 0+668 | 80 |
| 980 S63 | 1375,37 | | 0+708 | 40 |
| 982 | 1376,14 | | 0+728 | 20 |
| 984 P.Tejar-Quebradilla (10) | 1376,14 | | 0,735 | 7 |
| 990 S64 | 1375,66 | | 0,740 | 5 |
| 995 S65 | 1375,42 | | 0+773 | 33 |
| 1000 E7 | 1360,05 | | 0+000 | |
| 1010 E6 | 1361,96 | | 0+066 | 66 |
| 1020 E5 | 1362,53 | | 0+151 | 85 |
| 1030 E4 | 1363,18 | | 0+232 | 81 |
| 1040 E3 | 1363,58 | | 0+305 | 73 |
| 1050 E1 | 1364,43 | | 0+399 | 94 |
| 1060 S38 | 1366,67 | 1365,96 | 0+468 | 69 |
| 1070 S37 | 1366,47 | 1366,26 | 0+513 | 45 |
| 1080 S36 | 1367,00 | 1366,67 | 0+573 | 60 |
| 1090 S35 | 1367,46 | 1366,96 | 0+617 | 44 |
| 1090 S35 | 1367,46 | 1366,96 | 0+617 | |
| 1100 S34 | 1367,40 | 1367,25 | 0+661 | 44 |
| 1110 S29 | 1367,81 | 1367,56 | 0+706 | 45 |
| 1120 S30 | 1367,91 | | 0+758 | 52 |
| 1130 S31 | 1368,86 | | 0+833 | 75 |
| 1140 S32 | 1368,87 | | 0+910 | 77 |
| 1150 S33 | 1369,33 | | 1+014 | 104 |

Generación de perfiles naturales

Con esta información se corrió el programa, obteniéndose resultados que indican que el cauce actual, como se ha demostrado históricamente, no tiene capacidad para conducir el caudal de diseño. Por lo tanto, se determinaron los sectores en los que se produce inundación y hay déficit de nivel de las márgenes.

Dado el poco gradiente disponible, en este río debe procurarse el incremento de sección hidráulica por ampliación lateral y no por profundización del cauce. El mantenimiento del balance energético inicial es una de las premisas de diseño.

A continuación se procedió a modificar la sección del cauce, dándole una inclinación de talud de 1 y un ancho variable de la base, hasta lograr que el caudal de diseño fuera aproximadamente acomodado dentro de la sección del canal principal. En los sitios donde existiera déficit en la altura de los márgenes, se procuró que fuera limitado y fácil de solucionar con un dique. El material excavado fue utilizado para la construcción de diques y del borde libre.

En el puente Tejar-Tobosi, en la desembocadura del río Coris en el Purires y en la confluencia del río Purires con el río Reventado se hizo necesario profundizar el cauce para mejorar la capacidad hidráulica. Esta modificación se restringió a los valores menores posibles, para evitar alteraciones energéticas importantes. Se propone una excavación de 1,32 m en el puente Tejar-Tobosi, 0,52 m en la desembocadura del río Coris y 0,50 m en la confluencia del río Purires con el Reventado.

Análisis de la sección hidráulica de los puentes

En el tramo considerado se cuenta con diez puentes. En general, los puentes se construyen de modo que constituyen obstáculos para el transporte del caudal. Utilizando el modelo se analizó la conducta hidráulica de todos los puentes, concluyéndose que los puentes Tejar-Tobosi y Tejar-Barranca muestran características geométricas inadecuadas que provocan inundaciones, tal como se pudo verificar históricamente.

El puente Tejar-Tobosi es insuficiente en un 60% del caudal de diseño. En conclusión es necesario remover dicho puente y proponer una nueva estructura con capacidad para los requisitos del caudal correspondiente.

El puente Tejar-Barranca es insuficiente en un 20% y fue severamente deteriorado en la inundación de octubre de 1990. Además, la reducción del nivel en la confluencia del río Purires con el río Coris afecta la estabilidad de las pilas de dicho puente. Estos tres motivos hacen necesaria la demolición y reconstrucción de la estructura, adecuándola a las nuevas condiciones del perfil del río.

Diseño de diques

Los perfiles longitudinales de los diferentes tramos del río permiten identificar los sectores en los que deben levantarse diques y su altura, a la que hay que sumar el borde libre. Esta labor se facilita pues los considerables volúmenes de excavación se pueden utilizar para conformar esta protección. Los taludes de los diques deben ser muy planos para mejorar su estabilidad. Se recomiendan taludes del orden de 4:1 y deben ser, preferiblemente, cubiertos por césped.

Volúmenes de excavación

El programa calcula los volúmenes de excavación (HEC-2, 1991). Esta información es muy importante para efectos de la estimación de los costos asociados de excavación, transporte y utilización de los suelos removidos (Cuadro 9).

Cuadro 9. Volúmenes de excavación en los tramos modificados del río Purires

| Tramo | Longitud (m) | Volumen (m ³) |
|--------------|--------------|---------------------------|
| EF | 1090 | 24 900 |
| DE | 780 | 16 300 |
| CD | 1150 | 20 300 |
| AC | 3210 | 29 800 |
| Tablón | 640 | 4 000 |
| Cabrera | 320 | 1 500 |
| Coris | 775 | 15 700 |
| Reventado | 215 | 4 250 |
| Aguacaliente | 465 | 7 800 |
| Total | 8645 | 124 550 |

Acciones correctivas

REHABILITACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Se recomienda la rehabilitación hidráulica del río Purires de acuerdo con las siguientes características:

- a. Sector de la confluencia del río Reventado con el río Purires hasta la confluencia del río Purires con las quebradas Guatuso y Mollejones (Sector EF):

| | |
|------------------------------|-------------------------|
| Longitud actual: | 1300 m |
| Pendiente actual: | 3,85/1000 |
| Longitud rectificado: | 1090 m |
| Pendiente con rectificación: | 4,12/1000 |
| Caudal: | 113 m ³ /s |
| Plantilla: | 12 m |
| Volumen de excavación: | 24900 m ³ |
| Volumen unitario: | 25,15 m ³ /m |

- b. Sector de la confluencia del río Purires con la quebrada Guatuso hasta la confluencia del río Purires con la quebrada Lobo (Sector DE):

| | |
|-------------------------------|------------------------------|
| Longitud actual: | 780 m |
| Pendiente: | 2,29/1000 |
| Caudal: | 96 m³/s |
| Plantilla: | 12 m |
| Volumen de excavación: | 16300 m³ |
| Volumen unitario: | 20,90 m³/m |

- c. **Sector de la confluencia del río Purires con la quebrada Lobo, hasta la confluencia del río Purires con el río Coris (Sector CD):**

| | |
|-------------------------------|------------------------------|
| Longitud actual: | 1150 m |
| Pendiente: | 2,48/1000 |
| Caudal: | 86 m³/s |
| Plantilla: | 10 m |
| Volumen de excavación: | 20300 m³ |
| Volumen unitario: | 17,65 m³/m |

- d. **Sector de la confluencia del río Purires y el río Coris, hasta la confluencia del río Purires con la quebrada Cabrera (Sector AC):**

| | |
|-------------------------------------|-----------------------------|
| Longitud actual: | 3265 m |
| Pendiente actual: | 5,53/1000 |
| Longitud rectificado: | 3210 m |
| Pendiente con rectificación: | 5,70/1000 |
| Caudal: | 55 m³/s |
| Plantilla: | 8 m |
| Volumen de excavación: | 29800 m³ |
| Volumen unitario: | 9,74 m³/m |

- e. **Sector de la confluencia del río Purires con la quebrada Cabrera hasta el puente sobre el río Purires, que une la población de Tobosi con la población de Quebradilla (Sector Tablón):**

| | |
|-------------------------------|-----------------------------|
| Longitud actual: | 640 m |
| Pendiente: | 11,70/1000 |
| Caudal: | 30 m³/s |
| Plantilla: | 6 m |
| Volumen de excavación: | 4000 m³ |
| Volumen unitario: | 6,25 m³/m |

- f. **Sector de la quebrada Cabrera, desde su confluencia con el río Purires hasta el puente que une la población de Quebradilla con la población de Tejar (Sector Cabrera):**

| | |
|-------------------------|---------------------------|
| Longitud actual: | 320 m |
| Pendiente: | 9,03/1000 |
| Caudal: | 10 m³/s |

| | |
|-------------------------------|-----------------------------|
| Plantilla: | 5 m |
| Volumen de excavación: | 1500 m³ |
| Volumen unitario: | 4,69 m³/m |

- g. Sector del río Coris desde su confluencia con el río Purires hasta el puente que une la población de Tobosí con la población de Tejar (Sector Coris):**

| | |
|-------------------------------|------------------------------|
| Longitud actual: | 775 m |
| Pendiente actual: | <0 |
| Pendiente modificada: | 0,37/1000 |
| Caudal: | 32 m³/s |
| Plantilla: | 10 m |
| Volumen de excavación: | 15700 m³ |
| Volumen unitario: | 20,25 m³/m |

- h. Sector del río Reventado, aguas arriba de la confluencia con el río Purires (Sector Rev.2):**

| | |
|-------------------------------|------------------------------|
| Longitud actual: | 215 m |
| Pendiente: | 8,84/1000 |
| Caudal: | 75 m³/s |
| Plantilla: | 15 m |
| Volumen de excavación: | 4250 m³ |
| Volumen unitario: | 19,77 m³/m |

- i. Sector del río Aguacaliente, aguas abajo de la confluencia con el río Purires (Sector Rev.1):**

| | |
|-------------------------------|------------------------------|
| Longitud actual: | 465 m |
| Pendiente: | 9,53/1000 |
| Caudal: | 187 m³/s |
| Plantilla: | 18 m |
| Volumen de excavación: | 7800 m³ |
| Volumen unitario: | 16,77 m³/m |

RECTIFICACIÓN DE MEANDROS

Se requiere reencauzar el río Purires en el sector aguas abajo del puente que une las poblaciones de Tobosí y Barrancas (meandro ubicado en la finca de don Aníbal Arrieta) y el sector aguas abajo del puente que une las poblaciones de Tejar y Guayabal, desembocadura del río Purires en el río Reventado.

REDUCCIÓN DEL NIVEL DE FONDO

Se debe bajar el nivel de fondo del río Purires, principalmente antes y después del puente entre las poblaciones de Tejar y Tobosí, en la confluencia de los ríos Purires y Coris, y en la confluencia de los ríos Purires y Reventado.

PROTECCIÓN DE PUENTES

Mejorar la cimentación de algunos puentes ubicados sobre el río Purires, principalmente Tobosi-Quebradilla, Tobosi-Barranca y Tejar-Guayabal.

CONSTRUCCIÓN DE PUENTES

Para un eficaz drenaje de la cuenca, se requiere demoler y reconstruir los siguientes puentes:

- a. Puentes sobre el río Purires en el camino que une las poblaciones de Tejar y Tobosi:**

Caudal: 55 m³/s

Luz: 10 m

Claro: 3,0 m

- b. Puentes sobre el río Purires en el camino que une las poblaciones de Tejar y Barrancas:**

Caudal: 86 m³/s

Luz: 12 m

Claro: 4,25 m

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1. El método del Número de Curva del Servicio de Conservación de Suelos es el más recomendable para calcular las pérdidas por infiltración, dado que permite al usuario tomar en consideración las condiciones edafológicas y de cobertura vegetal.**
- 2. El hidrograma adimensional del SCS es el producto de la combinación de numerosos hidrogramas unitarios en diferentes condiciones climáticas, por eso se recomienda su uso dado su carácter más universal que los otros hidrogramas unitarios propuestos en el modelo.**
- 3. Para mejorar el ajuste de los hidrogramas calculados con los hidrogramas observados, se recomienda derivar hidrogramas unitarios típicos para las diferentes zonas geográficas y climáticas que caracterizan el territorio nacional.**
- 4. Debe determinarse el tiempo de desfase con base en eventos históricos de la cuenca, evitándose en lo posible el uso de ecuaciones empíricas derivadas en cuencas de diferente conducta hidrológica.**
- 5. La modelación hidrológica utilizando HEC-1 ha demostrado ser una poderosa herramienta para la simulación de caudales máximos, aún dentro de las**

limitaciones que surgen de la insuficiencia de datos, ya que permite la generación sintética de la información faltante.

6. La modelación hidráulica utilizando HEC-2 es, a su vez, una valiosa metodología de análisis y diseño de obras en los ríos, incluidas estructuras hidráulicas tales como puentes o alcantarillas. Sin embargo, sus requisitos de información de entrada son más exigentes en comparación con el modelo HEC-1. La información de entrada debe ser levantada directamente en el campo y esto constituye un gran esfuerzo en tiempo, recursos humanos y financieros. Se recomienda, en conclusión, dar prioridad a la obtención de los datos del HEC-2, al iniciarse un proceso de modelación hidrológica e hidráulica de una cuenca. Debe tenerse cuidado en levantar la información topográfica de acuerdo a los requisitos del HEC-2.
7. En el análisis hidráulico se determinó que hay dos puentes: Tejar-Tobosi y Tejar-Barranca, que no tienen la capacidad hidráulica suficiente. En consecuencia, estos deben ser removidos y reconstruidos de acuerdo al diseño geométrico propuesto. Esta es una condición indispensable para el correcto funcionamiento del sistema de drenaje presentado.
8. El mantenimiento del balance energético inicial es una de las premisas de diseño. Para ello, en casos de poca pendiente debe procurarse el incremento de la sección hidráulica por ampliación lateral, y no por profundización del cauce.
9. La garantía para el funcionamiento adecuado del sistema de protección contra las inundaciones se basa en el mantenimiento de las características geométricas de diseño del cauce. En consecuencia se requiere una periódica labor de mantenimiento de la base, taludes, pendientes longitudinales y vegetación, para corregir las alteraciones introducidas por erosión o sedimentación. Esta recomendación adquiere mayor relieve en los sectores en los que se ubican los puentes y en las confluencias de ríos.
10. Se debe implementar un plan de manejo de uso de la tierra para minimizar el conflicto existente entre el uso actual y su capacidad de uso. Con este estudio se señalan las zonas de alto riesgo de erosión. Dado que los bosques constituyen la cobertura vegetal más eficiente para la conservación de agua y suelo, que la cuenca alta cae dentro de la categoría de uso potencial de bosques, que las zonas altas parecen económicamente poco activas y que existen programas estatales con incentivos técnicos y económicos, se considera que un programa de reforestación podría ser realista y existoso. De no darse este plan de rehabilitación de la cuenca alta no se puede garantizar que se mantenga el período de retorno para el cual fueron diseñadas las obras.
11. Es necesario implementar labores de extensión/educación ambiental para concientizar a los pobladores de la cuenca (desde la parte alta hasta la parte baja) sobre el concepto de manejo integrado de los recursos naturales y uso correcto de los recursos agua, suelo, bosques, etc.

FINANCIAMIENTO REQUERIDO

El Proyecto tiene un contenido de 30,5 millones de colones desglosados de la siguiente manera:

| | |
|--|---------------------|
| Aporte MIDEPLAN (recursos PL-416) | 20 000 000 |
| Aporte CNE | 3 300 000 |
| Aporte Grupo de Productores de Helechos y Ornamentales | 7 200 000 |
| TOTAL | ¢ 30 500 000 |

Presupuesto estimado

| | |
|--|---------------------|
| Excavación para rehabilitación (130 000 m ³) | 20 150 000 |
| Excavación cauce nuevo (18000 m ³) | 1 800 000 |
| Excavación en roca (140 m ³) | 420 000 |
| Relleno/compactación cauce viejo (16000 m ³) | 1 600 000 |
| Obras menores | 1 000 000 |
| Obras por administración | 500 000 |
| Indemnizaciones | 450 000 |
| Personal técnico (topógrafo y dibujante) | 900 000 |
| Gastos de viaje | 240 000 |
| Combustible y lubricantes | 200 000 |
| Equipo de dibujo y oficina | 350 000 |
| TOTAL | ¢ 27 610 000 |

CASO RIO TURRIALBA

INTRODUCCION

Las cuencas de Costa Rica, al igual que las de otros países subdesarrollados, son sometidas a grandes presiones dada la alta tasa de crecimiento demográfico y a la lentitud en la incorporación de tecnologías apropiadas de uso sostenible de los recursos.

La cuenca del río Turrialba, sin ser un caso patético, no escapa a esta tendencia habiendo sido sometida, en su mayor parte, al tradicional cambio de uso de la tierra de bosque a pasto o terreno agrícola. Este proceso, legítimo en sí, tiene el defecto de no registrarse por las normas del uso adecuado y potencial del suelo, de modo que amplias zonas de uso inadecuado han hecho su aparición.

Las consecuencias negativas son inevitables: incremento de los caudales máximos, erosión, contaminación y pérdida de fertilidad. El registro histórico de inundaciones desastrosas en la cuenca del Turrialba se inicia en 1928, con repeticiones de eventos extraordinarios en 1949, 1970, 1983, 1987, 1990 y 1991 (Fig 5). Pero no toda la culpa recae sobre el mal manejo de la cuenca alta. La ubicación de la ciudad de Turrialba es inadecuada, al invadir literalmente las zonas naturales de inundación del río. En consecuencia, es necesario lograr un manejo adecuado de la cuenca y definir las planicies de inundación del río para su consideración en el plan de crecimiento urbanístico.

El Gobierno de la República ha reaccionado por medio de una declaratoria de emergencia, en la Gaceta del 23 de mayo de 1990. Este es un punto de partida necesario pero no suficiente para la solución de los problemas de la cuenca. Este estudio pretende, entonces, iniciar las acciones que hagan una realidad la eliminación de una amenaza que inquieta a la comunidad de Turrialba. Dentro de las limitaciones económicas, siempre es posible hacer algo por revertir esa problemática; y acciones iniciales simples, exitosas, de impacto palpable, irán gestando las condiciones favorables para acciones subsecuentes, más ambiciosas y respaldadas, que conduzcan evolutiva y finalmente al manejo integrado y sostenible de la cuenca.

Para evitar acciones contradictorias, se debe mantener como norte de toda la estrategia, la adecuación del uso real con el uso potencial del suelo. Pero además, la implantación de tecnologías biofísicas deben ser acompañadas por programas de capacitación a la población de la cuenca, con base en sus características socioeconómicas.

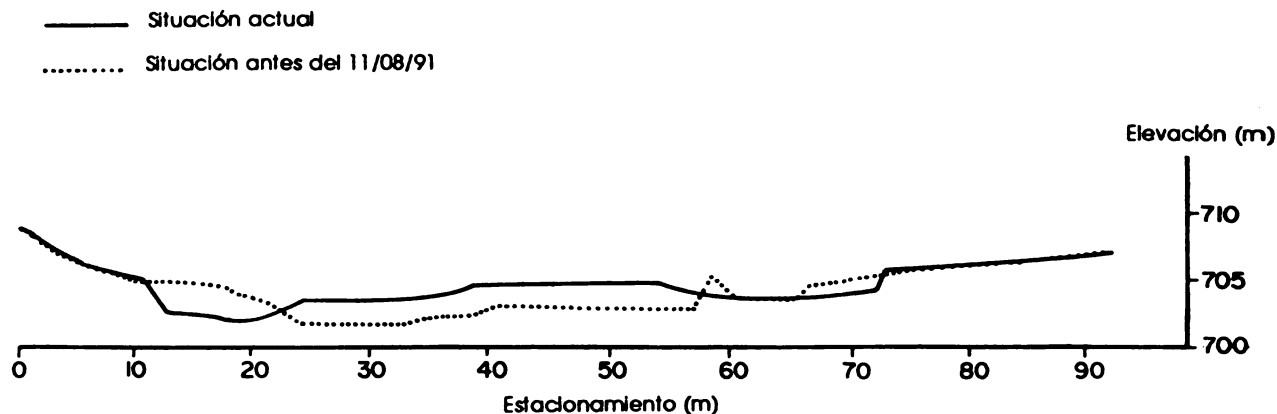


Fig. 5 Modificación de sección transversal del río Turrialba

El uso del recurso hídrico de la cuenca presenta dos situaciones problemáticas. Los recursos hídricos de la cuenca son abundantes y se emplean para consumo poblacional, agroindustrial y producción hidroeléctrica. Sin embargo, debe buscarse un equilibrio en su explotación, por una parte, y un manejo que garantice su disponibilidad sostenida, por otra, armonizando los intereses locales y nacionales. Un segundo problema se refiere a la contaminación agroindustrial y urbana. Si se lograra generar en la comunidad más autoestima, se podrían alcanzar mejoras ambientales sustanciales en un corto plazo.

En lo que atañe a los caudales máximos, se ha observado en la cuenca baja, específicamente en la ciudad de Turrialba, la expansión de zonas inundables, trayendo como consecuencia severos daños materiales. En este caso se deben definir las áreas de inundación para diferentes períodos de retorno. Este estudio permitiría el establecimiento de políticas de restricción urbanística en esas zonas, en el campo preventivo, y la posible rectificación de situaciones riesgosas existentes, en el campo correctivo.

Objetivo y alcance de estudio

Este estudio tiene como objetivo básico la determinación y selección del caudal de diseño en el río Turrialba a su paso por la ciudad del mismo nombre, para el diseño geométrico de las obras de rectificación, protección y reforzamiento de taludes, diques y otras obras que eviten el desbordamiento del río.

Se pretende modelar hidrológicamente, utilizando el HEC-1, la cuenca del río Turrialba. En un primer paso se calibra el modelo con base en eventos históricos de inundación, debidamente documentados y medidos. En un segundo paso, se calcula el caudal correspondiente a un período de retorno de 100 años. A continuación se analiza, utilizando el HEC-2, la conducta hidráulica del río para el caudal de diseño, en su condición natural.

Finalmente se diseñan las modificaciones geométricas del cauce para mejorar las condiciones de flujo.

Caracterización de la cuenca

La cuenca del río Turrialba posee, gracias principalmente al Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), una vasta red hidrometeorológica que incluye una estación limnigráfica (estación Turrialba) aguas abajo de la confluencia de los ríos Turrialba y Colorado, situación óptima para la calibración de la cuenca; dos pluviógrafos (estaciones del CATIE y San Antonio) y varios pluviómetros dispersos alrededor de toda la cuenca. Desde el punto de vista hidrometeorológico, la disponibilidad de información es satisfactoria.

La cuenca alta. La información siguiente se tomó del mapa de uso potencial del MAG (1970). La cuenca alta incluye dos clases de uso potencial: IV-H y III-D. La clase IV se refiere a uso muy extensivo. Los suelos tienen recursos físicos que dan bajos rendimientos por hectárea y una baja rentabilidad económica. La categoría H se refiere a áreas de terrenos escarpados, localizados a una altitud superior a los 2800 msnm, no aptos para uso agropecuario.

La clase III comprende áreas de uso forestal. Estas áreas, por su topografía y por sus suelos, no tienen capacidad para ser dedicados a una actividad agropecuaria de mayor productividad. La categoría D incluye zonas aptas para conservar el bosque natural, con una explotación y un manejo controlado que incluyan prácticas de conservación y protección.

Como se puede observar, las dos zonas de la cuenca alta califican para una zona de protección; sin embargo, el uso actual difiere sustancialmente del uso potencial.

La cuenca media. La cuenca media tiene una sola clase de uso potencial: I-Pf. La clase I se caracteriza por tierras de uso intensivo. Estas áreas tienen, en más de un 75% de su superficie, recursos físicos con capacidad para dar altos rendimientos por hectárea. La categoría Pf comprende terrenos ondulados, localizados en su mayoría en las faldas de volcanes; son suelos de ligeramente pesados a livianos, de texturas limo arcillosas, arcillo arenosas y francas; responden bien a la aplicación de fertilizantes. Son aptas para cultivos permanentes y ganadería intensiva; en algunas áreas de esta unidad se presentan condiciones favorables para la siembra de cultivos anuales. Los cultivos permanentes y la ganadería requieren de métodos sencillos de conservación; los cultivos anuales requieren el empleo de una tecnología más desarrollada y de sistemas más refinados de conservación de suelos. En esta zona, la más extensa de la cuenca, se debe concentrar el esfuerzo en las técnicas de conservación de agua y suelo.

La cuenca baja. Comprende a la ciudad de Turrialba, y presenta una sola clase de uso potencial: I-P_p. La clase I fue descrita anteriormente. La categoría P_p abarca zonas planas o casi planas, de origen aluvial, con suelos ligeramente pesados de textura limosa a limo arcillosa. Son aptos para cultivos permanentes y ganadería intensiva, requieren de facilidades de drenaje y el empleo de métodos sencillos de conservación.

Esta región, como se sabe, tiene severos problemas de drenaje, lo cual determina las acciones correctivas necesarias.

Modelación de la cuenca

RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

Se realizó un esfuerzo para recopilar toda la información existente y pertinente sobre la cuenca del río Turrialba. Las fuentes de información son las instituciones públicas y las visitas para la observación directa. También se realizaron visitas de reconocimiento para detectar la problemática general e interpretar mejor la información recopilada.

Dado que no hay suficiente información, debe llenarse ese vacío generando la información realmente fundamental para la implementación de la metodología escogida. Se debe ser realista, teniendo en cuenta las limitaciones financieras y de tiempo, en el tipo y grado de detalle de la información generada.

DIAGNÓSTICO

El análisis de la información recolectada permitirá la evaluación biofísica de los problemas de interés, tales como presencia de procesos erosivos, dinámica de deforestación, técnicas de producción, limitación del recurso hídrico, etc.

Además, bajo este enfoque interesa prever la aceptabilidad del proyecto por parte de los habitantes de la cuenca, las formas de organización para realizar acciones físicas o educativas, nivel cultural, tenencia de la tierra, densidad poblacional, etc.

MODELACIÓN HIDROLÓGICA

La información de precipitación y escurrimiento de la cuenca misma o cuencas limítrofes provee los datos para la aplicación de modelos hidrológicos, los cuales son inicialmente calibrados, para luego generar los hidrogramas para avenidas críticas correspondientes a diferentes períodos de retorno, y las consecuentes planicies de inundación.

Se justifica la escogencia del modelo HEC-1 para la generación de hidrogramas de escurrimiento, debido a que los problemas más serios de la cuenca son puntuales: inundaciones periódicas. Además, las estaciones de medición de caudales y de precipitación permiten la aplicación del modelo HEC-1 en dos etapas. En el primer paso se calibra la cuenca para varias avenidas conocidas registradas y en el segundo se obtienen los hidrogramas para diferentes períodos de retorno, usando el método de Gumbel (Linsley *et al.*, 1982).

MODELACIÓN HIDRÁULICA

Con los caudales pico de los hidrogramas generados por HEC-1, se aplica el modelo hidráulico HEC-2 que permite calcular los niveles alcanzados por el río, revelándose las zonas inundables.

OBRAS DE MEJORA DEL CAUCE

La declaratoria de emergencia da cabida a la asignación de fondos para las acciones de mejora del cauce del río Turrialba. Con estos fondos se debe proceder a diseñar y ejecutar dichas obras ingenieriles. Cabe mencionar, sin embargo, que la problemática debe ser enfocada a nivel de cuenca. Los recursos deberían distribuirse entre la corrección de las causas y corrección de los efectos y no dedicarlos exclusivamente a los segundos.

Ya que el régimen de flujo es posiblemente supercrítico, se debe ser muy cuidadoso con la alteración del balance energético, para evitar la introducción de desajustes en el río que puedan desencadenar procesos de reajuste del cauce (Hey *et al.*, 1985).

PLAN DE EDUCACIÓN DEL MANEJO DE LA CUENCA

En una labor coordinada con las autoridades civiles, religiosas, educativas y cooperativistas de la cuenca, se debe iniciar un programa que concientice a la población sobre los errores que se cometen en la explotación de los recursos naturales y promover el uso de técnicas adecuadas de explotación. Esta acción es muy realizable, relativamente poco costosa, y es la base para lograr la transformación cultural necesaria en el manejo de cuencas.

MODELACION HIDROLOGICA CON HEC-1

Calibración del modelo

Se procedió a seleccionar los eventos extremos mejor definidos del registro de la estación limnigráfica Turrialba, número 9-26 del ICE. Esta estación inició su funcionamiento en el año hidrológico 1981-82. De los nueve eventos seleccionados se escogieron las avenidas del 1 de setiembre de 1983, el 24 de agosto de 1985 y el 27 de mayo de 1990. Estos eventos dieron los resultados más satisfactorios, en relación al ajuste de los valores observados y los valores calculados (Figs. 6, 7, 8, Anexo A). Los resultados se resumen en el Cuadro 10.

Analizando el Mapa de Asociaciones de Subgrupos de Suelos de Costa Rica (Acón, 1991), se verificó que los suelos de la cuenca del río Turrialba son predominantemente del grupo hidrológico de suelo C (franco arcilloso y arcilloso pedregoso). Para el tipo de cobertura vegetal actual, pastos, café y caña de azúcar que dan una protección adecuada al suelo, se tiene para una condición antecedente de humedad II, un valor CN=74 correspondiente a una buena condición hidrológica (Chow, 1964). Como se puede observar, los valores obtenidos por modelación tienden a coincidir con los estimados a partir de mapas.

La modelación hidrológica se basa en eventos de precipitación convectiva, que por su naturaleza tienden a ser aislados. Por este motivo, la condición antecedente de humedad II es adecuada.

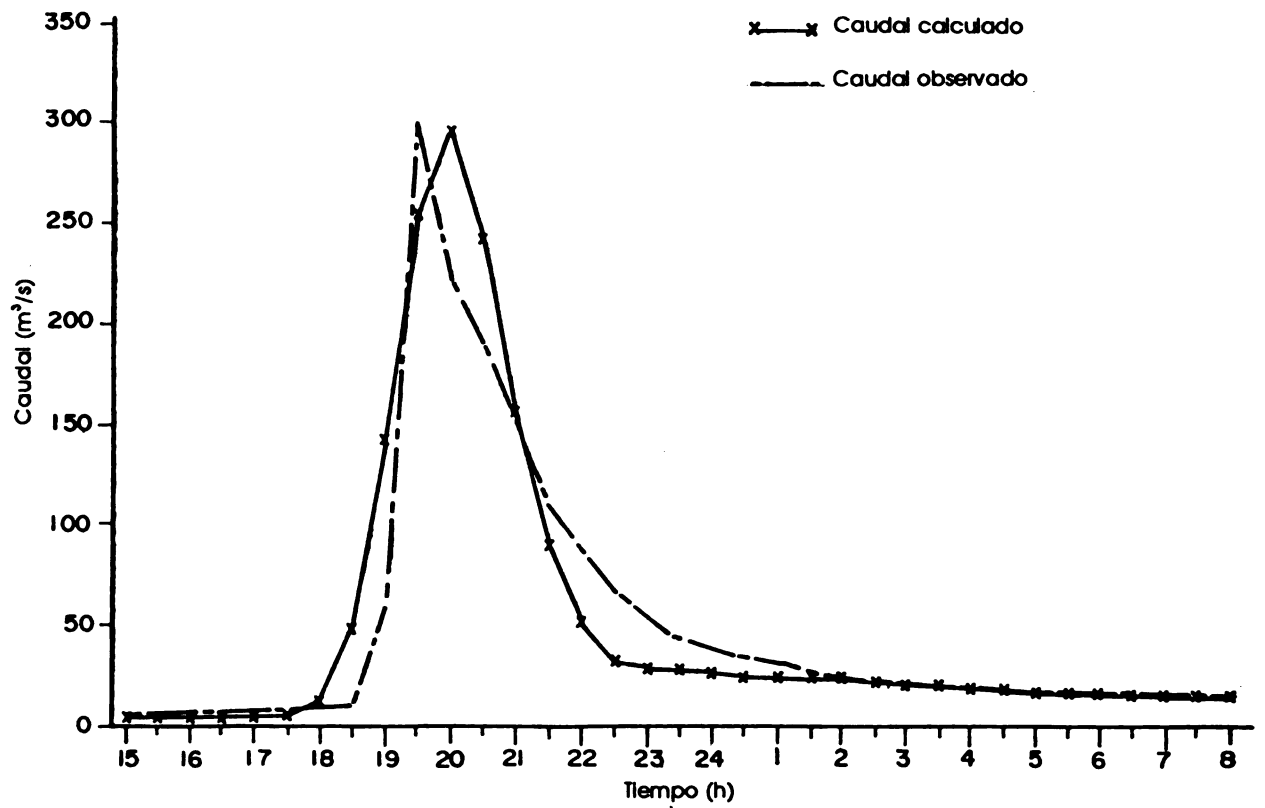


Fig. 6 Calibración del evento del 01/09/83

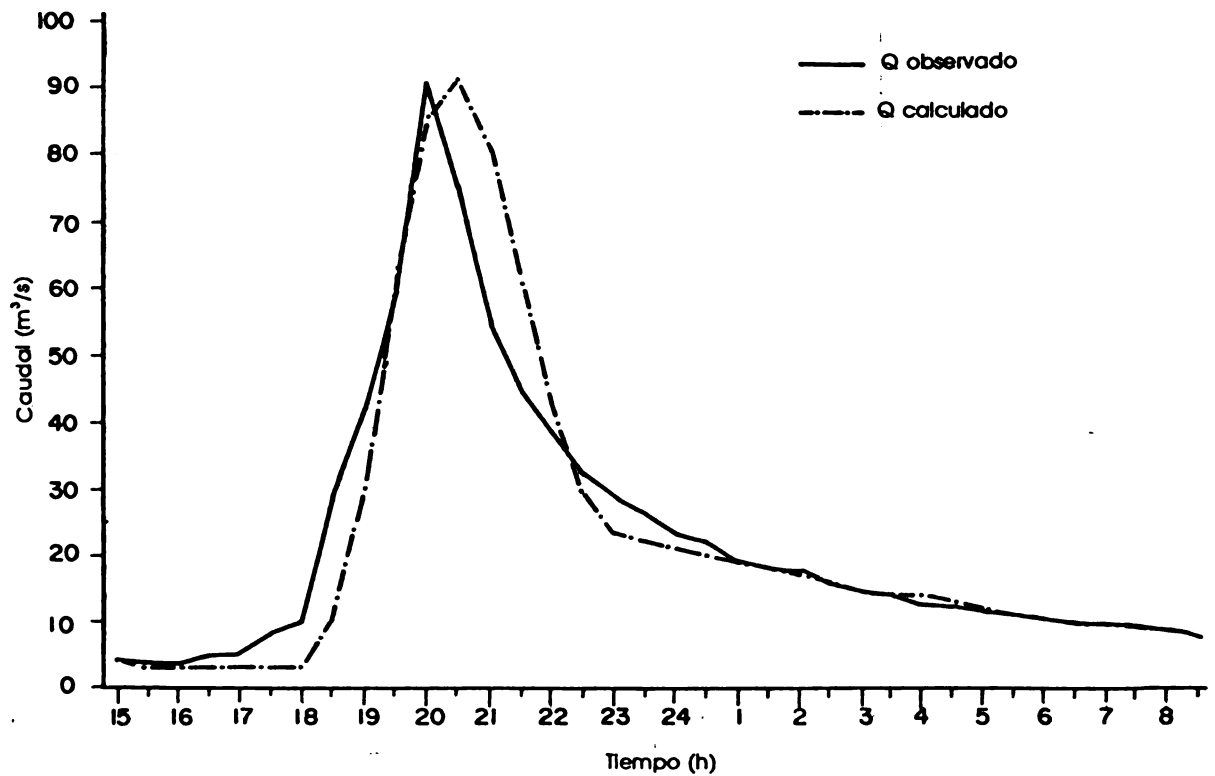


Fig. 7 Calibración del evento del 24/08/85

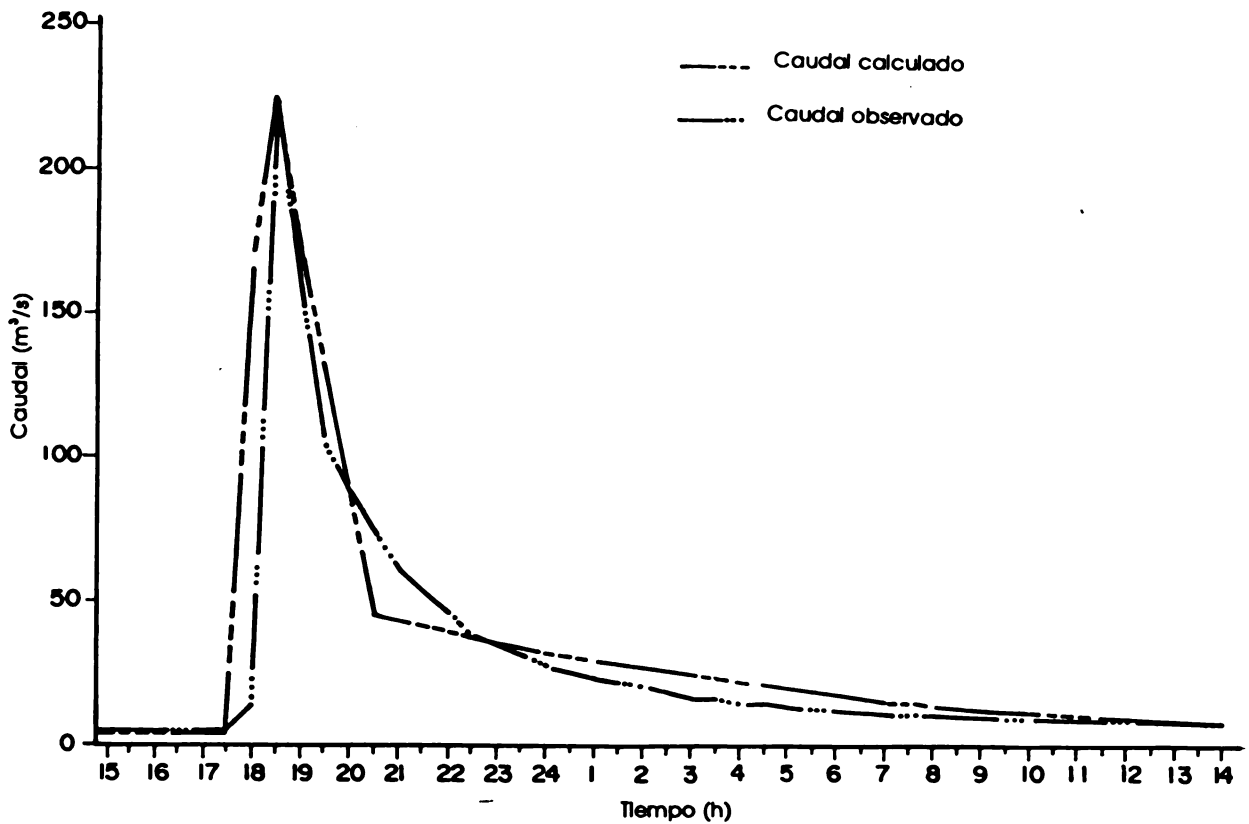


Fig. 8 Calibración del evento del 27/05/90

DISTRIBUCIÓN ESPACIAL Y TEMPORAL DE LA LLUVIA

La distribución espacial se obtuvo por medio de los polígonos de Thiessen, para las estaciones pluviométricas de Pacayas Irazú y Rosemont, y las estaciones pluviográficas de CATIE y San Antonio, tomadas como pluviómetros (Cuadro 11). La distribución temporal se calculó también con polígonos de Thiessen, para las estaciones pluviográficas de CATIE y San Antonio (Cuadro 12).

Cuadro 10. Resumen de parámetros de calibración

| Fecha | Archivo | CN | IA (mm) |
|-------------|------------|----|---------|
| 01-09-83 | TURR12.DAT | 79 | 25 |
| 24-08-95 | TURR23.DAT | 68 | 29 |
| 27-09-90 | TURR53.DAT | 75 | 30 |
| Valor medio | | 74 | 28 |

CAUDAL BASE

Los parámetros iniciales del caudal base: caudal inicial (STRTO), caudal del inicio de recesión (QRCSN) y fase de abatimiento de la curva de recesión (RTIOR) se obtuvieron del hidrograma del 24 de agosto de 1985 (Fig. 9). Los valores empleados fueron los siguientes:

STRTO = 3,61 m³/s
 QPEAK = 90,5 m³/s
 QRCSN = 19,00 m³/s

QRCSN/QPEAK = 0,21
 STRTO/AREA = 0,047 m³/s/km²
 RTIOR = 0,117

Estos valores se adaptaron para las modelaciones subsiguientes.

TIEMPO DE DESFASE

El tiempo de desfase se calculó a partir de la lluvia del 24 de agosto de 1985.

$$T_{lag} = T_{pico} - T_{cm} \quad [1]$$

donde:

T_{lag} = tiempo de desfase

T_{pico} = tiempo del inicio del evento al caudal pico

T_{cm} = tiempo del inicio del evento al centroide de la precipitación total

Cuadro 11. Distribución espacial de la lluvia por polígonos de Thiessen en la cuenca del río Turrialba

| | CATIE | San Antonio | Pacayas | Irazú | Rosemont |
|--------------------|-------|-------------|---------|-------|----------|
| 01-09-83 | | | | | |
| Precipitación (mm) | 60,3 | 34,2 | 52,5 | 24,8 | 132,0 |
| Peso (%) | 25 | 14 | 15 | 0 | 46 |
| 24-08-85 | | | | | |
| Precipitación (mm) | 76,6 | 100,9 | 27,8 | 15,7 | 90,2 |
| Peso (%) | 5 | 34 | 15 | 12 | 34 |
| 27-05-90 | | | | | |
| Precipitación (mm) | 26,9 | 57,4 | 1,8 | 0 | 125,0 |
| Peso (%) | 5 | 57 | 0 | 0 | 38 |

En el Cuadro 13 se muestran los cálculos correspondientes para el evento del 24/10/85, de modo que el $T_{lag} = 1,78$ h (Solís *et al.*, 1992). Para efectos comparativos se calcula el T_{lag} por medio de la fórmula de Kirpich (Linsley *et al.*, 1982):

$$T_{lag} = 0,6 * T_c \quad [2]$$

$$T_{lag} = 0,6 * L^{1,15} / (3080 H^{0,38}) \quad [3]$$

donde:

T_c = tiempo de concentración

L = longitud máxima de recorrido del agua, en metros (22370 m)

H = diferencia de elevación entre el inicio y el final de L (2175 m)

En el caso del río Turrialba:

$$T_{lag} = 0,6 * 22370^{1,15} / (3080 * 2175^{0,38})$$

$$T_{lag} = 1,05 \text{ horas}$$

Se adopta el valor obtenido a partir del evento del 24 de agosto de 1985 por considerarse el más representativo de la cuenca del río Turrialba y estar basado en un evento que realmente se presentó en la cuenca.

El tiempo de desfase de la tormenta mencionada se utilizó para calibrar la ecuación de Snyder (Chow *et al.*, 1988):

$$T_{lag} = Ct * (L * Lc)^{0,3} \quad [4]$$

donde:

Cuadro 12. Distribución temporal de la lluvia en la cuenca del río Turrialba

| Tiempo (h) | 01-09-83 | | 24-08-85 | | 27-05-90 | |
|-------------------------|------------|----------------|------------|----------------|------------|----------------|
| | CATIE (mm) | S.Antonio (mm) | CATIE (mm) | S.Antonio (mm) | CATIE (mm) | S.Antonio (mm) |
| Peso polígonos Thiessen | 100 % | 0 % | 14 % | 86 % | 14 % | 86 % |
| 13:30 | | | 0,0 | | | |
| 14:00 | 0,0 | | 1,2 | | | |
| 14:30 | 0,1 | | 1,4 | | | |
| 15:00 | 0,5 | 0,0 | 6,4 | 0,0 | 0,0 | |
| 15:30 | 2,3 | 1,1 | 6,4 | 7,2 | 0,2 | |
| 16:00 | 3,1 | 1,1 | 6,5 | 8,6 | 0,6 | |
| 16:30 | 4,2 | 9,7 | 14,2 | 10,0 | 0,7 | |
| 17:00 | 16,0 | 14,4 | 18,6 | 14,5 | 0,7 | 0,0 |
| 17:30 | 21,6 | 14,7 | 22,6 | 40,0 | 2,8 | 21,0 |
| 18:00 | 25,2 | 21,8 | 42,3 | 84,0 | 16,5 | 42,0 |
| 18:30 | 40,0 | 27,5 | 53,5 | 92,9 | 19,0 | 49,3 |
| 19:00 | 53,8 | 34,2 | 66,6 | 98,0 | 23,8 | 52,2 |
| 19:30 | 60,3 | | 72,4 | 98,3 | 24,9 | 55,5 |
| 20:00 | | | 72,5 | | 26,9 | 56,6 |
| 20:30 | | | 72,5 | | 27,3 | 56,8 |
| 21:00 | | | 72,7 | | 27,4 | 57,2 |
| 21:30 | | | 73,5 | | | |
| 22:00 | | | 74,2 | | | |
| 22:30 | | | 75,2 | | | |
| 23:00 | | | 76,4 | | | |
| 23:30 | | | 76,6 | | | |

Ct = coeficiente

L = longitud máxima de recorrido del agua, en km

Lc = longitud de la salida de la cuenca, al punto del río más cercano del centroide de la cuenca, en km

$$Ct = T_{lag} / (L * Lc)^{0.3}$$

[5]

En el caso del río Turrialba se tiene:

$$T_{lag} = 1,78 \text{ horas}$$

$$L = 21,67 \text{ km}$$

$$L_c = 10,32 \text{ km}$$

Se procede a calcular un coeficiente C_t propio de la cuenca del río Turrialba (Solís et al., 1992):

$$C_t = 1,78 / (21,67 * 10,32)^{0,3} = 0,35$$

Este coeficiente se utilizará en la modelación de la cuenca para eventos extremos. La ecuación utilizada para calcular el tiempo de desfase en las subcuencas será, en consecuencia

$$T_{lag} = 0,35 (L * L_c)^{0,3} \quad [6]$$

* Modelación para el evento extremo de diseño

Utilizando los parámetros obtenidos en la calibración del modelo, se procedió a modelar la cuenca para el evento extremo correspondiente a un período de retorno de 100 años. Este período de retorno se recomienda por tratarse de una cuenca con un importante componente urbano.

En la Fig. 10 se muestra la subdivisión de la cuenca del Río Turrialba en subcuencas: Coliblanco, Playas, Jesús María, Esmeralda, Roncha y Colorado.

DISTRIBUCIÓN ESPACIAL Y TEMPORAL DE LA LLUVIA

En Cuadro 14 se presenta la distribución espacial de la lluvia, calculada utilizando los polígonos de Thiessen para cada subcuenca. Para garantizar la escogencia de eventos de precipitación de corta duración y alta intensidad, se descartaron los valores de precipitación diaria antecedentes o seguidos por eventos de precipitación diaria mayor de 50 mm. Este procedimiento pretende eliminar los eventos de temporal de larga duración y baja intensidad, que son menos destructivos.

Cuadro 13. Cálculo de centro de masa de la lluvia del 24 de agosto 1985 en la cuenca del río Turrialba

| Hora | Tiempo (h) | Precipitación (mm) | T*P |
|-----------|------------|--------------------|--------|
| 14:30 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 15:00 | 0,50 | 0,55 | 0,28 |
| 15:30 | 1,00 | 4,88 | 4,88 |
| 16:00 | 1,50 | 0,96 | 1,44 |
| 16:30 | 2,00 | 1,80 | 3,60 |
| 17:00 | 2,50 | 3,53 | 8,83 |
| 17:30 | 3,00 | 17,71 | 53,13 |
| 18:00 | 3,50 | 31,97 | 111,90 |
| 18:30 | 4,00 | 7,26 | 29,04 |
| 19:00 | 4,50 | 4,90 | 22,05 |
| 19:30 | 5,00 | 0,84 | 4,20 |
| Sumatoria | | 74,40 | 239,34 |

$$\text{Centro de masa} = 239,34 / 74,40 = 3,22 \text{ horas}$$

$$\text{Tiempo al pico} = 19,50 - 14,50 = 5 \text{ horas}$$

$$T_{lag} = T_{pico} - T_{cm} = 5,00 - 3,22 = 1,78 \text{ horas}$$

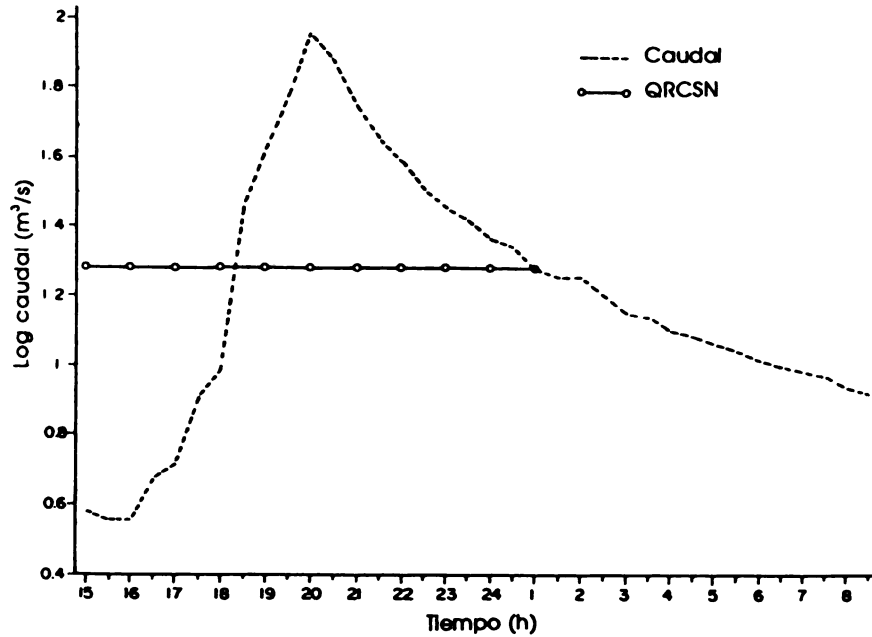


Fig. 9 Parámetros QBase del 24/08/85

En resumen, se utilizan los siguientes valores de precipitación para un período de retorno de 100 años:

| | |
|----------------------|------------|
| Estación CATIE | P = 174 mm |
| Estación Irazú | P = 292 mm |
| Estación Pacayas | P = 191 mm |
| Estación Rosemont | P = 310 mm |
| Estación San Antonio | P = 251 mm |

Del registro histórico de las estaciones San Antonio y CATIE, se escogió la tormenta del 20 de diciembre de 1987 del CATIE para ser utilizada como distribución temporal de diseño. Esta tormenta, de gran intensidad en un tiempo relativamente corto, es típica de los eventos catastróficos de la región. Ese día la ciudad de Turrialba fue afectada por una severa inundación. En el Cuadro 15 se muestran los datos del pluviograma de la lluvia mencionada.

TIEMPOS DE DESFASE

Con la ecuación [6], se obtuvo el tiempo de desfase de las diferentes subcuencas del río Turrialba. En el Cuadro 16 se indican los tiempos de desfase para cada subcuenca.

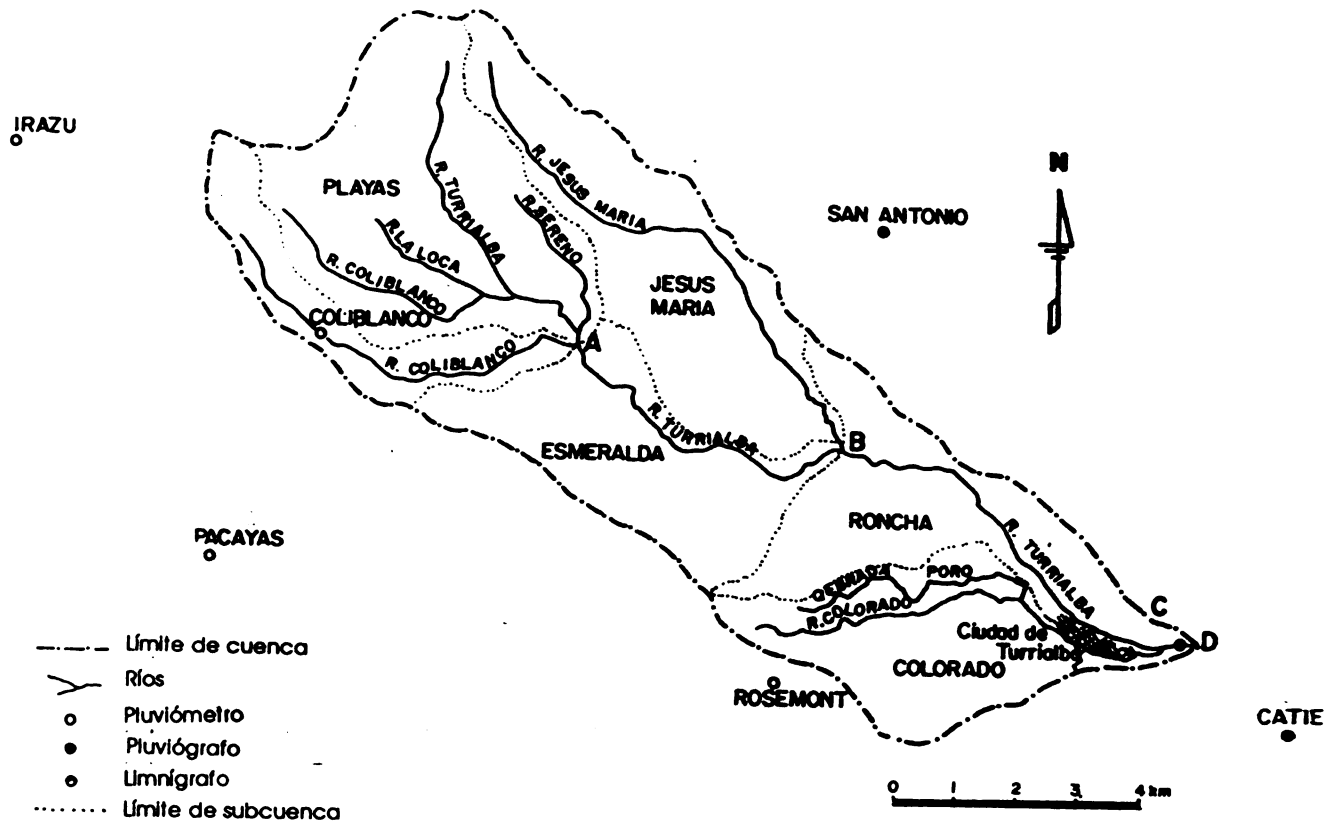


Fig. 10 Cuenca del río Turrialba

TRÁNSITO DE AVENIDAS

Se escogió el método de Muskingum (Dunne y Leopold, 1978) para simular el desplazamiento de las ondas de flujo, para lo cual se requiere conocer el tiempo de recorrido de la onda en los diferentes sectores del río. Dado el relativo corto tiempo de recorrido de la onda, debido a las cortas distancias y a las altas velocidades, el abatimiento de los hidrogramas ocasionado por el tránsito de avenidas es de poca magnitud.

El río se aproxima geométricamente a una parábola ancha; entonces, se tiene, según Chow (1964):

$$V_o = 11 \cdot V / 9 \quad [7]$$

donde:

V_o = velocidad de onda (m/s)

V = velocidad media del río (m/s)

El caudal máximo unitario de la cuenca es de:

$$Q_u = Q_T / A = 845 / 76,29 = 11,08 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Para efectuar el tránsito de avenidas, se dividió el río en dos sectores. El sector A-B va de la confluencia de los ríos Turrialba y Coliblanco a la confluencia del Turrialba y Jesús María (Fig. 10). En este sector se estima un ancho de fondo $B = 20$ m. El sector B-C va de la confluencia de los ríos Turrialba y Jesús María a la confluencia de los ríos Turrialba y Colorado. En este sector se estima $B = 30$ m.

Cuadro 14. Distribución espacial de la lluvia por subcuencas en el río Turrialba

| Subcuenca | Estación | Area (km ²) | % área |
|-------------|-------------|-------------------------|--------|
| Coliblanco | Irazú | 1,91 | 31 |
| | Pacayas | 3,95 | 63 |
| | San Antonio | 0,38 | 6 |
| Playas | Irazú | 7,23 | 39 |
| | Pacayas | 5,75 | 31 |
| | San Antonio | 5,64 | 30 |
| Jesús María | San Antonio | 14,98 | 97 |
| | Rosemont | 0,39 | 3 |
| Esmeralda | Rosemont | 8 | 70 |
| | San Antonio | 1,83 | 16 |
| | Pacayas | 1,64 | 14 |
| Roncha | Rosemont | 6,64 | 57 |
| | CATIE | 2,28 | 19 |
| | San Antonio | 2,81 | 24 |
| Colorado | Rosemont | 9,93 | 88 |
| | CATIE | 1,32 | 12 |

Cuadro 15. Pluviograma del 29-12-87 en la estación CATIE

| Hora | Lectura (mm) | Hora | Lectura (mm) |
|-------|--------------|-------|--------------|
| 7:00 | 0,0 | 19:30 | 36,0 |
| 7:30 | 0,1 | 20:00 | 39,9 |
| 8:00 | 0,2 | 20:30 | 41,4 |
| 8:30 | 0,4 | 21:00 | 48,6 |
| 9:00 | 1,1 | 21:30 | 60,1 |
| 9:30 | 1,6 | 22:00 | 76,7 |
| 10:00 | 1,9 | 22:30 | 77,0 |
| 10:30 | 3,0 | 23:00 | 81,8 |
| 11:00 | 3,9 | 23:30 | 86,2 |
| 11:30 | 4,0 | 24:00 | 116,7 |
| 12:00 | 4,0 | 0:30 | 113,7 |
| 12:30 | 4,1 | 1:00 | 137,1 |
| 13:00 | 5,1 | 1:30 | 146,4 |
| 13:30 | 6,1 | 2:00 | 151,7 |
| 14:00 | 6,8 | 2:30 | 154,4 |
| 14:30 | 7,5 | 3:00 | 154,7 |
| 15:00 | 7,6 | 3:30 | 156,8 |
| 15:30 | 11,5 | 4:00 | 157,1 |
| 16:00 | 21,9 | 4:30 | 157,8 |
| 16:30 | 22,5 | 5:00 | 159,1 |
| 17:00 | 22,7 | 5:30 | 159,6 |
| 17:30 | 29,5 | 6:00 | 162,7 |
| 18:00 | 29,7 | 6:30 | 165,8 |
| 18:30 | 33,7 | 7:00 | 165,8 |
| 19:00 | 35,3 | | |

En el Cuadro 17 se presenta el cálculo del tiempo de recorrido de la onda en los sectores mencionados. Se considera una n de Manning de 0,07. El procedimiento consiste en calcular de manera aproximada la velocidad media del río, y a continuación la velocidad de onda, utilizando la ecuación (7). La velocidad media del río se calculó utilizando un programa BASIC.

INFORMACIÓN DE ENTRADA Y DE SALIDA

En el Anexo B se muestran los archivos TU7.DAT y TU7.OUT de la modelación por subcuencas del río Turrialba. En el Cuadro 18 se presenta un resumen de los caudales

Cuadro 16. Tiempos de desfase por subcuencas del río Turrialba

| Subcuenca | Area (km ²) | Long. max. (km) | Long/CM (km) | H. max (km) | H. min (km) | Tlag (h) |
|--------------|-------------------------|-----------------|--------------|-------------|-------------|----------|
| Coliblanco | 6,24 | 8,75 | 4,54 | 3074 | 1400 | 1,06 |
| Playas | 18,62 | 7,62 | 3,89 | 3074 | 1400 | 0,97 |
| Jesús María | 15,37 | 10,54 | 4,03 | 2750 | 910 | 1,08 |
| Esmeralda | 11,47 | 4,19 | 0,68 | 1981 | 910 | 0,48 |
| Roncha | 11,73 | 5,53 | 1,56 | 1320 | 580 | 0,67 |
| Colorado | 11,25 | 8,85 | 4,35 | 1320 | 580 | 0,40 |
| Cuenca total | 74,68 | 21,67 | 10,32 | 3074 | 580 | 1,78 |

Cuadro 17. Tiempo de recorrido de la onda cinemática en el río Turrialba

| Sector | Area (km) | Caudal (m ³ /s) | H1 (m) | H2 (m) | L (m) | S (%) | V (m/s) | Vo (m/s) | T (h) |
|--------|-----------|----------------------------|--------|--------|-------|-------|---------|----------|-------|
| AB | 24,86 | 275 | 1410 | 910 | 6250 | 8,00 | 5,94 | 7,26 | 0,23 |
| BC | 51,7 | 573 | 910 | 580 | 7610 | 4,33 | 5,65 | 6,91 | 0,3 |

H1 = elevación inicial
H2 = elevación final

L = longitud V = velocidad media
S = pendiente Vo = velocidad de onda

máximos de diseño para las obras de control de avenidas en la ciudad de Turrialba (690 m³/s). Debe aclararse que en este análisis no se considera la subcuenca del río Colorado, cuyo estudio se realizó paralelamente.

Registro limnigráfico de la estación Turrialba

La estación limnigráfica de Turrialba tiene un registro relativamente breve, iniciado en 1981. Con un registro tan corto (11 años) es muy poco confiable una predicción para un período de retorno de 100 años. Sin embargo, para tener una verificación grosera de la predicción lograda con la modelación hidrológica, se procedió a efectuar un tratamiento estadístico del registro limnigráfico (Cuadro 19).

Cuadro 18. Resumen de los caudales máximos de diseño para el río Turrialba

| Operación | Estación | Area (km ²) | Caudal pico (m ³ /s) |
|-------------|-------------|-------------------------|---------------------------------|
| Hidrograma | Coliblanco | 6,24 | 61,05 |
| Hidrograma | Playas | 18,62 | 215,24 |
| Combinación | A | 24,86 | 276,29 |
| Tránsito | A-B | 24,86 | 272,28 |
| Hidrograma | Jesús María | 15,37 | 170,63 |
| Hidrograma | Esmeralda | 11,47 | 206,73 |
| Combinación | B | 51,70 | 562,36 |
| Tránsito | B-C | 51,70 | 552,33 |
| Hidrograma | Roncha | 11,73 | 184,90 |
| Combinación | C | 63,43 | 690,30 |
| Hidrograma | Colorado | 11,25 | 154,32 |
| Combinación | D | 74,68 | 844,62 |

El resultado obtenido para el caudal del período de retorno es muy semejante al previsto mediante la modelación (886,36 m³/s y 844,62 m³/s, respectivamente). Estos resultados dan una cierta confirmación de los caudales extremos de diseño.

Cuadro 19. Análisis estadístico de caudales en la estación Turrialba

| Caudal (m ³ /s) | Q-Media | Rango | Período de retorno |
|----------------------------|-----------|-------|--------------------|
| 598 | 143380,03 | 1 | 10,0 |
| 466 | 60838,96 | 2 | 5,0 |
| 227 | 58,61 | 3 | 3,3 |
| 161 | 3404,07 | 4 | 2,5 |
| 148 | 5090,03 | 5 | 2,0 |
| 146 | 5379,41 | 6 | 1,7 |
| 137 | 6780,61 | 7 | 1,4 |
| 91 | 16446,64 | 8 | 1,2 |

Suma = 241378,36
 Media = 219,34
 Desv stand = 173,7

| Período de retorno | K de Chow | Caudal (m ³ /s) | Coficiente confianza | Desviación (m ³ /s) | Bandas (m ³ /s) |
|--------------------|-----------|----------------------------|----------------------|--------------------------------|----------------------------|
| 100 | 3,84 | 886,36 | 1,65 | 286,61 | 1172,97 |
| | | | -0,76 | -132,01 | 754,35 |
| 75 | 3,57 | 839,46 | | | |
| 50 | 3,20 | 775,19 | | | |
| 25 | 2,51 | 655,34 | | | |
| 20 | 2,14 | 591,07 | | | |
| 10 | 1,60 | 497,27 | 1,07 | 185,86 | 683,13 |
| | | | -0,57 | -99,01 | 398,26 |
| 5 | 1,00 | 393,05 | | | |
| 2 | -0,14 | 195,03 | 0,58 | 100,75 | 295,77 |
| | | | -0,58 | -100,75 | 94,28 |

MODELACION HIDRAULICA CON HEC-2

La modelación hidráulica se aplica primeramente para evaluar la conducta hidráulica del río en las condiciones geométricas actuales, para el caudal extremo de un período de retorno de 100 años. Después se procede a la modelación de modificaciones del cauce, para reducir o eliminar los efectos negativos de las avenidas extraordinarias grandes.

Condiciones hidráulicas iniciales

Analizando las primeras secciones aguas arriba del río, se hizo una estimación inicial de las condiciones hidráulicas. El n de Manning se escogió previa inspección del sitio y con base en las recomendaciones de Barnes (1977). Se estimaron el ancho e inclinación de taludes y pendientes basados en el levantamiento topográfico.

Se asimiló la sección real con una sección trapecial semejante. El caudal máximo fue obtenido a partir de la modelación hidrológica.

$$\begin{aligned}Q &= 690 \text{ m}^3/\text{s} \\B &= 80 \text{ m} \\Z &= 1 \\S &= 0,057 \\N &= 0,065\end{aligned}$$

Aplicando un programa iterativo en BASIC se determinó:

$$\begin{aligned}\text{Profundidad normal} &= 1,67 \text{ m (usar 1,65 m)} \\ \text{Velocidad media} &= 5,05 \text{ m/s} \\ \text{Número de Froude} &= 1,59\end{aligned}$$

Por lo tanto, el flujo es supercrítico y la elevación aproximada para el inicio del cálculo hidráulico es de $701,79 + 1,65 = 703,44$ msnm. Se adoptó para el canal principal una n de Manning de 0,06 y $n = 0,1$ para las planicies de inundación.

Geometría transversal y longitudinal del cauce

El levantamiento topográfico longitudinal y transversal fue realizado por la Junta Administrativa de Servicios Eléctricos (JASEC), como una colaboración *ad honorem* (Cuadro 20). El trabajo tuvo que ser realizado dos veces, dado que la avenida del 11 de agosto de 1991 modificó significativamente la geometría del cauce.

El levantamiento longitudinal cubrió una distancia de 2251 m, y se levantaron 21 secciones. En consecuencia se tiene un distanciamiento promedio de 113 m entre estaciones.

Conducta hidráulica del perfil natural

Con un caudal máximo de 690 m³/s, se procedió a analizar la conducta hidráulica del cauce natural actual. En el Anexo C se presenta el archivo de entrada ALBA21.DAT y un resumen de los resultados. El análisis de los datos conduce a los siguientes comentarios:

- En todas las secciones, la elevación del agua (CWSEL) es inferior a la elevación de los bancos izquierdo y derecho (XLBEL y RBEL). En consecuencia, el caudal nunca se desborda y se mantiene dentro del canal principal. Debe enfatizarse que esta situación se presenta pese a utilizarse un caudal de diseño para un período de retorno de 100 años.
- Las velocidades medias del canal oscilan entre 3,83 y 6,92 m/s, valores muy elevados que generan niveles peligrosos del gradiente energético (EG). Los niveles de EG frecuentemente superan a los niveles de los bancos. Esta situación prácticamente no tiene solución.
- Las pendientes del río son muy altas, dando en el sector de estudio un valor medio de 4,28%. Esta pendiente está asociada con el nivel energético elevado.
- El flujo es predominantemente supercrítico, tal como se supuso inicialmente.
- Los tres puentes tienen sobrada capacidad hidráulica. En efecto, el nivel del agua es muy inferior al nivel de la cuerda inferior del puente. En consecuencia, QWEIR es siempre nulo y todo el caudal pasa en régimen de flujo bajo.

Cuadro 20. Secciones transversales al río Turrialba

| No. de sección | Distancia (m) | Estacionamiento (m) |
|----------------|---------------|---------------------|
| 17 | 0,00 | 0 |
| 50 | 53,49 | 53 |
| 16 | 38,33 | 92 |
| 51 | 7,39 | 99 |
| 15 | 83,96 | 183 |
| 14 | 392,38 | 576 |
| 10 | 230,42 | 806 |
| 46 | 135,82 | 942 |
| 9 | 219,84 | 1162 |
| 52 | 77,22 | 1239 |
| 53 | 88,76 | 1328 |
| 54 | 106,68 | 1434 |
| 8 | 117,37 | 1552 |
| 55 | 9,06 | 1561 |
| 56 | 140,58 | 1701 |
| 7 | 65,82 | 1767 |
| 57 | 6,55 | 1774 |
| 58 | 74,26 | 1848 |
| 59 | 124,91 | 1973 |
| 6 | 143,47 | 2116 |
| 3 | 135,08 | 2251 |

Diseño geométrico longitudinal y transversal del cauce

Se presentan en la ciudad de Turrialba tres circunstancias adversas que acentúan los efectos negativos de los eventos extremos de inundación:

- Caudales máximos muy elevados
- Pendientes longitudinales muy fuertes
- Lecho del cauce aluvial no consolidado, extremadamente vulnerable a la socavación tanto de los taludes laterales como del fondo

En consecuencia, las obras ingenieriles que se pueden intentar para mitigar este problema solo pueden pretender una protección parcial, atrasando y disminuyendo el daño a los taludes laterales del cauce y a las pilas de los puentes. Poco eficientes han sido y serían las obras disipadoras, debido a la enorme magnitud de la energía del río y a la dificultad de anclar las estructuras en un suelo aluvial profundo e inestable. La solución definitiva y la más económica se basa en el respeto a las planicies de inundación del río.

El diseño de las modificaciones propuestas del cauce se basa en los siguientes principios:

- Centralización del cauce, de modo que los taludes laterales no permanezcan expuestos a los efectos cotidianos de socavación.
- Diseño de espigones formando una sección trapezoidal central compuesta.

En una primera etapa se utiliza el caudal correspondiente a un período de retorno de dos años, el cual corresponde al caudal de formación del río, y tiene un valor de $116 \text{ m}^3/\text{s}$. En una segunda etapa se utiliza el caudal correspondiente a un período de retorno de 100 años. Este caudal se recomienda para el diseño de obras de protección contra inundaciones en zonas urbanas y tiene en este caso un valor de $690 \text{ m}^3/\text{s}$.

Los espigones deben estar constituidos de rocas grandes, con una protección de colchonetas de gaviones en la berma de la cabeza del espigón. La función de la colchoneta es proteger el cuerpo del espigón, en el caso posible de socavación en la cabeza.

El caudal de $116 \text{ m}^3/\text{s}$ queda contenido dentro del trapecio inferior, cuyas dimensiones son:

ancho mínimo de fondo = 12 m
inclinación de talud = 1v:3h
altura = 2 m

El caudal de $690 \text{ m}^3/\text{s}$ queda contenido dentro del trapecio compuesto. El trapecio superior tiene las siguientes dimensiones:

ancho mínimo de fondo = 32 m
inclinación de talud = 1v:3h
altura = 2,5 m

El nivel máximo que alcanza el agua es de 4,27 m para 690 m³/s. En el Cuadro 21 se muestran las características del diseño geométrico de las secciones transversales modificadas.

Diseño de espigones

ESPACIAMIENTO ENTRE LOS ESPIGONES

Según JICA (1979), en tramos rectos el espaciamiento de los espigones está dado por la relación:

$$d = (2,5 - 3,0) \cdot l \quad [8]$$

donde:

l = longitud del espigón
(en nuestro caso $l = 26$ m)

$$d_{\min} = 26 \cdot 2,5 = 65 \text{ m}$$

$$d_{\max} = 26 \cdot 3,0 = 78 \text{ m}$$

Según Jansen (1979), la máxima distancia entre espigones es dada por la relación:

$$d = (1,0 - 2,0) \cdot b \quad [9]$$

donde:

b = ancho del río

En el caso del río Turrialba dadas sus características riesgosas, se escoge la relación mínima, a partir de la ecuación [9]: $d = b$ [10]

que conduce a un valor de $d = 89,4$ m con base en el promedio del ancho de las secciones del río (Cuadro 22).

Como se observa, el espaciamiento entre espigones oscila entre 65 y 89 metros. Debido a que los espigones propuestos son muy anchos en su base (42 m), lo cual da una protección adicional a las márgenes del río, se adopta finalmente un espaciamiento $d = 90$ m. En consecuencia se tiene, entre las estaciones 183 y 2251:

$$N = (E1 - E2)/d + 1 \quad [11]$$

donde:

N = número de espigones en cada margen

$E1$ = estacionamiento inicial

$E2$ = estacionamiento final

d = espaciamiento entre espigones

$$N = (2251 - 183)/90 + 1 = 24$$

En total se tienen 48 espigones.

Cuadro 21. Características geométricas de las secciones transversales modificadas

| Estacionamiento (m) | Línea centro (m) | Ancho base inferior (m) | Ancho base superior (m) |
|---------------------|------------------|-------------------------|-------------------------|
| 183 | 65 | -12 | 34 |
| 576 | 70 | -12 | 34 |
| 806 | 62 | -26 | 48 |
| 942 | 50 | -12 | 34 |
| 1162 | 30 | -12 | 34 |
| 1239 | 50 | -12 | 34 |
| 1328 | 67 | -16 | 38 |
| 1434 | 54 | -36 | 58 |
| 1552 | 57 | -37 | 59 |
| 1561 | 63 | -38 | 60 |
| 1701 | 55 | -51 | 73 |
| 1767 | 51 | -32 | 54 |
| 1774 | 62 | -34 | 56 |
| 1848 | 47 | -12 | 34 |
| 1973 | 112 | -115 | 137 |
| 2116 | 61 | -41 | 63 |
| 2251 | 43 | -19 | 41 |

DIMENSIONES DEL ESPIGÓN

El espigón propuesto tiene dos funciones: la primera es forzar la centralización del cauce, logrado con la cabeza. La segunda es proteger los taludes del río, por medio del cuerpo del espigón, el cual tiene las siguientes características:

- *Ancho de corona (C)*. Por razones constructivas $C = 4,5$ m
- *Longitud (L_1)*. En función del ancho del cauce, se seleccionó $L_1 = 5$ m
- *Borde libre (BL)*. Se escoge $BL = 1$ m
- *Anclaje en el lecho (A)*. Se adopta $A = 1$ m; de acuerdo a la experiencia del MOPT
- *Inclinación del talud lateral (Z)*. $Z = 3$ por recomendación de Jansen (1979)
- *Profundidad máxima de agua (P_1)*. Para un período de retorno de 100 años, se tiene de acuerdo al HEC-2 una profundidad máxima de 4,27 m
- *Altura total (H_1)*
 $H_1 = A + P_1 + BL = 1 + 4,27 + 1,00 = 6,27$ m
 $H_1 = 6,25$ m

La cabeza del espigón tiene características semejantes al cuerpo, excepto que tiene una profundidad P_2 de 1,97 m, correspondiente a un período de retorno de 2 años.

- *Altura (H_2)*
 $H_2 = A + P_2 = 1 + 1,97 = 2,97$ m
 $H_2 = 3$ m
- *Longitud (L_2)*. $L_2 = 5$ m

VOLUMEN DE LOS ESPIGONES

- *Volumen A-B*
 $V_{AB} = (A_A + A_B) \cdot L_{AB} / 2 = (7,5 + 40,5) \cdot 0,5 \cdot 6 = 144 \text{ m}^3$
 $V_{BC} = A_B \cdot L_{BC} = 40,5 \cdot 5 = 202,5 \text{ m}^3$
 $V_{CD} = (A_C + A_D) \cdot L_{CD} / 2 = (40,5 + 145,3) \cdot 9,75 / 2 = 905,8 \text{ m}^3$
 $V_{ED} = A_D \cdot L_{ED} = 145,3 \cdot 5 = 726,5$

Volumen de espigón

$$V = V_{AB} + V_{BC} + V_{CD} + V_{ED} = 144 + 202,5 + 905,8 + 726,5 = 1978,8 \text{ m}^3$$

Volumen total de los 48 espigones

$$V_T = 1978,8 \cdot 48 = 94982,4 \text{ m}^3$$

$$V_T = 95000 \text{ m}^3$$

Cuadro 22. Ancho de secciones

| Estacionamiento (m) | Ancho de sección (m) |
|---------------------|----------------------|
| 183 | 62,5 |
| 576 | 57,0 |
| 806 | 85,0 |
| 942 | 44,4 |
| 1162 | 62,6 |
| 1239 | 69,6 |
| 1328 | 74,9 |
| 1434 | 86,8 |
| 1552 | 94,9 |
| 1561 | 96,0 |
| 1701 | 107,2 |
| 1767 | 85,6 |
| 1774 | 89,4 |
| 1848 | 135,7 |
| 1973 | 185,6 |
| 2116 | 95,0 |
| 2251 | 89,4 |

Ancho medio = 89,47m

DISEÑO DEL REVESTIMIENTO DEL ESPIGÓN

El revestimiento tiene como función principal proteger el cuerpo del espigón de los efectos de la erosión. El ángulo de inclinación del talud (α) debe ser menor que el ángulo crítico de reposo (ϕ), cuyo valor oscila entre 30° y 40° . El revestimiento bajo el agua debe tener taludes aún más planos, recomendándose de 1:3 a 1:4.

El diámetro de las rocas del revestimiento, especialmente de la cabeza y costado aguas arriba del espigón se puede estimar con la relación (Jansen *et al.*, 1979):

$$D = AV^2 / (\delta \cdot 2g \cdot (1 - \sin^2 \alpha / \sin^2 \phi)) \quad [12]$$

donde:

D = diámetro de las rocas en m

A = 1,4, según el US Bureau of Reclamation, para alta turbulencia

V = velocidad media = 5,75 m/s

$\delta = (\tau_s - \tau) / \tau = (2,65 - 1) / 1 = 1,65$

τ_s = densidad de las rocas = 2,65

τ = densidad del agua = 1

g = aceleración de la gravedad = 9,8 m/s²

α = ángulo del talud (1:3) = $18,4^\circ$

ϕ = ángulo de reposo = 42°

$D = 1,4 \cdot 5,75^2 / (1,65 \cdot 2 \cdot 9,81 \cdot (1 - \sin^2 18,4 / \sin^2 42))$

D = 1,84 m

Resulta muy difícil encontrar rocas de esta magnitud. Debe, sin embargo, utilizarse roca del mayor tamaño posible, especialmente en los primeros espigones.

La cabeza de los espigones debe preferiblemente estar protegida por colchonetas de gaviones.

TRANSICIÓN ANTES DEL PRIMER ESPIGÓN

Para lograr un ajuste gradual del flujo en la entrada del primer espigón, se recomienda una transición de 1:4 (1 ancho: 4 longitud), constituida de material lo más grueso posible.

ANGULO DE INCLINACIÓN β DEL ESPIGÓN

Hey (1985) recomienda que en ríos con pendientes fuertes, de lechos gravosos, los espigones deben ser perpendiculares a la dirección de flujo, o inclinados ligeramente hacia aguas arriba, para evitar la socavación de las márgenes del río. Se adopta un ángulo $\beta = 0^\circ$, porque de esta manera se protege la margen del río, sin provocar una excesiva concentración de flujo en el centro del cauce. La literatura consultada coincide en que una orientación β hacia aguas abajo, agravaría la tendencia de socavación de los taludes del río (Hey, 1985; Jansen, 1979; JICA, 1979).

Diseño de diques

Se recomienda la construcción de un dique de gaviones del puente La Alegría hacia aguas arriba, en la margen derecha, con el objetivo de elevar el nivel de piso de dicha zona. Este sector es de alta vulnerabilidad y se corre el peligro de que el río pueda desviarse y tomar la carretera de Santa Rosa como cauce, dirigiéndose hacia la ciudad de Turrialba.

Las dimensiones del dique deben ser las siguientes:

Longitud = 100 m

Altura = variable, hasta una elevación máxima de 2 m

Cabe mencionar que para la construcción de dicha obra se deben desalojar cuatro viviendas de humilde condición, para poder cumplir con las dimensiones especificadas anteriormente. Estas construcciones están ubicadas en una planicie de alto riesgo y deben ser reubicadas, constrúyase o no el dique. En este sector, debido a que no se pueden usar espigones a causa de la pila central del puente, debe emplearse rip-rap y colchonetas de gaviones para controlar la socavación.

Protección de taludes

Esta protección se recomienda a lo largo de todo el cauce a su paso por la ciudad de Turrialba, pero especialmente entre las estaciones 0 y 183, en que no hay espigones. La protección de taludes propuesta presenta dos facetas:

- Utilización de rip-rap. Se debe seleccionar el material más grueso para conformar los espigones y el rip-rap. Esta acción se justifica dada la naturaleza aluvial inestable de los taludes, con alta erosividad.
- Conformación de los taludes, de modo que su inclinación interna sea preferiblemente de 1:4. Esta modificación se hace necesaria, especialmente en sectores como La Margot, donde taludes prácticamente verticales constituyen un sitio extremadamente frágil. Además, dada la gran altura de los taludes verticales, con frecuencia del orden de los cinco metros, se presenta un grave peligro, sobre todo para los niños.

Protección de las pilas de los puentes

Las pilas de los puentes, especialmente el puente La Alegría, deben ser protegidas con rip-rap o gaviones, este puente es el más frágil por ubicarse en un sector en que no se puede tener la protección de espigones.

Equilibrio energético del río

Uno de los objetivos de este proyecto es no introducir cambios energéticos importantes en el régimen de flujo del río. Con base en la ecuación de Manning, se observa que el gradiente energético no se modifica sensiblemente, al mantenerse muy poco alterados los niveles de piso y la distancia a lo largo del tramo modificado.

La rugosidad se reduce durante la construcción de las obras, pero el caudal de formación del río restablecerá el equilibrio energético, gracias a los procesos naturales de erosión y deposición. Estas modificaciones del cauce deben limitarse al canal trapecial inferior, preservándose el resto de la sección compuesta para afrontar los eventos de mayor magnitud.

Programa de mantenimiento

Debido a que la fuerza destructiva del río es enorme, debe programarse un plan de mantenimiento permanente. Este programa debe asegurar que la geometría del talud del trapecio inferior y de la totalidad del trapecio superior sean restablecidas periódicamente.

Se recomienda que esta labor reproduzca básicamente las secciones topográficas originales. Además, debe ser realizada anualmente en el período más seco. Si esta fundamental tarea es hecha en forma correcta, los eventos extraordinarios encontrarían un cauce adecuado, lo cual minimizaría los daños provocados pero sin lograr jamás eliminarlos, dadas las características negativas de la situación local.

Plan de reubicación urbana

Uno de los problemas graves de la ciudad de Turrialba es la invasión de las planicies de inundación, ya no solo por el crecimiento urbano sino también por el desarrollo comercial. Esta situación tiene dos aspectos negativos: estas construcciones están en peligro de ser dañadas o crean condiciones que perjudican a otros sectores que normalmente no serían afectados, y además dificultan e incluso imposibilitan las obras de corrección del cauce.

Por estos motivos es necesario que se establezca un plan de recuperación de las planicies de inundación con las siguientes medidas:

- Definición clara de las planicies de inundación.
- Prohibición de construir nuevas edificaciones en ese sector.
- Ejecución gradual de un programa de expropiación y reubicación de las construcciones existentes, empezando por las más humildes.
- Demolición inmediata de las construcciones expropiadas para impedir su reocupación.
- Creación de un parque en las planicies de inundación.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. El río Turrialba no presenta un peligro inminente por desbordamiento de los bancos de las márgenes. El peligro fundamental se debe a la socavación de las márgenes, lo cual podría eventualmente desgenerar en algún desbordamiento.
2. La cuenca del río Turrialba ha sufrido un proceso de deforestación y cambio de uso de la tierra, el cual, sin embargo, no es el único factor en la explicación de los eventos de inundación de la cuenca baja.
3. Varios factores adicionales tienen gran impacto en esta problemática: la magnitud de los caudales, la pendiente del río, la inestabilidad del lecho y taludes y la invasión de las planicies de inundación.
4. Alta precipitación convectiva, asociada a fuertes pendientes, conduce a caudales excesivamente elevados por unidad de área de la cuenca.
5. La fuerte pendiente del río a su paso por la ciudad con un valor medio de más del 4%, explica que se presenten altas velocidades de flujo, del orden de los 6 m/s.
6. El lecho y taludes del río, sumamente inestables, con una textura gruesa, prácticamente sin cohesividad, con la presencia predominante de arenas, gravas y rocas, ofrecen una insuficiente resistencia a los enormes esfuerzos tangenciales característicos de caudales elevados con grandes términos cinéticos. La consecuencia inevitable es una severa socavación del lecho y los taludes.
7. La invasión de las planicies de inundación por parte del desarrollo urbano de la ciudad de Turrialba es totalmente contradictoria con la peligrosidad del río. Edificaciones y estructuras inadecuadas obstruyen el libre flujo del agua, exponiendo a la ciudad a un inminente e inevitable riesgo.
8. Las obras propuestas tienen como objetivo proteger las márgenes del ríos para reducir el grado de sovocación. Se considera que el espigón es la única estructura que da una protección relativa a la ciudad, ya que centraliza el cauce y protege las márgenes. Dada la energía del río, los espigones propuestos no son una solución definitiva del problema.
9. Un programa permanente de mantenimiento se hace obligatorio para mantener las características geométricas originales del grupo de 48 espigones propuestos.
10. El sector del puente de La Alegría no puede recibir el beneficio de los espigones, debido a la pila central. En consecuencia ese tramo debe ser protegido con un dique en la margen derecha, rip-rap en las márgenes y gaviones en las pilas del puente.

11. Pese a que todo el trayecto de río a su paso por la ciudad es peligroso, se considera que el sector más crítico, y en donde se debe iniciar de inmediato la construcción de las obras recomendadas, está comprendido entre las estaciones 1162 y 1552.
12. La función de los espigones es dar una protección parcial, mientras se implementan las acciones de desalojo de las planicies de inundación. Si estas acciones no se concretan, la ciudad de Turrialba estará inevitablemente sujeta a los embates del río.
13. La solución definitiva tiene dos facetas:
 - Retiro gradual de las planicies de inundación. Esta acción obliga a la prohibición total e incondicional de construcciones nuevas y un plan gradual de expropiación para la formación de un parque que cubra la totalidad de las planicies de inundación.
 - Definición de una política de desarrollo urbano de la ciudad de Turrialba, que fomente la urbanización en zonas no amenazadas por los ríos del valle. Estas zonas se ubican principalmente en la margen izquierda del río Turrialba, y en zonas elevadas de la margen derecha del río Colorado.

BIBLIOGRAFIA

- ACON. 1991. Mapa de capacidad de uso de la tierra de Costa Rica. San José, Costa Rica. Ministerio de Agricultura y Ganadería. Escala 1:200 000.
- BARNES, H. 1977. Roughness Characteristics of Natural Channels. United States Government Printing Office, Washington D.C.
- CORPS OF ENGINEERS. 1991. Initial Assessment of Water Resources Needs in the Sula Valley, Honduras, Central America. Davis, California.
- CHOW, V. 1959. Open Channel Hydraulics. New York, McGraw Hill.
- _____. 1964. Handbook of Applied Hydrology. New York, McGraw Hill.
- _____; MAIDMENT, D.; MAYS, L. 1988. Applied Hydrology. McGraw Hill, New York.
- DUNNE, T.; LEOPOLD, L. 1978. Water in Environmental Planning. W.H. Freeman and Co, New York.
- FRENCH, R. 1986. Open Channel Hydraulics. New York, McGraw Hill.
- HEC-1. 1990. Flood Hydrograph Package; User's Manual. U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.
- HEC-2. 1991. Water Surface Profiles; User's Manual, Version 4.6.0. U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.
- HOGGAN, D. 1989. Computer Assisted Floodplain Hydrology and Hydraulics. McGraw Hill, New York.
- HEY, R., *et al.* 1985. Gravel Bed Rivers. John Wiley and Sons, Chichester, England.
- JANSEN, P., *et al.* 1979. Principles of River Engineering. Pitman Publishing Limited, London.
- JICA. 1979. Rivers. Ministry of Construction, Nagoya, Japan.
- LEONARD, J. 1985. Natural Resources and Economic Development in Central America. International Institute for Environment and Development, Washington.
- LINSLEY, R.; KOHLER, M.; PAULHUS, J. 1982. Hydrology for Engineers. Singapore, McGraw Hill.
- MAG. 1970. Mapa de uso potencial de la tierra. San José, Costa Rica. Escala 1:750 000
- SOLIS, H.; MURILLO, W.; OREAMUNO, R. 1991. Estudio Hidrológico e Hidráulico para el Control de Inundaciones en la Cuenca del Río Purires. Turrialba, Costa Rica, CATIE. Informe técnico.
- SOLIS, H.; CHACON, J.J. 1992. Modelación hidrológica e hidráulica para el control de inundaciones en el río Turrialba. Turrialba, Costa Rica, CATIE. Informe técnico.
- VISSMAN, W.; LEWIS G.; KNAPP, J. 1989. Introduction to Hydrology. New York, Harper and Row Publishers.

ANEXOS

ID TURR23.DAT 11-SET-1991
 ID CUENCA DEL RIO TURRIALBA
 ID TRABAJO REALIZADO POR H.SOLIS Y J.J.CHACON
 ID TORMENTA DEL 24-AGOSTO-1985

IT 30 24AUG85 1430 36
 IO 2 2
 OU
 IM
 IN 30 24AUG85 1400

| | | | | | | | | | | |
|----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|--|
| PG CATIE | 76.6 | | | | | | | | | |
| PC 1.2 | 1.4 | 6.4 | 6.4 | 6.5 | 14.2 | 18.6 | 22.6 | 42.3 | 53.5 | |
| PC 66.6 | 72.4 | 72.5 | 72.5 | 72.7 | 73.5 | 74.2 | 75.2 | 76.4 | 76.6 | |

| | | | | | | | | | | |
|----------|-------|---|-----|-----|----|------|----|----|------|--|
| PG SANAN | 100.9 | | | | | | | | | |
| PC 0 | 0 | 0 | 7.2 | 8.6 | 10 | 14.5 | 40 | 84 | 92.9 | |
| PC 98 | 98.3 | | | | | | | | | |

PG PACAY 27.8

PG IRAZU 15.7

PG ROSEM 90.2

KK TURRI

KM HIDROGRAMA OBSERVADO EN LA ESTACION LIMNIGRAFICA TURRIALBA

| | | | | | | | | | |
|----------|------|-------|------|------|------|------|------|------|------|
| QO 3.81 | 3.81 | 3.61 | 3.61 | 4.67 | 5.15 | 8.02 | 9.66 | 28.5 | 41.6 |
| QO 59.1 | 90.5 | 75.5 | 54.9 | 44.6 | 38.8 | 32.1 | 28.5 | 26.1 | 23.2 |
| QO 21.8 | 18.8 | 17.8 | 17.8 | 16.0 | 14.2 | 13.8 | 12.6 | 12.2 | 11.5 |
| QO 11.1 | 10.4 | 10 | 9.66 | 9.32 | 8.66 | 8.33 | | | |
| BA 76.29 | | | | | | | | | |
| BF 3.61 | 24 | 1.117 | | | | | | | |

| | |
|----------|-------|
| PR CATIE | SANAN |
| PW 0.14 | 0.86 |

| | | | | |
|----------|-------|-------|-------|-------|
| PT CATIE | SANAN | PACAY | IRAZU | ROSEM |
| PW 0.05 | 0.34 | 0.15 | 0.12 | 0.34 |
| LS 29 | 68 | | | |
| UD 1.78 | | | | |
| ZZ | | | | |

ID TURR52.DAT 11-SET-1991
 ID CUENCA DEL RIO TURRIALBA
 ID TRABAJO REALIZADO POR H.SOLIS Y J.J.CHACON
 ID TORMENTA DEL 27-MAYO-1990

IT 30 27MAY90 1500 48
 IO 2 2
 OU
 IM
 IN 30 27MAY90 1500

PG CATIE 26.9
 PC 0 .2 .6 .7 .7 2.8 16.5 19 23.8 24.9
 PC 26.9 27.3 27.4

PG SANAN 57.4
 PC 0 0 0 0 0 21 42 49.3 52.2 55.5
 PC 56.6 56.8 57.2

PG PACAY 1.8

PG IRAZU

PG ROSEM 125

KK TURRI

KM HIDROGRAMA OBSERVADO EN LA ESTACION LIMNIGRAFICA TURRIALBA

| | | | | | | | | | | |
|----|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| QO | 3.51 | 3.51 | 3.31 | 3.31 | 3.31 | 3.31 | 12.2 | 225 | 156 | 106 |
| QO | 87.5 | 74.3 | 61.2 | 53.3 | 46.3 | 38.2 | 34.1 | 31.4 | 27.5 | 25.1 |
| QO | 23.3 | 21.5 | 20.3 | 18.4 | 16.7 | 15.7 | 14.6 | 14.1 | 13.2 | 12.7 |
| QO | 11.8 | 11.4 | 11.0 | 10.6 | 10.2 | 9.82 | 9.82 | 9.45 | 9.45 | 9.08 |
| QO | 8.73 | 8.73 | 8.39 | 8.05 | 8.05 | 8.05 | 7.72 | 7.72 | | |
| BA | 76.29 | | | | | | | | | |
| BF | 3.31 | 11 | 1.11 | | | | | | | |

PR CATIE SANAN
 PW 0.14 0.86

PT CATIE SANAN PACAY IRAZU ROSEM
 PW 30 80 0 0 0.38
 LS -1 -1
 UD 0.4
 ZZ

ANEXO B

ID ARCHIVO TU7.DAT 19-09-91
 ID CUENCA DEL RIO TURRIALBA
 ID ANALISIS POR SUBCUENCAS
 ID SUBCUENCA COLORADO CON CRITERIOS DE LS Y UD DE TODA LA CUENCA
 ID PLUVIGRAFO DEL 24 DICIEMBRE 1987 DEL CATIE
 ID PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS PARA TODAS LAS ESTACIONES

***DIAGRAM**

| | | | | |
|----|----|---------|------|-----|
| IT | 10 | 24DEC87 | 0700 | 144 |
| IO | 2 | 2 | | |
| IM | | | | |
| IN | 30 | 24DEC87 | 0700 | |

*** ESTACION PLUVIOGRAFICA: CATIE DENOMINADA CATIG**

PG CATIG

| | | | | | | | | | | |
|----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| PC | 0 | 0.1 | 0.2 | 0.4 | 1.1 | 1.6 | 1.9 | 3.0 | 3.9 | 4.0 |
| PC | 4.0 | 4.1 | 5.1 | 6.1 | 6.8 | 7.5 | 7.6 | 11.5 | 21.9 | 22.5 |
| PC | 22.7 | 29.5 | 29.7 | 33.7 | 35.3 | 36.0 | 39.9 | 41.4 | 48.6 | 60.1 |
| PC | 76.7 | 77.0 | 81.8 | 86.2 | 116.7 | 133.7 | 137.1 | 146.4 | 151.7 | 154.4 |
| PC | 154.7 | 156.8 | 157.1 | 157.8 | 159.1 | 159.6 | 162.7 | 165.8 | | |

*** ESTACIONES PLUVIOMETRICAS: CATIE, PACAYAS, IRAZU, ROSEMONT, SAN ANTONIO**

| | |
|----------|-----|
| PG CATIE | 174 |
| PG PACAY | 191 |
| PG IRAZU | 292 |
| PG ROSEM | 310 |
| PG SANAN | 251 |

KK COLIB

KM SUBCUENCA COLIBLANCO

| | | | |
|----------|-------|-------|-------|
| BA | 6.24 | | |
| BF | 0.29 | -0.21 | 1.117 |
| PR CATIG | | | |
| PW | 1 | | |
| PT IRAZU | PACAY | SANAN | |
| PW | 0.31 | 0.63 | 0.06 |
| LS | 29 | 75 | |
| UD | 1.06 | | |

KM SUBCUENCA PLAYAS

KK PLAYA

| | | | |
|----------|-------|-------|-------|
| BA | 18.62 | | |
| BF | 0.88 | -0.21 | 1.117 |
| PR CATIG | | | |
| PW | 1 | | |
| PT IRAZU | PACAY | SANAN | |
| PW | 0.39 | 0.31 | 0.3 |
| LS | 29 | 75 | |
| UD | 0.97 | | |

KM COMBINACION COLIBLANCO-PLAYAS EN PUNTO A

KK COM A

| | | | |
|-----------------|---|------|-----|
| HC | 2 | | |
| KM TRANSITO A-B | | | |
| KK T A-B | | | |
| RM | 2 | 0.23 | 0.2 |

KM SUBCUENCA JESUS MARIA

KK JESUS
BA 15.37
BF 0.72 -0.21 1.117
PR CATIG
PW 1
PT SANAN
PW 1
LS 29 75
UD 1.08
KM SUBCUENCA ESMERALDA

KK ESMER
BA 11.47
BF 0.53 -0.21 1.117
PR CATIG
PW 1
PT ROSEN SANAN PACAY
PW 0.7 0.16 0.14
LS 29 75
UD 0.48

KM COMBINACION JESUS MARIA-ESMERALDA-TRANSITO A-B

KK COM B
HC 3
KM TRANSITO B-C

KK T B-C
RM 2 0.3 0.2
KM SUBCUENCA RONCHA

KK RONCH
BA 11.73
BF 0.55 -0.21 1.117
PR CATIG
PW 1
PT ROSEN CATIE SANAN
PW 0.57 0.19 0.24
LS 29 79
UD 0.67

KM COMBINACION RONCHA-TRANSITO B-C

KK COM C
HC 2
KM SUBCUENCA COLORADO

KK COLOR
BA 11.25
BF 0.53 -0.21 1.117
PR CATIG
PW 1
PT ROSEN CATIE
PW 0.88 0.12
LS 29 75
UD 1.05

KM COMBINACION TURRIALBA-COLORADO

KK COM D
HC 2
ZZ

**RUNOFF SUMMARY, AVERAGE FLOW IN CUBIC METERS PER SECOND
AREA IN SQUARE KILOMETERS**

| OPERATION | STATION | PEAK FLOW | TIME OF PEAK | AVERAGE FLOW 6-HOUR | FOR MAXIMUM PERIOD 24-HOUR | 72-HOUR | BASIN AREA |
|--------------|----------|-----------|--------------|---------------------|----------------------------|---------|------------|
| HYDROGRAPH + | AT COLIB | 61.05 | 18.00 | 32.25 | 10.21 | 10.21 | 6.24 |
| HYDROGRAPH + | AT PLAYA | 215.24 | 18.00 | 110.45 | 35.44 | 35.44 | 18.62 |
| 2 COMBINED + | AT COM A | 276.29 | 18.00 | 142.70 | 45.65 | 45.65 | 24.86 |
| ROUTED TO + | T A-B | 272.28 | 18.17 | 142.53 | 45.27 | 45.27 | 24.86 |
| HYDROGRAPH + | AT JESUS | 170.63 | 18.00 | 91.77 | 29.28 | 29.28 | 15.37 |
| HYDROGRAPH + | AT ESMER | 206.73 | 17.33 | 84.31 | 28.63 | 28.63 | 11.47 |
| 3 COMBINED + | AT COM B | 562.36 | 17.83 | 317.23 | 103.18 | 103.18 | 51.70 |
| ROUTED TO + | T B-C | 552.33 | 18.17 | 316.59 | 101.99 | 101.99 | 51.70 |
| HYDROGRAPH + | AT RONCH | 184.90 | 17.67 | 83.62 | 27.86 | 27.86 | 11.73 |
| 2 COMBINED + | AT COM C | 690.30 | 18.00 | 398.68 | 129.85 | 129.85 | 63.43 |
| HYDROGRAPH + | AT COLOR | 154.32 | 18.00 | 82.83 | 26.84 | 26.84 | 11.25 |
| 2 COMBINED + | AT COM D | 844.62 | 18.00 | 481.34 | 156.69 | 156.69 | 74.68 |

*** NORMAL END OF HEC-1 ***

ANEXO C

T1 ARCHIVO ALBA21.DAT 12-MAR-1992

T2 FLUJO SUPERCRITICO

T3 RIO TURRIALBA SECCION NATURAL, Q=116 M3/S

T4 XLCH, XLOBL Y XLOBR = 0 EN ESTACION FINAL EN FLUJO SUPERCRITICO

* ESTIMACION INICIAL DE ELEVACION DEL AGUA Y DE GRADIENTE ENERGETICO

| | | | | | | | | | | |
|----|-----|-----|------|-----|-------|---|----|--------|----|---|
| J1 | 0 | 2 | 0 | 1 | 0.057 | 1 | 0 | 703.44 | | |
| J2 | 1 | 1 | | | | | | | | |
| J3 | 38 | 42 | 1 | 23 | 24 | 3 | 33 | 26 | 14 | 8 |
| J3 | 46 | 47 | 68 | | | | | | | |
| NC | 0.1 | 0.1 | 0.06 | 0.1 | 0.3 | | | | | |
| QT | 2 | 116 | 690 | | | | | | | |

* SECCION #17 SEGUN PLANTA

| | | | | | | | | | | |
|----------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| X1 | 0 | 16 | 0 | 72.40 | 53.49 | 53.49 | 53.49 | | | |
| GR709.39 | | 0 | 709.32 | 0.80 | 704.97 | 10.60 | 702.27 | 12.60 | 701.79 | 17.30 |
| GR702.06 | 21.90 | 703.29 | 23.70 | 703.67 | 32.40 | 704.62 | 38.40 | 704.89 | 53.00 | |
| GR703.94 | 58.60 | 703.43 | 63.60 | 704.05 | 69.90 | 704.48 | 71.80 | 706.13 | 72.40 | |
| GR707.36 | 89.40 | | | | | | | | | |

* SECCION #50 SEGUN PLANTA

* SECCION #1 PUENTE LA ALEGRIA

| | | | | | | | | | | |
|----------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| NC | 0 | 0 | 0 | 0.3 | 0.5 | | | | | |
| X1 | 53 | 25 | 5.00 | 67.90 | 38.33 | 38.33 | 38.33 | | | |
| X3 | 10 | | | | | | | | | |
| GR704.47 | | 0 | 704.72 | 3.40 | 704.13 | 5.00 | 700.13 | 7.40 | 699.31 | 11.50 |
| GR698.96 | 18.50 | 700.00 | 23.00 | 700.96 | 36.10 | 701.92 | 38.20 | 702.17 | 41.70 | |
| GR702.76 | 48.20 | 702.21 | 49.65 | 701.65 | 52.50 | 700.63 | 55.20 | 700.70 | 57.30 | |
| GR701.19 | 61.20 | 702.40 | 65.00 | 703.53 | 67.00 | 705.23 | 67.90 | 704.85 | 71.00 | |
| GR704.72 | 90.00 | 704.48 | 95.00 | 704.01 | 99.00 | 704.81 | 116.00 | 707.44 | 118.30 | |

* SECCION # 16 SEGUN PLANTA

* SECCION #2 PUENTE LA ALEGRIA

| | | | | | | | | | | |
|----------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| X1 | 92 | 30 | 32.50 | 92.50 | 7.39 | 7.39 | 7.39 | | | |
| X3 | 10 | | | | | | | 706.40 | 705.70 | |
| GR707.10 | | 0 | 706.20 | 30.10 | 706.20 | 32.00 | 704.98 | 32.00 | 704.98 | 32.50 |
| GR702.16 | 32.90 | 701.61 | 34.40 | 699.10 | 35.20 | 698.14 | 39.00 | 698.14 | 44.70 | |
| GR698.23 | 49.10 | 698.76 | 55.20 | 699.49 | 56.30 | 699.69 | 57.30 | 702.48 | 58.70 | |
| GR702.37 | 62.30 | 701.37 | 65.10 | 701.28 | 66.40 | 700.07 | 66.50 | 699.94 | 70.60 | |
| GR698.72 | 71.20 | 698.17 | 75.60 | 698.91 | 79.97 | 701.32 | 87.50 | 702.53 | 90.20 | |
| GR702.98 | 92.50 | 705.00 | 92.50 | 705.00 | 94.00 | 706.10 | 95.20 | 706.20 | 95.70 | |
| SB | 1.25 | 1.56 | 1.45 | | 48.00 | 1.05 | 338.00 | 1.00 | 698.14 | 697.97 |

* SECCION #3 PUENTE LA ALEGRIA

* SECCION #51 SEGUN PLANTA

| | | | | | | | | | | |
|----------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| X1 | 99 | 26 | 23.30 | 85.80 | 83.96 | 83.96 | 83.96 | | | |
| X2 | | | 1 | 705.10 | 706.26 | | | | | |
| X3 | 10 | | | | | | | 705.70 | 705.70 | |
| BT | 2 | 23.30 | 706.26 | 705.04 | 85.80 | 706.26 | 705.04 | | | |
| GR706.77 | | 0 | 706.25 | 22.00 | 706.32 | 23.30 | 703.96 | 23.30 | 703.04 | 25.00 |
| GR701.70 | 26.20 | 700.96 | 27.40 | 697.97 | 29.00 | 698.19 | 35.20 | 698.30 | 41.20 | |
| GR699.25 | 46.80 | 700.95 | 50.50 | 701.28 | 57.00 | 699.29 | 57.00 | 698.74 | 61.40 | |
| GR698.30 | 63.70 | 697.98 | 67.50 | 700.12 | 76.00 | 702.07 | 78.00 | 701.23 | 80.20 | |
| GR702.65 | 83.65 | 704.86 | 84.50 | 704.99 | 85.80 | 706.26 | 85.80 | 706.03 | 87.80 | |
| GR705.96 | 96.60 | | | | | | | | | |

Continúa...

* SECCION #15 SEGUN PLANTA

* SECCION #4 PUENTE LA ALEGRIA

| | | | | | | | | | | |
|----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--|
| NC | 0 | 0 | 0 | 0.1 | 0.3 | | | | | |
| X1 | 183 | 32 | 34.20 | 96.70 | 392.38 | 392.38 | 392.38 | | | |
| X3 | 10 | | | | | | | | | |
| CI | 65 | 692.8 | 0.06 | 3 | 3 | | | -12 | | |
| CI | 65 | 694.8 | 0.06 | 3 | 3 | | | 34 | | |
| GR705.69 | 0 | 705.28 | 2.20 | 704.37 | 3.35 | 704.64 | 4.10 | 704.27 | 12.10 | |
| GR704.34 | 14.30 | 704.18 | 15.40 | 703.68 | 19.80 | 703.09 | 25.20 | 700.35 | 26.65 | |
| GR699.32 | 31.45 | 699.97 | 34.20 | 696.46 | 36.30 | 694.28 | 37.60 | 693.18 | 39.20 | |
| GR692.81 | 46.50 | 692.98 | 49.15 | 694.79 | 53.60 | 696.12 | 56.00 | 695.81 | 62.90 | |
| GR694.44 | 65.60 | 694.58 | 72.40 | 694.74 | 80.20 | 694.46 | 82.70 | 693.90 | 85.10 | |
| GR694.27 | 90.70 | 695.15 | 93.20 | 699.79 | 96.70 | 699.68 | 98.60 | 699.56 | 102.50 | |
| GR698.87 | 118.50 | 698.34 | 135.00 | | | | | | | |

* SECCION #14 SEGUN PLANTA

| | | | | | | | | | | |
|----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--|
| X1 | 576 | 22 | 42.50 | 99.50 | 230.43 | 230.43 | 230.43 | | | |
| CI | 70 | 675.7 | 0.06 | 3 | 3 | | | -12 | | |
| CI | 70 | 677.7 | 0.06 | 3 | 3 | | | 34 | | |
| GR688.30 | 0 | 687.50 | 14.60 | 686.05 | 28.20 | 685.90 | 29.25 | 684.00 | 33.70 | |
| GR682.80 | 42.50 | 677.16 | 43.60 | 677.11 | 54.70 | 677.77 | 59.90 | 676.05 | 62.00 | |
| GR675.68 | 67.10 | 675.92 | 73.90 | 677.19 | 81.80 | 676.91 | 85.80 | 678.64 | 89.80 | |
| GR679.65 | 94.30 | 682.30 | 99.50 | 682.70 | 99.50 | 682.67 | 101.20 | 682.67 | 102.70 | |
| GR682.40 | 104.20 | 681.90 | 112.50 | | | | | | | |

* SECCION #10 SEGUN PLANTA

| | | | | | | | | | | |
|----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--|
| X1 | 806 | 29 | 22.00 | 107.00 | 135.82 | 135.82 | 135.82 | | | |
| CI | 62 | 664.7 | 0.06 | 3 | 3 | | | -26 | | |
| CI | 62 | 666.7 | 0.06 | 3 | 3 | | | 48 | | |
| GR671.70 | 0 | 671.05 | 18.25 | 671.23 | 22.00 | 666.02 | 23.50 | 665.43 | 25.20 | |
| GR665.36 | 28.30 | 664.68 | 31.20 | 665.18 | 38.20 | 665.89 | 40.30 | 667.08 | 52.00 | |
| GR665.88 | 59.10 | 666.50 | 63.70 | 667.82 | 70.30 | 667.44 | 72.90 | 667.79 | 77.20 | |
| GR668.36 | 79.00 | 668.22 | 85.20 | 668.79 | 91.60 | 668.65 | 94.50 | 668.41 | 96.90 | |
| GR668.66 | 98.30 | 668.91 | 101.70 | 669.90 | 102.20 | 671.51 | 104.70 | 673.30 | 107.00 | |
| GR673.85 | 108.00 | 673.85 | 113.30 | 673.60 | 114.20 | 673.30 | 128.40 | | | |

* SECCION #46 SEGUN PLANTA

| | | | | | | | | | | |
|----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--|
| X1 | 942 | 22 | 33.70 | 78.10 | 219.84 | 219.84 | 219.84 | | | |
| CI | 50 | 657.60 | 0.06 | 3 | 3 | | | -12 | | |
| CI | 50 | 659.60 | 0.06 | 3 | 3 | | | 34 | | |
| GR670.08 | 0 | 664.86 | 13.40 | 664.47 | 28.20 | 664.18 | 33.70 | 660.13 | 35.85 | |
| GR659.64 | 43.10 | 660.14 | 47.90 | 658.03 | 49.90 | 657.66 | 55.30 | 657.60 | 60.90 | |
| GR658.08 | 63.30 | 658.69 | 70.10 | 662.06 | 77.10 | 665.66 | 78.10 | 665.55 | 79.60 | |
| GR665.24 | 84.50 | 664.37 | 86.60 | 664.42 | 87.95 | 664.29 | 104.35 | 663.70 | 112.90 | |
| GR663.40 | 126.85 | 663.22 | 128.15 | | | | | | | |

* SECCION #9 SEGUN PLANTA

| | | | | | | | | | | |
|----------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--|
| X1 | 1162 | 19 | 0 | 62.60 | 77.22 | 77.22 | 77.22 | | | |
| CI | 30 | 649.90 | 0.06 | 3 | 3 | | | -12 | | |
| CI | 30 | 651.90 | 0.06 | 3 | 3 | | | 34 | | |
| GR654.30 | 0 | 653.49 | 5.80 | 653.37 | 11.80 | 651.13 | 13.80 | 651.00 | 22.20 | |
| GR651.14 | 34.20 | 650.64 | 36.20 | 649.92 | 43.60 | 650.49 | 48.20 | 650.11 | 58.00 | |
| GR653.06 | 58.00 | 653.49 | 58.80 | 657.30 | 62.60 | 657.30 | 64.10 | 657.15 | 67.50 | |
| GR655.90 | 71.10 | 655.70 | 75.10 | 653.70 | 80.90 | 652.80 | 90.00 | | | |

* SECCION #52 SEGUN PLANTA

| | | | | | | | | | | |
|----------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--|
| X1 | 1239 | 21 | 16.00 | 85.60 | 88.76 | 88.76 | 88.76 | | | |
| CI | 50 | 645.70 | 0.06 | 3 | 3 | | | -12 | | |
| CI | 50 | 647.70 | 0.06 | 3 | 3 | | | 34 | | |
| GR651.03 | 0 | 650.79 | 11.10 | 650.60 | 16.00 | 646.50 | 17.40 | 645.74 | 21.80 | |
| GR645.99 | 23.40 | 646.22 | 27.30 | 646.66 | 33.30 | 646.77 | 39.00 | 646.16 | 40.50 | |
| GR646.86 | 43.35 | 647.64 | 49.30 | 648.38 | 53.70 | 647.78 | 62.20 | 647.97 | 68.75 | |
| GR647.58 | 73.40 | 647.05 | 78.40 | 647.40 | 82.40 | 651.94 | 85.60 | 651.98 | 94.00 | |

Continua...

GR651.86 107.20

* SECCION #53 SEGUN PLANTA

| | | | | | | | | | | |
|----------|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| X1 | 1328 | 22 | 29.10 | 104.00 | 106.68 | 106.68 | 106.68 | | | |
| X3 | 10 | | | | | | | | | |
| CI | 67 | 641.20 | 0.06 | 3 | 3 | | | | | -16 |
| CI | 67 | 643.20 | 0.06 | 3 | 3 | | | | | 38 |
| GR652.09 | | 0 | 651.46 | 18.40 | 651.51 | 23.00 | 651.05 | 29.10 | 647.75 | 30.30 |
| GR644.13 | | 38.20 | 642.63 | 42.90 | 641.17 | 44.90 | 641.20 | 48.40 | 641.42 | 58.85 |
| GR642.10 | | 61.10 | 642.16 | 62.00 | 643.07 | 72.00 | 644.05 | 76.80 | 644.74 | 82.70 |
| GR 643.9 | | 89.80 | 644.27 | 96.15 | 645.89 | 99.20 | 646.92 | 100.20 | 648.79 | 104.00 |
| GR648.83 | | 106.90 | 648.70 | 125.90 | | | | | | |

* SECCION #54 SEGUN PLANTA

* SECCION #1 PUENTE MONJAS

| | | | | | | | | | | |
|----------|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| NC | 0 | 0 | 0 | 0.3 | 0.5 | | | | | |
| X1 | 1434 | 24 | 11.00 | 97.80 | 117.34 | 117.34 | 117.34 | | | |
| X3 | 10 | | | | | | | | | |
| CI | 54 | 637.40 | 0.06 | 3 | 3 | | | | | -36 |
| CI | 54 | 639.40 | 0.06 | 3 | 3 | | | | | 58 |
| GR649.04 | | 0 | 648.11 | 2.00 | 647.98 | 3.00 | 647.88 | 4.40 | 647.72 | 11.00 |
| GR643.94 | | 11.00 | 637.48 | 14.90 | 637.38 | 22.60 | 637.69 | 38.75 | 639.60 | 43.00 |
| GR640.70 | | 50.10 | 638.99 | 58.30 | 639.13 | 72.60 | 638.75 | 77.60 | 637.47 | 82.50 |
| GR637.43 | | 91.00 | 642.39 | 97.00 | 643.92 | 97.80 | 643.86 | 99.80 | 644.06 | 107.60 |
| GR643.93 | | 110.20 | 644.00 | 115.30 | 643.69 | 120.00 | 643.85 | 122.40 | | |

* SECCION #8 SEGUN PLANTA (PUENTE MONJAS)

* SECCION #2 PUENTE LAS MONJAS

| | | | | | | | | | | |
|----------|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|
| X1 | 1552 | 23 | 9.50 | 104.40 | 9.06 | 9.06 | 9.06 | | | |
| X3 | 10 | | | | | | | | | |
| CI | 57 | 633.20 | 0.06 | 3 | 3 | | | | | -37 |
| CI | 57 | 635.20 | 0.06 | 3 | 3 | | | | | 59 |
| GR641.30 | | 0 | 641.30 | 6.50 | 641.30 | 9.50 | 640.10 | 9.50 | 638.10 | 18.75 |
| GR633.20 | | 23.20 | 634.05 | 32.70 | 635.12 | 42.30 | 634.24 | 53.40 | 633.83 | 63.90 |
| GR634.43 | | 68.70 | 635.36 | 76.50 | 634.99 | 80.99 | 635.95 | 85.20 | 636.12 | 87.30 |
| GR635.39 | | 88.90 | 636.27 | 90.30 | 637.25 | 94.80 | 637.82 | 99.80 | 638.60 | 103.70 |
| GR640.00 | | 104.40 | 642.68 | 104.40 | 642.68 | 107.60 | | | | |
| SB | 1.25 | 1.56 | 1.45 | | 70.00 | 2.00 | 471.00 | 1.00 | 633.54 | 633.50 |

* SECCION #3 PUENTE LAS MONJAS

* SECCION #55 SEGUN PLANTA

| | | | | | | | | | | |
|----------|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| X1 | 1561 | 30 | 14.00 | 110.00 | 140.58 | 140.58 | 140.58 | | | |
| X2 | | | 1 | 641.40 | 641.34 | | | | | |
| X3 | 10 | | | | | | | 641.00 | 642.30 | |
| BT | 2 | 12.00 | 641.60 | 640.51 | 110.00 | 641.60 | 640.51 | | | |
| CI | 63 | 632.80 | 0.06 | 3 | 3 | | | | | -38 |
| CI | 63 | 634.80 | 0.06 | 3 | 3 | | | | | 60 |
| GR641.14 | | 0 | 641.46 | 10.00 | 641.60 | 12.00 | 640.51 | 12.00 | 640.42 | 14.00 |
| GR639.04 | | 14.00 | 638.30 | 17.30 | 635.81 | 20.70 | 635.24 | 22.50 | 633.75 | 24.50 |
| GR633.22 | | 29.10 | 632.80 | 31.10 | 632.80 | 33.00 | 633.48 | 34.70 | 633.62 | 39.90 |
| GR634.83 | | 42.50 | 634.68 | 54.20 | 634.16 | 55.20 | 634.22 | 61.40 | 633.56 | 62.10 |
| GR633.34 | | 71.40 | 634.79 | 74.00 | 634.90 | 78.60 | 634.66 | 87.20 | 635.59 | 93.60 |
| GR636.06 | | 95.50 | 637.22 | 107.60 | 639.21 | 110.00 | 642.71 | 110.00 | 642.71 | 112.00 |

* SECCION #56 SEGUN PLANTA

* SECCION #4 PUENTE MONJAS Y #1 PUENTE FERROCARRIL

| | | | | | | | | | | |
|----------|------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|
| X1 | 1701 | 26 | 2.00 | 109.20 | 65.82 | 65.82 | 65.82 | | | |
| X3 | 10 | | | | | | | | | |
| CI | 55 | 627.00 | 0.06 | 3 | 3 | | | | | -51 |
| CI | 55 | 629.00 | 0.06 | 3 | 3 | | | | | 73 |
| GR631.72 | | 0 | 631.67 | 2.00 | 631.09 | 2.90 | 629.56 | 11.80 | 630.02 | 16.70 |
| GR629.90 | | 18.90 | 629.76 | 21.40 | 629.34 | 24.30 | 627.71 | 28.20 | 627.26 | 34.10 |
| GR627.81 | | 37.60 | 626.98 | 40.35 | 627.08 | 55.00 | 629.04 | 57.80 | 629.26 | 65.10 |

Continúa...

| | | | | | | | | | |
|----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| GR629.28 | 73.30 | 629.17 | 79.90 | 628.83 | 84.90 | 628.86 | 89.70 | 628.94 | 97.30 |
| GR628.44 | 99.90 | 627.71 | 101.80 | 627.45 | 107.30 | 627.45 | 108.90 | 634.58 | 109.20 |
| GR635.04 | 114.60 | | | | | | | | |

* SECCION #7 SEGUN PLANTA(PUENTE FERROCARRIL)

* SECCION #2 PUENTE FERROCARRIL

| | | | | | | | | | |
|----------|------|--------|--------|-------|--------|-------|--------|--------|--------|
| X1 | 1767 | 35 | 8.00 | 93.60 | 6.55 | 6.55 | 6.55 | | |
| X3 | 10 | | | | | | | 633.28 | 633.62 |
| CI | 51 | 624.50 | 0.06 | 3 | 3 | | | | |
| CI | 51 | 626.50 | 0.06 | 3 | 3 | | | | |
| GR633.60 | | 0 | 633.60 | 1.60 | 632.60 | 1.60 | 632.60 | 2.40 | 631.97 |
| GR630.80 | | 8.00 | 630.25 | 8.00 | 630.00 | 10.40 | 628.79 | 11.00 | 625.94 |
| GR625.08 | | 22.95 | 625.71 | 23.60 | 625.99 | 25.70 | 626.31 | 28.10 | 627.44 |
| GR627.10 | | 38.20 | 627.39 | 41.50 | 624.45 | 43.00 | 624.51 | 55.80 | 625.01 |
| GR625.81 | | 68.10 | 627.11 | 72.10 | 626.81 | 80.10 | 626.31 | 81.60 | 626.26 |
| GR625.31 | | 88.10 | 625.11 | 91.80 | 625.11 | 92.50 | 625.70 | 92.50 | 625.70 |
| GR632.40 | | 93.60 | 632.40 | 94.60 | 633.94 | 94.60 | 633.94 | 96.60 | 634.18 |
| SB | 1.05 | 1.56 | 1.45 | | 68.00 | 3.4 | 586.00 | 1.33 | 624.40 |

* SECCION #3 PUENTE FERROCARRIL

* SECCION #57 SEGUN PLANTA

| | | | | | | | | | |
|----------|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| X1 | 1774 | 29 | 19.60 | 109.00 | 74.26 | 74.26 | 74.26 | | |
| X2 | | | 1 | 632.52 | 633.28 | | | | |
| X3 | 10 | | | | | | | 633.30 | 633.30 |
| BT | 2 | 13.80 | 633.28 | 632.28 | 112.80 | 633.28 | 632.28 | | |
| CI | 62 | 624.20 | 0.06 | 3 | 3 | | | | |
| CI | 62 | 626.20 | 0.06 | 3 | 3 | | | | |
| GR633.33 | | 0 | 633.37 | 5.20 | 633.18 | 12.00 | 633.40 | 13.80 | 631.26 |
| GR630.61 | | 17.30 | 630.59 | 19.60 | 626.42 | 20.00 | 626.34 | 22.60 | 625.02 |
| GR625.67 | | 39.20 | 627.47 | 44.20 | 627.10 | 50.80 | 627.49 | 52.80 | 624.24 |
| GR624.65 | | 65.00 | 624.76 | 70.70 | 626.75 | 79.30 | 626.71 | 92.40 | 625.56 |
| GR625.21 | | 105.80 | 625.95 | 106.40 | 632.38 | 107.60 | 632.47 | 109.00 | 632.60 |
| GR632.74 | | 111.00 | 632.84 | 112.40 | 633.28 | 112.80 | 633.30 | 120.00 | 110.40 |

* SECCION #58 SEGUN PLANTA

* SECCION #4 PUENTE FERROCARRIL

| | | | | | | | | | |
|----------|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| NC | 0 | 0 | 0 | 0.1 | 0.3 | | | | |
| X1 | 1848 | 25 | 20.40 | 156.10 | 124.91 | 124.91 | 124.91 | | |
| CI | 47 | 619.90 | 0.06 | 3 | 3 | | | | |
| CI | 47 | 621.90 | 0.06 | 3 | 3 | | | | |
| GR631.43 | | 0 | 631.40 | 8.60 | 630.99 | 18.70 | 631.60 | 20.40 | 630.86 |
| GR623.40 | | 31.80 | 622.94 | 48.30 | 622.76 | 55.40 | 621.79 | 64.10 | 622.12 |
| GR621.70 | | 71.60 | 620.88 | 73.60 | 619.92 | 79.00 | 620.14 | 88.40 | 622.14 |
| GR621.64 | | 97.10 | 621.93 | 105.80 | 623.10 | 108.20 | 622.90 | 119.60 | 622.98 |
| GR621.48 | | 145.70 | 623.29 | 152.90 | 625.65 | 156.10 | 625.76 | 157.20 | 625.56 |

* SECCION #59 SEGUN PLANTA

| | | | | | | | | | |
|----------|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| X1 | 1973 | 44 | 4.98 | 190.04 | 143.47 | 143.47 | 143.47 | | |
| X3 | 10 | | | | | | | | |
| CI | 112 | 613.60 | 0.06 | 3 | 3 | | | | |
| CI | 112 | 615.60 | 0.06 | 3 | 3 | | | | |
| GR626.10 | | 0 | 625.82 | 4.98 | 623.67 | 6.93 | 620.03 | 15.21 | 620.28 |
| GR620.43 | | 26.75 | 619.90 | 28.73 | 618.80 | 29.73 | 617.80 | 35.73 | 617.87 |
| GR617.70 | | 55.71 | 618.09 | 64.71 | 616.41 | 65.71 | 616.23 | 77.72 | 616.02 |
| GR615.54 | | 90.71 | 615.04 | 102.73 | 616.23 | 103.72 | 617.15 | 110.13 | 616.98 |
| GR616.28 | | 124.13 | 615.93 | 132.75 | 616.24 | 133.74 | 616.34 | 139.73 | 615.60 |
| GR615.61 | | 143.28 | 615.46 | 148.72 | 615.32 | 151.15 | 613.36 | 154.08 | 613.74 |
| GR613.78 | | 162.57 | 614.92 | 164.73 | 615.91 | 164.73 | 616.05 | 170.99 | 615.32 |
| GR614.25 | | 173.18 | 614.68 | 177.94 | 614.33 | 184.93 | 616.80 | 185.83 | 616.85 |
| GR618.18 | | 190.04 | 618.39 | 193.04 | 619.44 | 197.54 | 619.35 | 202.54 | 186.44 |

* SECCION #6 SEGUN PLANTA

| | | | | | | | | | | |
|----------|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| X1 | 2116 | 32 | 6.80 | 101.80 | 135.08 | 135.08 | 135.08 | | | |
| X3 | 10 | | | | | | | | | |
| CI | 61 | 607.30 | 0.06 | 3 | 3 | | | -41 | | |
| CI | 61 | 609.30 | 0.06 | 3 | 3 | | | 63 | | |
| GR617.92 | | 0 | 617.56 | 5.20 | 617.31 | 6.80 | 615.90 | 7.20 | 614.70 | 9.80 |
| GR614.58 | | 12.25 | 613.37 | 14.10 | 608.77 | 18.20 | 608.48 | 20.80 | 608.69 | 25.90 |
| GR610.43 | | 30.00 | 611.09 | 30.60 | 610.91 | 32.50 | 610.58 | 33.80 | 610.11 | 36.10 |
| GR610.45 | | 39.80 | 609.63 | 41.25 | 608.69 | 43.40 | 608.42 | 45.60 | 608.44 | 50.80 |
| GR610.02 | | 51.20 | 609.42 | 54.00 | 608.67 | 69.40 | 608.06 | 76.25 | 607.26 | 78.30 |
| GR607.63 | | 96.10 | 608.14 | 99.90 | 611.42 | 101.80 | 611.41 | 102.80 | 611.51 | 118.90 |
| GR612.73 | | 141.00 | 613.10 | 151.00 | | | | | | |

* SECCION #3 SEGUN PLANTA

| | | | | | | | | | | |
|----------|------|-------|--------|-------|--------|--------|--------|-------|--------|-------|
| X1 | 2251 | 18 | 6.40 | 95.80 | 0 | 0 | 0 | | | |
| X3 | 10 | | | | | | | | | |
| CI | 43 | 602.9 | | | | | | -19 | | |
| CI | 43 | 604.9 | | | | | | 41 | | |
| GR615.48 | | 0 | 615.11 | 4.25 | 614.88 | 6.40 | 606.22 | 10.80 | 602.85 | 18.30 |
| GR602.85 | | 28.25 | 603.03 | 36.05 | 604.06 | 41.20 | 604.84 | 44.00 | 605.01 | 55.20 |
| GR605.53 | | 67.10 | 606.14 | 68.00 | 606.55 | 73.00 | 606.61 | 75.50 | 606.66 | 80.70 |
| GR607.77 | | 90.00 | 608.26 | 95.80 | 608.19 | 102.60 | | | | |

T1 CANAL NATURAL Q=690 M3/S

| | | | | | | | | |
|----|---|---|---|---|-------|---|---|--------|
| J1 | 0 | 3 | 0 | 1 | 0.057 | 1 | 0 | 703.44 |
|----|---|---|---|---|-------|---|---|--------|

J2

2

1

T1 MEJORA DE CANAL IBW=7 PERIODO DE RETORNO DE 2 AÑOS

| | | | | | | | |
|----|---|---|---|---|-------|---|--------|
| J1 | 0 | 2 | 0 | 1 | 0.057 | 1 | 703.44 |
|----|---|---|---|---|-------|---|--------|

J2

3

1

7

T1 MEJORA DE CANAL IBW=7 PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS

| | | | | | | | |
|----|---|---|---|---|-------|---|--------|
| J1 | 0 | 3 | 0 | 1 | 0.057 | 1 | 703.44 |
|----|---|---|---|---|-------|---|--------|

J2

4

1

7

ER

SUMMARY PRINTOUT
PERFILES NATURALES Y MODIFICADOS
RIO TURRIALBA SECCION N

| SECNO | ELMIN | CWSEL | XLBEL | RBEL | EG | K*CHSL | VCH | QCH | DEPTH | QWEIR | QPR | FRCH |
|----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|------|--------|-------|-------|--------|------|
| .000 | 701.79 | 704.04 | 709.39 | 706.13 | 704.72 | .00 | 3.63 | 116.00 | 2.25 | .00 | .00 | 1.57 |
| .000 | 701.79 | 705.66 | 709.39 | 706.13 | 707.42 | .00 | 5.88 | 690.00 | 3.87 | .00 | .00 | 1.38 |
| .000 | 701.79 | 704.04 | 709.39 | 706.13 | 704.72 | .00 | 3.63 | 116.00 | 2.25 | .00 | .00 | 1.57 |
| .000 | 701.79 | 705.66 | 709.39 | 706.13 | 707.42 | .00 | 5.88 | 690.00 | 3.87 | .00 | .00 | 1.38 |
| 53.000 | 698.96 | 700.93 | 704.13 | 705.23 | 701.64 | -52.91 | 3.74 | 116.00 | 1.97 | .00 | .00 | 1.55 |
| 53.000 | 698.96 | 702.89 | 704.13 | 705.23 | 704.53 | -52.91 | 5.68 | 690.00 | 3.93 | .00 | .00 | 1.28 |
| 53.000 | 698.96 | 700.93 | 704.13 | 705.23 | 701.64 | -52.91 | 3.74 | 116.00 | 1.97 | .00 | .00 | 1.55 |
| 53.000 | 698.96 | 702.89 | 704.13 | 705.23 | 704.53 | -52.91 | 5.68 | 690.00 | 3.93 | .00 | .00 | 1.28 |
| 92.000 | 698.14 | 699.58 | 704.98 | 705.00 | 700.12 | -21.39 | 3.27 | 116.00 | 1.44 | .00 | .00 | 1.20 |
| 92.000 | 698.14 | 701.92 | 704.98 | 705.00 | 703.27 | -21.39 | 5.13 | 690.00 | 3.78 | .00 | .00 | 1.05 |
| 92.000 | 698.14 | 699.58 | 704.98 | 705.00 | 700.12 | -21.39 | 3.27 | 116.00 | 1.44 | .00 | .00 | 1.20 |
| 92.000 | 698.14 | 701.92 | 704.98 | 705.00 | 703.27 | -21.39 | 5.13 | 690.00 | 3.78 | .00 | .00 | 1.05 |
| 99.000 | 697.97 | 699.40 | 706.32 | 706.26 | 700.08 | -23.01 | 3.67 | 116.00 | 1.43 | .00 | 116.00 | 1.39 |
| 99.000 | 697.97 | 701.71 | 706.32 | 706.26 | 703.13 | -23.01 | 5.27 | 690.00 | 3.74 | .00 | 690.00 | 1.09 |
| 99.000 | 697.97 | 699.40 | 706.32 | 706.26 | 700.08 | -23.01 | 3.67 | 116.00 | 1.43 | .00 | 116.00 | 1.39 |
| 99.000 | 697.97 | 701.71 | 706.32 | 706.26 | 703.13 | -23.01 | 5.27 | 690.00 | 3.74 | .00 | 690.00 | 1.09 |
| 183.000 | 692.81 | 694.84 | 699.97 | 699.79 | 695.39 | -61.46 | 3.26 | 116.00 | 2.03 | .00 | .00 | 1.29 |
| 183.000 | 692.81 | 696.16 | 699.97 | 699.79 | 698.60 | -61.46 | 6.92 | 690.00 | 3.35 | .00 | .00 | 1.68 |
| 183.000 | 692.80 | 694.38 | 703.43 | 699.78 | 695.36 | -61.58 | 4.37 | 116.00 | 1.58 | .00 | .00 | 1.26 |
| 183.000 | 692.80 | 696.33 | 703.43 | 699.78 | 699.01 | -61.58 | 7.25 | 690.00 | 3.53 | .00 | .00 | 1.56 |
| 576.000 | 675.68 | 677.56 | 682.80 | 682.70 | 678.03 | -43.66 | 3.05 | 116.00 | 1.88 | .00 | .00 | 1.04 |
| 576.000 | 675.68 | 679.62 | 682.80 | 682.70 | 680.96 | -43.66 | 5.14 | 690.00 | 3.94 | .00 | .00 | 1.01 |
| 576.000 | 675.70 | 677.46 | 686.09 | 682.67 | 678.20 | -43.58 | 3.80 | 116.00 | 1.76 | .00 | .00 | 1.04 |
| 576.000 | 675.70 | 679.91 | 686.09 | 682.67 | 681.44 | -43.58 | 5.49 | 690.00 | 4.21 | .00 | .00 | 1.07 |
| 806.000 | 664.68 | 666.67 | 671.23 | 673.30 | 667.35 | -47.74 | 3.64 | 116.00 | 1.99 | .00 | .00 | 1.32 |
| 806.000 | 664.68 | 668.14 | 671.23 | 673.30 | 670.54 | -47.74 | 6.86 | 690.00 | 3.46 | .00 | .00 | 1.62 |
| 806.000 | 664.70 | 665.67 | 671.23 | 673.30 | 666.56 | -47.74 | 4.17 | 116.00 | .97 | .00 | .00 | 1.42 |
| 806.000 | 664.70 | 667.29 | 671.23 | 673.30 | 670.06 | -47.74 | 7.38 | 690.00 | 2.59 | .00 | .00 | 1.75 |
| 942.000 | 657.60 | 659.28 | 664.18 | 665.66 | 660.18 | -52.13 | 4.19 | 116.00 | 1.68 | .00 | .00 | 1.21 |
| 942.000 | 657.60 | 661.83 | 664.18 | 665.66 | 663.58 | -52.13 | 5.86 | 690.00 | 4.23 | .00 | .00 | 1.11 |
| 942.000 | 657.60 | 659.41 | 664.75 | 665.27 | 660.10 | -52.28 | 3.69 | 116.00 | 1.81 | .00 | .00 | 1.00 |
| 942.000 | 657.60 | 661.87 | 664.75 | 665.27 | 663.33 | -52.28 | 5.35 | 690.00 | 4.27 | .00 | .00 | 1.04 |
| 1162.000 | 649.92 | 651.56 | 654.30 | 657.30 | 652.00 | -34.93 | 2.94 | 116.00 | 1.64 | .00 | .00 | 1.00 |
| 1162.000 | 649.92 | 653.20 | 654.30 | 657.30 | 655.07 | -34.93 | 6.06 | 689.46 | 3.28 | .00 | .00 | 1.29 |
| 1162.000 | 649.90 | 651.65 | 654.30 | 657.30 | 652.40 | -35.03 | 3.84 | 116.00 | 1.75 | .00 | .00 | 1.06 |
| 1162.000 | 649.90 | 653.79 | 654.30 | 657.30 | 655.70 | -35.03 | 6.15 | 683.66 | 3.89 | .00 | .00 | 1.39 |
| 1239.000 | 645.74 | 647.46 | 650.60 | 651.94 | 648.15 | -54.13 | 3.66 | 116.00 | 1.72 | .00 | .00 | 1.68 |
| 1239.000 | 645.74 | 648.87 | 650.60 | 651.94 | 650.78 | -54.13 | 6.12 | 690.00 | 3.13 | .00 | .00 | 1.50 |
| 1239.000 | 645.70 | 647.14 | 650.60 | 651.94 | 648.38 | -54.39 | 4.94 | 116.00 | 1.44 | .00 | .00 | 1.48 |
| 1239.000 | 645.70 | 649.34 | 650.60 | 651.94 | 651.77 | -54.39 | 6.92 | 690.00 | 3.64 | .00 | .00 | 1.46 |

Continúa...

| | | | | | | | | | | | | |
|----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|------|--------|------|-----|--------|------|
| 1328.000 | 641.17 | 642.94 | 651.05 | 648.79 | 643.60 | -51.49 | 3.59 | 116.00 | 1.77 | .00 | .00 | 1.08 |
| 1328.000 | 641.17 | 645.28 | 651.05 | 648.79 | 646.54 | -51.49 | 4.98 | 690.00 | 4.11 | .00 | .00 | 1.06 |
| 1328.000 | 641.20 | 642.70 | 651.50 | 648.79 | 643.43 | -50.70 | 3.79 | 116.00 | 1.49 | .00 | .00 | 1.09 |
| 1328.000 | 641.20 | 644.69 | 651.50 | 648.79 | 646.79 | -50.70 | 6.43 | 690.00 | 3.49 | .00 | .00 | 1.36 |
| 1434.000 | 637.38 | 638.49 | 647.72 | 643.92 | 639.01 | -35.53 | 3.20 | 116.00 | 1.11 | .00 | .00 | 1.50 |
| 1434.000 | 637.38 | 639.91 | 647.72 | 643.92 | 641.65 | -35.53 | 5.84 | 690.00 | 2.53 | .00 | .00 | 1.54 |
| 1434.000 | 637.40 | 638.33 | 647.73 | 643.92 | 638.85 | -35.62 | 3.17 | 116.00 | .93 | .00 | .00 | 1.08 |
| 1434.000 | 637.40 | 640.13 | 647.73 | 643.92 | 641.61 | -35.62 | 5.40 | 690.00 | 2.73 | .00 | .00 | 1.21 |
| 1552.000 | 633.20 | 635.07 | 641.30 | 642.68 | 635.47 | -35.62 | 2.81 | 116.00 | 1.87 | .00 | .00 | 1.08 |
| 1552.000 | 633.20 | 636.73 | 641.30 | 642.68 | 637.80 | -35.62 | 4.58 | 690.00 | 3.53 | .00 | .00 | 1.01 |
| 1552.000 | 633.20 | 634.17 | 641.30 | 642.23 | 634.63 | -35.79 | 3.00 | 116.00 | .97 | .00 | .00 | 1.01 |
| 1552.000 | 633.20 | 636.09 | 641.30 | 642.23 | 637.31 | -35.79 | 4.90 | 690.00 | 2.89 | .00 | .00 | 1.06 |
| 1561.000 | 632.80 | 635.02 | 640.42 | 642.71 | 635.22 | -44.15 | 1.95 | 116.00 | 2.22 | .00 | 116.00 | 0.66 |
| 1561.000 | 632.80 | 636.65 | 640.42 | 642.71 | 637.40 | -44.15 | 3.83 | 690.00 | 3.85 | .00 | 690.00 | 0.82 |
| 1561.000 | 632.80 | 634.07 | 640.42 | 641.13 | 634.31 | -44.15 | 2.18 | 116.00 | 1.27 | .00 | 116.00 | 0.64 |
| 1561.000 | 632.80 | 635.37 | 640.42 | 641.13 | 636.97 | -44.15 | 5.61 | 690.00 | 2.57 | .00 | 690.00 | 1.28 |
| 1701.000 | 626.98 | 627.94 | 631.67 | 634.58 | 629.31 | -41.40 | 5.18 | 116.00 | .96 | .00 | .00 | 3.15 |
| 1701.000 | 626.98 | 629.56 | 631.67 | 634.58 | 631.61 | -41.40 | 6.35 | 690.00 | 2.58 | .00 | .00 | 1.80 |
| 1701.000 | 627.00 | 627.44 | 631.67 | 634.58 | 628.72 | -41.26 | 5.01 | 115.99 | .44 | .00 | .00 | 2.43 |
| 1701.000 | 627.00 | 629.31 | 631.67 | 634.58 | 630.60 | -41.26 | 5.03 | 690.00 | 2.31 | .00 | .00 | 1.19 |
| 1767.000 | 624.45 | 625.95 | 630.80 | 632.40 | 626.41 | -38.44 | 3.01 | 116.00 | 1.50 | .00 | .00 | 1.37 |
| 1767.000 | 624.45 | 627.80 | 630.80 | 632.40 | 628.80 | -38.44 | 4.42 | 690.00 | 3.35 | .00 | .00 | 1.02 |
| 1767.000 | 624.50 | 625.56 | 630.80 | 634.01 | 626.05 | -37.98 | 3.11 | 116.00 | 1.06 | .00 | .00 | 1.00 |
| 1767.000 | 624.50 | 627.67 | 630.80 | 634.01 | 628.85 | -37.98 | 4.82 | 690.00 | 3.17 | .00 | .00 | 1.00 |
| 1774.000 | 624.24 | 625.74 | 630.59 | 632.47 | 626.41 | -32.06 | 4.16 | 116.00 | 1.50 | .00 | 116.00 | 2.22 |
| 1774.000 | 624.24 | 627.55 | 630.59 | 632.47 | 628.72 | -32.06 | 4.80 | 690.00 | 3.31 | .00 | 690.00 | 1.19 |
| 1774.000 | 624.20 | 625.35 | 633.27 | 632.47 | 625.72 | -45.80 | 2.70 | 116.00 | 1.15 | .00 | 116.00 | 0.84 |
| 1774.000 | 624.20 | 627.41 | 633.27 | 632.47 | 628.46 | -45.80 | 4.54 | 690.00 | 3.21 | .00 | 690.00 | 0.93 |
| 1848.000 | 619.92 | 622.09 | 631.60 | 625.65 | 622.50 | -58.17 | 2.84 | 116.00 | 2.17 | .00 | .00 | 1.32 |
| 1848.000 | 619.92 | 623.40 | 631.60 | 625.65 | 624.59 | -58.17 | 4.84 | 690.00 | 3.48 | .00 | .00 | 1.42 |
| 1848.000 | 619.90 | 621.32 | 631.43 | 625.65 | 622.60 | -57.90 | 5.00 | 116.00 | 1.42 | .00 | .00 | 1.50 |
| 1848.000 | 619.90 | 623.65 | 631.43 | 625.65 | 625.86 | -57.90 | 6.58 | 690.00 | 3.75 | .00 | .00 | 1.37 |
| 1973.000 | 613.36 | 615.28 | 625.82 | 618.18 | 616.06 | -52.52 | 3.90 | 116.00 | 1.92 | .00 | .00 | 2.15 |
| 1973.000 | 613.36 | 617.06 | 625.82 | 618.18 | 617.95 | -52.52 | 4.17 | 690.00 | 3.70 | .00 | .00 | 1.14 |
| 1973.000 | 613.60 | 614.04 | 625.82 | 618.18 | 614.29 | -50.44 | 2.23 | 116.00 | .44 | .00 | .00 | 1.07 |
| 1973.000 | 613.60 | 614.62 | 625.82 | 618.18 | 616.30 | -50.44 | 5.74 | 690.00 | 1.02 | .00 | .00 | 1.84 |
| 2116.000 | 607.26 | 608.87 | 617.31 | 611.42 | 609.28 | -42.52 | 2.84 | 116.00 | 1.61 | .00 | .00 | 1.29 |
| 2116.000 | 607.26 | 610.31 | 617.31 | 611.42 | 611.62 | -42.52 | 5.07 | 690.00 | 3.05 | .00 | .00 | 1.27 |
| 2116.000 | 607.30 | 608.21 | 617.60 | 611.42 | 608.64 | -43.91 | 2.92 | 116.00 | .91 | .00 | .00 | 1.01 |
| 2116.000 | 607.30 | 610.13 | 617.60 | 611.42 | 611.23 | -43.91 | 4.66 | 690.00 | 2.83 | .00 | .00 | 1.01 |
| 2251.000 | 602.85 | 604.37 | 614.88 | 608.26 | 604.99 | -32.65 | 3.48 | 116.00 | 1.52 | .00 | .00 | 1.01 |
| 2251.000 | 602.85 | 606.73 | 614.88 | 608.26 | 607.83 | -32.65 | 4.63 | 690.00 | 3.88 | .00 | .00 | 1.02 |
| 2251.000 | 602.90 | 604.33 | 612.40 | 608.26 | 604.95 | -32.57 | 3.47 | 116.00 | 1.43 | .00 | .00 | 1.01 |
| 2251.000 | 602.90 | 606.74 | 612.40 | 608.26 | 608.06 | -32.57 | 5.08 | 690.00 | 3.84 | .00 | .00 | 1.00 |