



---

CONVENIOS ALA / 86 / 03 Y ALA / 87 / 23 - PERU Y BOLIVIA

**PLAN DIRECTOR GLOBAL BINACIONAL DE PROTECCION - PREVENCION DE  
INUNDACIONES Y APROVECHAMIENTO DE LOS RECURSOS DEL LAGO  
TITICACA, RIO DESAGUADERO, LAGO POOPO Y LAGO SALAR DE COIPASA  
(SISTEMA T.D.P.S.)**

## **ESTUDIOS DE HIDROLOGIA**

Julio 1993

---

## I N D I C E

- 0. LA REGION DEL PROYECTO
- 1. INTRODUCCION
- 2. ZONIFICACION HIDROLOGICA
  - 2.1. ASPECTOS GENERALES
  - 2.2. INFORMACION CARTOGRAFICA
  - 2.3. DESCRIPCION GENERAL DEL SISTEMA TDPS
  - 2.4. DISCRETIZACION DEL SISTEMA TDPS
  - 2.5. CRITERIOS Y PARAMETROS UTILIZADOS PARA LA CARACTERIZACION DE LAS ZONAS HIDROLOGICAS.
  - 2.6. DESCRIPCION DE LAS ZONAS HIDROLOGICAS
    - 2.6.1. Zona 1: Ramis
    - 2.6.2. Zona 2: Huancané
    - 2.6.3. Zona 3: Suchez
    - 2.6.4. Zona 4: Coata
    - 2.6.5. Zona 5: Ilave
    - 2.6.6. Zona 6: Titicaca
      - 2.6.6.1. Subzona 6A: Huaycho
      - 2.6.6.2. Subzona 6B: Illpa
      - 2.6.6.3. Subzona 6C: Keka
      - 2.6.6.4. Subzona 6D: Catari
      - 2.6.6.5. Subzona 6E: Tiahuanacu
      - 2.6.6.6. Subzona 6F: Zapatilla
    - 2.6.7. Zona 7: Alto Desaguadero
    - 2.6.8. Zona 8: Mauri
    - 2.6.9. Zona 9: Medio Desaguadero
    - 2.6.10. Zona 10: Poopó-Salares

- 2.6.10.1. Subzona 10A: Poopó
- 2.6.10.2. Subzona 10B: Salares
- 3. ESTUDIO DE APORTACIONES
- 3.1. ASPECTOS GENERALES
- 3.2. ANALISIS DE LA RED FORONOMICA
- 3.3. DATOS DISPONIBLES
- 3.4. ELABORACION, CONTRASTE Y CORRECCION DE LAS SERIES HISTORICAS
- 3.4.1. Aspectos generales
- 3.4.2. Metodología
- 3.4.2.1. Depuración inicial de errores
- 3.4.2.2. Obtención de las curvas de gastos históricas
- 3.4.2.3. Reinterpretación de las series
- 3.4.2.4. Contrastes y correcciones finales
- 3.4.3. Resultados
- 3.5. COMPLETADO DE LAS SERIES DE APORTACIONES MENSUALES
- 3.5.1. Períodos considerados
- 3.5.2. Metodología
- 3.5.2.1. Modelos conceptuales de simulación hidrológica
- 3.5.2.2. Método analítico mediante regresión múltiple no-lineal.
- 3.5.2.3. Modelo estocástico multivariado
- 3.5.3. Resultados y conclusiones
- 3.6. GENERACION DE SERIES DE APORTACIONES
- 3.6.1. Aspectos generales
- 3.6.2. Aportaciones al lago en el periodo 1920-1992
- 3.6.3. Generación estocástica de series
- 3.6.3.1. Justificación

- 3.6.3.2. Resultados
- 4. ESTUDIO DE AVENIDAS E INUNDACIONES
- 4.1. ASPECTOS GENERALES
- 4.2. DATOS DISPONIBLES
- 4.3. ANALISIS ESTADISTICO DE CAUDALES EXTREMOS
- 4.3.1. Introducción
- 4.3.2. Métodos de ajuste
- 4.3.3. Resultados y conclusiones
- 4.4. ANALISIS HIDROMETEOROLOGICO DE AVENIDAS
- 4.4.1. Introducción
- 4.4.2. Análisis estadístico de las precipitaciones extremas
- 4.4.2.1. Métodos de ajuste
- 4.4.2.2. Precipitaciones máximas en los pluviómetros
- 4.4.2.2.1. Máxima diaria
- 4.4.2.2.2. Máxima de dos y tres días consecutivos
- 4.4.2.3. Precipitaciones máximas sobre las cuencas
- 4.4.2.4. Selección de aguaceros
- 4.4.3. Elección del modelo de simulación de avenidas
- 4.4.4. Caracterización de cuencas y cauces
- 4.4.4.1. Parámetros físicos generales
- 4.4.4.2. Tipificación hidrológica de los terrenos aflorantes
- 4.4.4.3. Características hidráulicas del suelo
- 4.4.4.4. Hidrogramas unitarios
- 4.4.4.5. Propagación y laminación
- 4.4.5. Calibración de los modelos
- 4.4.6. Simulación de avenidas probables

- 4.4.7. Resultados y conclusiones
- 4.5. ANALISIS DE INUNDACIONES
- 4.5.1. Introducción. Problemática, objetivos y antecedentes
- 4.5.2. Datos disponibles
- 4.5.3. Metodología
- 4.5.4. Simulación hidráulica
- 4.5.4.1. Régimen estacionario
- 4.5.4.2. Régimen transitorio
- 4.5.5. Resumen y conclusiones
- 5. BIBLIOGRAFIA

#### FIGURAS

- 2.1. ZONAS HIDROLOGICAS DEL SISTEMA T.D.P.S.
- 3.1. APORTES TOTALES AL LAGO. PERIODO 1920-1992
- 4.1. VARIACION DE LA PRECIPITACION EN FUNCION DE LA SUPERFICIE (U.S.W.B.)
- 4.2. AGUACEROS HISTORICOS DE REFERENCIA PARA EL ESTUDIO DE AVENIDAS.
- 4.3. HIDROGRAMA REGISTRADO EN MARZO DE 1986 EN PUENTE ILAVE
- 4.4. SIMULACION HIDRODINAMICA DEL RIO ILAVE. TRAMO URANE-SANTA ROSA DE HUAYLLATA

#### CUADROS

- 2.1. ZONAS HIDROLOGICAS DEL SISTEMA T.D.P.S.
- 2.2. SUBZONAS DE LA CUENCA DEL LAGO TITICACA
- 2.3. CARACTERISTICAS MORFOMETRICAS
- 2.4. CARACTERISTICAS LONGITUDINALES DE LA RED HIDRICA
- 2.5. TIEMPOS DE CONCENTRACION
- 3.1. ESTACIONES DE AFORO BASICAS DEL SISTEMA TDPS
- 3.2. PERIODOS DE REGISTRO EN LAS ESTACIONES BASICAS
- 3.3. COMPARACION ESTADISTICA ENTRE APORTACIONES OBSERVADAS Y SIMULADAS.

- 3.4. RESUMEN ESTADISTICO DE LAS APORTACIONES CORREGIDAS Y COMPLETADAS EN LAS ESTACIONES DE AFORO.
- 3.5. SERIE DE APORTES TOTALES AL LAGO TITICACA EN EL PERIODO DE 1920-1992.
- 4.1. CAUDALES MAXIMOS DE 1, 2, 3 y 7 DIAS PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO.
- 4.2. PRECIPITACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO.
- 4.3. PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 2 DIAS CONSECUTIVOS PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO.
- 4.4. PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 3 DIAS CONSECUTIVOS PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO.
- 4.5. SIMULACION HIDRODINAMICA DEL RIO ILAVE (TRAMO URANE-SANTA ROSA DE HUAYLLATA).

#### APENDICES Y ANEXOS

- Apéndice 1. Planos de las zonas hidrológicas
- Apéndice 2. Características físicas generales de las zonas y subzonas del sistema T.D.P.S.
- Apéndice 3. Perfiles longitudinales de los cursos principales en zonas y subzonas del sistema T.D.P.S.
- Apéndice 4. Isocromas de las cuencas principales
- Apéndice 5. Inventario y diagnóstico de las estaciones hidrométricas
- Apéndice 6. Campañas de aforos líquidos y sólidos
- Apéndice 7. Análisis de evolución de las curvas de gastos
- Anexos 7.1. Curvas de gastos de Estaciones de aforos del sistema T.D.P.S.
- Anexos 7.2. Series históricas de caudales diarios en las estaciones de aforo ( $m^3/s$ )
- Apéndice 8. Descripción del modelo de simulación hidrológica SSMA-2
- Apéndice 9. Calibración y validación de los modelos de cuenca
- Anexos 9.1. Series de aportaciones mensuales originales ( $hm^3$ )

- Anexos 9.2. Series de aportaciones mensuales corregidas ( $\text{hm}^3$ )
- Anexos 9.3. Series de aportaciones mensuales corregidas y completadas ( $\text{hm}^3$ )
- Apéndice 10. Descripción del modelo univariado de generación-desagregación estocástica (GENERA)
- Apéndice 11. Resumen estadístico de la generación estocástica de 500 años de aportes al lago con los modelos GENERA y SPIGOT
- Apéndice 12. Precipitaciones máximas de dos o tres días consecutivos en las cuencas de los ríos Huancané, Ramis, Coata e Ilave para distintos períodos de retorno
- Anexos 12.1. Análisis estadístico de las precipitaciones máximas diarias en los pluviómetros seleccionados
- Anexos 12.2. Análisis estadístico de las precipitaciones máximas de 2 días consecutivos en los pluviómetros seleccionados
- Anexos 12.3. Análisis estadístico de las precipitaciones máximas de 3 días consecutivos en los pluviómetros seleccionados
- Anexos 12.4. Análisis estadístico de los caudales máximos de 1,2,3 y 7 días consecutivos en las cuencas principales
- Apéndice 13. Gráficos de calibración del modelo de simulación de avenidas para las cuencas de los ríos Ilave, Coata y Huancané
- Apéndice 14. Avenidas simuladas para distintos períodos de retorno en las cuencas de los ríos Ilave, Coata y Huancané
- Apéndice 15. Planta, perfil y secciones transversales del tramo final del río Ilave
- Apéndice 16. Evolución de los principales parámetros hidráulicos en las secciones transversales del río Ilave
- Apéndice 17. Descripción del modelo de simulación hidrodinámica MIKE-11

0.

### LA REGION DEL PROYECTO

La región del Proyecto está representada por el sistema formado por las cuencas hidrográficas del Lago Titicaca, Río Desaguadero, Lago Poopó y Lago Salar de Coipasa, lo que se ha denominado Sistema T.D.P.S..

El sistema T.D.P.S. es una cuenca endorreica, cuya área se encuentra ubicada entre Perú, Bolivia y Chile, y está delimitada geográficamente (en forma aproximada) entre las coordenadas  $14^{\circ} 03'$ , y  $20^{\circ} 00'$  de latitud Sur y entre  $66^{\circ} 21'$  y  $71^{\circ} 07'$  de longitud Oeste.

La superficie del Sistema T.D.P.S. es de 143.900 km<sup>2</sup>, y comprende la parte altiplánica de la subregión de Puno (en el Perú) y de los departamentos de La Paz y Oruro (en Bolivia). Las características geográficas de las cuencas que forman el sistema son las siguientes:

- Lago Titicaca:	
. cuenca vertiente	56.270 Km <sup>2</sup>
. superficie media (del lago)	8.400 Km <sup>2</sup>
. nivel medio del lago	3.810 m.s.n.m.
- Río Desaguadero:	
. cuenca vertiente	29.843 Km <sup>2</sup>
. longitud del cauce	398 Km
. pendiente media	0,45 ‰

A lo largo del río Desaguadero se identifican los siguientes trechos:

- . Del Km 0 al Km 63: Llanuras anchas (del Puente Internacional a Nazacara);
  - . Del Km 63 al Km 226: Zona montañosa (de Nazacara a Chilahuala);
  - . Del Km 226 al Km 398: Llanuras de inundación (de Chilahuala al lago Poopó).
- |  |                        |
|--|------------------------|
| - Lago Poopó:                            |                        |
| . cuenca vertiente                       | 24.829 Km <sup>2</sup> |
| . superficie media (lago Uru Uru -Poopó) | 3.191 Km <sup>2</sup>  |
| . nivel medio del lago                   | 3.686 m.s.n.m.         |



- Río Laca Jahuira, que conecta el Lago Poopó con el Salar de Coipasa:
  - . longitud de cauce 130 Km
  - . pendiente media 0,2 ‰
- Salar de Coipasa:
  - . cuenca vertiente (intermedia) 32.958 Km<sup>2</sup>
  - . superficie media (del lago) 2.225 Km<sup>2</sup>, y
  - . nivel medio del lago 3.657 m.s.n.m.

Por medio de la quebrada Negrojahuira, de alrededor de 20 Km de largo, el Salar de Coipasa se conecta excepcionalmente con el Salar de Uyuni, el cual tiene una cuenca vertiente (intermedia) de 60.000 Km<sup>2</sup> y una superficie media de 12.000 Km<sup>2</sup>. El nivel medio del Salar de Uyuni es de 3.653 m.s.n.m..

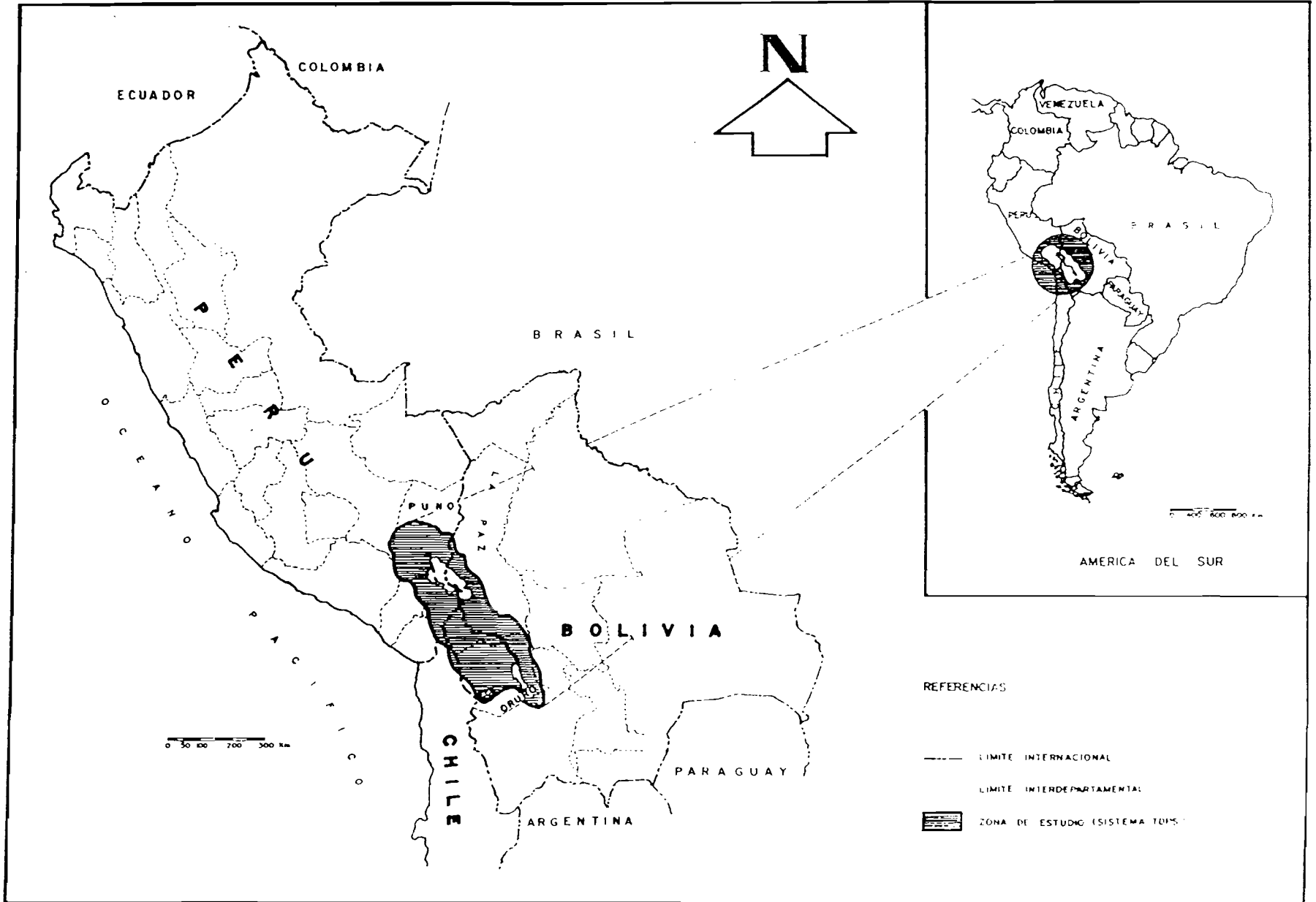
La pluviometría media anual de la zona varía de 800 mm/año en el Lago Titicaca a menos de 300 mm/año en el Salar de Coipasa.

La densidad de la población rural en la parte norte de la región del Proyecto, es relativamente alta, sobre todo a orillas del Lago Titicaca (llegando hasta 120 hab/km<sup>2</sup>) y también en el eje norte-sur, constituido por el río Desaguadero, en las cercanías del curso de agua.

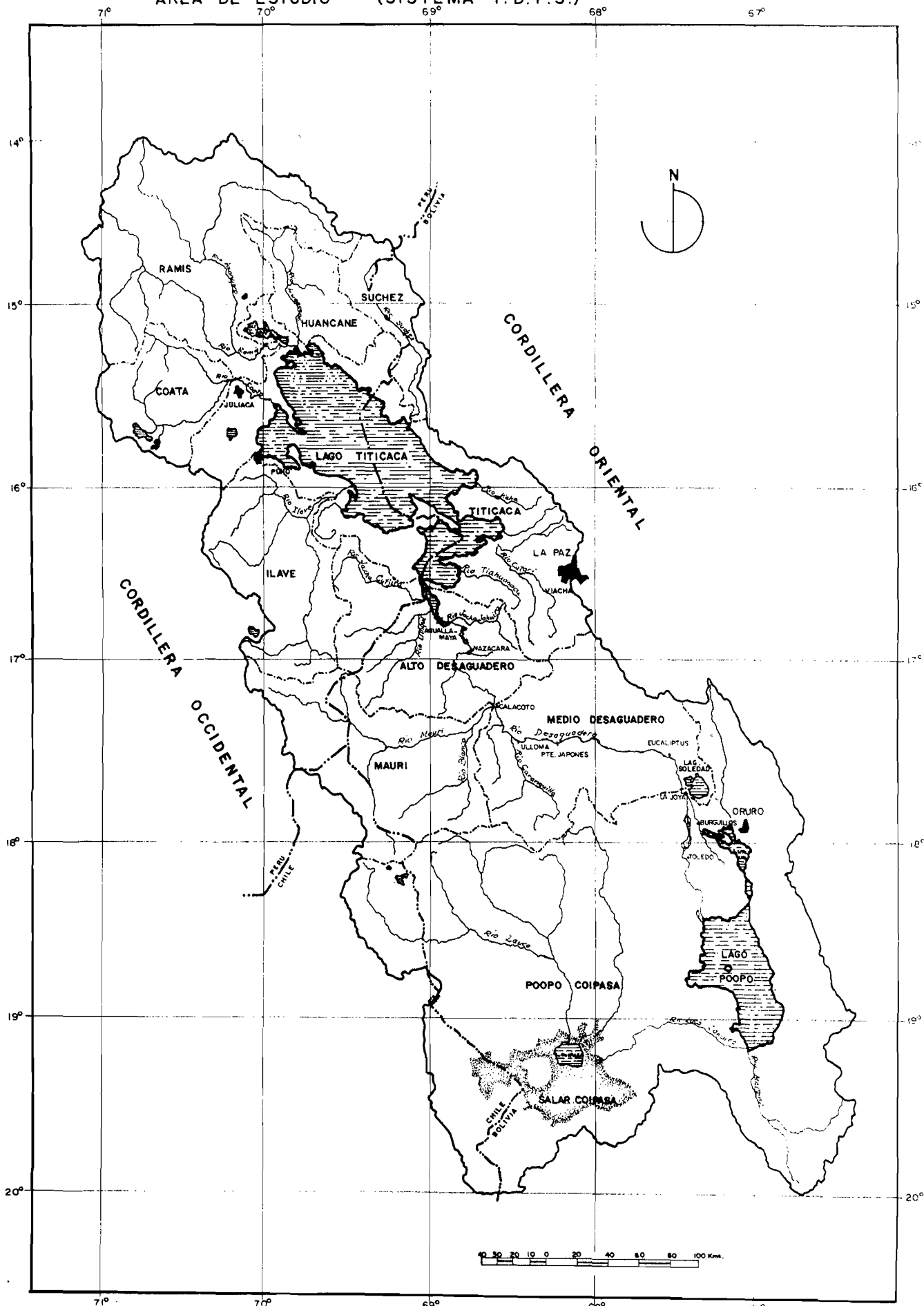
En las zonas cercanas a las orillas del Lago Titicaca y del Desaguadero, la población vive principalmente de la agricultura, mientras que en las zonas más alejadas se dedica a la ganadería por falta de tierras apropiadas para el cultivo, y como forma de poder compensar los mayores riesgos inherentes a la agricultura.

Las condiciones climáticas irregulares, unidas a la gran altitud en que se encuentra la región (entre 3.700 m.s.n.m. y 3.900 m.s.n.m.), determinan que los resultados productivos del sector sean muy inestables, lo que vuelve extremadamente difíciles las condiciones de vida de la población.

# UBICACION DE LA ZONA DE ESTUDIO



AREA DE ESTUDIO (SISTEMA T. D. P. S.)



1.

## INTRODUCCION

El presente informe condensa los estudios hidrológicos realizados en el marco del "Plan Director Global Binacional de protección-prevenición de inundaciones y aprovechamiento de los recursos del lago Titicaca, río Desaguadero, lago Poopó y lago Salar de Coipasa (Sistema TDPS)".

La memoria ha sido estructurada en tres partes o capítulos, en los que se ha pretendido sintetizar los aspectos más relevantes, tanto en cuanto a la caracterización y descripción de las diversas problemáticas, como en cuanto a las metodologías empleadas en su análisis y, por último, de los resultados y conclusiones alcanzadas. Dicha memoria va acompañada, además de los correspondientes cuadros y figuras explicativas, por un total de 17 Apéndices y 8 Anexos que contienen informaciones adicionales que amplían o justifican lo expresado en la memoria.

La primera parte (capítulo 2) se refiere a la zonificación hidrológica. En ella se discretiza el sistema TDPS dividiéndolo en un total de 10 zonas y de 8 subzonas, que son posteriormente caracterizadas en función de una serie de parámetros físicos relativos a su cuenca y red de drenaje. La discretización se ha realizado con el criterio de definir unidades hidrológicas de rasgos diferenciados y que permitan cumplir con los objetivos prefijados para el proyecto. De cualquier forma, y dado que dichas unidades debían lógicamente disponer de información hidrométrica para la realización de los análisis ulteriores, la definición de sus límites (coincidentes con divisorias hidrográficas) ha estado condicionada por la ubicación de las estaciones de aforo en funcionamiento.

En la segunda parte de la memoria (capítulo 3) se presenta el estudio de aportaciones, que se inicia con un análisis funcional de la totalidad de las estaciones de aforo existentes. El estudio como tal se centra en doce estaciones que han sido consideradas como básicas en razón de su ubicación, datos históricos y adecuación a los objetivos del proyecto. En cada una de ellas se ha procedido a la reinterpretación a nivel diario de las series históricas, tras un análisis exhaustivo de la evolución de las respectivas curvas de gastos.

Dichas series han sido posteriormente homogeneizadas -a nivel mensual- mediante el uso de modelos de simulación determinista y estocástica, con el objeto de obtener series continuas de duración suficiente para su utilización con fines de planificación y gestión de los recursos hídricos del sistema. Por último, el empleo de técnicas de generación y desagregación ha permitido producir una serie sintética de 5000 años de aportes mensuales al lago Titicaca, cuyas características estadísticas son en todo punto semejantes a las de la serie histórica.

La tercera y última parte del estudio hidrológico (capítulo 4) trata de las avenidas e inundaciones. Las avenidas probables son analizadas mediante el método estadístico en un total de 12 cuencas que disponen de información foronómica suficiente. En cuanto al método hidrometeorológico ha sido aplicado en las cuencas de los ríos Ilave, Coata y Huanané, únicas en las que la información disponible permite la utilización de modelos de simulación precipitación-escorrentía con una representación adecuada de los procesos que controlan el régimen de crecidas. La problemática de las inundaciones en los tributarios del lago Titicaca (las del Desaguadero han sido motivo de un estudio independiente) está particularmente representada en los deltas de la cuenca baja de los ríos Ilave y Ramis; el último apartado del capítulo 4 de la presente memoria trata de esta problemática, e incluye la simulación hidrodinámica del tramo final del río Ilave, en el que levantamientos cartográficos recientes suministran una correcta definición de la topografía en el entorno del cauce.

## 2. ZONIFICACION HIDROLOGICA

### 2.1. ASPECTOS GENERALES

Este trabajo ha sido ejecutado dentro de las necesidades del Proyecto T.D.P.S., subdividiendo el área de estudios en zonas hidrológicas para posteriormente evaluar sus parámetros morfométricos.

A requerimiento de los términos de referencia, la cartografía usada a una escala regional fue 1:250.000, que sirvió para confeccionar el Mapa Base y definir la divisoria principal de cada zona hidrológica. La cartografía fue contrastada con imágenes de satélite.

La discretización del área de estudios en zonas hidrológicas, corresponde a secciones de áreas de aporte controladas por puntos de medición hidrométrica y a los rasgos topográficos que las definen en unidades hidrológicas. Cada unidad componente del sistema ha sido identificada mediante aspectos físico - topográficos, ciertas características hidrológicas y representada en planos adecuados.

### 2.2. INFORMACION CARTOGRAFICA

La cartografía utilizada a escala 1:250.000 ha sido la siguiente:

CARTA	AÑO	INSTITUCION
SD 19- 9	1988	I.G.M.(PERU)
SD 19-10	1988	I.G.M.(PERU)
SD 19-13	1990	I.G.M.(PERU)
SD 19-14	1975	D.M.A.T.C.(U.S.A.)
SD 19-14	1973	I.G.M.(BOL.)
SE 19- 2	1982	D.M.A.T.C.(U.S.A)
SE 19- 3	1971	I.G.M. (BOL.)
SE 19- 6	1972	D.M.A.T.C.(U.S.A.)
SE 19- 7	1969	I.G.M.(BOL)
SE 19- 8	1978	I.G.M.(BOL.)
SE 19-10	1988	I.G.M.(CHILE)
SE 19-11	1972	I.G.M.(BOL.)
SE 19-12	1981	I.G.M.(BOL.)
SE 19-15	1975	I.G.M.(BOL.)
SE 19-15	1985	I.G.M.(CHILE)
SE 19-16	1970	I.G.M.(BOL.)

Las imágenes de satélite corresponden a la siguiente identificación:

WRS 2	33/073	Lago Uru-Uru	1992
WRS 2	33/072	Lago Poopó	1992

### 2.3. DESCRIPCION GENERAL DEL SISTEMA T.D.P.S.

La superficie total del sistema es de 143900 km<sup>2</sup>, de los cuales 56261 corresponden a la cuenca vertiente del Titicaca. Constituyen sus divisorias naturales de las cuencas adyacentes las cordilleras Oriental o Real y la Occidental, que son ramales de la Cordillera de Los Andes. En el espacio comprendido entre ambos ramales se encuentra la región altiplánica.

La altitud máxima del Sistema corresponde al nevado del Sajama con 6542 msnm. y la mínima es de 3653 msnm. en la laguna de Coipasa.

Los principales ríos del territorio peruano que desembocan en el lago Titicaca son: al norte Ramis y Huancané, al oeste Coata e Illpa, al suroeste los ríos Ilave y Zapatilla. Del territorio boliviano, aportan sus aguas al Lago Titicaca los siguientes ríos: al norte y este, Huaycho, Suhez y Keka; al sur, Catari y Tiahuanacu.

El lago Titicaca esta conformado por los lagos Mayor y Menor o Laguna de Huiñay Marca. En la parte sur de esta laguna se halla la desembocadura natural del lago que está constituida por el río Desaguadero, que a los 125 km aproximadamente recibe como principal afluente por su margen derecha al río Mauri, para luego continuar en su recorrido noroeste a sureste hasta las cercanías de Chuquiña a 165 km de la confluencia con el río Mauri, donde se bifurca en dos brazos: siendo el derecho el de actual curso de aguas hasta desembocar en el lago Poopó, luego de un recorrido de 95 km desde Chuquiña. El brazo izquierdo del Desaguadero desemboca en el Lago Uru Uru que está también conectado al Poopó. Este lago recibe también las aguas de los ríos Caracollo por el norte y Marquez por el sur. En épocas de excedencia el lago Poopó vierte sus aguas a la laguna de Coipasa a través del río Lacajahuira. A esta laguna también aportan los ríos Lauca, Turco, Sajama y Barras.

### 2.4. DISCRETIZACION DEL SISTEMA T.D.P.S

Los criterios generales de discretización para subdividir el sistema T.D.P.S. han sido las características topográficas que definen unidades

hidrológicas y la ubicación de estaciones de aforo, con el objeto posterior de utilizar estas unidades en el caso de uso de modelos matemáticos de simulación hidrológica.

De esta manera el Sistema ha sido dividido, de acuerdo a la figura 2.1, en diez unidades o zonas hidrológicas.

El cuadro 2.1 contiene la asignación de zona, áreas de aporte y el porcentaje areal correspondiente.

**CUADRO 2.1. ZONAS T.D.P.S.**

Nº	Zona Cuenca	Sup. (km <sup>2</sup> )	%
1	Ramis	14685	10,2
2	Huancané	3545	2,5
3	Suches	2825	2,0
4	Coata	4555	3,2
5	Ilave	7705	5,4
6	Titicaca	22960	16,0
7	Alto Desaguadero	9100	6,3
8	Mauri	9875	6,9
9	Medio Desaguadero	11815	8,2
10A	Salares	329550	22,8
10B	Poopó	238800	16,5

Dentro de la zona Nº 6 se han delimitado 6 subzonas; descritas en el cuadro 2.2.

**CUADRO 2.2 SUBZONAS DE LA CUENCA DEL LAGO TITICACA**

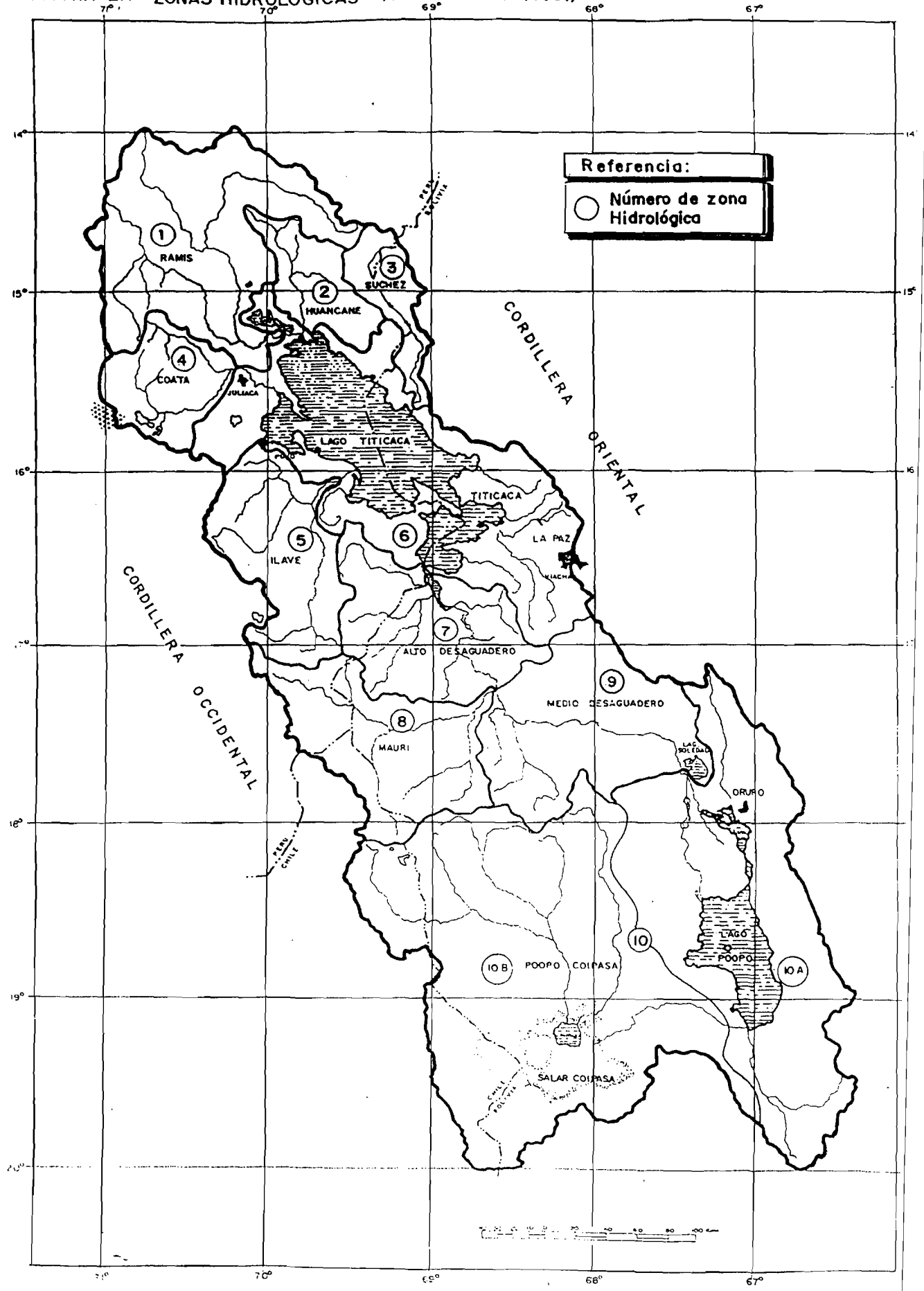
Subzona	Nombre	Sup. (km <sup>2</sup> )	%
6A	Huaycho	727	3.2
6B	Illpa	1291	5.6
6C	Keka	883	3.8
6D	Catari	2022	8.8
6E	Tiahuanacu	452	2.0
6F	Zapatilla	389	1.7
	Espejo-intercuencas	17196	74.9

**2.5. CRITERIOS Y PARAMETROS UTILIZADOS PARA LA CARACTERIZACION DE LAS ZONAS HIDROLOGICAS**

Las zonas hidrológicas han sido caracterizadas desde el punto de vista físico - topográfico mediante los siguientes indicadores y parámetros:



FIGURA 2.1 ZONAS HIDROLÓGICAS (SISTEMA T.D.P.S.)



- Ubicación geográfica y alturas representativas: Alturas máxima, mínima y media.
- Características longitudinales de los cursos principales.
- Características geométricas de área y perímetro.
- Características hipsométricas.
- Índice de compacidad.
- Tiempos de concentración.

La evaluación de estos parámetros se ha obtenido por medio de:

- La ubicación geográfica está representada por la latitud y longitud de los puntos extremos de la zona hidrológica.
- Las alturas representativas han sido tomadas directamente de las cartas geográficas.
- Los cursos principales, consideran la máxima longitud del curso principal, sus altitudes máxima y mínima.
- La superficie de la zona hidrológica corresponde a la proyección horizontal de su área y evaluada mediante planímetro digital.
- El perímetro de la zona hidrológica corresponde a su divisoria de aguas y es la longitud de su contorno.
- El análisis hipsométrico, es la representación gráfica de la superficie que existe por encima de determinadas curvas de nivel. La forma de la curva hipsométrica es un indicador del grado de desarrollo de la cuenca y su equilibrio (Scheidegger "Theoretical Geomorphology", pags. 12 y sig.). Así tendremos que curvas hipsométricas cóncavas, representan una cuenca madura y estable, mientras que curvas hipsométricas convexas representan cuencas jóvenes e inestables.

Las curvas de nivel escogidas para obtener la superficie comprendida entre ellas, se determinan con el siguiente criterio:

$$(H_m - H_s)/6 = N$$

donde:  $H_m$  = Altura máxima de la cuenca. (m.s.n.m.)  
 $H_s$  = Altura mínima de la cuenca (m.s.n.m).

con:  $50 \leq N < 100$  cada 50 (m)  
 $100 \leq N < 200$  cada 100 (m)  
 $200 \leq N < 300$  cada 200 (m)  
 $400 \leq N < 500$  cada 400 (m)

- El rectángulo equivalente es la relación entre el perímetro y el área de una cuenca, acomodándola en lo posible a las dimensiones de un rectángulo de lados:

$$L = (K_c * A^{1/2})/1.12 * (1 + (1 - (1.12/K_c)^2)^{1/2})$$

$$l = (K_c * A^{1/2})/1.12 * (1 - (1 - (1.12/K_c)^2)^{1/2})$$

- El índice de compacidad es la relación del perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de área igual al de la cuenca en estudio.

$$K_c = 0.28 P/A^{1/2}$$

donde:  $K_c$  = Índice de compacidad.  
 $P$  = Perímetro de la cuenca (km)  
 $A$  = Área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

La forma de la cuenca respecto de un círculo, indica el grado de regularidad. Así tendremos que valores del índice de compacidad cercanos a la unidad representan a una cuenca regular, y valores mayores a la unidad representan cuencas diferentes de un círculo y por tanto irregulares.

- El "tiempo de concentración" representa el tiempo en que la partícula de escorrentía, más lejana, tarda en su recorrido, hasta el punto de control. Para su cuantificación se han dividido los cursos principales en diferentes tramos de acuerdo a la variación de pendiente.

En los perfiles de alta y media pendiente se ha utilizado la fórmula de Témez.

$$T_c = 0.3 (L/S^{0.25})^{0.76}$$

donde:  $T_c$  = Tiempo de concentración (hr)  
 $L$  = Longitud del curso (km)  
 $S$  = Pendiente media (m/m)

En los perfiles de baja pendiente se han utilizado los valores del coeficiente de rugosidad "n" y del radio hidráulico "R", determinados en las campañas de aforo, para su aplicación en la fórmula de Manning.

$$v = (1/n) R^{2/3} S^{1/2}, \quad T_c = L/v$$

donde:  $T_c$  = Tiempo de concentración (hr)  
 $L$  = Longitud del curso (m)  
 $S$  = Pendiente media (m/m)  
 $R$  = Radio hidráulico (m)  
 $n$  = Coeficiente de rugosidad  
 $v$  = Velocidad (m/s).

## 2.6.

### DESCRIPCION DE LAS ZONAS HIDROLOGICAS

Los resultados de la evaluación plani-altimétrica se resumen en el cuadro 2.3. Las tablas y gráficos del apéndice 2 contienen el análisis hipsométrico de las zonas y subzonas componentes del sistema. Asimismo, el apéndice 4 contiene los mapas de isocronas, realizados para las zonas en las que se hizo la correspondiente simulación hidrológica.

Las características lineales de la red de drenaje se presentan en el cuadro 2.4 y en los gráficos del apéndice 3. Los tiempos de concentración se resumen en el cuadro 2.5.

En el apéndice 1 se presentan los planos que contienen las zonas y subzonas del sistema.

### 2.6.1.

#### Zona 1: Ramis

La zona hidrológica N° 1 está ubicada entre los 69° 25' - 71° 07' de longitud oeste y los 14° 03' - 15° 28' de latitud sur, está enteramente comprendida en territorio peruano, en el departamento de Puno y extendiéndose por las provincias de Sandia, Carabaya, Melgar, Azángaro, Lampa y Huancané.

**CUADRO 2.3 : CARACTERISTICA MORFOMETRICAS**

ZONA - SUB ZONA		UBICACION GEOGRAFICA		ALTITUD			SUPERFICIE (km <sup>2</sup> )	PERIMETRO (km)	INDICE DE COMPACIDAD	RECTANGULO EQUIVALENTE	
NOMBRE	COD.	LONGITUD OESTE ° ' " . "	LATITUD SUR ° ' " . "	MAXIMA (msnm)	MEDIA (msnm)	MINIMA (msnm)				L (km)	l (km)
RAMIS	1	69 24 40 - 71 07 17	14 03 24 - 15 27 49	5828	4302	3815	14685	847	1.96	385.4	38.1
HUANCANE	2	69 18 53 - 70 08 51	14 29 35 - 15 21 22	5162	4216	3820	3545	359	1.69	156.6	22.6
SUCHEZ	3	69 00 17 - 69 33 35	14 36 37 - 15 39 34	5829		3817	2825	339	1.79	150.9	18.7
COATA	4	70 08 26 - 71 00 51	15 07 09 - 15 54 33	5475	4378	3830	4552	314	1.30	118.4	38.4
ILAVE	5	69 27 24 - 70 20 45	15 50 25 - 17 08 00	5585	4298	3830	7705	478	1.53	200.7	38.4
TITICACA	6	68 03 14 - 70 26 47	14 56 21 - 17 02 58	6421	3922	3533	22960	1097	2.03	502.7	45.7
HUAYCHO	6A	69 10 04 - 69 26 12	15 09 36 - 15 34 04	4725	4155	3875	727	143	1.48	58.9	12.3
ILLPA	6B	70 03 47 - 70 26 47	15 30 06 - 16 01 50	4953	4075	3815	1291	170	1.32	64.8	19.9
KEKA	6C	68 17 31 - 68 40 59	15 51 13 - 16 14 44	6421	4446	3820	883	137	1.29	50.9	17.3
CATARI	6D	68 03 14 - 68 33 06	16 15 24 - 17 02 58	6088	4048	3819	2022	268	1.67	116.7	17.3
TIAHUANACU	6E	68 25 39 - 68 40 25	16 30 16 - 16 47 02	4825	4052	3830	452	110	1.45	44.8	10.1
ZAPATILLA	6F	69 30 25 - 69 41 55	16 04 52 - 16 23 15	4627	3991	3815	389	82	1.17	26.4	14.7
ALTO DESAGUADERO	7	68 15 59 - 69 34 14	16 17 10 - 17 23 31	5213	4029	3790	9100	491	1.44	200.0	45.5
MAURI	8	68 36 22 - 70 05 53	16 59 03 - 18 09 21	6222	4263	3792	9875	594	1.67	258.7	38.2
MEDIO DESAGUADERO	9	67 15 47 - 68 43 44	16 51 39 - 18 05 49	5021	3927	3710	11815	574	1.48	237.0	49.8
POOPO	10A	66 20 52 - 67 54 20	17 07 10 - 20 00 00	5438	3980	3686	23880	956	1.73	421.3	56.7
SALARES	10B	66 54 52 - 69 30 00	17 44 44 - 20 00 00	6542	4008	3653	32955	1088	1.68	474.6	69.4

**OBS. : La zona del lago Titicaca incluye todas sus subzonas y el espejo de agua.  
Las zonas de Poopo y Salares , incluyen espejos de agua (Poopo, Uru-Uru, Colpasa)**

CUADRO 2.4 : CARACTERISTICAS LONGITUDINALES DE LA RED HIDRICA

ZONA - SUBZONA		RIOS	Altitudes (m s.n.m.)		Long (km)	Pte . Media %
CODIGO	NOMBRE		Máxima	Mínima		
1	Ramis	Crucero-L.Rinconada	4800	4625	4.5	3.89
		L.Rinconada-Azángaro-Ramis	4625	3815	288.5	0.28
		Quenamari-Grande	5050	3892	124.5	0.93
		Santa Rosa-Ayaviri-Pucara	4900	3827	184.3	0.58
		Vilcamarca	5100	3900	76.3	1.57
2	Huancane	Huanaco-Putina-Huancane	4680	3820	124.8	0.69
		Quelloarca-Tuyto	4370	3846	69.3	0.76
3	Suchez	Suchez-L.Suchez	5000	4600	4.8	8.42
		L.Suchez-Suchez	4600	3817	141.8	0.55
4	Coata	Canuma-L.Lagunillas	5070	4157	57.0	1.60
		L.Lagunillas-Coata	4157	3830	79.3	0.41
		Quillisane-Verde-Cabanillas	4900	4057	55.5	1.52
		Palca-Lampa	5000	3839	88.0	1.32
5	Ilave	Huenque-Ilave	5000	3830	162.8	0.72
		Blanco-Azufrini-Aguas Calientes	4700	3862	112.5	0.74
6A	Huaycho	Huaycho	4580	3875	62.5	1.13
6B	Illpa	Moyutincu-Conaviri-Illpa	4650	3815	68.0	1.23
6C	Keka	Keka	5100	3820	52.0	2.46
6D	Catari	Juchuma Jahuirá-Colorado-Catari	4400	3828	72.5	0.79
		Jacha Jahuirá-Pallina	3990	3832	63.0	0.25
6E	Tiahuanacu	Tiahuanacu	4480	3830	45.5	1.43
6F	Zapatilla	Zapatilla	4100	3815	49.5	0.58
7-9	Desaguadero	Ccallaccame-Desaguadero	4340	3710	380.0	0.17
		Desaguadero: Pte. Int.-Chuquiña	3810	3713	298.3	0.03
		Angostura-Pizacoma-Jacha Mauri	4600	3812	98.0	0.80
		Ingenio-Llinkhi	4800	3830	79.5	1.22
		Caranguilla	4680	3775	100.3	0.90
		Jachajahuira	4500	3810	53.0	1.30
8	Mauri	Quillviri-Maure- L. Vilacota	4480	4350	13.8	0.95
		L.Vilacota-Mauri	4350	3792	182.5	0.31
		Achuta-Blanco	5000	3823	77.5	0.02
		Cosapilla	4600	3950	78.8	0.83
10	Poopo-Salares	Chalhuiri-Lauca	4500	3712	175.3	0.45
		Junthuma-Sajama	4800	3823	70.0	1.40
		Ramada-Turco	4600	3712	85.0	1.04
		Marquez	4700	3686	122.3	0.83
		Lakajahuira	3686	3657	130.0	0.02
		Caracollo	4500	3710	97.8	0.81
		Barras	4100	3657	190.5	0.23

CUADRO 2.5 : TIEMPOS DE CONCENTRACION

ZONA - SUBZONA		RIOS	Altitudes (m s.n.m)		Long (km)	Pte . Media	Tc* hr. Manning	Tc* hr. Temez	Tc* hr. California	Tc* hr. (adopt)		
CODIGO	NOMBRE		Máxima	Mínima								
1	Ramis	Azángaro-Ramis	3900	3815	134.2	6.33E-04	37.9	29.2		84		
			4200	3900	97.5	3.08E-03						
			4625	4200	56.8	7.48E-03						
				Quenamari-Grande	3900	3892	27.5	2.91E-04		17.5		46
					4000	3900	34.75	2.88E-03				
					5050	4000	62.25	1.69E-02				
				Santa Rosa-Ayaviri-Pucara	3900	3827	129.8	5.63E-04		50.2		69
					4000	3900	33.5	2.99E-03				
					4900	4000	21.0	4.29E-02				
2	Huancane	Huanaco-Putina-Huancane	3900	3820	80.8	9.91E-04	24.5	11.5		36		
			4680	3900	44	1.77E-02						
				Quelloarca-Tuyto	3900	3846	48.0	1.13E-03		20.7		27
					4370	3900	21.25	2.21E-02				
4	Coata	Canuma-L.Lagunillas L.Lagunillas-Cabanillas-Coata	5070	4157	57.0	1.60E-02			7.7	25		
			4157	3830	79.3	4.13E-03						
				Quillisane-Verde	4900	4057	55.5	1.52			7.7	8
					5000	3839	88.0	1.32				
5	Ilave	Huenque-Ilave	4000	3830	105.5	1.61E-03	39.4	14.0		53		
			5000	4000	57.25	1.75E-02						
				Blanco-Azufri-Aguas Calientes	3900	3862	24.3	1.57E-03		11.5		34
					4700	3900	88.25	9.07E-03				
		8	Mauri	Quilliviri-Maure-Mauri	4350	3792	182.5	3.06E-03	53.6			54
					4100	3950	41	3.66E-03				
				Caquena-Cosapilla	4600	4100	37.75	1.32E-02		14.6		25
					4300	3823	80.9	5.90E-03				
				Achuta-Blanco	5000	4300	12.1	5.79E-02		22.4		26

La superficie de esta zona es de 14685 km<sup>2</sup> con un perímetro de 847 km.

La altitud máxima es de 5828 msnm. en el nevado Ananea Grande y la mínima es de 3815 en la estación hidrométrica de Puente Ramis.

El principal río que drena esta zona es el Crucero que nace en las cercanías del nevado Ananea Grande y la laguna Rinconada. En su recorrido este río va tomando las denominaciones de Grande y Crucero, que tiene un recorrido en dirección oeste-este y cerca de la población de Antauta, cambia su curso a la dirección norte - sur. En las cercanías de la población de Progreso, a 178 km de su origen confluye con el río Quenamari-Grande que tiene una longitud de 125 km. La unión de ambos constituye el río Azángaro, que a los 255 km de su recorrido cerca a la población de Achaya recibe las aguas del río Santa Rosa-Ayaviri-Pucara, con 184 km de longitud. Ya conformado el río Ramis por la anterior unión, desarrolla una longitud de 299 km hasta la estación de aforo.

La curva hipsométrica indica que esta zona es madura, con alta erosión en cabecera e inestable en su parte baja.

El índice de compacidad muestra una zona con alta irregularidad.

#### 2.6.2.

#### Zona 2: Huancané

La zona hidrológica N<sup>o</sup> 2 está geográficamente ubicada entre los 69<sup>o</sup> 19' - 70<sup>o</sup> 09' de longitud oeste y los 14<sup>o</sup> 30' - 15<sup>o</sup> 21' de latitud sur, está enteramente comprendida en territorio peruano, en el departamento de Puno y extendiéndose por las provincias de: Azángaro y Huancané.

La superficie de esta zona es de 3545 km<sup>2</sup> y perímetro 359 km.

La altitud máxima es de 5162 msnm en el cerro Surupana y la mínima es de 3820 para la estación hidrométrica de Puente Huancané.

El principal río que drena esta zona es el Huanaco-Putina-Huancané, que nace cerca al cerro Ccala Cruz. En su recorrido este río toma la dirección noroeste - sureste y cerca de la población de Huatasane a 100 km de su recorrido,



confluye con el río Quellocarca-Tuyto, que tiene una longitud de 69 km. La unión de ambos constituye el río Huancané, que alcanza una longitud de 125 km hasta la estación de aforo.

La curva hipsométrica indica que esta zona es madura, con media erosión en cabecera e inestable en su parte baja.

El índice de compacidad muestra una zona con irregularidad alta.

### 2.6.3.

#### **Zona 3: Suchez**

La zona hidrológica N° 3 geográficamente se ubica entre los 69° 00' - 69° 34' de longitud oeste y los 14° 37' - 15° 39' de latitud sur, está comprendida entre los territorios de Perú (departamento de Puno, provincia de Huancané) y de Bolivia, (departamento de La Paz, provincias de Franz Tamayo y Camacho).

La superficie de esta zona es de 2825 km<sup>2</sup> con un perímetro de 339 km.

La altitud máxima es de 5829 msnm en el nevado Ananea Grande y la mínima es de 3817 para la estación hidrométrica.

Esta zona está principalmente drenada por el río Suchez, que en gran parte de su curso constituye el límite fronterizo entre las Repúblicas de Perú y Bolivia. Nace cerca del nevado Palomani Grande (5280 msnm) y la laguna Suchez. La dirección de su recorrido es de norte a sur. con una longitud de 161 km hasta la estación de aforo de Escoma.

Se debe indicar que la zona hidrológica N° 3, correspondiente al río Suchez, carece de información planialtimétrica en su parte alta, por esta deficiencia no ha sido tomada en cuenta en el estudio morfométrico.

El índice de compacidad muestra una zona con irregularidad alta.

### 2.6.4.

#### **Zona 4: Coata**

La zona hidrológica N° 4 está ubicada entre los 70° 08' - 71° 01' de longitud oeste y los 15° 07' - 15° 54' de latitud sur, está enteramente comprendida en territorio peruano, en el departa-

mento de Puno y extendiéndose por las provincias de Lampa y San Román.

La superficie de esta zona es de 4555 km<sup>2</sup> con un perímetro de 314 km.

La altitud máxima es de 5475 msnm. en el nevado Huayquera, señal San Carlos Mina y la mínima es de 3830 para la estación hidrométrica de Puente Coata.

El principal río que drena esta zona es el Cañuma-Cabanillas-Coata, con nacientes en las cercanías de la laguna Lagunillas. La longitud que desarrolla es de 141 km. A los 71 km de recorrido, el río recibe por su margen izquierda al río Quillisane-Verde, que tiene una longitud de 56 km. A los 136 km reciben el aporte de las aguas del río Palca-Lampa, con 88 km de longitud, y pasan a conformar el río Ayabacas-Coata, cerca de Juliaca. La longitud total de este curso es de 141 km hasta la estación de aforo.

La curva hipsométrica indica que esta zona es madura, con erosión media en cabecera y estable en su parte baja.

El índice de compacidad muestra una zona regular.

#### 2.6.5.

#### Zona 5: Ilave

La zona hidrológica 5 se ubica geográficamente entre los 69° 27' - 70° 21' de longitud oeste y los 15° 50' - 17° 08' de latitud sur, está enteramente comprendida en territorio peruano, en el departamento de Puno y extendiéndose por las provincias de Chucuito y Puno.

La superficie de esta zona es de 7705 km<sup>2</sup> con un perímetro de 478 km.

La altitud máxima es de 5585 msnm en el nevado Larjanco y la mínima es de 3830 en la estación hidrométrica de Puente Ilave.

El eje principal de drenaje de esta zona está constituida por el río Coypa Coypa-Huenque-Ilave que nace cerca del nevado Larjanco. Entre las poblaciones de Ccataocollo y Pirco a los 143 km de su recorrido, confluye con el río Blanco-Azufrini-

Aguas Calientes que tiene una longitud de 113 km. La unión de ambos constituye el río Ilave, cuya longitud total es de 163 km en la estación de aforo.

La curva hipsométrica indica que esta zona es madura, con alta erosión en cabecera, inestable en su parte baja.

El índice de compacidad muestra una zona irregular.

#### 2.6.6. Zona 6: Titicaca

La zona hidrológica N° 6 está ubicada entre los 68° 03' - 70° 27' de longitud oeste y los 14° 56' - 17° 03' de latitud sur, está compartida por las Repúblicas de Perú y Bolivia. En territorio peruano, extendiéndose por las provincias de: Puno, Azangaro, Huancané, Chucuito, Yunguyo y San Román, todas ellas en el departamento de Puno. En territorio boliviano, departamento de La Paz, comprende las provincias de Ingavi, Murillo, Los Andes, Aroma, Pacajes, Camacho, Omasuyos y Manco Kapac.

La superficie de esta zona es de 22960 km<sup>2</sup> con un perímetro de 1097 km.

La altitud máxima es de 6421 msnm. en el nevado Illampu y la mínima es de 3810 en la respectiva cota del nivel de aguas medio del lago Titicaca.

El espejo de aguas, comprendiendo la laguna de Arapa, está entre las coordenadas 15 06 - 16 35 de latitud sur y 68° 33' - 70° 07' de longitud oeste.

El área del espejo de aguas para la cota 3810 msnm es de 8310 km<sup>2</sup>, con un perímetro de 1153 km.

La longitud mayor de la totalidad del lago es de 181 km y su transversal menor es de 68 km.

La profundidad máxima del lago Mayor alcanza a 3533 msnm y la correspondiente al lago Menor es de 3790 msnm

La curva hipsométrica indica que esta zona es madura, con alta erosión en cabecera y estable en su parte baja.

El índice de compacidad muestra una zona con alta irregularidad.

Esta zona a su vez incluye 6 subzonas hidrológicas que son: Huaycho, Illpa, Keka, Catari, Tiahuanacu y Zapatilla.

**2.6.6.1. Subzona 6A: Huaycho**

La subzona hidrológica 6A se ubica geográficamente entre los 69° 10' - 69° 26' de longitud oeste y los 15° 10' - 15° 34' de latitud sur, está comprendida en territorios del Perú, (departamento de Puno, provincia de Moho) y de Bolivia (departamento de La Paz, provincia Camacho).

La superficie de esta subzona es de 727 km<sup>2</sup> con un perímetro de 142 km.

La altitud máxima es de 4725 msnm en el cerro Lacota y la mínima es de 3875 para la estación hidrométrica de Puerto Acosta.

El río principal de esta zona es el Huaycho que nace en territorio peruano cerca de Ancollo con el nombre de Ninantaya. Su longitud total es de 63 km hasta la estación de aforo.

El índice de compacidad muestra una zona irregular.

**2.6.6.2. Subzona 6B: Illpa**

La subzona hidrológica 6B está geográficamente entre los 70° 04' - 70° 27' de longitud oeste y los 15° 30' - 16° 02' de latitud sur, está comprendida en territorio del Perú, departamento de Puno, provincia de Puno.

La superficie de esta subzona es de 1291 km<sup>2</sup> con un perímetro de 169 km.

La altitud máxima es de 4953 msnm y la mínima es de 3815 en la estación hidrométrica de Puente Illpa.

El río principal de esta zona es el Illpa que nace en la quebrada Mayotinco con el nombre de Mayotinco, para luego denominarse Conaviri y finalmente Illpa. Su longitud total es de 68 km hasta la estación de aforo.

El índice de compacidad muestra una zona irregular.

#### 2.6.6.3. Subzona 6C: Keka

La subzona hidrológica 6C está geográficamente situada entre los 68° 18' - 68° 41' de longitud oeste y los 15° 51' - 16° 15' de latitud sur, está en territorio boliviano, departamento de La Paz, provincia de Omasuyos.

La superficie de esta subzona es de 883 km<sup>2</sup> con un perímetro de 137 km.

La altitud máxima es de 6421 msnm en el nevado Illampu y la mínima es de 3820 en la estación hidrométrica de Achacachi.

El río principal de esta zona es el Keka que nace en las cercanías del nevado Chachacomani, con el nombre de Chachacomani para luego denominarse Kekajahuira y finalmente Keka. Su longitud total es de 52 km hasta la estación de Achacachi.

El índice de compacidad muestra una zona regular.

#### 2.6.6.4. Subzona 6D: Catari

Esta subzona se ubica geográficamente entre los 68° 03' - 68° 33' de longitud oeste y los 16° 15' - 17° 03' de latitud sur, está en territorio boliviano, departamento de La Paz, provincias de Murillo e Ingavi.

La superficie de esta subzona es de 2022 km<sup>2</sup> con un perímetro de 268 km.

La altitud máxima es de 6088 msnm en el nevado Huayna Potosí y la mínima es de 3819 en la estación hidrométrica de Tambillo.

El río principal de esta zona es el Catari que nace en las cercanías del cerro Jarrotani, con el nombre de Jachajahuira para luego denominarse Colorado y Catari. A los 70 km de recorrido confluye con el río Pallina que tiene una longitud de 63 km. El río Catari tiene una cota mínima en la estación de Tambillo. Su longitud total es de 73 km.

El índice de compacidad muestra una zona de irregularidad alta.

**2.6.6.5. Subzona 6E: Tiahuanacu**

Esta subzona está geográficamente ubicada entre los 68° 26' - 68° 41' de longitud oeste y los 16° 30' - 16° 47' de latitud sur, se desarrolla en territorio boliviano, departamento de La Paz, provincia Ingavi, con una superficie de 452 km<sup>2</sup> y un perímetro de 110 km.

La altitud máxima es de 4825 msnm en el cerro Lacaya y la mínima es de 3830 en la estación hidrométrica de Tiahuanacu.

El río principal es el Tiahuanacu que nace en las cercanías del cerro Apacheta, con el nombre de Guaquirá para luego denominarse río Tiahuanacu. Su longitud total es de 45 km.

El índice de compacidad muestra una zona irregular.

**2.6.6.6. Subzona 6F: Zapatilla**

Esta subzona se ubica entre los 69° 35' - 69° 42' de longitud oeste y los 16° 05' - 16° 23' de latitud sur, se desarrolla en territorio peruano, provincia Collao, departamento de Puno.

La superficie de esta subzona es de 389 km<sup>2</sup> con un perímetro de 82 km.

La altitud máxima es de 4627 msnm y la mínima es de 3815 en la estación hidrométrica de Puente Zapatilla.

El curso principal de esta zona es el Zapatilla que nace en las cercanías de la localidad de Churu, con el nombre de Camellaque para luego denominarse río Zapatilla. Su longitud total es de 49 km.

El índice de compacidad muestra una zona regular.

**2.6.7. Zona 7: Alto Desaguadero**

La zona hidrológica N° 7 está ubicada entre los 68° 16' - 69° 34' de longitud oeste y los 16° 17' - 17° 23' de latitud sur.

Esta zona está comprendida en territorio peruano, departamento de Puno, provincia de Yunguyo. En territorio boliviano, departamento de La Paz, provincias de Ingavi, Pacajes y J.M. Pando.

La superficie de esta zona es de 9100 km<sup>2</sup> con un perímetro de 491 km.

La altitud máxima es de 5213 msnm. en el cerro Caura Pequeña y la mínima es de 3790 en la estación hidrométrica de Calacoto.

El principal río que drena esta zona es el Ccallaccame-Desaguadero. Cabe hacer notar que se considera la nacimiento del río Desaguadero, según el criterio de Horton, en las cercanías del cerro Laramani, donde alcanza su mayor longitud. En su recorrido este río tiene como afluentes por su margen derecha al río Angostura-Pizacoma-Jachcha Mauri, de 98 km de longitud, al que recibe después de recorrer 105 km. El río Ingenio-Llinkhi, es afluente del río Jacha Mauri, y su longitud es de 79,5 km. Hasta la estación de Calacoto, y desde su origen en el río Ccallaccame, el río Desaguadero alcanza una longitud de 212 km.

Si consideramos la salida natural del lago Titicaca, en el Puente Internacional. El río Desaguadero, tendría una longitud de 125 km en la estación de Calacoto, y recibiría al río Ccallaccame a los 12 km de su origen.

La curva hipsométrica indica que esta zona es madura, con alta erosión en cabecera, inestable en su parte baja.

El índice de compacidad muestra una zona irregular.

#### 2.6.8.

##### Zona 8: Mauri

La zona hidrológica N° 8 está ubicada entre los 68° 36' - 70° 05' de Longitud oeste y los 16° 59' - 18° 09' de Latitud sur.

Esta zona está comprendida en territorios Perú, Bolivia y Chile. El sector peruano corresponde a los departamentos de Tacna y Puno, provincias de Tarata y Chucuito respectivamente. El sector boliviano en el departamento de La Paz, provincia de Pacajes y finalmente el sector chileno en la provincia de Tarapaca.

La superficie de esta zona es de 9875 km<sup>2</sup> con un perímetro de 594 km.

La altitud máxima es de 6222 msnm. en el nevado Parinacota, según las cartas geográficas provenientes del I.G.M. Bolivia, y la mínima es de 3792 en la estación hidrométrica de Calacoto, sobre el río Mauri.

El principal río que drena esta zona es el Mauri, que tiene sucesivamente las denominaciones de Quillvire-Maure-Mauri. Nace en las cercanías del nevado Larjanco y de la laguna de Vilacota y su longitud total hasta la estación de Calacoto es de 198 km. Recibe como afluentes por su margen derecha a los ríos Cosapilla, de 79 km de longitud y Achuta, de 77 km de longitud. Al primero en el Kilómetro 122 y al segundo a los 80 Km.

La curva hipsométrica indica que esta zona es madura, con alta erosión en cabecera, inestable en su parte baja.

El índice de compacidad muestra una zona con irregularidad alta.

#### 2.6.9.

#### **Zona 9: Medio Desaguadero**

Esta zona geográficamente está ubicada entre los 67° 16' - 68° 44' de longitud oeste y los 16° 52' - 18° 06' de latitud sur, está comprendida en territorio boliviano, departamentos de La Paz (provincias de Aroma, Pacajes y G. Villarroel) y de Oruro (provincias de Cercado y Saucari).

La superficie de esta zona es de 11815 km<sup>2</sup> con un perímetro de 574 km.

La altitud máxima es de 5021 msnm. en el cerro Cusin Chuta y la mínima es de 3712 para la estación hidrométrica de Chuquiña.

El principal río que drena esta zona es el Desaguadero que desde la estación de Calacoto, hasta la de Chuquiña tiene una longitud de 168 km, recibe a los 247 km y por su margen derecha al río Caranguilla de 100 km de longitud.

La curva hipsométrica indica que esta zona es madura, con alta erosión en cabecera, inestable en su parte baja.

El índice de compacidad muestra una zona con irregular.



2.6.10. Zona 10: Poopó-Salares

2.6.10.1. Subzona 10A: Poopó

Esta zona geográficamente está ubicada entre los 66° 21' - 67° 54' de longitud oeste y los 17° 07' - 20° 00' de latitud sur, está comprendida en territorio boliviano, departamento de Oruro (provincias de Cercado, Carangas, Abaroa, Dalence, Poopó y Pagador).

La superficie que ocupa es de 23880 km<sup>2</sup> con un perímetro de 956 km. La altitud máxima se presenta en el cerro Jatun Mundo Khorihuarani con 5438 msnm y la mínima es de 3686.

El curso principal de la zona se inicia en la estación hidrométrica de Chuquiña, aguas abajo el río Desaguadero se divide en dos brazos. Por el brazo derecho desemboca en el lago Poopó, el brazo izquierdo desemboca en el Lago Uru Uru, que también desemboca en el lago Poopó.

El lago Poopó, también recibe los aportes de los ríos Caracollo afluente del lago Uru-Uru, además recibe también las aguas de los ríos Huanuni y Machacamarca por la parte norte y Marquez por el sur. El primero con una longitud de 98 km y el segundo con 122 km.

La superficie del lago Poopó es de 2824 km<sup>2</sup> con un perímetro de 330 km, las profundidades varían de 0,5 a 2,5 m. (Montes de Oca "Geografía y Recursos Naturales de Bolivia" 1989). La superficie del espejo de agua, es también muy variable, pero siempre mayor a los 500 km<sup>2</sup>, a causa de las variaciones de profundidad.

La longitud máxima del lago Poopó es de 91 km y su transversal máxima correspondiente es de 59 km. Estas dimensiones fueron obtenidas de las imágenes de satélite referenciadas en el apartado 2.

El lago Uru Uru tiene una superficie de 260 km<sup>2</sup> y un perímetro de 128 km, con dimensiones máximas de ancho y largo de 32 y 11 km respectivamente.

La curva hipsométrica indica que esta zona es madura, con erosión media en cabecera y estable en su parte baja.

El índice de compacidad muestra una zona con irregularidad alta.

#### 2.6.10.2. Subzona 10B: Salares

Se ha definido esta zona como la receptora de los aportes de todo el sistema. Geográficamente está ubicada entre los 66° 54' - 69° 30' de longitud oeste y los 17° 45' - 20° 00' de latitud sur.

Esta zona está situada en territorios de Bolivia y Chile. El sector boliviano, departamento de Oruro (provincias de Sajama, Carangas, Atahuallpa, Litoral, L. Cabrera. El sector chileno toma en la región de Tarapaca parcialmente la provincia de Iquique.

Es la zona de mayores dimensiones de todo el Sistema con una superficie de 32955 km<sup>2</sup> y un perímetro de 1088 km.

La altitud máxima es de 6542 msnm. en el nevado del Sajama y la mínima es de 3653 en la laguna de Coipasa. estas dos altitudes representan también la máxima y mínima para todo el Sistema.

Esta subzona está drenada por varios ríos, entre los cuales tenemos al Lauca, que se origina en la quebrada Challoani en territorio chileno en las cercanías del cerro Larancagua y hasta la estación de Huachacalla tiene una longitud total de 175 km. En su desarrollo este río recibe como afluentes, por su margen izquierda a los 116 km al río Sajama de 70 km de longitud, posteriormente por la misma margen recibe al río Turco, a los 175 km. Este último primero se denomina Ramada y tiene una longitud de 85 km. Posteriormente el Lauca desemboca en la laguna de Coipasa.

En épocas de excedencia, las aguas del lago Poopó pasan a la laguna de Coipasa a través del río Laca Jahuira, que tiene una longitud de 130 km, y discurre en dirección este - oeste. A esta laguna confluye también el río Barras, de 190 km de longitud que recorre la porción central de esta zona en dirección norte - sur.

La curva hipsométrica indica que esta zona es madura, con erosión baja en cabecera y estable en su parte baja.

El índice de compacidad muestra una zona con irregularidad alta.

### 3. ESTUDIO DE APORTACIONES

#### 3.1. ASPECTOS GENERALES

Con independencia del interés general que representa el conocimiento del régimen de aportaciones en distintos enclaves del sistema TDPS por sus posibles implicaciones en estudios de naturaleza diversa (agronómicos, medioambientales, potencial hidroeléctrico...), el objetivo prioritario del estudio de aportaciones en el presente proyecto ha sido la obtención de series mensuales de extensión y calidad suficientes para permitir el análisis comparativo de las diferentes alternativas propuestas para la gestión de los recursos disponibles en el sistema. En consecuencia, y dada la insuficiente información hidrométrica existente y su dudosa fiabilidad, se ha incidido de forma particular tanto en la recopilación e interpretación de los datos históricos, como en la utilización de metodologías de completado que garanticen la calidad de los valores rellenados.

#### 3.2. ANALISIS DE LA RED FORONOMICA

Como paso previo al estudio de aportaciones en los enclaves principales del sistema, se ha llevado a cabo un análisis global de la red de observación foronómica. Dicho análisis cubre tres aspectos fundamentales:

1. Inventario exhaustivo de las estaciones de aforo existentes, que incluye: ubicación, características geométricas, naturaleza del lecho, tipo de instalación y de los instrumentos, características de las observaciones, etc. Estas informaciones se complementan con la correspondiente documentación fotográfica.
2. Diagnóstico de la red actual y evaluación de su capacidad para suministrar la calidad y cantidad de información necesaria para la planificación y gestión del sistema de recursos hídricos.
3. Propuesta de mejoras y de localización de nuevas instalaciones, así como establecimiento de un programa de mediciones y mantenimiento. Dicha propuesta contempla las inversiones necesarias para su puesta en marcha.

En el apéndice 5 se describen de forma detallada estos aspectos.

### 3.3.

#### DATOS DISPONIBLES

En total existen dentro de los límites del sistema TDPS doce estaciones de aforo que han sido consideradas como básicas en razón de su ubicación, datos históricos disponibles y adecuación a los objetivos a alcanzar en el proyecto,. Estas son:

- Río Ramis en Puente Ramis
- Río Huancané en Puente Huancané
- Río Suchez en Escoma
- Río Coata en Puente Maravillas
- Río Ilave en Puente Ilave
- Río Desaguadero en Puente Internacional
- Río Desaguadero en Calacoto
- Río Mauri en Abaroa
- Río Caquena (o Cosapa) en Abaroa
- Río Mauri en Calacoto
- Río Desaguadero en Ulloma
- Río Desaguadero en Chuquiña

En el cuadro 3.1 se incluyen de forma sintética las principales características de dichas estaciones en lo que se refiere a su ubicación geográfica y administrativa, superficie de cuenca controlada, etc.

La información hidrométrica proporcionada por los respectivos Senamhi (Perú y Bolivia) se refiere a las lecturas limnimétricas diarias (una o varias lecturas de escala) y a los aforos directos realizados en las estaciones. En el cuadro 3.2 se han representado de forma gráfica los períodos de registro de ambas variables (Q y H) hasta diciembre de 1990, último mes considerado en el estudio. En dicho cuadro los valores indicados se refieren al número de meses con datos en años incompletos.

A pesar de que la duración de las series es en general corta, el número de aforos directos que han sido tratados es muy elevado (casi 32000), siendo la estación del río Desaguadero en Calacoto la que dispone del mayor número (5163) y Chuquiña y Abaroa-Caquena las que menos (en torno a 1700). Esta cantidad de aforos responde al peculiar sistema de control existente, en el que las mediciones son efectuadas por el responsable de la

CUADRO 3.1: ESTACIONES DE AFORO BASICAS DEL SISTEMA TDPS

ESTACION DE AFOROS			PAIS	PROVINCIA	ZONA TDPS	CUENCA	SUBCUENCA	COORDENADAS			AREA CUENCA (km <sup>2</sup> )
CODIGO	RIO	LUGAR						LONGIT-W	LATIT-S	ALTITUD	
RAMI	Ramis	Puente Ramis	Peru	Huancane	1	Titicaca	Ramis	69-52-17	15-15-06	3813	14684
HUAN	Huancane	Puente Huancane	Peru	Huancane	2	Titicaca	Huancane	69-47-31	15-12-50	3814	3541
ESCO	Suchez	Escoma	Bolivia	Camacho	3	Titicaca	Suchez	69-07-56	15-39-19	3817	2823
COAT	Coata	Puente Maravillas	Peru	S. Roman	4	Titicaca	Coata	70-08-16	16-25-58	3823	4552
ILAV	Ilave	Puente Ilave	Peru	El Collao	5	Titicaca	Ilave	69-37-47	16-05-04	3825	7705
PTEI	Desaguadero	Pte. Internacional	Peru-Bol	frontera	6	Titicaca		69-02-00	16-33-00	3812	56261
CALD	Desaguadero	Calacoto	Bolivia	Pacajes	7	Desaguadero		68-36-42	17-16-51	3794	9099 (*)
ABAM	Mauri	Abaroa	Bolivia	Pacajes	8	Desaguadero	Mauri	69-14-53	17-31-13	3950	2481
ABAC	Caquena	Abaroa	Bolivia	Pacajes	8	Desaguadero	Mauri	69-14-53	17-31-28	3950	3226
CALM	Mauri	Calacoto	Bolivia	Pacajes	8	Desaguadero	Mauri	68-38-52	17-17-43	3799	9874
ULLO	Desaguadero	Ulloma	Bolivia	Pacajes	9	Desaguadero		68-28-16	17-29-05	3778	22642 (*)
CHUO	Desaguadero	Chuquiña	Bolivia	Cercado	9	Desaguadero		67-27-39	17-41-26	3715	30785 (*)

(\*) superficies consideradas desde Puente Internacional

CUADRO 3.2: PERIODOS DE REGISTRO EN LAS ESTACIONES BASICAS

COD.	ESTACION	DATO	AÑOS																																		
			58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	
RAMI	PUENTE RAMIS	Q	1		7					7	7								11																		
		H	2		7					7										5	11							11	6	11	10						
HUAN	PUENTE HUANCANE	Q	5		10					7	1									8	11																
		H	8		10					7	3									8	11																
ESCO	ESCOMA (SUCHEZ)	Q																																			
		H																																			
COAT	PUENTE MARAVILLAS	Q																																			
		H								7	10																										
ILAV	PUENTE ILAVE	Q																																			
		H	9		6					7																											
PTEI	PUENTE INTERNACIONAL	Q																																			
		H							1																												
CALD	CALACOTO DESAGUADERO	Q																																			
		H						1	10	8	8																										
ABAM	ABAROA MAURI	Q																																			
		H								5																											
ABAC	ABAROA CAQUENA	Q																																			
		H																																			
CALM	CALACOTO MAURI	Q																																			
		H								5																											
ULLO	ULLOMA	Q																																			
		H																																			
CHUO	CHUQUIÑA	Q																																			
		H																																			

Q: Aforos directos; H: Limnimetría

□ Año sin datos

10 Número de meses con dato

■ Año completo con datos

estación foronómica, que dispone de los equipos de medida (excepto las dos estaciones de Abaroa que se aforan con flotador) y que reside normalmente en las inmediaciones de la estación. Por otra parte la frecuencia de los aforos directos es muy variable, no solamente entre las distintas estaciones, sino dentro de cada una dependiendo del período. En general oscila entre la periodicidad diaria y la semanal, siendo lo más usual una medición cada 3-4 días. Aunque dicha frecuencia pueda parecer excesiva, en algunos casos no lo es tanto, ya que las curvas de gastos pueden resultar muy inestables en el tiempo, incluso con bruscas variaciones dentro del mismo evento. Este es el caso, por ejemplo, de la estación de Calacoto sobre el río Desaguadero, que se ve muy afectada por las variaciones de caudal y nivel del río Mauri, cuya confluencia se sitúa inmediatamente aguas abajo.

En el apéndice 5 se incluye, entre otros aspectos, una descripción más detallada de los datos disponibles en cada una de las estaciones, así como un análisis crítico de la calidad de los mismos.

### **3.4. ELABORACION, CONTRASTE Y CORRECCION DE LAS SERIES HISTORICAS**

#### **3.4.1. Aspectos generales**

Para la obtención de series históricas de aportaciones a nivel mensual en las distintas estaciones es necesario partir de los datos básicos disponibles, es decir, las observaciones limnimétricas y los aforos directos. Las primeras constituyen series más o menos continuas a nivel diario, mientras que los aforos directos -aunque frecuentes- no alcanzan dicha periodicidad.

En consecuencia es necesario llevar a cabo un análisis detallado de la evolución de las curvas de gasto en cada estación para poder reinterpretar las series limnimétricas diarias y obtener los caudales correspondientes que, una vez agregados, suministran la información deseada a nivel mensual.

Por otra parte, dada la gran cantidad de aforos disponibles en las estaciones y la variabilidad temporal de las relaciones nivel-caudal en las mismas, los aforos directos realizados en el marco

del presente proyecto durante los años 1992 y 1993 (ver apéndice 6) no han supuesto un apoyo para la definición de las curvas de gasto históricas, ya que el período considerado en el estudio finaliza en diciembre de 1990.

### 3.4.2. **Metodología**

Las etapas seguidas para la obtención y validación de las aportaciones históricas han sido las siguientes:

#### 3.4.2.1. **Depuración inicial de errores**

Una vez informatizados, tanto los casi 32000 aforos directos como las series limnimétricas diarias, se procedió a su representación gráfica para la identificación y depuración de errores groseros. Los datos depurados en esta etapa correspondían a errores cometidos en la fase de informatización o en fases previas (es decir, que ya figuraban en los formularios originales).

#### 3.4.2.2. **Obtención de las curvas de gastos históricas**

Desde un punto de vista global se puede decir que existen tres factores fundamentales que condicionan la evolución temporal de las curvas de gastos en las secciones analizadas:

- Naturaleza de los lechos
- Régimen hidrológico
- Condiciones hidráulicas en el entorno

##### **a) Naturaleza de los lechos**

Aunque evidentemente existen diferencias entre las distintas estaciones, todas están ubicadas en tramos de pendiente muy débil que, en general, no suele superar el uno por mil. En consecuencia, los lechos están normalmente constituidos por materiales de baja energía (entre los que dominan los limos y en algunos casos las arenas de pequeño diámetro) que son muy fácilmente removilizables. Por lo tanto la naturaleza de los lechos es básicamente inestable.

##### **b) Régimen hidrológico**

El régimen pluviométrico del Altiplano, caracterizado por una estación marcadamente



lluviosa (en verano) y otra muy seca (en invierno) trae como consecuencia que el régimen de los ríos responda a patrones equiparables, con caudales que pueden llegar a ser muy altos en el período húmedo y estiajes extremadamente bajos. Así, y solamente a nivel de caudales medios mensuales, los principales afluentes del lago Titicaca presentan relaciones entre los meses de mayor y menor aportación que van desde un valor de 17 en el caso del río Ilave hasta un valor de 50 en el Coata.

Este régimen de caudales, con un carácter estacional tan marcado, unido a la ya mencionada naturaleza de los materiales del fondo, provoca el que los lechos sean muy dinámicos respondiendo a las variaciones del caudal circulante. Consecuentemente las curvas de gasto no solamente varían de año en año, sino que también lo pueden hacer dentro del mismo si se presentan múltiples episodios de aguas altas.

#### **c) Condiciones hidráulicas en el entorno**

Se trata de un factor que tiene una especial incidencia en algunas estaciones que se ven afectadas por modificaciones en las condiciones aguas abajo. De las doce secciones de aforo analizadas, en tres casos estos efectos pueden llegar a ser muy fuertes y duraderos, hasta el extremo de imposibilitar la definición de curvas de gastos en numerosos períodos. Estas son: Puente Ramis, Calacoto-Desaguadero y Puente Internacional.

En el caso de la estación situada en Puente Ramis, si bien su curva de gastos puede verse temporalmente alterada por crecidas en el río Huanané, estas perturbaciones son escasamente significativas comparadas con las originadas por el lago Titicaca. En situación de niveles altos del lago éste remansa al río Ramis, pudiendo llegar a producirse una situación como la de los años 1986 y 1987 en que miles de hectáreas de la cuenca baja del Ramis pasaron a formar parte del propio lago (así como la laguna de Arapa). Pero incluso sin alcanzar estos niveles tan excepcionales, la influencia se deja sentir claramente en las curvas de gastos, que toman expresiones muy distintas a lo largo del año en función de si

el lago se encuentra en proceso de llenado o de vaciado. Hay que anotar asimismo que en estas circunstancias los esquemas de flujo en el entorno de la estación se tornan complejos, estableciéndose relaciones temporales con la laguna de Arapa que permiten el que parte de los caudales no circulen por la sección de aforo.

La estación de Calacoto sobre el río Desaguadero se encuentra ubicada a menos de un kilómetro de la confluencia con el río Mauri y en un tramo de pendiente extremadamente débil. En condiciones de estiaje de este último o cuando los caudales del río Desaguadero son elevados (por ejemplo por encontrarse el lago Titicaca muy lleno) la influencia del río Mauri sobre la curva de descarga en la estación de aforos es poco significativa. Sin embargo, dicha influencia se hace mucho más notoria durante episodios de crecida del río Mauri, especialmente si el flujo que llega por el Desaguadero es pequeño. En estas condiciones el nivel en la estación está controlado por el del río Mauri, presentándose la circunstancia de que una subida de la lámina de agua equivale en ocasiones a un descenso de caudal (y viceversa). Incluso, y aunque no ha sido descrito en los partes de aforo, en condiciones extremas puede llegar a presentarse una inversión temporal del flujo.

El tercer caso mencionado en el que las condiciones hidráulicas en el entorno afectan de forma acusada a la estabilidad de la curva de gastos corresponde a la sección de Puente Internacional. Se trata del caso más ostensible, ya que la representación gráfica de las parejas de valores nivel-caudal muestra tal dispersión que imposibilita, en general, la utilización de curvas de gastos para la obtención de los caudales a partir de la serie limnimétrica diaria. Por ello, en los períodos en que no ha sido posible la definición de una curva de gastos se ha recurrido a la interpolación entre caudales aforados para estimar los valores ausentes. Las razones que justifican este hecho son de índole diversa, e incluyen los propios errores de los aforos debidos a la dificultad de los mismos (abundancia de vegetación subacuática, fuertes variaciones del flujo tanto en sentido lateral como vertical...).

Sin embargo, la explicación básica reside en que la estación de Puente Internacional no se encuentra sobre el río Desaguadero como tal sino sobre una zona marginal del lago Titicaca. El río Desaguadero como corriente de agua con flujo en un sentido determinado se inicia en el entorno de Aguallamaya; entre este punto y Puente Internacional existe un cuerpo de agua en conexión hidráulica con el lago y que recibe los aportes de una extensa cuenca intermedia drenada principalmente por los ríos Callaccame, llinqui y Jacha-Mauri. Estos ríos han sido ya durante períodos prolongados tributarios del lago Titicaca, y en la actualidad lo siguen siendo de forma temporal durante el período de crecidas (parte de éstas van al río Desaguadero y parte al lago). En consecuencia los caudales circulantes por Puente Internacional para un cierto nivel del agua pueden variar no solamente en función de la curva de descarga del lago (ligada con el umbral existente aguas abajo), sino también en relación con condiciones particulares del propio lago (por ejemplo un viento continuado en determinada dirección) y, sobre todo, de las condiciones hidráulicas aguas abajo, que dependen asimismo de los caudales vertidos por los tributarios mencionados. Este último factor es el responsable de las inversiones de flujo que llegan a producir caudales entrantes superiores a 100 m<sup>3</sup>/s.

Tomando en consideración estos factores se ha llevado a cabo el análisis de la evolución de las curvas de gastos para las doce estaciones básicas. Las conclusiones alcanzadas se detallan en el apéndice 7, así como las curvas finalmente definidas, cuyo número ha sido el siguiente:

<u>Estación</u>	<u>Nº de curvas</u>
Ramis	57
Huancané	38
Escoma (Suchez)	25
Coata	27
Ilave	31
Puente Internacional	17
Calacoto-Desaguadero	87
Abaroa-Mauri	39
Abaroa-Caquena	24
Calacoto-Mauri	36
Ulloma	34
Chuquiña	26
<b>TOTAL</b>	<b>441</b>

### 3.4.2.3. Reinterpretación de las series

Una vez definidas las curvas de gastos correspondientes a cada estación, han sido utilizadas para la reinterpretación de los caudales diarios y aportaciones mensuales históricas a partir de la limnimetría diaria. Esta operación se ha llevado a cabo mediante la aplicación de un programa informático (CGN) que utiliza las curvas de gastos en forma discretizada.

No obstante, dado que la definición de las curvas -por las razones previamente aducidas- no es con frecuencia lo suficientemente precisa, en los períodos y estaciones en que la periodicidad de los aforos y la evolución limnimétrica lo justificaban se han respetado los caudales medidos y rellenado los datos ausentes mediante interpolación.

En los anexos 7.2 y 9.1 se acompañan respectivamente los resultados obtenidos en las doce estaciones a nivel diario (en m<sup>3</sup>/s) y mensual (en hm<sup>3</sup>).

### 3.4.2.4. Contrastes y correcciones finales

Las series de caudales así obtenidas pueden seguir conteniendo errores que van a ser principalmente de dos tipos:

- Datos realmente no medidos por el observador (foronómicos o limnimétricos).
- Aforos incorrectos, ya sea por errores en el proceso de cálculo o por falta de calibración del molinete.

Para la identificación y corrección de estos errores, se han seguido dos procedimientos distintos en función de si la estación corresponde o no a alguna de las cuencas en las que se ha utilizado el modelo de simulación hidrológica.

#### a) Estaciones situadas en cuencas en las que se ha utilizado el modelo de simulación hidrológica.

Han sido las siguientes:

- Ramis
- Huancané

- Suchez en Escoma (correlación con Huancané)
- Coata
- Ilave
- Mauri en Abaroa
- Caquena en Abaroa

En estos casos el proceso de calibración y validación del modelo de cada cuenca ha permitido verificar la calidad de los registros y detectar, en algunos casos, la existencia de períodos erróneos. Esta situación se ha presentado en las estaciones de los ríos Huancané, Suchez, Coata, Mauri y Caquena habiendo, sido suprimidos de las series los datos incorrectos y sustituidos por valores simulados.

Las correcciones han tenido una especial incidencia en el caso de Puente Maravillas (Coata), donde más de una tercera parte de la serie ha tenido que ser depurada. El origen fundamental de tal acumulación de datos incorrectos parece ser la escasa responsabilidad del observador encargado de las mediciones durante este período, que residía a una distancia respetable de la estación. Los responsables del Senamhi-Puno apuntan asimismo que en las ocasiones en que el correntímetro fue verificado, éste se encontraba en mal estado. De cualquier forma, las irregularidades detectadas en su momento llevaron a la clausura de la instalación, interrumpiéndose los controles durante un largo lapso (entre abril de 1979 y junio de 1988).

También han tenido gran transcendencia los errores detectados en las dos estaciones de Abaroa (una sobre el río Mauri y la otra sobre el Caquena o Cosapa), ya que afectan precisamente a los años de las inundaciones en el sistema TDPS, años en los que existe una particular escases de datos en la cuenca del río Desaguadero. En concreto, los registros suprimidos de las series en las dos estaciones mencionadas corresponden al período comprendido entre marzo de 1985 y septiembre de 1988. Una vez identificado, mediante el modelo de simulación, el período erróneo y la naturaleza del error (valores excepcionalmente elevados), se procedió a investigar la causa, encontrándose en primer lugar que coincidía exactamente con las fechas en que un determinado observador realizó los aforos directos en ambas estaciones (que se efectúan utilizando como flotadores piedras volcá-

nicas de bajísima densidad). La revisión de los resúmenes de aforo permitió constatar que los caudales calculados eran anómalamente altos porque las secciones mojadas estaban incorrectamente determinadas. Dado que el problema no pudo ser subsanado debido a que su origen respondía a un mal levantamiento sobre el terreno, todos los aforos del período citado tuvieron que ser suprimidos y las aportaciones correspondientes han sido estimadas mediante simulación.

En cuanto a los errores identificados en las estaciones sobre los ríos Huancané y Suchez, han sido de orden menor, ya que afectan exclusivamente a algunos meses aislados.

En el apéndice 9, relativo a la calibración y validación de los modelos de cuenca, se tratan con mayor detalle los aspectos mencionados.

**b) Estaciones situadas en cuencas en las que no se ha utilizado el modelo de simulación hidrológica.**

Corresponden básicamente a las ubicadas aguas abajo del lago Titicaca:

- Puente Internacional
- Calacoto-Desaguadero
- Calacoto-Mauri
- Ulloma
- Chuquiña

A diferencia del caso anterior, en que cada estación controla un sistema hasta cierto punto independiente, en este caso las estaciones se sitúan a lo largo de un eje al que confluyen diversos afluentes, siendo el único aforado el río Mauri. En consecuencia, existe una dependencia entre las aportaciones medidas en las distintas secciones de control que ha de ser aprovechada para el contraste y corrección de los datos.

Ahora bien, para realizar esta labor es necesario intuir el tipo de fenómenos hidrológicos que justifica la evolución de los caudales entre las estaciones. En síntesis son los siguientes:

- i) Tramo Puente Internacional - Calacoto Desaguadero.

La cuenca intermedia es muy extensa (9100 km<sup>2</sup>) y presenta dos partes diferenciadas que condicionan su comportamiento hidrológico: los tributarios y el valle central.

Los tributarios principales son, por la margen derecha, los ríos Callaccame, Llinqui, Jacha-Mauri y Khilihuirí, y por la margen izquierda el Jacha-Jahuirá. De todos estos, los que ejercen una mayor influencia son los tres primeros, que vierten aguas arriba de Aguallamaya, en los treinta primeros kilómetros del tramo. Estos ríos tienen flujo durante todo el año en sus cuencas altas y medias, con crecidas que pueden llegar a ser muy fuertes en los meses de verano y que son las responsables de los ya mencionados caudales negativos en Puente Internacional. Sin embargo, en su zona baja -extremadamente llana y que forma parte de lo que se ha denominado valle central- permanecen secos durante buena parte del año, debido a que los caudales se infiltran al alcanzar los depósitos cuaternarios.

En cuanto al valle central del río Desaguadero, sus límites vienen a coincidir con los del primitivo lago Ballivian, estando ocupado por materiales detríticos (procedentes de los ríos) y evaporíticos de naturaleza parcialmente acuífera. Sin embargo, la ausencia de perforaciones profundas que permitan definir su geometría y características hidráulicas hace que el funcionamiento hidrogeológico de este sector plantee importantes incógnitas, aunque los datos registrados muestran que a lo largo del tramo se produce un drenaje (normalmente compensado por la evaporación en las lagunas) que puede llegar a ser muy importante cuando la laguna de Aguallamaya (conectada directamente con el lago Titicaca) se encuentra en situación de niveles altos (aproximadamente por encima de la cota 3809.5). Desde el punto de vista de las aguas superficiales el rasgo más significativo del valle del río Desaguadero consiste en la existencia de grandes extensiones que se constituyen en embalses naturales (lagunas de Aguallamaya y Nazacara), que en sus procesos de llenado y vaciado pueden producir fuertes distorsiones del hidrograma no laminado de la cuenca intermedia entre Puente Internacional y Calacoto Desaguadero.

ii) Tramo Calacoto Desaguadero - Ulloma

Aunque su cuenca intermedia es de gran magnitud (13500 km<sup>2</sup>), la mayor parte (casi 10000 km<sup>2</sup>) está ocupada por la cuenca aforada del río Mauri. Esta última se caracteriza por caudales muy sostenidos en el período de

estiaje (debido al papel regulador de los acuíferos aluviales descrito en el apéndice 9) y por avenidas importantes en los meses de verano, pero que no alcanzan los caudales punta de la intercuenca descrita con anterioridad. El resto de la cuenca intermedia entre Calacoto-Desaguadero y Ulloma presenta como rasgo más relevante la existencia del río Caranguilla, que es un importante generador de crecidas de gran intensidad y corta duración.

iii) Tramo Ulloma-Chuquiña

Carece de afluentes de entidad y el agua subterránea no juega un papel relevante. En el tramo se produce un incremento notable del flujo sólo en períodos con lluvias abundantes. Por el contrario durante estiajes pronunciados puede apreciarse incluso una disminución del caudal circulante debido, por una parte, a la evaporación directa desde el río, y por otra, a la existencia de tomas de agua para riego aguas abajo de Chilahuala.

Teniendo presentes los rasgos básicos mencionados se procedió a realizar los contrastes entre las distintas series para la identificación de posibles errores en los datos originales o de deficiencias en la interpretación realizada de las distintas curvas de gastos. Dichos contrastes se llevaron a cabo en un principio a nivel mensual, intervalo de tiempo que se juzgó insuficiente por lo que se pasó al análisis a nivel diario. Además de facilitar una mejor definición de las series históricas, esta fase permitió detectar gran cantidad de datos incorrectos entre los que merecen destacarse los siguientes:

- Los aforos directos de Puente Internacional habían sido interpretados desde el inicio de las observaciones en base a una tabla para el cálculo de velocidades que no corresponde a ninguna de las dos fórmulas originales del molinete. La calibración del aparato efectuada en el marco del proyecto ratificó el error, por lo que fue necesario el recálculo de los 3401 aforos directos disponibles. Los nuevos resultados mostraron diferencias poco significativas para caudales altos, mientras que para caudales bajos las diferencias eran



más que notorias. Así las salidas del lago para el año 1983 (particularmente seco) que inicialmente se habían estimado en  $61 \text{ hm}^3$ , se convirtieron una vez reinterpretados los aforos en  $298 \text{ hm}^3$ . Por otra parte no se ha encontrado explicación que justifique la evolución anómala del hidrograma con posterioridad a las inundaciones de 1986 y hasta abril de 1989, período en que los caudales asignados a Puente Internacional resultan en apariencia inconsistentes con los registrados aguas abajo e incluso con los niveles del propio lago. Los escasos aforos de control realizados por el Senamhi-Bolivia muestran, en algunos casos, una cierta disparidad con los llevados a cabo por el Senamhi-Perú (institución responsable de la estación), pero desgraciadamente no cubren el período más anómalo. Estos datos no han sido suprimidos de la serie pero se recomienda cautela en su posterior utilización por considerarse poco fiables, y así han sido contemplados en la calibración del modelo de balance del lago Titicaca.

- Gran cantidad de datos que respondían teóricamente a aforos directos no eran tales, sino que más bien se trataba de una interpretación a partir de los niveles observados. Aunque este hecho alcanza su máxima expresión en Chuquiña (donde todos los datos anteriores a 1972 han tenido que ser suprimidos), también se presenta en otras estaciones, habiendo obligado asimismo a eliminar los aforos de Ulloma en la mayor parte del año 1982.
- Los aforos muestran a veces durante períodos prolongados lo que podría interpretarse como errores sistemáticos, sea por falta de calibración del correntímetro o quizás por incorrecta definición de la planilla de aforo. Esto ha obligado en algunos casos a definir curvas de gastos no centradas en la tendencia indicada por la nube de puntos, para preservar la coherencia entre los hidrogramas de las sucesivas estaciones.
- La calidad general de los datos se deteriora de forma llamativa en los últimos años, habiendo obligado a suprimir del período de estudio las del año 1990 en las estaciones objeto de este análisis y planteando severas

dudas sobre algunos datos anteriores. La causa de este deterioro podría estar ligada a un deficiente manejo del programa HYDROM en las etapas iniciales de su utilización, probablemente por un insuficiente dominio del mismo. En este sentido apunta el hecho de que -ante la sospecha de un error de este tipo- se solicitó al Senamhi el recálculo de los aforos de Calacoto-Mauri correspondientes al período comprendido entre septiembre y diciembre de 1988, siendo los nuevos resultados absolutamente distintos de los iniciales. En consecuencia se considera recomendable proceder a la revisión de todos los aforos directos de las estaciones bolivianas desde el inicio de la utilización del mencionado programa informático.

### 3.4.3.

#### Resultados

Como consecuencia de todo el proceso descrito en el apartado anterior se han obtenido las versiones de aportaciones que se incluyen en los anexos 9.1 y 9.2. Las series han sido en todos los casos catalogadas como "originales" (sin considerar la posible existencia de versiones precedentes elaboradas en otros estudios), salvo en cuatro casos concretos en que dada la naturaleza de los errores detectados se ha considerado conveniente suministrar dos versiones de aportaciones, la original y la corregida (Coata, Huancané, Suchez en Escoma y Desaguadero en Puente Internacional). Es de reseñar sin embargo que las series correspondientes a cuencas en las que se ha utilizado el modelo de simulación hidrológica podrían contener errores en los años no contemplados en las fases de calibración y validación.

Las series mencionadas relativas a las doce estaciones clasificadas en el apartado 3.3 como básicas en razón de su ubicación, datos disponibles y adecuación a los objetivos del proyecto, han sido las que se han incorporado a la fase posterior del estudio para su homogeneización.

### 3.5.

#### **COMPLETADO DE LAS SERIES DE APORTACIONES MENSUALES**

El reducido período de registro de que disponen la mayor parte de las estaciones de aforo selecciona-

das, así como el carácter frecuentemente discontinuo del mismo, imposibilitan la utilización directa de las series obtenidas en el apartado anterior con fines de análisis y planificación de la gestión de recursos hídricos del sistema TDPS.

Para llevar a cabo esta labor es conveniente contar con series continuas y simultáneas, y de la suficiente extensión en el tiempo como para garantizar la confiabilidad de las conclusiones alcanzadas.

Entre las distintas técnicas disponibles para la homogeneización de series hidrométricas, en el presente estudio se han utilizado tres:

- Modelos conceptuales de simulación hidrológica (modelos de cuenca).
- Modelos multivariados de completado estocástico
- Técnicas de regresión múltiple no-lineal.

Como se verá posteriormente la elección de la metodología a aplicar en cada caso ha sido el resultado de un análisis individualizado en el que se han tenido en cuenta tanto las características estadísticas de cada serie, como los procesos físicos que condicionan el comportamiento hidrológico de su cuenca vertiente y las posibles afinidades entre ellas.

### 3.5.1. Períodos considerados

A pesar de la ya mencionada insuficiencia general de datos, si se considera exclusivamente la estructura temporal de los mismos, los períodos de registro de las estaciones hidrometeorológicas definen una frontera entre dos sectores con diferente nivel de información. Dicho límite pasa por Puente Internacional.

Aguas arriba de dicho punto, es decir en la cuenca vertiente del lago Titicaca, las estaciones de aforo cuentan en general con registros más o menos continuos desde el año 1965. Con anterioridad a esta fecha sólo existen algunos datos aislados previos a 1961. En cuanto a las estaciones meteorológicas muchas inician sus observaciones en los años 1962 ó 1963 y algunas lo hacen antes de 1960.

Aguas abajo de Puente Internacional, en lo que constituye la cuenca vertiente del río Desaguadero, la disponibilidad de datos se reduce en gran medida. Entre las estaciones de aforo sólo las de Calacoto (Desaguadero) y Abaroa (Mauri) cuentan con series, que comienzan respectivamente en 1963 (pero con carácter continuo desde mayo de 1966) y septiembre de 1965. El resto de las estaciones empiezan a funcionar en la década siguiente, y debido a la falta de continuidad en las observaciones disponen de series muy cortas (normalmente inferiores a 10 años). Además, hay que tener en cuenta que, por las razones aducidas en el epígrafe 3.4.2.4, el año 1990 ha sido suprimido del período de estudio en las dos estaciones de Calacoto, en Ulloma y en Chuquiña. En cuanto a las series pluviométricas, adolecen del mismo defecto que las foronómicas, ya que prácticamente no existen registros anteriores a 1965.

Por último, la estación de aforos de Puente Internacional -que controla la salida del lago Titicaca- se ha considerado que inicia sus observaciones en enero de 1965, ya que aunque existen versiones de aportaciones que presentan resultados anteriores, en el presente estudio no se han logrado localizar los aforos directos de la misma época que permitan su validación.

En consonancia con lo expresado se han establecido períodos diferentes para el proceso de rellenado de series, distinguiéndose los siguientes casos:

- 1.- Para las estaciones ubicadas en los afluentes al lago Titicaca (Ramis, Huancané, Suhez, Coata e Ilave) se completaron un total de 31 años, los comprendidos entre 1960 y 1990.
- 2.- Para las dos estaciones de la cuenca media del Mauri (Abaroa-Mauri y Abaroa-Caquena) las series de aportaciones se han completado para el período 1965-1990, es decir 26 años.
- 3.- Para las estaciones situadas a lo largo del eje del Desaguadero con la excepción de Puente Internacional (es decir Calacoto-Desaguadero, Calacoto-Mauri, Ulloma y Chuquiña) el período completo tiene una duración de 25 años, desde 1965 hasta 1989.

En cuanto a la estación de Puente Internacional, su serie es prácticamente continua desde enero de 1965 hasta diciembre de 1990, faltando sólo 6 datos mensuales (septiembre de 1973 a febrero de 1974). Dada la multiplicidad y complejidad de los factores que condicionan la magnitud y el sentido del flujo en esta sección (ver epígrafe 3.4.2.2), la estimación de los valores ausentes exigiría el desarrollo de un modelo hidráulico específico que sobrepasa las posibilidades de este estudio hidrológico. Consecuentemente no se presenta una serie completada de las aportaciones, aunque la versión incluida en el apéndice 9.2 puede ser considerada a efectos prácticos como tal.

### **3.5.2. Metodologías**

De acuerdo a lo dicho en la introducción del presente apartado, tres han sido las técnicas utilizadas en el proceso de homogeneización de series, que pasan a ser descritas a continuación.

#### **3.5.2.1. Modelos conceptuales de simulación hidrológica**

Se trata de los denominados modelos de cuenca de tipo integrado, que permiten la obtención de los caudales generados por una cuenca vertiente -como respuesta a unas determinadas condiciones meteorológicas- mediante la simulación de los principales procesos que se producen en la misma, tanto en la parte superficial del ciclo hidrológico como en la subterránea.

En concreto, el modelo utilizado en el presente proyecto ha sido el SSMA-2, que es una versión modificada por INTECSA del Sacramento Soil Moisture Accounting model. Dicho modelo, del que se incluye una descripción en el apéndice 8, permite distinguir dentro de una cuenca distintos sectores con características diferenciadas: áreas permeables, áreas impermeables con suelo desarrollado, áreas impermeables conectadas directamente con la red hidrográfica, y áreas inundadas. A su vez, en el sentido vertical, diferencia los siguientes compartimentos: zona de almacenamiento superficial de agua bajo fuerzas "de tensión", zona de almacenamiento superficial de agua gravitacional, zona no saturada, y zona acuífera (esta última subdividida en dos, una más transmisiva y otra menos). Cada uno de estos compartimentos está definido por una serie de parámetros que lo caracterizan (tamaño, velocidad de vaciado...) y que permiten controlar las transferencias de agua entre los mismos.

En lo que respecta al tránsito del flujo en superficie, el modelo incorpora la posibilidad de definir un hidrograma unitario de la cuenca y una propagación en cauce mediante el método de Muskingum.

Las series temporales requeridas son de tres tipos: caudales, precipitaciones y evapotranspiraciones potenciales. Los caudales diarios en el punto de descarga son necesarios en el proceso de ajuste (calibración y validación) para verificar que el hidrograma simulado reproduce correctamente los rasgos del observado. Las precipitaciones diarias en un máximo de cinco pluviómetros por cuenca constituyen las entradas de agua al sistema; las series deben ser continuas por lo que suele ser necesario un tratamiento previo de los datos para el relleno de huecos. En cuanto a las evapotranspiraciones potenciales (ETP), pueden ser introducidas a nivel diario o mensual e ir afectadas de un coeficiente de ponderación variable de mes en mes. En el presente estudio se han empleado las estimaciones de la ETP mensual según el método de Penman, y los coeficientes de ponderación han sido utilizados para tener en cuenta el fenómeno de la condensación, que reviste gran importancia en algunas de las cuencas.

Dada la complejidad de los modelos matemáticos de este tipo debida fundamentalmente a la multiplicidad de parámetros empleados para caracterizar cada cuenca- su utilización exige no solamente un dominio de su formulación interna, sino que también es necesario un buen conocimiento del medio físico a simular y de los procesos que en él ocurren. Incluso con estos conocimientos, la calibración de una cuenca determinada demanda un esfuerzo considerable, por lo que se ha dotado al programa informático de un importante soporte gráfico que facilita esta labor (ver apéndice 8.).

En términos generales, la aplicación del modelo a cada cuenca ha seguido tres etapas: calibración, validación y simulación.

La primera etapa, la de calibración, se ha llevado a cabo normalmente sobre cinco años que disponen de registros diarios de caudal en la estación de aforos. El objetivo de la misma es obtener estimadores de los parámetros del modelo que permitan reproducir fielmente no sólo los volú-

menes totales de escorrentía, sino también los rasgos más significativos del hidrograma diario (magnitud de las avenidas, recesiones, caudales de estiaje...). De esta forma se garantiza que la caracterización de la cuenca y de los procesos hidrológicos que en ella se producen es básicamente correcta.

La segunda etapa, la de validación del modelo, se ha realizado sobre un período contiguo al de calibración. El número de años nuevos involucrados en esta fase ha sido, en general, equivalente o superior a los utilizados en la fase anterior. Esto no ha sido posible en la cuenca del Coata, debido a la insuficiente duración de su serie una vez depurada (ver epígrafe 3.4.2.4 y apéndice 9.). En contrapartida, en la cuenca del río Huancané el período de validación se ha extendido a la totalidad de la serie observada. Como su propia denominación indica, el objetivo de la fase de validación es verificar que los parámetros del modelo previamente estimados son correctos y que, consecuentemente, se pueden simular con suficiente precisión las aportaciones de años no empleados en la calibración.

Por último, una vez calibrado y validado el modelo correspondiente a cada cuenca, la tercera etapa consistió en utilizar dicha herramienta para simular y completar los períodos en que no se dispone de registros foronómicos, pero en los que sí se cuenta con datos pluviométricos a nivel diario. En la mayor parte de las estaciones, el porcentaje de información que ha sido rellenado mediante esta técnica no alcanza el 20% de las series finales; sólo en el caso del Coata dicho porcentaje es muy superior, sobrepasando el 60%.

De las doce estaciones básicas consideradas en el estudio de aportaciones, las cuatro situadas a lo largo del río Desaguadero (Puente Internacional, Calacoto, Ulloma y Chuquiña) no reunían, ya de partida, las condiciones precisas para aplicar un modelo matemático del tipo descrito, dadas las características de las intercuenas que controlan y la deficiente precisión de los hidrogramas diarios obtenidos por diferencia entre estaciones de aforo como las aquí implicadas. También tuvo que ser descartada la utilización del modelo para la cuenca del río Mauri en Calacoto, debido tanto a la insuficiente cobertura pluviométrica de la

cuenca baja (en especial la del río Blanco) como a la incidencia de ciertos procesos naturales no simulables con modelos integrados (ver informe sobre las calibraciones de los ríos Mauri y Caquena en Abaroa en el apéndice 9).

En consecuencia, siete son las estaciones básicas en cuyo análisis se ha utilizado el modelo conceptual de simulación hidrológica SSMA-2.

- Río Ramis en Puente Ramis
- Río Huancané en Puente Huancané
- Río Suchez en Escoma
- Río Coata en Puente Maravillas
- Río Ilave en Puente Ilave
- Río Mauri en Abaroa
- Río Caquena en Abaroa

En el apéndice 9 se detallan los datos empleados, el proceso seguido y las conclusiones alcanzadas en la aplicación del modelo a las siete cuencas citadas. Si se exceptúan las estaciones de los ríos Suchez y Caquena, los resultados obtenidos pueden ser catalogados de excelentes en el resto de los casos, y se resumen en el cuadro 3.3 (para el período conjunto de calibración y validación) en los siguientes términos:

- Comparación entre aportaciones medias observadas y simuladas.
- Comparación entre desviaciones típicas de las aportaciones observadas y simuladas.
- Coeficiente de correlación entre aportaciones mensuales observadas y simuladas.
- Error estándar de estimación de las aportaciones mensuales

Tal y como se explica en el apéndice 9, las simulaciones relativas a la cuenca del río Caquena (o Cosapa) en Abaroa han puesto de manifiesto un comportamiento hidrológico muy peculiar. Su rasgo más significativo se refiere a la aparición sistemática en el período invernal de una "onda de crecida" de elevada persistencia, que corresponde en realidad a la propagación subterránea (a lo largo de acuíferos aluviales) de aguas procedentes de las avenidas del verano infiltradas en las partes media y alta de la cuenca. Una simulación adecuada de este tipo de fenómeno exigiría la



utilización de modelos de parámetros distribuidos, modelos que precisan de un volumen de información no disponible en este caso. La calibración con el modelo SSMA-2 suministra un coeficiente de correlación entre las aportaciones observadas y simuladas de 0.93. Aunque dicho coeficiente podría ser considerado en principio como aceptable, no se ha juzgado oportuno la utilización del modelo de cuenca para el completado de los períodos sin datos, ya que conllevaría un error sistemático en los meses en que se produce el citado fenómeno. Consecuentemente se procedió a su completado mediante técnicas estocásticas según la metodología que se detalla en un epígrafe posterior.

En cuanto a la cuenca del río Suchez la problemática es de otra índole (ver apéndice 9), pero desaconseja igualmente el empleo del modelo de cuenca para el relleno de los huecos en la serie de aportaciones. Como método alternativo se ha desarrollado el que se detalla en el punto siguiente.

#### **3.5.2.2. Método analítico mediante regresión múltiple no-lineal.**

La cuenca del río Suchez, a pesar de poseer ciertos rasgos distintivos que la singularizan, presenta un evidente paralelismo con la del río Huancané. Dicho paralelismo está ligado en gran medida con la vecindad geográfica, y se manifiesta entre otros aspectos en la orientación del eje de la cuenca, la geología y el régimen de precipitaciones.

**CUADRO 3.3: COMPARACION ESTADISTICA ENTRE APORTACIONES OBSERVADAS Y SIMULADAS**  
(Períodos de calibración y validación)

ESTACION DE AFOROS			SUPERFICIE CUENCA (km <sup>2</sup> )	PERIODO		COMPARACION APORTES OBSERVADOS-SIMULADOS				ERROR ESTANDAR ESTIMACION (%)	
CODIGO	RIO	LUGAR		Nº MESES	Intervalo AÑOS	Media (hm <sup>3</sup> /mes)		Desv. Típica			Coeficiente Correlación
						Obs	Sim	Obs	Sim		
RAMI	Ramis	Puente Ramis	14684	113	1970-80	219,6	224,0	254,7	261,4	0,988	17,9
HUAN	Huancané	Puente Huancané	3541	301	1960-90 <sup>(1)</sup>	53,1	52,8	72,2	73,1	0,973	31,4
ESCO	Suchez	Escorna	2823	66	1972-82 <sup>(1)</sup>	25,2	25,0	28,9	29,6	0,971	27,4 <sup>(2)</sup>
COAT	Coata	Puente Maravillas	4552	121	1960-90 <sup>(1)</sup>	84,0	84,3	142,5	142,6	0,986	28,3
ILAV	Ilave	Puente Ilave	7705	120	1969-79	119,6	118,8	189,9	183,2	0,981	30,8
ABAM	Mauri	Abaroa	2481	113	1975-85	12,6	12,8	12,4	13,3	0,981	19,1
ABAC	Caquena	Abaroa	3226	84	1976-83	6,6	6,5	7,5	8,2	0,930	41,8 <sup>(3)</sup>

Comentarios:

- (1) Período discontinuo
- (2) Resultados obtenidos mediante el modelo analítico descrito en el epígrafe 3.5.2.2.
- (2) Los resultados en esta cuenca no han sido considerados como aceptables, por lo que se utilizó posteriormente el modelo estocástico multivariado descrito en el epígrafe 3.5.2.3.

Con tales precedentes era de prever que esta afinidad se tradujera también en el régimen hidrológico, por lo que se procedió a investigar mediante técnicas de regresión múltiple no-lineal un posible algoritmo que permitiera estimar las aportaciones mensuales en la estación de Escoma a partir de las correspondientes en Huancané y de precipitaciones sobre la propia cuenca. Como consecuencia de este análisis se llegó a las siguientes ecuaciones:

$$As = 261.92 * (1 - e^{-Ah * 0.00237}) + 0.057 * Pc - 3.46 \quad \text{para } Ah > 15 \text{ hm}^3 \text{ y}$$

$$As = Ah/2.57 \quad \text{para } Ah \leq 15 \text{ hm}^3.$$

donde: As = aportación mensual del río Suhez en Escoma

Ah = aportación mensual del río Huancané en Puente Huancané

Pc = precipitación mensual en Cojata

La segunda función se ha introducido para considerar que en los períodos de estiaje la relación entre las aportaciones de los dos ríos es lineal.

Aplicando las ecuaciones arriba descritas se obtiene un coeficiente de correlación entre las series mensuales simulada y observada en la estación de Escoma de 0.971 (apéndice 9), que es equivalente a los obtenidos en los otros tributarios mediante el modelo de simulación hidrológica y que valida el uso de dichas ecuaciones para el completado de los datos ausentes.

### 3.5.2.3. Modelo estocástico multivariado

Este tipo de modelos permiten el completado simultáneo de diversas series a nivel mensual (precipitaciones, aportaciones...), conservando las covarianzas espaciales y temporales existentes entre las mismas. Para ello su formulación incluye términos deterministas, obtenidos mediante análisis de regresión múltiple, junto con términos aleatorios que permiten preservar la dispersión en torno a las funciones ajustadas. En el presente

estudio se ha utilizado la versión modificada por INTECSA del programa informático MOSS-III, desarrollado por el Texas Water Development Board.

El modelo ha sido utilizado para el completado de las series de aportaciones correspondientes a las siguientes estaciones de aforo:

- Río Desaguadero en Calacoto
- Río Caquena en Abaroa
- Río Mauri en Calacoto
- Río Desaguadero en Ulloma
- Río Desaguadero en Chuquiña

Dadas las características de estas series en cuanto a extensión, continuidad y simultaneidad, y las relaciones espaciales existentes entre las distintas estaciones, la aplicación del modelo debe de hacerse de forma progresiva y maximizando la información utilizada, de forma a poder garantizar la coherencia de los resultados. En este sentido el proceso se ha llevado a cabo desde aguas arriba hacia aguas abajo y se han incorporado al mismo como apoyo series pluviométricas e, incluso, la evolución de los niveles del lago.

En síntesis el proceso ha seguido los siguientes pasos:

- 1) Completado de la serie de aportaciones del río Caquena en Abaroa utilizando como apoyo las aportaciones del río Mauri en Abaroa (completadas a su vez mediante el modelo de simulación hidrológica) y las precipitaciones en los pluviómetros de Charaña y Paucarani.
- 2) Completado de la serie de aportaciones del río Mauri en Calacoto. Las series de apoyo han sido las aportaciones suma de los ríos Mauri y Caquena en Abaroa (completadas), las aportaciones intermedias entre Calacoto y Abaroa, y las precipitaciones correspondientes a los pluviómetros de Abaroa y Calacoto.
- 3) Completado de la serie de aportaciones del río Desaguadero en Calacoto. Como apoyo se han utilizado las aportaciones de la cuenca intermedia entre Puente Internacional y Calacoto, las precipitaciones sobre la misma (ponderadas a partir de cuatro pluviómetros) y la serie de niveles en el lago Titicaca.

- 4) Completado de la serie de aportaciones del río Desaguadero en Ulloma, con el apoyo de la serie suma de los ríos Mauri y Desaguadero en Calacoto (completada) y de las precipitaciones mensuales en dicho punto.
- 5) Completado de la serie de aportaciones del río Desaguadero en Chuquiña. Como series de apoyo se incorporaron las aportaciones en Ulloma (completadas) y las precipitaciones en el observatorio de Patacamaya.

### 3.5.3.

#### Resultados y conclusiones

Una vez finalizado el proceso de corrección y completado de las aportaciones se han obtenido las series que han de servir como base para el análisis y planificación de la gestión de recursos hídricos del sistema TDPS. Dichos resultados se acompañan en el anexo 9.3 junto con las estadísticas correspondientes (medias y desviaciones típicas) a nivel mensual y anual. La serie asociada a Puente Internacional, en la que faltan seis datos mensuales (ver epígrafe 3.5.1), se ha incluido en el anexo 9.2.

El cuadro 3.4 se ha confeccionado a modo de resumen de los resultados definitivos en las doce estaciones de aforo básicas. De su consulta pueden extraerse múltiples conclusiones, algunas de las cuales son:

- a) De los cinco tributarios mayores del lago Titicaca destaca por su volumen de aportación anual el río Ramis, con casi 2400 hm<sup>3</sup>. Le siguen por orden de magnitud los ríos Coata (1308 hm<sup>3</sup>), Ilave (1214 hm<sup>3</sup>), Huancané (631 hm<sup>3</sup>) y Suchez (334 hm<sup>3</sup>). Por lo tanto, los aportes conjuntos de los tres afluentes principales suponen casi un 85% de la esorrentía total, de la que sólo el río Ramis suministra un 40%.
- b) El río Coata supera en aportaciones al Ilave, a pesar de que su cuenca vertiente es sólo un 60% de aquélla. Esto es debido a que soporta precipitaciones mucho más cuantiosas, siendo a nivel medio la cuenca más lluviosa de las que vierten al lago.
- c) Por otra parte, y relacionado parcialmente con su dependencia de la estación húmeda, los estiajes del río Coata son muy pronunciados,

lo que trae como consecuencia que en el mes de máxima aportación (febrero) circule casi 50 veces más agua que en el mes mínimo (septiembre). Esta misma relación oscila en el resto de los tributarios entre 17 (Ilave) y 30 (Suchez).

- d) En toda la cuenca vertiente al lago Titicaca el mes de mayores aportes es febrero, con la excepción del río Ramis cuyo máximo se sitúa en marzo. En cuanto a los mínimos se presentan en septiembre en los tres afluentes mayores, y un mes antes en los ríos Huancané y Suchez.
- e) A nivel interanual, de los cinco el que presenta mayor variabilidad es el Ilave, con un coeficiente de variación de 0,52, mientras que el Ramis se manifiesta como el más regular (0,33).
- f) Los aportes medidos en Puente Internacional (punto de desagüe del lago Titicaca) superan apenas los 1100 hm<sup>3</sup> anuales (35 m<sup>3</sup>/s de caudal medio), frente a los casi 6000 hm<sup>3</sup> que entran por los cinco tributarios principales.
- g) Sin embargo esta cifra media tiene escasa significación, ya que la variabilidad interanual en Puente Internacional es la más elevada de todas las estaciones (coeficiente de variación de 1,32). Sirva de muestra el hecho de que en el año más húmedo (1986) se registraron en torno a 5900 hm<sup>3</sup>, mientras que en 1972 la aportación fue negativa (-110 hm<sup>3</sup>) debido a que el lago funcionó durante meses como sistema cerrado. Este rasgo, unido a la fuerte inercia del lago (puesta de manifiesto en otros estudios del presente proyecto), tiene una especial relevancia de cara a la gestión de los recursos hídricos del sistema.
- h) Por otra parte, dada la mencionada inercia, el efecto estacional de las aportaciones alcanza en Puente Internacional su mínima expresión, ya que la relación entre los meses extremos (abril y noviembre) es de sólo 2,7. Es de señalar asimismo el retardo introducido por el lago en las aportaciones máximas y mínimas del año, que puede cifrarse en torno a dos meses respecto a los tributarios.
- i) Aguas abajo de Puente Internacional el río Desaguadero va incrementando sus recursos de forma progresiva merced a los aportes latera-

**CUADRO 3.4: RESUMEN ESTADISTICO DE LAS APORTACIONES CORREGIDAS Y COMPLETADAS EN LAS ESTACIONES DE AFORO**

ESTACION DE AFOROS			AÑOS COMPLETOS		APORTACION ANUAL (hm <sup>3</sup> )					APORTACION MENSUAL (hm <sup>3</sup> )				
CODIGO	RIO	LUGAR	nº	Período	Media	Máxima	Mínima	D.T. (2)	C.V. (3)	Máx.med.	Mes	Min.Med.	Mes	R (4)
RAMI	Ramis	Puente Ramis	31	1960-90	2383	4111	768	796	0,33	584	Mar	25,3	Sep	23,1
HUAN	Huancané	Puente Huancané	31	1960-90	631	1223	218	248	0,39	153	Feb	7,1	Ago	21,5
ESCO	Suchez	Escoma	31	1960-90	334	596	126	120	0,36	80	Feb	2,7	Ago	29,6
COAT	Coata	Puente Maravillas	31	1960-90	1308	2380	76	549	0,42	352	Feb	7,4	Sep	47,6
ILAV	Ilave	Puente Ilave	31	1960-90	1214	3045	158	630	0,52	344	Feb	20,5	Sep	16,8
PTEI	Desaguadero	Puente Internacional	26 <sup>(1)</sup>	1965-90	1105	5882	-110	1455	1,32	160	Abr	60,2	Nov	2,7
CALD	Desaguadero	Calacoto	25	1965-89	1636	7305	195	1587	0,97	200	Mar	72,8	Nov	2,7
ABAM	Mauri	Abaroa	26	1965-90	156	309	74	62	0,40	32	Feb	6,3	Oct	5,1
ABAC	Caquena	Abaroa	26	1965-90	88	176	27	40	0,45	22	Feb	1,8	Oct	12,2
CALM	Mauri	Calacoto	25	1965-89	586	1003	179	215	0,37	121	Mar	15,9	Oct	7,6
ULLO	Desaguadero	Ulloma	25	1965-89	2433	8914	621	1782	0,73	361	Feb	103,2	Nov	3,5
CHUO	Desaguadero	Chuquiña	25	1965-89	2807	10070	632	2020	0,72	463	Feb	109,6	Nov	4,2

(1) Faltan 6 meses

(2) Desviación típica

(3) Coeficiente de variación

(4) Relación entre las aportaciones :medias de los meses máximo y mínimo

les que recibe. Así la aportación media sube en Calacoto (antes de la confluencia con el Mauri) a 1636 hm<sup>3</sup>/año, en Ulloma 2433 hm<sup>3</sup> y en Chuquiña 2807 hm<sup>3</sup>. En este mismo sentido, es decir de aguas arriba hacia aguas abajo, los caudales que se incorporan al Desaguadero tienen el efecto de reducir la variabilidad interanual (el coeficiente de variación disminuye desde 1,32 en Puente Internacional hasta 0,72 en Chuquiña) y de aumentar la mensual (la relación entre los meses extremos sube desde 2,7 hasta 4,2). Un efecto adicional que se observa es que el mes de máxima aportación se adelanta hasta situarse en Febrero, respondiendo al período de aguas altas de los afluentes laterales, mientras que el mes de mínima aportación se mantiene en Noviembre.

- j) Las cifras relativas a la evolución de los aportes del río Desaguadero a lo largo de su recorrido entre Puente Internacional y Chuquiña ponen en evidencia que -en términos de valores promedio- se produce un incremento neto de 1700 hm<sup>3</sup>/año, o expresado de otra forma, el caudal pasa de 35 a casi 90 m<sup>3</sup>/s. De esta ganancia total, el río Mauri es sólo responsable de algo menos de un 35% (586 hm<sup>3</sup>), el Alto Desaguadero entre Calacoto y Pte. Internacional (tramo en el que confluyen los ríos Callacame, Llinqui y Jacha-Mauri) de un 31%, la intercuenca entre las dos estaciones de Calacoto y la de Ulloma (cuyo tributario principal es el río Caranguilla) de un 12%, y el 22% restante corresponde a la aportación de la cuenca intermedia entre Ulloma y Chuquiña. En el epígrafe 3.4.2.4 se detallan las características hidrológicas particulares de cada uno de estos tramos y se pone de manifiesto el régimen en que se producen dichas descargas.

### 3.6. GENERACION DE SERIES DE APORTACIONES

#### 3.6.1. Aspectos generales

En los apartados anteriores se han explicitado los condicionantes existentes en los datos hidrometeorológicos disponibles que han obligado a restringir el estudio de aportaciones al período 1960-1990. Una vez finalizados los procesos de



contraste, corrección y completado, el resultado han sido series homogéneas de una duración de 31 años para los afluentes al lago Titicaca y de 25-26 años para las estaciones situadas aguas abajo de éste.

La utilización de series de dicha extensión con fines de análisis y planificación de la gestión de recursos hídricos del sistema TDPS es, en este caso, un hecho obligado, pero exige el comentario previo de algunas matizaciones. A saber:

- 1) En el caso de los tributarios al lago, aunque cortas, el uso de dichas series en los modelos de gestión asociados a cada una de las cuencas puede suministrar resultados -a priori- globalmente válidos. Queda la incógnita de cuál sería la respuesta de cada subsistema frente a las menores aportaciones históricas que se han presentado en períodos anteriores (puestas en evidencia por el modelo de balance del lago), pero dada la moderada magnitud de las demandas internas y las elevadas garantías de servicio alcanzadas en las simulaciones correspondientes, parece que la viabilidad de los esquemas planteados estaría garantizada (al menos a nivel interno, sin considerar su incidencia sobre el sistema total).
- 2) Aguas abajo del lago Titicaca la situación es muy diferente, debido a la gran inercia del sistema y a la existencia de un período extremadamente seco (década de los 40) en el que el lago funcionó como cuenca cerrada. Esto quiere decir que las conclusiones alcanzadas mediante el análisis del período 1960-1990 pueden no ser válidas para períodos más amplios, llegando incluso a tornarse inviables esquemas de gestión cuya respuesta frente a la serie simulada resultaba satisfactoria.

Consecuentemente, se decidió que si bien el análisis pormenorizado de la gestión de recursos hídricos del sistema TDPS debía llevarse a cabo sobre la base de las series homogeneizadas emanadas del estudio de aportaciones, era necesario efectuar un análisis adicional que, aunque realizado sobre la base de datos de distinta naturaleza y ciertamente de menor precisión, permitiese determinar el volumen de recursos que pueden ser regulados sin comprometer el frágil equilibrio del sistema. Por lo tanto, dicho análisis, a pesar de su carácter previo, se

debe constituir en el elemento que garantice la fiabilidad estadística de las conclusiones alcanzadas en los ulteriores estudios de detalle. Para ello, ha de apoyarse en registros de mayor duración, siendo los únicos que existen en el sistema los relativos a la evolución de niveles del lago Titicaca.

### 3.6.2. Aportaciones al lago en el período 1920-1992

La estación limnimétrica de Puno, sobre el lago Titicaca, registra de forma continua la evolución diaria de los niveles desde el año 1912. Estos datos han sido utilizados para la calibración del modelo del lago, que es objeto de un estudio específico en el marco del presente proyecto; modelo de balance que considera las entradas al mismo (superficiales, subterráneas, precipitación sobre el espejo del agua...), las salidas (evaporación, caudales en Puente Internacional...) los cambios del volumen almacenado.

La calibración del mencionado modelo ha podido ser llevada a cabo con elevada precisión para el período en el que se dispone de datos suficientes sobre las variables principales implicadas en el balance hídrico. Sin embargo, los resultados son forzosamente más imprecisos conforme se retrocede en el tiempo y disminuye la información hidrometeorológica disponible. A pesar de ello, y dada la conveniencia expresada en el punto anterior de contar con una serie de larga duración, se han utilizado algunos de los resultados del período de calibración (curvas de descarga del lago, evaporaciones específicas...) para, junto con las series limnimétricas registradas en Puno, obtener una serie de aportaciones al lago que corresponden al período 1920-1992, es decir, un total de 73 años. Dadas las carencias mencionadas para los años antiguos y en aras a mantener la consistencia de la serie, ésta considera los aportes totales al lago Titicaca, sin distinguir entre los diversos términos que los constituyen (escorrentía superficial, precipitación directa...).

El cuadro 3.5 muestra de forma numérica la serie obtenida a nivel mensual, así como los totales anuales correspondientes y los parámetros estadísticos básicos. Por su parte la figura 3.1 muestra de forma gráfica la evolución anual de los aportes a lo largo de estos 73 años.

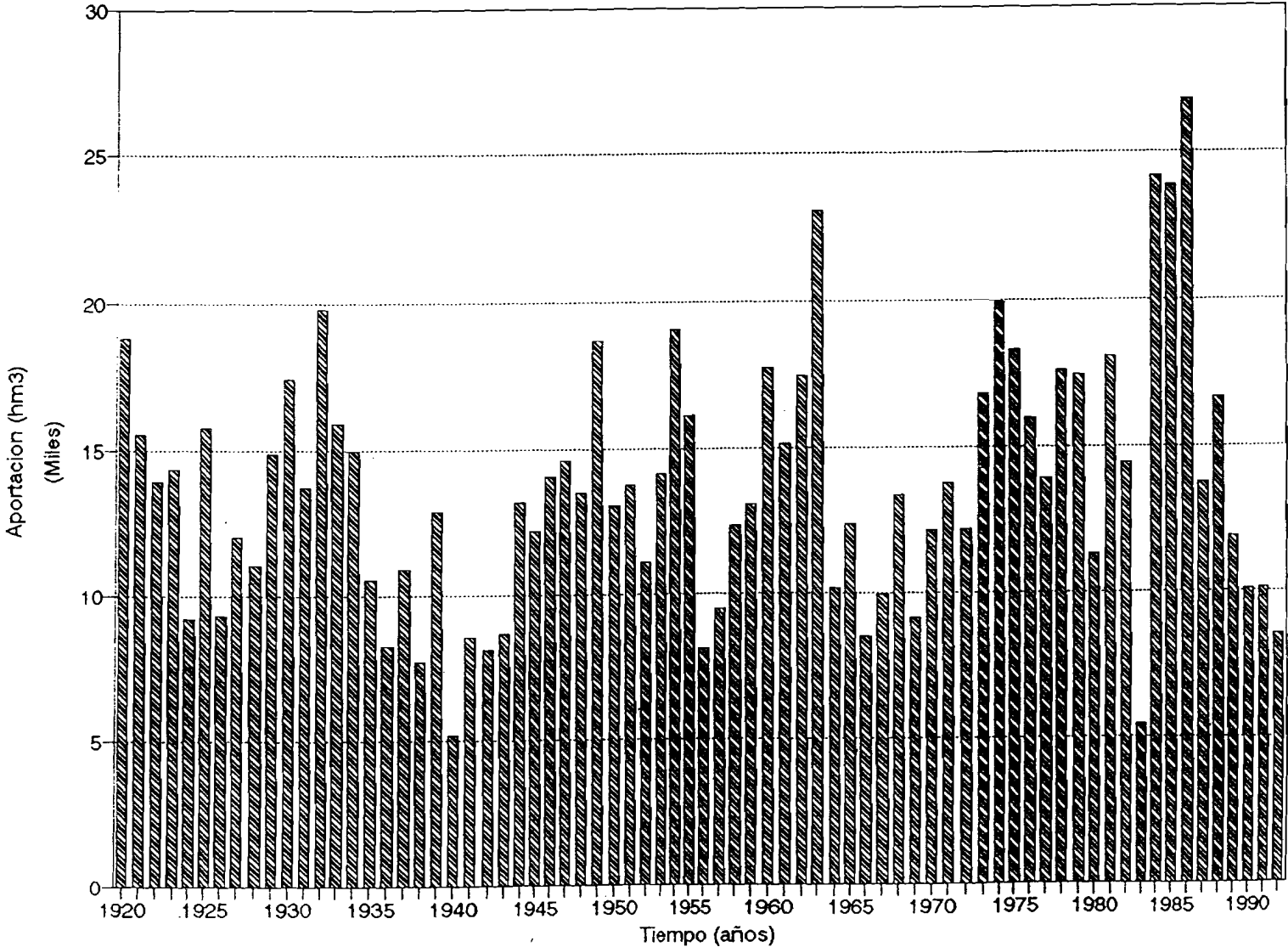
Varios aspectos merecen ser destacados:

- 1) La aportación media interanual es de 13759 hm<sup>3</sup>, lo que equivale a un caudal de 436 m<sup>3</sup>/s. Dicha aportación media es inferior en un 7% a la correspondiente al período 1960-1990 (14858 hm<sup>3</sup>).
- 2) La variabilidad a nivel anual es -en principio- reducida, como muestra la desviación típica de la serie (4304) y el consiguiente coeficiente de variación (0,31).
- 3) El coeficiente de autocorrelación de una unidad de paso (es decir, la correlación entre años consecutivos) es de 0,3, lo que evidencia que la inercia del sistema no se manifiesta exclusivamente aguas abajo del lago Titicaca, sino también aguas arriba del mismo. Este dato tiene una especial trascendencia ya que muestra la persistencia estadística de los aportes, lo que parece confirmar la importancia del fenómeno de "retroalimentación" del sistema (a niveles altos del lago, mayor evaporación, mayor humedad ambiental, mayor precipitación y mayor aportación y antisimétricamente en la situación contraria).
- 4) Los meses de mayor aportación total son los de febrero, enero y marzo, con 3057, 2902 y 2416 hm<sup>3</sup> respectivamente (ó 1252, 1083 y 902 m<sup>3</sup>/s). En el extremo opuesto se sitúan julio, junio y agosto por este orden, con 155, 182 y 191 hm<sup>3</sup> (ó 58, 70 y 71 m<sup>3</sup>/s). Por lo tanto la relación de aportaciones entre meses extremos se puede cifrar, a nivel medio, en torno a un valor de 20.
- 5) Por otra parte, la dispersión de los valores mensuales es muy superior a la anual, evaluándose el coeficiente de variación medio en 0,63. Dicho coeficiente varía sin embargo de forma notoria a lo largo del año, con un máximo de 0,94 para agosto y un mínimo de 0,46 en diciembre y enero. Como veremos posteriormente este rasgo estadístico tiene una notable incidencia en el proceso de generación de series sintéticas.

CUADRO 3.5 : SERIE DE APORTES TOTALES AL LAGO TITICACA EN EL PERIODO 1920-1992 (11M3)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1920	4551	4187	3833	777	7	206	264	63	348	415	1324	2818	18792
1921	3948	4053	2950	510	88	52	96	79	193	625	657	2270	15521
1922	1980	1740	979	1187	379	97	209	360	408	865	1669	4077	13949
1923	5041	2808	806	629	143	4	218	289	482	832	1263	1848	14364
1924	1248	1483	1086	471	224	213	191	59	537	150	990	2548	9201
1925	4403	3687	2960	687	132	222	246	54	105	471	1305	1514	15786
1926	1901	1910	1713	639	74	153	162	254	30	235	1064	1193	9327
1927	2798	2402	2421	379	303	19	184	162	201	567	529	2022	11987
1928	2147	2320	1481	591	296	24	106	335	789	465	661	1811	11027
1929	2470	3893	2418	234	357	347	291	212	251	323	964	3107	14868
1930	3382	4271	1925	1213	790	376	342	567	656	682	676	2534	17414
1931	3916	3655	1198	259	83	140	126	140	269	268	789	2870	13711
1932	4943	5590	3835	1355	315	48	29	125	290	642	654	1981	19817
1933	3496	5005	3253	534	143	26	13	27	98	518	787	2010	15912
1934	4656	4646	1665	443	104	94	79	169	487	447	515	1653	14959
1935	3406	3025	1448	22	7	17	56	41	124	306	533	1569	10555
1936	1621	1265	124	325	170	113	82	59	669	661	738	2435	8261
1937	3030	3422	996	620	231	163	66	133	164	252	666	1154	10895
1938	1161	1749	1468	1244	288	254	126	111	286	156	311	551	7706
1939	3179	2838	2372	668	409	71	39	766	377	312	381	1496	12908
1940	1578	460	475	182	106	40	13	80	244	558	74	1394	5203
1941	1811	2201	723	707	172	29	11	23	289	708	234	1650	8557
1942	1657	1509	1364	1056	295	117	53	88	350	156	507	989	8141
1943	711	1340	1625	1104	685	230	94	274	363	267	591	1384	8668
1944	2745	3297	2312	975	649	137	237	41	272	601	547	1356	13171
1945	2299	1532	2592	1589	29	92	44	181	412	881	556	1963	12170
1946	1842	2954	1991	1035	504	94	142	183	415	562	973	3409	14103
1947	3875	5053	2070	1125	379	156	105	41	389	197	530	692	14612
1948	1749	2021	3229	1803	580	442	252	49	289	779	341	2001	13535
1949	4472	4841	2998	1116	250	425	258	54	601	862	1050	1783	18711
1950	3761	2453	2334	1043	370	21	231	112	358	771	513	1079	13047
1951	2396	4606	1935	372	681	137	178	421	211	569	772	1495	13774
1952	2827	3346	1316	680	62	182	271	273	713	169	513	729	11083
1953	2439	2741	2996	830	108	123	75	212	251	813	1168	2307	14152
1954	2935	4022	5170	1839	990	271	112	88	350	777	1282	1208	19045
1955	2669	3507	4142	1335	581	311	82	8	844	537	255	1857	16130
1956	3348	2456	136	51	45	23	23	90	179	292	392	1076	8112
1957	1538	2388	809	1101	426	180	60	93	164	618	670	1309	9446
1958	2826	3026	2254	635	530	179	180	222	221	667	671	945	12357
1959	878	2017	3649	1706	729	234	81	58	313	470	409	2547	13091
1960	6089	3993	1100	1083	439	98	75	109	1531	760	1435	1035	17747
1961	1713	3101	2150	1296	1403	58	148	43	813	503	973	2919	15121
1962	3691	3338	4370	962	382	173	100	62	227	641	683	2825	17454
1963	3897	5991	5034	2235	933	77	183	559	1010	989	281	1878	23067
1964	1155	1659	3087	1825	54	56	32	107	479	363	1155	208	10181
1965	1998	2459	2543	1337	226	79	198	218	361	217	634	2132	12401
1966	1245	1890	1596	260	611	61	111	96	86	578	745	1248	8529
1967	518	1669	2985	296	345	393	419	519	404	428	67	1930	9972
1968	1526	3938	2851	967	334	299	153	285	300	518	1519	708	13397
1969	2738	1872	1212	1034	257	43	174	119	318	212	518	686	9172
1970	1791	3095	2847	1538	243	95	136	113	144	86	58	1967	12135
1971	2650	5638	2378	431	70	134	29	119	69	316	773	1192	13799
1972	3535	2221	2300	1013	327	82	74	11	676	219	819	878	12487
1973	4359	3150	3524	1654	552	147	411	184	754	804	548	721	16808
1974	4399	7186	2435	1462	268	59	299	982	591	550	374	1291	19890
1975	2994	5257	3102	1139	976	343	210	112	528	844	297	2503	18304
1976	4881	3489	2901	741	753	403	310	96	1058	175	91	1074	15980
1977	913	3099	3948	845	371	243	168	100	615	621	1301	1715	13945
1978	4355	3751	2683	1332	295	267	183	129	381	98	1518	2563	17585
1979	5225	2717	3086	1688	591	212	271	160	109	964	347	2113	17483
1980	1571	1264	3500	879	183	261	130	487	804	1019	301	901	11299
1981	3237	3941	3927	2100	573	140	143	328	508	947	875	1332	18052
1982	4634	1232	2532	1594	172	89	275	71	757	878	1350	824	14405
1983	641	1127	444	672	107	37	40	150	454	413	300	1049	5434
1984	4881	7616	4332	1977	543	291	120	26	50	1020	1240	2129	24224
1985	3280	3852	3614	2966	1185	995	144	246	987	575	2530	3495	23869
1986	4587	5660	7343	3144	1204	68	53	572	808	404	641	2327	26811
1987	5679	1747	1174	915	318	415	291	211	373	665	1139	858	13789
1988	3167	1730	4262	3731	1030	455	224	137	234	522	30	1163	16685
1989	2405	1896	2499	1733	496	252	242	316	287	280	302	1183	11893
1990	2323	828	242	748	533	344	334	101	581	1264	1213	1555	10066
1991	1449	1460	2721	1075	427	428	119	261	300	415	615	849	10119
1992	2668	1546	617	339	35	148	59	288	173	688	732	1211	8503
MEDIA	2902	3057	2416	1070	397	182	155	191	422	540	739	1689	13759
DES.TIP.	1330	1482	1315	687	307	156	98	179	275	262	446	773	4304

**Figura 3.1 : APORTES TOTALES AL LAGO**  
Periodo 1920-1992



### 3.6.3. Generación estocástica de series

#### 3.6.3.1. Justificación

Entre los principales rasgos estadísticos de los aportes totales al lago mencionados en el epígrafe precedente, uno de ellos merece especial atención por sus implicaciones en la estimación de la capacidad de regulación de un sistema de recursos. Se trata de la importante persistencia de la serie, puesta de manifiesto por un coeficiente de autocorrelación entre años consecutivos que resulta más que significativo (0,30 considerando el año hidrológico octubre-septiembre).

La capacidad de un sistema para hacer frente a eventos hidrológicos extremos causantes de daños (sequías e inundaciones) está relacionada, por una parte, con la posibilidad de dotarlo de cierta infraestructura de regulación, por otra, con las estrategias de explotación seguidas, y por último, con la intensidad, duración y frecuencia de dichos eventos.

Si nos remitimos a este último aspecto, una serie de aportaciones de 73 años en la que los distintos valores anuales son prácticamente independientes (caso más frecuente) resulta suficiente para analizar sus posibilidades de regulación, ya que la muestra contiene normalmente una buena representación de eventos extremos. Sin embargo, en sistemas con gran persistencia natural (y máxime si los recursos pasan posteriormente por un gran lago) tanto las sequías como las inundaciones tienen una duración plurianual, con lo que una muestra constituida por 73 años puede no contener información suficiente sobre las características estadísticas de los fenómenos extremos.

Es por ello que se ha decidido la utilización de técnicas estocásticas de generación de datos para producir un número determinado de series sintéticas, cuyos parámetros estadísticos a nivel anual y mensual sean semejantes a los de la serie histórica. Dados los principios matemáticos en que se basan estas técnicas, su empleo no va a añadir información -en términos reales- sobre la variable en sí misma (aportación anual o mensual), pero la conservación estadística de la autocorrelación observada en la serie histórica sí permite aumentar artificialmente el tamaño de la muestra para el análisis de fenómenos extremos plurianuales.

Se han utilizado dos modelos:

- El modelo GENERA de Fernandez (1985), que constituye una ampliación del modelo de Generación Desagregación de Mejía y Rousslle (1976).
- El modelo SPIGOT de Grigier y Stedinger de la Universidad de Cornell.

En el apéndice 10 se acompaña una descripción detallada del modelo GENERA, que incluye los métodos de resolución de las distintas matrices de coeficientes, así como una relación de los parámetros estadísticos cuya preservación está contemplada de forma explícita en la formulación del modelo.

### 3.6.3.2.

#### Resultados

Para llevar a cabo la elección definitiva del modelo a utilizar en la obtención de las series sintéticas, se decidió realizar sendas simulaciones de prueba con los modelos SPIGOT y GENERA. Para ello, se generaron con cada uno 500 años a nivel mensual y se compararon los resultados.

El esquema de conexión de los módulos de generación y desagregación fue semejante en ambos casos, con una primera fase de generación de aportes anuales mediante un modelo autoregresivo de paso unidad (AR-1), y una segunda fase de desagregación para obtener los valores mensuales. Las únicas diferencias significativas son:

- 1) La formulación del segundo de los módulos es más completa en el caso del modelo GENERA que en el SPIGOT, ya que este último carece del segundo miembro de la ecuación de desagregación ( $C \cdot Z_{t-1}$ )
- 2) En la aplicación del modelo SPIGOT se procedió a una transformación de los datos históricos para normalizar las variables. Las transformaciones efectuadas por meses fueron: lognormal de dos parámetros (octubre), lognormal de tres parámetros (enero, febrero, marzo, mayo, junio, julio, agosto y septiembre) y gamma de tres parámetros (abril, noviembre y diciembre).

- 3) En la aplicación del modelo GENERA la transformación se efectuó sobre la variable anual (lognormal de dos parámetros), mientras que a nivel mensual se utilizaron variables sin transformar (sólo centralizadas) y una distribución lognormal de la componente aleatoria.

En ambos casos el año hidrológico se ha considerado que se inicia en octubre, ya que la correlación septiembre-octubre es la más baja. Este aspecto no tiene trascendencia en el modelo GENERA debido a su formulación, pero sí en el SPIGOT ya que éste no conserva de forma explícita la covarianza entre el último mes de un año y el primero del siguiente.

En el apéndice 11 se presentan listados resumen de las generaciones llevadas a cabo con ambos modelos. No se incluye el listado pormenorizado de los valores mensuales desagregados dada su gran extensión. La comparación entre las dos versiones no es sencilla ya que mientras un modelo reproduce mejor ciertos rasgos de la serie histórica (73 años) el segundo hace lo propio con otros. La comparación puede establecerse en los siguientes términos:

- Globalmente el grado de conservación de los estadísticos básicos resulta en ambos casos satisfactorio, por lo que las series generadas con cualquiera de los dos modelos podrían ser utilizadas.
- Las aportaciones medias son preservadas normalmente con errores inferiores al 1%, aunque en este aspecto se muestra ligeramente superior a nivel mensual el programa GENERA.
- En las desviaciones típicas las ventajas se reparten, ya que a nivel anual el programa SPIGOT conserva perfectamente el valor histórico mientras que la diferencia en el programa GENERA es de casi el 10%. En contrapartida, GENERA mantiene las desviaciones mensuales con errores máximos del 3%, mientras que SPIGOT puede llegar a sobrepasar el 20% (agosto).



- Las series sintéticas anuales producidas con el programa GENERA presentan un coeficiente de asimetría relativa de 0,9, siendo el de la serie observada de 0,8.
- En cuanto a la autocorrelación anual de paso unidad (es decir la correlación entre años consecutivos), el modelo GENERA reproduce exactamente el valor registrado en la serie histórica (0,30), mientras que SPIGOT obtiene un coeficiente algo inferior (0.24). Tal y como se justificó en el epígrafe 3.6.3.1, la preservación de este parámetro reviste gran trascendencia para alcanzar los objetivos deseados.
- A pesar de que la correlación obtenida con el programa GENERA entre las covarianzas mensuales de las series históricas y generadas es muy alta (0,985), el modelo SPIGOT se muestra claramente superior en la segunda parte del año (con la excepción de las correlaciones septiembre-octubre y septiembre-año siguiente, por las razones ya mencionadas). Inicialmente podría achacarse este rasgo a una sobreparametrización del modelo GENERA, es decir, que algunas de las covarianzas temporales incluidas de forma explícita en su formulación tendrían que ser suprimidas. Sin embargo, un análisis más detallado revela que la causa principal está ligada a que los parámetros estadísticos de estos meses (que corresponden al estiaje) hacen más aconsejables las transformaciones de variables realizadas por el modelo SPIGOT (gamma y lognormal de tres parámetros), ya que reducen el número de valores nulos generados. De cualquier forma esta "debilidad" en la preservación de parámetros estadísticos secundarios no influye de forma significativa sobre la calidad general de los resultados.
- En conexión con lo anterior, la cantidad total de aportes mensuales nulos generados (inevitables dada la dispersión en la serie histórica y la presencia de valores muy bajos en la misma) ha sido inferior con el modelo SPIGOT. Sin embargo, mientras éste los obtiene en cualquier mes del año, el modelo GENERA sólo los produce en los meses del estiaje.

A pesar de que a la luz de los comentarios realizados no es fácil dictaminar sobre el modelo a elegir, finalmente se ha optado por llevar a cabo la generación definitiva con el modelo SPIGOT.

En consecuencia se ha procedido a la obtención de una serie de 5000 años a nivel mensual que, tras su segmentación en series de 100 años, ha sido utilizada -como complemento de la serie histórica- para el análisis de la respuesta del sistema de gestión de recursos frente a situaciones hidrológicas no registradas pero posibles desde un punto de vista teórico.

4.

## ESTUDIO DE AVENIDAS E INUNDACIONES

4.1.

### ASPECTOS GENERALES

El objetivo prioritario de este estudio es el análisis y evaluación de los fenómenos de crecidas en las principales cuencas del sistema TDPS. Queda excluido del mismo el estudio de la propagación hidrodinámica de las ondas de avenida a lo largo del río Desaguadero desde el lago Titicaca hasta el Poopó, ya que ha sido objeto de un análisis independiente en el marco del presente proyecto.

A modo de introducción a la problemática general, conviene resaltar algunas de las particularidades de las cuencas altiplánicas que justifican su régimen de avenidas y que pueden, en algunos casos, servir de condicionantes para su estudio.

- a) El tamaño de las cuencas principales (varios miles de kilómetros cuadrados) y la baja pendiente general de los cauces que las drenan, tienen como consecuencia el que los tiempos de concentración se evalúen en días. Por lo tanto, el régimen horario de las precipitaciones no tiene incidencia significativa sobre la magnitud de los caudales generados.
- b) Tal y como se ha visto en el estudio de aportaciones, los suelos - aunque con escasa cobertura vegetal - presentan capacidades de retención notables (entre 35 y 70 mm). Esta característica unida a la intensidad relativamente baja de las precipitaciones máximas diarias y a los elevados tiempos de concentración ya mencionados, supone que las avenidas se originan como consecuencia de aguaceros prolongados, en los que las precipitaciones de los primeros días van produciendo una saturación progresiva del suelo. Al considerar estos aspectos con el régimen pluviométrico del Altiplano - marcadamente estacional- se concluye que el período en el que pueden producirse crecidas extremas se limita normalmente a enero, febrero y marzo.
- c) También en el estudio de aportaciones se ha puesto repetidamente de manifiesto la importancia de que los fenómenos de laminación (especialmente en la zona media) tienen sobre

los caudales que alcanzan la parte inferior de las cuencas. Tres han sido los procesos sobre los que más se ha insistido:

- Retención temporal en bofedales y zonas afines (Ramis, Suhez, Mauri...)
- Desbordamiento de caudales que no retornan el cauce al inundar sectores marginales (Ramis, cuenca baja del Ilave...).
- Infiltración de avenidas en acuíferos aluviales muy transmisivos que las propagan de forma subterránea (Mauri, Caquena...).

Estos procesos tienen tal incidencia en algunas de las cuencas que imposibilitan (sobre la base de la información disponible) la simulación de las avenidas probables mediante modelos precipitación-escorrentía, por lo que en estos casos ha habido que limitarse a llevar a cabo un análisis estadístico de las mismas. Para la aplicación de métodos hidrometeorológicos sería necesario disponer de una definición topográfica suficientemente precisa (para simular la retención temporal y los desbordamientos), e incluso, en el caso de la cuenca del Mauri, el modelo a utilizar tendría que ser de parámetros distribuidos.

- d) Por último, un factor que condiciona en algunos sectores la magnitud de éstos fenómenos extremos es el nivel del lago. Su influencia reviste características distintas aguas arriba y aguas abajo del mismo. Aguas arriba, un nivel alto del lago implica una mayor extensión de las zonas inundadas en las cuencas bajas de los afluentes (Ramis e Ilave especialmente), ya que a los terrenos anegados por la propia subida del espejo del agua se añaden los que se ven afectados por los desbordamientos de los ríos al perder capacidad de conducción. Aguas abajo, los caudales de vaciado del lago Titicaca en situaciones de este tipo pueden ser suficientes por sí solos para provocar daños importantes en las zonas bajas y próximas al río Desaguadero (año 1986); pero incluso, sin llegar a estos extremos, el mantenimiento de caudales de base elevados tiene el efecto de magnificar las consecuencias de las crecidas generadas en los principales afluentes (Mauri, Llinqui, Callaccame...).

**DATOS DISPONIBLES**

Para la realización de los estudios relativos a avenidas e inundaciones en las principales cuencas del sistema TDPS se ha dispuesto de los siguientes tipos de datos básicos:

- Precipitaciones
- Niveles y caudales
- Información cartográfica
- Otros datos

## a) Precipitaciones

En total se han recopilado e informatizado todos los datos de precipitaciones a nivel diario de 112 estaciones meteorológicas del sistema TDPS. De éstas se han utilizado 97 para el análisis de precipitaciones máximas diarias y 54 para los relativos a precipitaciones en 2 y 3 días consecutivos.

## b) Niveles y caudales

Asimismo, y tal y como se detalle en el apartado 3.3. del estudio de aportaciones, se han recopilado e informatizado todos los datos limnimétricos diarios de las 12 estaciones de aforo consideradas como básicas y los casi 32000 aforos directos realizados en las mismas. Sobre la base de estas informaciones, y siguiendo la metodología descrita en el apartado 3.4 de dicho estudio, se han obtenido las series de caudales diarios correspondientes.

## c) Información cartográfica

La cartografía de base utilizada, han sido las cartas topográficas a escala 1:250.000 editadas por los I.G.M. de Bolivia, Perú y Chile, y por el D.M.A.T.C. de los Estados Unidos, cuyos códigos se detallan en el apartado 2 del capítulo de Zonificación Hidrológica.

Para la simulación hidráulica de las inundaciones en la cuenca baja del río Ilave se ha dispuesto además de los levantamientos topográficos realizados a escala 1:2.000 por PRONADRET (Programa Nacional de Drenaje y Recuperación de Tierra del Ministerio de Agricultura).

También han servido de apoyo para el estudio los mapas temáticos a escala 1:250.000 -elaborados en el marco del presente proyecto- relativos a geomorfología, hidrogeología y cobertura y usos del suelo.

d) Otros datos

Además, y con el objeto de complementar y contrastar la información recopilada, se han realizado numerosos reconocimientos sobre el terreno y se han sobrevolado las zonas de mayor interés. Estas visitas han permitido alcanzar un mejor conocimiento del medio físico e identificar los procesos con mayor incidencia sobre las avenidas en cada cuenca. También han servido para verificar las condiciones de medida en las estaciones de aforo en condiciones de aguas altas y para realizar encuestas directas sobre lo acontecido durante eventos históricos de crecidas extraordinarias.

#### 4.3. ANALISIS ESTADISTICO

##### 4.3.1. Introducción

En términos generales, el análisis estadístico de las avenidas consiste en asociar a una muestra observada de caudales máximos una determinada ley de distribución de valores extremos, y utilizar ésta para estimar los valores correspondientes a una cierta probabilidad o período de recurrencia. Evidentemente, la bondad de las proyecciones que se realicen dependerá de hasta qué punto la variable analizada se distribuye realmente según la ley elegida, y, a su vez, la probabilidad de que ésta sea la correcta depende en gran medida del tamaño y calidad de la muestra. Como veremos posteriormente, el tamaño de la muestra constituye un serio limitante para el estudio estadístico en algunas de las estaciones de aforo aquí tratadas.

En ciertos casos, el problema de inferencia se complica cuando todos los elementos de la muestra no pertenecen a la misma población, es decir, cuando los caudales máximos anuales pueden ser provocados por circunstancias meteorológicas (o de otro tipo) de distinta naturaleza, cuya frecuencia de presentación no tiene por qué ser anual. En estos casos una solución teórica podría ser aumentar el intervalo de muestreo y trabajar, por ejemplo, con los caudales máximos diarios regis-

trados cada 5 años; sin embargo esta solución no suele ser viable debido a la insuficiencia de los períodos de registro. Afortunadamente, en las cuencas del sistema TDPS este fenómeno de doble población -aunque se presenta en algunos casos- no supone un problema grave por las razones que se comentarán en el siguiente epígrafe.

Por último, la presencia del lago Titicaca introduce un efecto no deseado en la serie de caudales máximos registrados en Puente Internacional. Dicho efecto distorsiona los períodos de retorno asignados a cada caudal, ya que supone una violación de una de las hipótesis de base asumidas para el ajuste a una ley de distribución: la independencia de las observaciones. La gran inercia del lago, mencionada reiteradamente en el estudio de aportaciones, trae como consecuencia que el caudal máximo de un año venga parcialmente predeterminado por el año anterior, ya que ambos dependen del nivel del espejo del agua cuya evolución sigue un comportamiento hiperanual.

#### 4.3.2. Métodos de ajuste

La elección de la ley de distribución de valores extremos a ajustar a una muestra determinada es una cuestión que ha estado sometida con frecuencia a modas, e incluso existen preferencias que se manifiestan a menudo por países y que muchas veces no están convenientemente justificadas.

La forma en que se distribuyen los caudales máximos que genera una cuenca es el resultado de la integración de una serie de fenómenos, climatológicos e hidrológicos.

En primer lugar, el régimen de precipitación de una región es un factor condicionante de su régimen de avenidas. Así, una zona en la que se presentan fenómenos pluviométricos de excepcional intensidad y escasísima frecuencia (huracanes, gotas frías...), registrará en esas ocasiones caudales extremados que se manifestarán como "outliers" positivos en los ajustes (dobles poblaciones estadísticas). Por el contrario, regiones que tienen un cierto limitante en cuanto a sus precipitaciones mostrarán un comportamiento paralelo en sus avenidas.

En el proceso de selección de la ley de distribución de valores extremos a utilizarse en cada caso se han tenido en cuenta los factores arriba mencionados, que han sido asimismo de gran utilidad para decidir el tratamiento a aplicar a los "outliers" o valores anómalos.

El análisis estadístico ha sido conducido para las series de caudales máximos anuales de 1, 2, 3 y 7 días. De esta forma se obtienen los parámetros suficientes para definir el régimen de avenidas tanto en cuanto a su intensidad como en cuanto a su volumen. Por otra parte, y dada la en general escasa longitud de las series, se ha realizado una labor previa tendente a maximizar el tamaño de las muestras. Dicha labor se ha centrado en los años en que los datos de caudales no eran completos, y ha consistido en recuperar para el análisis estadístico los máximos observados si los contrastes con otras estaciones y con los registros pluviométricos -incluso con el apoyo del modelo de simulación (ver epígrafe 3.5.2.1)- así lo aconsejaban.

Para cada cuenca se han ensayado ajustes a leyes de distribución Log-Pearson III y Gumbel, incidiendo en el primer caso de forma especial en la determinación del coeficiente de asimetría más idóneo para cada muestra. La elección de la función definitiva a aplicar se ha hecho fundamentalmente sobre la base de criterios gráficos y analíticos de bondad de ajuste, pero sin perder de vista los criterios hidrológicos antes mencionados y la necesidad de salvaguardar la coherencia global de los resultados.

#### **4.3.3. Resultados y conclusiones**

En el anexo 12.4 se acompañan las series mensuales y anuales de las diferentes variables consideradas (caudales máximos de 1, 2, 3 y 7 días), así como los ajustes analíticos y gráficos correspondientes para once de las doce estaciones básicas y para la cuenca intermedia entre Puente Internacional y Calacoto-Desaguadero. No se incluyen los relativos a la estación de aforos de Chuquiña ya que sus datos son insuficientes para efectuar un análisis estadístico de valores extremos.

Una síntesis de los resultados alcanzados se muestra en el cuadro 4.1. Varios aspectos merecen ser destacados:



CUADRO 4.1: CAUDALES MAXIMOS DE 1, 2, 3 y 7 DIAS PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO

CAUDALES MAXIMOS DIARIOS (m3/s)

COD.	ESTACION	N° AÑOS	PERIODO DE RETORNO (Años)						AJUSTE (1)	
			5	10	25	50	100	500		1000
RAMI	PUENTE RAMIS	27	462	518	581	624	664	748	782	LP (-0.30)
HUAN	PUENTE HUANCANE	26	194	235	290	331	374	478	525	LP (0.00)
COAT	PUENTE MARAVILLAS	16	498	635	823	973	1130	1534	1723	LP (0.00)
ILAV	PUENTE ILAVE	26	628	772	943	1080	1188	1402	1491	LP (-0.60)
ESCO	ESCOMA (SUCHEZ)	10	72	80	90	96	103	117	123	LP (0.00)
PTEI	PUENTE INTERNACIONAL	23	112	178	277	360	447	671	769	LP (-0.60)
ABAM	ABAROA MAURI	22	58	72	91	106	120	153	168	LP (-0.40)
ABAC	ABAROA CAQUENA	12	46	60	78	91	105	135	148	G
CALM	CALACOTO MAURI	9	185	234	295	341	388	490	535	G
CALD	CALACOTO DESAGUADERO	21	181	248	340	420	507	745	862	LP (0.00)
ULLO	ULLOMA	11	423	502	602	677	753	933	1013	LP (0.00)
	INTERCUENCA CALD-PTEI	18	184	255	362	453	555	838	981	LP (0.00)

CAUDALES MAXIMOS 2 DIAS CONSECUTIVOS (m3/s)

COD.	ESTACION	N° AÑOS	PERIODO DE RETORNO (Años)						AJUSTE (1)	
			5	10	25	50	100	500		1000
RAMI	PUENTE RAMIS	27	446	497	555	595	631	708	739	LP (-0.30)
HUAN	PUENTE HUANCANE	26	185	225	277	317	358	457	502	LP (0.00)
COAT	PUENTE MARAVILLAS	16	478	610	791	935	1087	1476	1659	LP (0.00)
ILAV	PUENTE ILAVE	26	575	716	882	997	1104	1336	1425	LP (-0.60)
ESCO	ESCOMA (SUCHEZ)	10	68	76	85	92	98	112	118	LP (0.00)
PTEI	PUENTE INTERNACIONAL	23	109	174	272	354	440	662	760	LP (-0.60)
ABAM	ABAROA MAURI	22	52	67	86	100	113	145	159	LP (-0.40)
ABAC	ABAROA CAQUENA	12	42	55	71	84	96	124	138	G
CALM	CALACOTO MAURI	9	158	200	248	285	322	407	444	G
CALD	CALACOTO DESAGUADERO	21	169	227	311	381	457	682	762	LP (0.00)
ULLO	ULLOMA	11	404	481	579	652	726	902	981	LP (0.00)
	INTERCUENCA CALD-PTEI	18	173	239	337	421	513	770	898	LP (0.00)

CAUDALES MAXIMOS 3 DIAS CONSECUTIVOS (m3/s)

COD.	ESTACION	N° AÑOS	PERIODO DE RETORNO (Años)						AJUSTE (1)	
			5	10	25	50	100	500		1000
RAMI	PUENTE RAMIS	27	438	488	545	584	620	696	726	LP (-0.30)
HUAN	PUENTE HUANCANE	26	176	214	264	303	342	438	481	LP (0.00)
COAT	PUENTE MARAVILLAS	16	456	583	758	899	1047	1428	1607	LP (0.00)
ILAV	PUENTE ILAVE	26	532	659	810	914	1010	1219	1299	LP (-0.60)
ESCO	ESCOMA (SUCHEZ)	10	66	73	82	89	95	109	115	LP (0.00)
PTEI	PUENTE INTERNACIONAL	23	107	171	268	349	435	656	753	LP (-0.60)
ABAM	ABAROA MAURI	22	50	64	83	97	110	142	155	LP (-0.40)
ABAC	ABAROA CAQUENA	12	40	52	68	80	92	119	130	G
CALM	CALACOTO MAURI	9	150	187	234	269	303	383	418	G
CALD	CALACOTO DESAGUADERO	21	163	217	295	360	431	619	711	LP (0.00)
ULLO	ULLOMA	11	376	446	534	600	666	824	893	LP (0.00)
	INTERCUENCA CALD-PTEI	18	167	230	323	402	490	732	853	LP (0.00)

CAUDALES MAXIMOS 7 DIAS CONSECUTIVOS (m3/s)

COD.	ESTACION	N° AÑOS	PERIODO DE RETORNO (Años)						AJUSTE (1)	
			5	10	25	50	100	500		1000
RAMI	PUENTE RAMIS	27	414	462	517	554	588	662	691	LP (-0.30)
HUAN	PUENTE HUANCANE	26	152	185	228	261	294	376	413	LP (0.00)
COAT	PUENTE MARAVILLAS	16	391	497	641	757	878	1187	1332	LP (0.00)
ILAV	PUENTE ILAVE	26	438	545	672	759	841	1018	1086	LP (-0.60)
ESCO	ESCOMA (SUCHEZ)	10	61	67	75	80	86	98	103	LP (0.00)
PTEI	PUENTE INTERNACIONAL	23	104	166	262	341	426	643	740	LP (-0.60)
ABAM	ABAROA MAURI	22	42	54	69	81	92	118	130	LP (-0.40)
ABAC	ABAROA CAQUENA	12	32	43	56	66	76	99	109	G
CALM	CALACOTO MAURI	9	119	147	184	210	237	299	325	G
CALD	CALACOTO DESAGUADERO	21	150	202	278	340	409	593	684	LP (0.00)
ULLO	ULLOMA	11	328	390	469	529	589	733	797	LP (0.00)
	INTERCUENCA CALD-PTEI	18	152	209	293	365	444	663	772	LP (0.00)

(1) LP: Log Pearson III ; G: Gumbel ; (n): Coeficiente de asimetria de logaritmos

- a) Para períodos de retorno elevados, las avenidas más importantes corresponden al río Coata, seguidas de las del río Ilave; el orden se invierte para eventos de probabilidad mayor. Este protagonismo del río Coata, a pesar de que su cuenca vertiente hasta la estación de aforos representa sólo un 31% de la del río Ramis y un 59% de la del Ilave, está ligado fundamentalmente con su régimen de precipitaciones (es con diferencia la cuenca más lluviosa), su inferior tiempo de concentración (la mitad que el Ilave y la tercera parte que el Ramis) y su menor capacidad de laminación. De cualquier forma estas conclusiones han de ser tomadas con cierta cautela ya que las series de caudales máximos históricos en Puente Maravillas son notablemente más cortas (16 años frente a 26-27) y menos fiables (ver epígrafe 3.4.2.4 y apéndice 9).
- b) Los ajustes estadísticos correspondientes al río Ramis en la estación de Puente Ramis muestran caudales máximos relativamente reducidos que, para una recurrencia de 1000 años, suponen en torno a un 50% de los obtenidos para los ríos Coata e Ilave. Estos resultados, que a primera vista pueden resultar sorprendentes, se justifican plenamente por la enorme capacidad de laminación de la cuenca, a la que ya se ha aludido en diversos apartados de esta memoria y en el apéndice 9, y que ha sido contrastada mediante un reconocimiento aéreo. En síntesis, dicha capacidad de laminación se debe por una parte a los extensos bofedales y zonas de inundación existentes en la cuenca (sectores de Progreso, Ayaviri...) y, por otra parte, a la limitada capacidad de conducción del cauce, con caudales que desbordan y no retornan al mismo (por ejemplo, los que son transferidos a la laguna de Arapa). Por lo tanto, puede decirse que las avenidas que tienen su origen en aguaceros intensos tienen gran incidencia en la cuenca media del Ramis, mientras que en la cuenca baja las situaciones más dañinas se refieren a inundaciones debidas, en los peores casos, a una coincidencia de caudales importantes del río y niveles altos del lago Titicaca.

- c) Aunque los datos disponibles son escasos (10 años), los ajustes indican que el río Suchez no es capaz de generar crecidas importantes en el sector de Escoma. Tal y como se explica en el apéndice 9 la razón primordial reside en la enorme capacidad de laminación el sector Layune-Jautuma-Chejullo frente a la magnitud de los recursos que recibe.
- d) Un rasgo común a todos los afluentes principales del lago Titicaca es la persistencia de sus avenidas. Esto se refleja al comparar los resultados obtenidos para intervalos de 1, 2, 3 y 7 días, que muestran que los episodios de aguas altas son bastante sostenidos en el tiempo. Dada la diferencia de tamaño y de tiempos de concentración entre las diferentes cuencas, el carácter generalizado de este rasgo revela que su origen está en el régimen de precipitaciones extremas, que responde asimismo a situaciones duraderas.
- e) En contra de la opinión a priori más extendida, el río Mauri no es un gran generador de avenidas, y su contribución a los eventos extremos que sufre el bajo Desaguadero no es tan determinante. Aunque los datos son escasos, el análisis conjunto de los resultados obtenidos aguas abajo del lago Titicaca indica que el caudal máximo diario del río Mauri en Calacoto para un período de retorno de 1000 años apenas sobrepasaría los  $500 \text{ m}^3/\text{s}$ , lo que supone aproximadamente una tercera parte de los correspondientes a los ríos Coata e Ilave, y ello a pesar de que su cuenca vertiente (próxima a los  $10.000 \text{ km}^2$ ) es muy superior. Además, el contraste con los datos registrados en las dos estaciones de Abaroa sugiere que las principales crecidas del río en la confluencia con el Desaguadero tienen su origen en la subcuenca del río Blanco. Estas conclusiones confirman la influencia que sobre el régimen de avenidas del río Mauri tienen los fenómenos de laminación en bofedales y de infiltración en acuíferos aluviales, ya descritos en los apartados anteriores.
- f) Más significativa que la contribución del río Mauri a las crecidas del Desaguadero resulta ser la de la intercuenca entre Puente Internacional y la estación de Calacoto, en la

que confluyen los ríos Callaccame, Llinqui y Jacha-Mauri. A pesar de que el análisis estadístico se ha efectuado sobre los caudales diferenciales entre ambas estaciones y que por lo tanto sus resultados han de ser considerados como aproximaciones por defecto (por tratarse de caudales laminados en las lagunas de Aguallamaya y Nazacara), éstos muestran que las avenidas de dichos ríos pueden ser particularmente virulentas, aproximándose a los  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  para un período de retorno de 50 años y a  $1000 \text{ m}^3/\text{s}$  para 1000 años. De hecho, en la serie histórica, con sólo 18 años de registro, ya se ha producido un evento de caudal máximo superior a  $400 \text{ m}^3/\text{s}$ .

En este punto, conviene recordar que dado que en la época en que tienen lugar las crecidas de estos ríos (enero-febrero-marzo) el lago Titicaca aún no ha llegado a sus niveles máximos, una parte de los caudales puede penetrar en el propio lago, produciendo flujos negativos que han superado ampliamente los  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- g) Los resultados indicados para Puente Internacional (en torno a  $770 \text{ m}^3/\text{s}$  para  $T = 1000$  años) proporciona apenas un orden de grandeza, a pesar de la buena calidad de los ajustes (ver anexo 12.4). La autocorrelación positiva de los caudales máximos anuales quita validez -por las razones aducidas en el apartado 4.3.1- a los períodos de retorno asignados.
- h) No sucede lo mismo con las estaciones ubicadas aguas abajo (Calacoto-Desaguadero y Ulloma), cuyos resultados pueden considerarse como aproximaciones válidas ya que los caudales máximos registrados en las mismas dependen fundamentalmente del régimen de avenidas en los tributarios (Callaccame, Llinqui, Mauri, Caranguilla...). Este hecho es el que explica la aparente incongruencia entre los resultados en Puente Internacional y Calacoto-Desaguadero, donde se produce un incremento poco importante en los caudales máximos probables a pesar de que entre ambas estaciones se incorporan las avenidas de importantes afluentes. Estas últimas y no los caudales desaguados por el lago (cuyos máximos se dan algunos meses más tarde) son los que justifican los valores alcanzados en la estación de aforos de Calacoto.

- i) Por último, y aunque no haya sido contemplado de forma explícita en el estudio estadístico, la semejanza entre los caudales extremos obtenidos para distintas duraciones en Puente Internacional suponen una confirmación analítica del origen de las inundaciones en la parte baja del sistema TDPS. Las avenidas extremas del Bajo Desaguadero son producidas por las crecidas de los tributarios. Sin embargo, dada la gran extensión de los lagos Poopó y Uru-Uru, dichas avenidas no transportan el volumen de agua requerido para llevar a estos embalses a una situación límite, efecto que sí consigue el carácter sostenido de las descargas del lago Titicaca en períodos de aguas altas.

#### 4.4. ANALISIS HIDROMETEOROLOGICO

##### 4.4.1. Introducción

Los caudales que circulan por una sección de un río tienen su origen en el agua precipitada sobre su cuenca vertiente. En el interior de la misma se producen una serie de procesos en los que una parte del agua retorna a la atmósfera mientras que el resto fluye de forma superficial, sub-superficial o subterránea hasta el punto de salida de la cuenca. Por lo tanto, la estimación de los caudales de avenida de un río puede hacerse o bien explotando directamente los datos foronómicos, o bien partiendo de los datos pluviométricos y simulando los procesos que ocurren en la cuenca. El primero de los métodos ha sido el utilizado en el análisis estadístico. El segundo es objeto del presente apartado.

En principio, el método estadístico tiene la ventaja de trabajar directamente con la variable a analizar, los caudales, pero la fiabilidad de sus resultados depende entre otros factores de la disponibilidad de series lo suficientemente largas. Por el contrario, el método hidrometeorológico suele contar con una base estadística superior, ya que los registros de las estaciones meteorológicas son normalmente más extensos que los de las estaciones de aforos, pero su utilización exige de un mayor conocimiento de la cuenca y de los procesos hidrológicos que en ella se producen: evapotranspiración, evaporación en lámina libre, infiltración, circulación en ladera, flujo hipodérmico, flujo subterráneo, propagación en cauce, laminación en zonas inundadas, etc.

Por lo tanto, la utilización del método hidrometeorológico está limitada en principio a las cuencas vertientes en las que la información disponible es suficiente para reproducir, normalmente mediante técnicas de simulación matemática, las transformaciones que sufre el agua meteórica en su tránsito por la cuenca.

En los apartados anteriores, especialmente en el 4.1 y en el 4.3.3, se ha insistido en la importancia que tienen los procesos de laminación en las cuencas altiplánicas. Estos procesos en algunas cuencas determinan que avenidas importantes generadas en cabecera puedan pasar prácticamente desapercibidas en la estación de aforos, o presentarse en la cuenca baja materialmente "decapitadas" (caudales superiores a  $1000 \text{ m}^3/\text{s}$  que se reducen en el tránsito a  $400 \text{ m}^3/\text{s}$ ), o sufrir tales transformaciones que las haga irreconocibles (incluida la aparición de una avenida subterránea cuatro meses después de la avenida superficial). Estas circunstancias se presentan en mayor medida en las cuencas de los ríos Ramis, Mauri y Suchez, cuya problemática se detalla en el apéndice 3.9. En casos como éstos, la simulación de las crecidas requiere por una parte de la disponibilidad de información suficientemente detallada (sobre todo topográfica, pero en algún caso también hidrogeológica) y, por otra, de la utilización de modelos matemáticos más refinados que incorporen la simulación hidrodinámica de la propagación. Dado que la información necesaria no existe en la actualidad, el método hidrometeorológico no ha podido ser empleado en las tres cuencas mencionadas como contraste del análisis estadístico.

En el resto de las cuencas principales (Ilave, Coata y Huanané) los procesos de laminación también revisten importancia, pero su inferior magnitud permite utilizar modelos precipitación-escorrentía que incorporen técnicas de propagación más simples (Muskingum, Puls modificado...).

Por último, el delta del río Ilave -que se desarrolla entre la estación de aforos y el lago Titicaca- presenta un problema grave de inundaciones que se producen por el desbordamiento de los diques de defensa existentes y se agrava cuando el nivel del lago se encuentra alto. En este caso, que es objeto del último apartado del presente capítulo, la información disponible ha permitido el empleo de técnicas de simulación hidrodinámica (modelo MIKE-11) para su estudio y diagnóstico.

En los sucesivos epígrafes se describen las etapas seguidas para la aplicación del método hidrometeorológico a las cuencas de los ríos Ilave, Coata y Huancané. Básicamente han sido:

- Análisis estadístico de las precipitaciones extremas
- Elección del método de simulación
- Caracterización de cuencas y cauces
- Calibración del modelo
- Simulación de las avenidas probables

#### 4.4.2. Análisis estadístico de las precipitaciones extremas

El análisis del régimen de precipitaciones extremas tiene como objetivo la definición de los aguaceros que han de servir para simular las avenidas correspondientes a los diferentes períodos de retorno.

Dadas las características consignadas en el apartado 4.1 relativas a los tiempos de concentración de las cuencas y a las situaciones meteorológicas bajo las cuales se producen sus avenidas, para la definición de los aguaceros de proyecto se ha llevado a cabo en primer lugar un análisis estadístico de las precipitaciones máximas probables en 1, 2 y 3 días consecutivos para los diferentes pluviómetros considerados.

En una segunda fase esta información puntual ha sido regionalizada y se han elaborado los correspondientes planos de isomáximas para las distintas duraciones y períodos de retorno.

Por último, y tras corregir los resultados obtenidos mediante un factor de reducción por superficie -para convertir la precipitación puntual en espacial se han calculado los hietogramas para cada cuenca.

##### 4.4.2.1. **Métodos de ajuste**

En una primera etapa se ensayó -con las series de 1, 2 y 3 días de pluviómetros seleccionados- la bondad de los ajustes a diferentes leyes de distribución de valores extremos. De este análisis

Cuadro 4.2 : PRECIPITACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS (mm) PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO

COD.	ESTACION	Nº AÑOS	PERIODO DE RETORNO (Años)							PMP (mm)
			5	10	25	50	100	500	1000	
704	JULIACA	29	45	51	57	62	66	76	80	224
708	PUNO	27	51	58	65	71	76	88	94	248
761	LLALLY (*)	17	41	45	50	53	57	64	67	200
762	PAMPAHUTA	29	42	46	52	56	60	71	75	165
763	LAGUNILLAS	29	47	52	58	63	67	76	80	231
764	CHUQUIBAMBILLA	45	49	58	72	83	94	127	143	285
776	AYAVIRI	23	41	46	53	59	64	79	86	225
778	PROGRESO	25	39	44	50	54	58	68	72	198
779	LAMPA	31	53	61	71	78	85	102	109	265
780	CABANILLAS	26	42	47	53	57	61	70	73	195
781	AZANGARO (*)	24	48	57	69	78	87	110	120	310
782	ISLA LOS UROS	22	47	52	59	64	69	80	84	213
783	ARAPA	26	42	46	51	55	58	65	68	192
784	SALCEDO	50	47	53	60	64	69	79	84	223
785	MUNANI	21	42	47	53	57	61	69	73	198
786	HUANCANE	27	53	58	64	68	72	81	85	241
787	HUARAYA-MOHO	32	62	69	78	84	90	104	110	283
788	CAPACHICA	29	45	52	62	68	75	93	102	265
878	MAZO CRUZ	29	39	46	53	59	65	78	83	236
879	ILAVE	20	44	48	53	57	60	68	71	189
880	JULI	24	62	70	81	89	96	114	122	331
881	PIZACOMA	19	41	46	53	58	63	74	79	211
882	YUNGUYO	16	51	58	67	74	80	94	100	274
883	DESAGUADERO(PERU)	32	51	57	64	69	74	85	89	237
4380	COLINI (*)	18	40	45	52	56	60	70	74	209
7331	ATECATE (*)	11	48	54	62	67	72	84	89	296
7401	QUILLISANI (*)	25	50	57	65	70	76	88	93	238
7402	SANTA ROSA	16	49	54	60	64	68	76	80	195
7403	JARPANA (*)	18	49	54	61	65	69	79	83	209
7404	NUNOA	27	37	42	47	52	56	65	69	191
7407	ORURILLO	24	43	49	56	62	67	81	87	204
7408	PARATIA	22	55	66	79	90	100	127	140	316
7410	PUCARA	27	44	49	55	59	63	72	76	203
7411	MANAZO (*)	20	52	60	70	77	84	101	108	284
7412	UMAYO	27	48	53	59	64	68	78	82	200
7413	TARACO (PERU)	27	45	50	56	61	65	74	79	223
7414	PUTINA	31	46	51	56	58	61	65	67	229
7415	CRUCERO	25	57	65	74	81	88	103	109	261
7416	ISLA TAQUILE	34	73	84	97	107	116	138	147	348
7419	ANANEA	25	23	26	30	34	38	48	53	136
7420	ISLA SOTO	11	54	59	65	69	73	82	85	264
7421	COJATA	33	45	51	59	65	70	83	88	242
7425	CONIMA	23	48	55	63	70	76	90	97	263
8316	LARAQUERI	34	48	55	64	71	78	95	103	247
8320	VILACOTA	18	36	42	50	56	61	74	80	225
8326	CAPAZO	28	38	43	48	52	56	65	69	202
8327	CHALLAPALCA	23	34	43	55	65	75	100	112	232
8328	PAUCARANI	23	40	47	56	63	69	85	92	198
8329	CHILLIGUA	27	30	34	38	42	45	52	55	152
8330	CHUAPALCA	20	35	39	43	46	49	55	57	146



Cuadro 4.2 : PRECIPITACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS (mm) PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO  
(Continuación)

COD.	ESTACION	Nº AÑOS	PERIODO DE RETORNO (Años)							PMP (mm)
			5	10	25	50	100	500	1000	
ABA	ABAROA (*)	15	34	37	41	44	46	52	54	152
ACH	ACHIRI	15	55	65	79	89	100	124	135	335
AYO	AYO AYO	36	33	38	43	47	51	60	64	189
BER	BERENGUELA	11	26	34	45	54	64	89	101	265
CAL	CALACOTO	36	39	45	53	59	65	78	84	200
CCH	CONCHAMARCA	14	39	44	51	55	60	71	75	201
CHC	CHACALTAYA (*)	13	37	47	59	68	78	103	115	267
CHR	CHARANA	35	33	39	47	52	58	71	77	176
CHV	CHUNAVI ALTO	14	26	28	30	32	33	36	37	58
CNI	CONIRI	17	57	68	81	90	100	123	134	320
COL	COLLANA	17	43	49	55	60	64	75	79	236
COM	COMANCHE	22	48	56	68	76	86	105	114	341
COP	COPACABANA	39	46	52	59	64	69	80	84	200
COS	COSAPA	10	36	40	46	50	54	63	67	228
CRP	CORPAPUTO	17	35	39	45	49	54	63	67	158
ELA	EL ALTO LA PAZ	40	41	48	52	57	61	71	76	215
ELB	EL BELEM	31	38	41	46	50	54	63	67	178
ESC	ESCOMA (*)	18	46	54	63	70	77	94	101	229
EUC	EUCALIPTUS (*)	23	39	44	51	56	61	73	77	209
DES	DESAGUADERO (BOL.)	17	49	57	67	74	81	97	104	275
GUA	GUAQUI (*)	24	35	43	54	62	71	93	103	230
HUAT	HUATAJATA	18	55	62	71	77	83	97	103	260
HUR	HUARINA COTA COTA	17	42	47	53	57	61	70	74	217
ICH	ICHUCOTA	15	34	38	42	45	48	54	57	164
IRP	IRPA CHICO	16	32	34	37	39	41	45	47	129
NAZ	NAZACARA	10	43	49	55	60	65	76	80	245
ORU	ORURO	47	39	45	53	59	65	78	73	264
PAT	PATACAMAYA	42	32	35	39	41	43	49	51	127
PAZ	PAZNA	23	57	68	83	94	105	133	145	352
PEN	PENAS	33	49	59	70	79	88	109	118	309
PIL	PILLAPI	14	44	51	61	68	74	91	98	259
PUA	PUERTO ACOSTA	18	50	55	61	65	70	79	83	235
SAC	SACABAYA	12	36	49	70	88	108	162	190	281
SAL	SALINAS DE G. M. (F)	29	42	58	80	99	120	177	206	314
SAM	SANTIAGO DE MACHACA	11	41	47	53	58	63	74	79	244
SAN	SAN ANDRES DE MACHACA	14	42	47	53	57	62	71	75	217
SIC	SICASICA	19	40	47	56	63	70	86	93	160
SJA	SAN JOSE ALTO	15	44	53	65	74	83	105	115	290
SOL	ISLA DEL SOL	11	76	98	128	153	179	247	279	580
SUC	SUCHEZ	15	37	43	51	56	62	74	80	138
TAC	TACAGUA	31	41	47	54	59	65	77	82	246
TAM	TAMBILLO	15	38	43	48	52	56	64	67	195
TAR	TARACO (BOL.)	12	59	67	77	84	90	106	112	368
TIA	TIAHUANACU	15	45	51	60	66	72	86	92	221
UMA	UMALA	12	35	40	46	51	56	67	72	195
UYU	UYUNI	12	34	42	52	60	68	89	98	247
VIA	VIACHA	21	36	41	47	51	55	64	68	202

(F) Estacion fuera del sistema TDPS

(\*) Estacion clausurada

se llegó a la conclusión de que -a nivel global- las precipitaciones máximas en el sistema TDPS parecen responder a una función del tipo Log-Pearson III, que es además la recomendada por el United States Water Resources Council (U.S.W.R.C.).

En una segunda etapa se llevó a cabo un análisis de la asimetría regional, en orden a averiguar si existían patrones definidos que controlaran la evolución espacial de dicho parámetro. Sin embargo, la extensión de las series registradas resulta insuficiente para obtener estimadores fiables de un momento estadístico de tercer orden, por lo que los resultados mostraban una gran heterogeneidad, reflejo no tanto de rasgos pluviométricos reales como de la diferente longitud y períodos de observación de los pluviómetros.

En consecuencia, y a la espera de que el volumen de datos disponibles aumente y permita una mejor definición de la asimetría regional, se ha realizado el estudio estadístico considerando por defecto una distribución log-normal. Sólo en sectores concretos en que los registros evidenciaban que esta hipótesis no era asumible se ha utilizado la distribución log-Pearson III.

#### **4.4.2.2. Precipitaciones máximas en los pluviómetros**

##### **4.4.2.2.1. Máxima diaria**

Dado que el Estudio Climatológico del presente proyecto contempla el análisis de las precipitaciones máximas en 24 horas en el sistema TDPS, los resultados obtenidos en el mismo han servido para el estudio de la precipitación máxima diaria en las tres cuencas aquí consideradas.

En total han sido utilizadas 97 estaciones meteorológicas que disponían de, al menos, once años de datos de precipitación máxima diaria. En el anexo 12.1 se detallan las series mensuales y anuales históricas, así como los ajustes analíticos y gráficos correspondientes.

El cuadro 4.2 presenta una síntesis de los resultados relativos a 24 horas para 5, 10, 25, 50, 100, 500 y 1000 años de período de retorno, así como el valor obtenido para la Precipitación Máxima Probable (PMP) mediante el método estadís-

tico de Hershfield. Por otra parte, hay que hacer notar que la transformación de los valores máximos diarios a los equivalentes a 24 horas se ha efectuado aplicando un coeficiente de 1,13, siguiendo las recomendaciones de la Organización Meteorológica Mundial (O.M.M.).

Aunque los resultados representados en el cuadro 4.2 muestran una coherencia global que se refleja asimismo en el trazado de los mapas de isomáximas, conviene llamar la atención sobre el hecho de que algunos valores puntuales pueden resultar inconsistentes con los obtenidos en su entorno. En la mayor parte de los casos esto es debido al reducido tamaño de la muestra (por ejemplo en la Isla del Sol), mientras que en otros la causa reside en una mala adherencia de la ley de distribución adoptada.

#### 4.4.2.2.2. Máxima de dos y tres días consecutivos

Sobre la base de idéntica metodología, y con las mismas salvedades expresadas en el punto anterior, se han llevado a cabo los ajustes estadísticos de las precipitaciones máximas de dos y tres días en un total de 54 estaciones con un mínimo de 11 años de datos. Evidentemente al tratarse de series de máximos anuales éstos pueden superponerse entre dos meses consecutivos.

Las series seleccionadas, así como los ajustes gráficos y analíticos respectivos se incluyen en los anexos 12.2 y 12.3, mientras que los cuadros 4.3 y 4.4 presentan una síntesis de los resultados para los distintos períodos de retorno considerados.

#### 4.4.2.3. **Precipitaciones máximas sobre las cuencas**

Con la información puntual obtenida para las distintas estaciones se han trazado los planos de isomáximas que figuran en el apéndice 12, que se complementan con los incluidos en el Estudio Climatológico para aguaceros de 24 horas. Desgraciadamente la definición del relieve pluviométrico adolece de una marcada falta de precisión, debido al insuficiente número de observatorios y a su deficiente distribución, aspectos que ya han sido tratados en el informe relativo a las estaciones hidrometeorológicas, (Ver estudio de Climatología).

CUADRO 4.3: PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 2 DIAS CONSECUTIVOS  
PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO

COD.	ESTACION	PERIODO DE RETORNO (Años)						
		5	10	25	50	100	500	1000
704	JULIACA	52	58	65	71	76	88	93
708	PUNO	62	69	78	84	90	104	109
761	LLALLY (*)	52	57	64	68	73	83	87
762	PAMPAHUTA	51	56	63	68	73	85	90
763	LAGUNILLAS	54	59	66	70	75	87	92
764	CHUQUIBAMBILLA	54	64	78	90	103	139	158
776	AYAVIRI	47	55	65	74	83	108	121
778	PROGRESO	45	50	58	63	69	84	91
779	LAMPA	62	71	82	91	99	117	126
780	CABANILLAS	51	56	62	67	71	80	84
781	AZANGARO (*)	52	61	73	83	93	120	132
782	ISLA LOS UROS	61	70	80	88	95	112	119
783	ARAPA	52	56	61	65	68	76	79
784	SALCEDO	57	64	73	80	86	101	107
785	MUNANI	51	57	64	69	74	85	89
786	HUANCANE	59	66	74	79	84	96	101
787	HUARAYA-MOHO	76	85	95	103	110	125	132
788	CAPACHICA	56	63	73	80	87	106	115
878	MAZO CRUZ	48	55	63	69	75	88	94
879	ILAVE	56	63	72	79	85	99	105
880	JULI	68	78	89	98	107	129	138
881	PIZACOMA	55	63	74	81	89	106	113
882	YUNGUYO	67	76	87	96	103	111	121
883	DESAGUADERO(PERU)	62	69	76	82	87	98	104
888	ILLPA	52	56	61	65	68	75	78
4380	COLINI (*)	52	58	67	72	78	91	97
7331	ATECATE (*)	62	72	85	94	103	124	134
7401	QUILLISANI (*)	62	68	77	82	88	100	105
7402	SANTA ROSA	59	65	71	75	79	89	92
7403	JARPANA (*)	53	57	64	70	76	93	101
7404	NUNOA	41	46	53	58	62	74	80
7406	ANTAUTA (*)	50	59	72	81	90	113	123
7407	ORURILLO	52	57	64	70	76	91	98
7408	PARATIA	68	79	94	105	116	145	159
7410	PUCARA	54	61	69	75	81	94	99
7411	MANAZO (*)	50	59	80	87	95	113	120
7412	UMAYO	58	66	76	82	89	104	110
7413	TARACO (PERU)	56	64	73	80	86	102	108
7414	PUTINA	51	56	63	68	73	84	88
7415	CRUCERO	75	87	102	113	123	148	159
7416	ISLA TAQUILE	99	114	133	147	160	192	206
7419	ANANEA	30	34	39	44	48	60	65
7420	ISLA SOTO	71	78	85	90	95	107	111
7421	COJATA	51	58	67	74	81	97	104
7425	CONIMA	63	72	83	91	99	117	125
7426	SANTA LUCIA	50	57	66	72	79	93	99
7428	RINCON DE LA CRUZ	49	53	58	61	64	70	73
8316	LARAQUERI	57	65	74	81	89	106	114
8320	VILACOTA	55	67	82	93	105	132	145
8326	CAPAZO	49	55	62	67	72	83	87
8327	CHALLAPALCA	45	55	69	80	92	119	132
8328	PAUCARANI	49	57	67	74	81	97	104
8329	CHILLIGUA	40	45	50	54	58	67	70
8330	CHUAPALCA	44	49	55	59	63	72	76

(F) Estacion fuera del sistema TDPS

(\*) Estacion clausurada

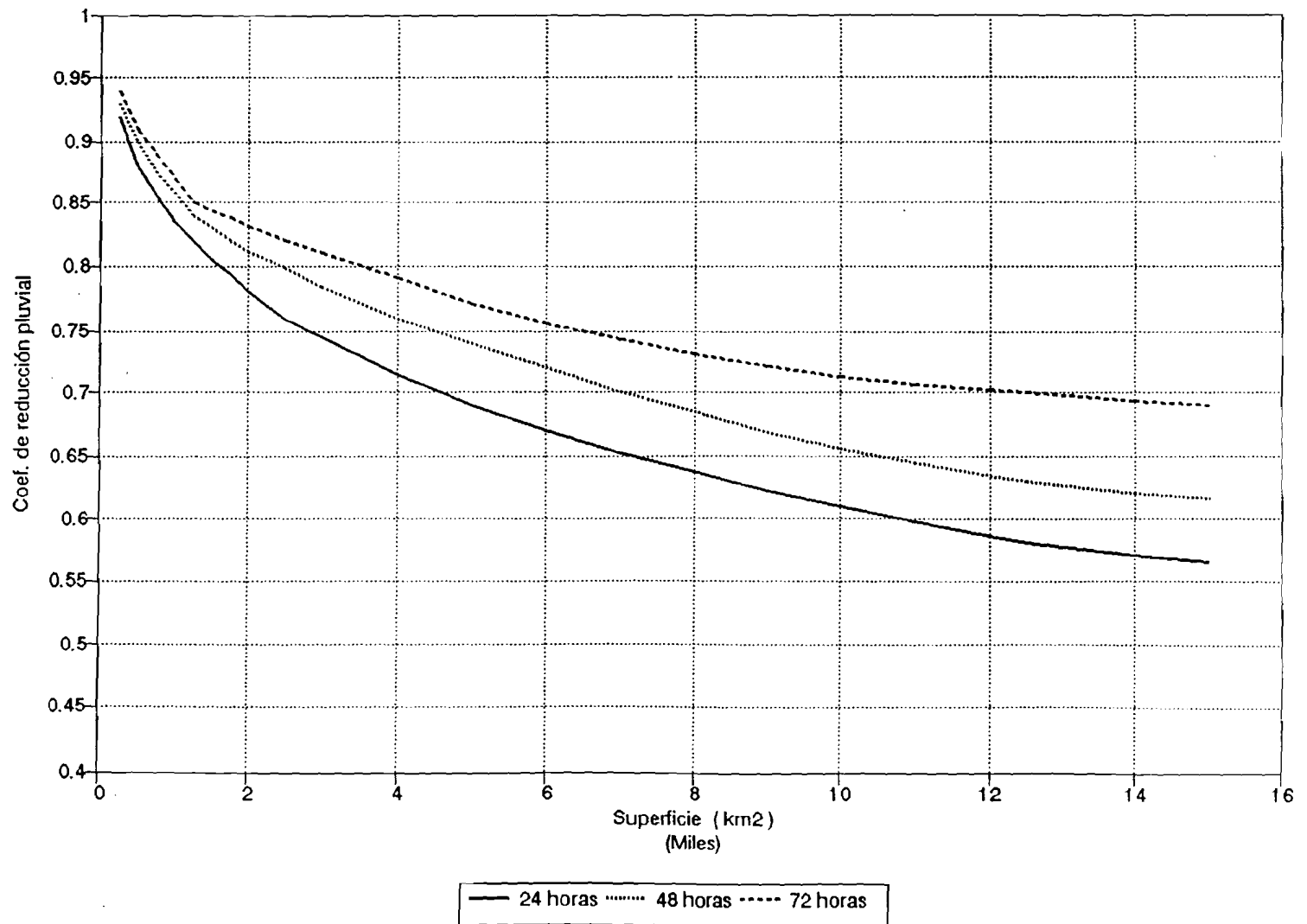
CUADRO 4.4: PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 3 DIAS CONSECUTIVOS  
PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO

COD.	ESTACION	PERIODO DE RETORNO (Años)						
		5	10	25	50	100	500	1000
704	JULIACA	59	65	72	77	82	93	98
708	PUNO	73	81	92	99	106	122	129
761	LLALLY (*)	65	72	81	87	93	107	112
762	PAMPAHUTA	64	69	77	82	87	100	106
763	LAGUNILLAS	64	70	76	81	86	97	101
764	CHUQUIBAMBILLA	66	78	94	107	122	163	184
776	AYAVIRI	58	68	80	91	102	133	149
778	PROGRESO	53	61	71	79	87	110	121
779	LAMPA	73	84	97	107	116	138	147
780	CABANILLAS	62	69	77	82	88	100	105
781	AZANGARO (*)	57	66	78	88	98	127	141
782	ISLA LOS UROS	76	86	99	109	118	139	148
783	ARAPA	60	65	70	74	78	85	88
784	SALCEDO	66	75	84	91	98	113	120
785	MUNANI	60	67	76	82	88	101	106
786	HUANCANE	76	86	99	108	117	137	145
787	HUARAYA-MOHO	93	104	117	125	134	153	161
788	CAPACHICA	71	79	90	98	106	125	134
878	MAZO CRUZ	60	68	80	88	96	114	122
879	ILAVE	71	80	90	98	105	121	128
880	JULI	84	94	106	115	123	141	149
881	PIZACOMA	75	88	104	116	128	157	170
882	YUNGUYO	81	90	102	110	118	135	143
883	DESAGUADERO(PERU)	79	88	99	107	114	131	138
888	ILLPA	63	69	76	81	85	95	99
4380	COLINI (*)	67	75	86	93	100	117	123
7331	ATECATE (*)	74	84	95	104	112	130	138
7401	QUILLISANI (*)	75	82	92	98	104	118	124
7402	SANTA ROSA	79	88	98	106	113	130	137
7403	JARPANA (*)	65	71	79	85	91	106	113
7404	NUNOA	50	56	64	71	78	97	106
7406	ANTAUTA (*)	57	67	80	90	100	127	139
7407	ORURILLO	60	66	74	80	86	102	109
7408	PARATIA	87	99	115	127	138	167	179
7410	PUCARA	66	73	82	88	94	107	113
7411	MANAZO (*)	73	83	96	105	114	135	144
7412	UMAYO	72	82	95	104	113	133	142
7413	TARACO (PERU)	68	77	88	96	104	122	130
7414	PUTINA	62	69	78	85	91	104	110
7415	CRUCERO	87	99	115	126	137	162	172
7416	ISLA TAQUILE	126	146	171	190	208	251	270
7419	ANANEA	39	44	51	56	62	76	83
7420	ISLA SOTO	91	100	111	118	125	140	146
7421	COJATA	63	70	80	86	92	107	113
7425	CONIMA	76	86	97	105	113	130	138
7426	SANTA LUCIA	59	68	78	86	93	110	117
7428	RINCON DE LA CRUZ	64	69	75	78	82	90	93
8316	LARAQUERI	72	80	91	98	106	123	131
8320	VILACOTA	71	87	109	125	142	184	203
8326	CAPAZO	63	71	80	87	94	108	115
8327	CHALLAPALCA	58	73	93	109	125	166	185
8328	PAUCARANI	61	70	81	89	96	114	122
8329	CHILLIGUA	55	62	71	77	83	96	102
8330	CHUAPALCA	59	68	79	87	95	114	122

(F) Estacion fuera del sistema TDPS

(\*) Estacion clausurada

FIG. 4.1: VARIACION DE LA PRECIPITACION EN FUNCION DE LA SUPERFICIE ( U.S.W.B.)



En lo que respecta a la simulación de avenidas esta falta de información se manifiesta de forma especial en la cuenca alta del río Ilave y en las dos terceras partes de la cuenca del Huancané, que aparecen desprovistas de pluviómetros, por lo que el trazado de las isolíneas puede considerarse como estrictamente aproximado.

Sin embargo, y a pesar de la incertidumbre que este hecho introduce en la evaluación de las precipitaciones probables, existe un factor que puede contribuir a que los errores no sean tan determinantes: la relativa homogeneidad del régimen de precipitaciones extremas en la mayor parte del altiplano peruano. En efecto, si se exceptúan el lago Titicaca y ciertos sectores de cabecera de los ríos Coata y Ramis, los resultados obtenidos para las distintas duraciones y períodos de retorno en la mayor parte de los pluviómetros indican que -en general- los gradientes son suaves, por lo que este rasgo (junto con las variaciones en el relieve) ha sido tenido en cuenta, para definir el comportamiento de los sectores con apoyo insuficiente.

Los planos de isomáximas así obtenidos, suministran una información sobre cuál es la máxima precipitación en cada punto para una determinada duración y probabilidad de ocurrencia, pero no llevan implícito el concepto de simultaneidad. Este aspecto puede considerarse como característico de cada región y depende en gran medida de sus condiciones climáticas particulares, su análisis individualizado exige un tratamiento exhaustivo de gran cantidad de aguaceros. El United States Weather Bureau (U.S.W.B.) ha estudiado estadísticamente este fenómeno y ha editado unas curvas que relacionan el tamaño de la cuenca, con la duración del aguacero y con el porcentaje de reducción por área (figura 4.1). A partir de estas curvas se deducen los siguientes coeficientes reductores para las tres cuencas consideradas en este estudio:

Cuenca	Duración del aguacero		
	24 h	48 h	72 h
Ilave	0,64	0,69	0,73
Coata	0,70	0,75	0,78
Huancané	0,73	0,77	0,80

Aplicando dichos coeficientes a los resultados obtenidos en los planos de isomáximas se obtienen las precipitaciones máximas para cada cuenca, duración del aguacero y período de retorno, que expresadas en milímetros son las siguientes:

Cuenca	Duración	Período de retorno (años)						
		5	10	25	50	100	500	1000
Ilave	1 día	24.0	29.1	31.3	35.5	37.8	44.8	45.9
	2 días	36.5	43.8	46.5	53.2	57.2	64.2	70.3
	3 días	48.3	54.4	62.8	70.7	76.6	85.9	93.0
Coata	1 día	31.2	36.3	40.4	45.2	47.4	54.2	61.6
	2 días	45.0	49.3	55.8	62.7	64.8	78.5	86.8
	3 días	54.8	61.9	67.9	74.9	82.6	95.5	103.9
Huancané	1 día	29.7	35.8	37.6	42.4	43.5	49.9	55.3
	2 días	43.3	44.0	51.0	58.8	60.4	73.6	76.2
	3 días	53.0	57.1	65.0	71.9	78.4	88.2	93.9

#### 4.4.2.4. Selección de aguaceros

Una vez estimadas las precipitaciones máximas sobre cada una de las cuencas para 1, 2 y 3 días, estos datos permiten la elaboración de aguaceros tipo que puedan servir para la simulación de las avenidas probables.

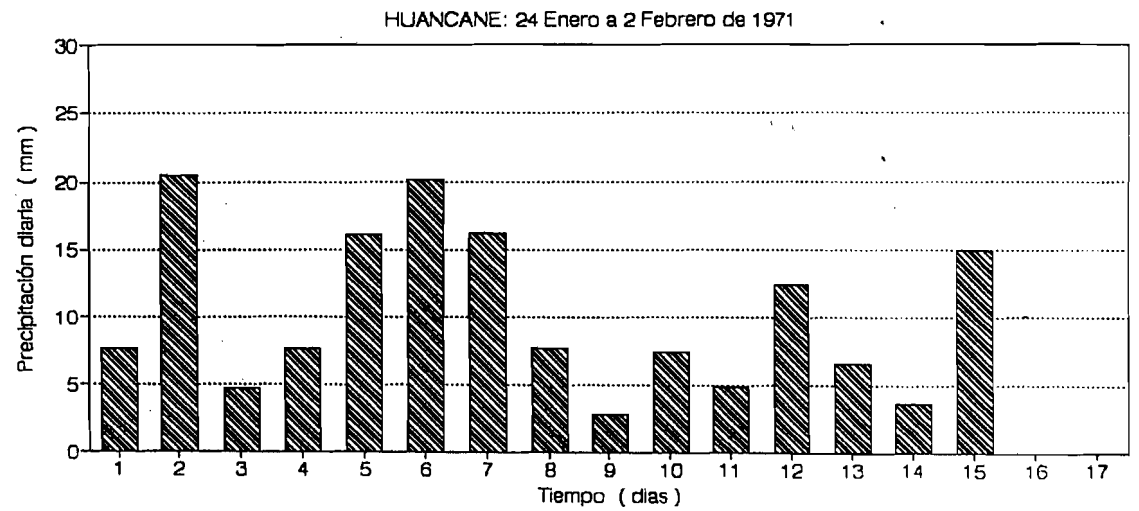
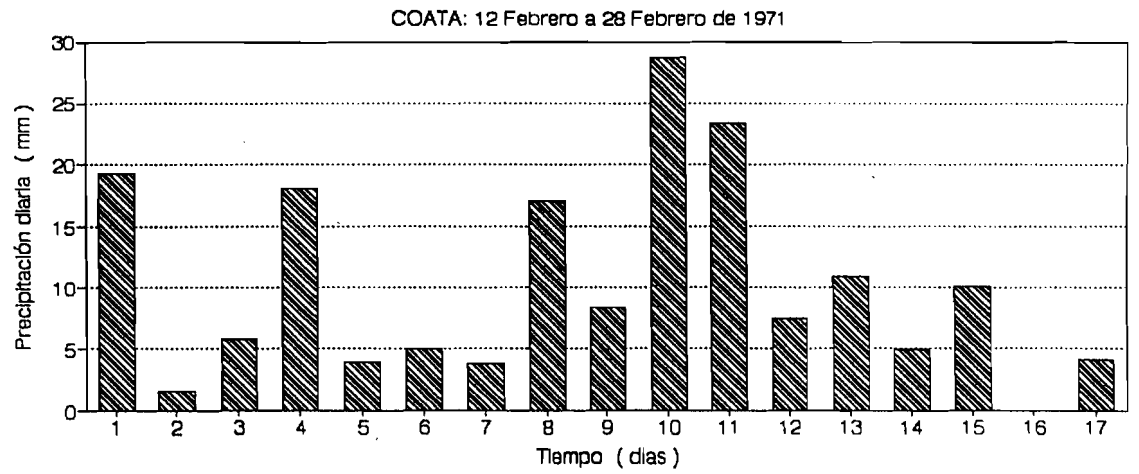
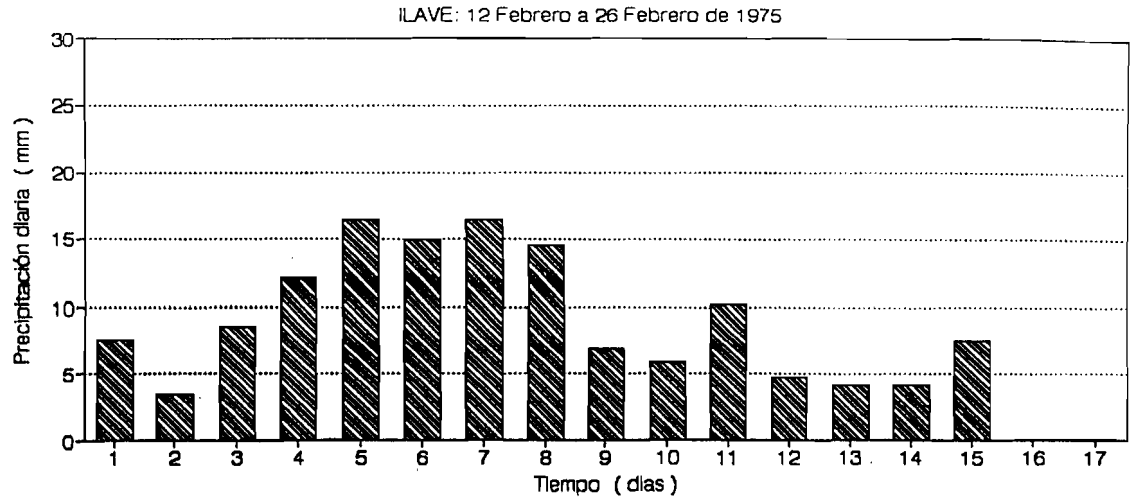
La definición de los eventos pluviométricos correspondientes a cada cuenca y período de retorno se ha llevado a cabo sobre la base de los siguientes criterios:

- a) Dadas las características del régimen de avenidas en el Altiplano, los aguaceros debían ser de larga duración, por lo que se fijó ésta en un mínimo de 15 días. Para ello se seleccionaron tres aguaceros históricos de referencia (uno por cuenca), que generaron en su momento crecidas de gran magnitud. Estos han sido:
  - Ilave: del 12 al 26 de febrero de 1975 (138 mm de precipitación total)
  - Coata: del 12 al 28 de febrero de 1971 (172 mm)
  - Huancané: del 24 de enero al 7 de febrero de 1971 (153 mm)

En la figura 4.2 se han representado gráficamente los hietogramas correspondientes, que han sido obtenidos mediante la aplicación del modelo de cuenca (ver apartado 3.5.2.1) ponderando los registros de los distintos pluviómetros.



FIGURA 4.2: AGUACEROS HISTORICOS DE REFERENCIA PARA EL ESTUDIO DE AVENIDAS



- b) Los valores históricos de los tres días consecutivos de mayor precipitación fueron suprimidos y sustituidos por otros, de forma tal que la precipitación acumulada de éstos resulte igual a la obtenida en el estudio estadístico para los distintos períodos de retorno. Las fechas implicadas han sido: 16 a 18 de febrero en el Ilave, 20 a 22 de febrero en el Coata y 28 a 30 de enero en el Huancané.
- c) El hietograma de los tres días de mayor precipitación se ha adecuado al tiempo de concentración ( $t_c$ ) de cada cuenca, de forma tal que la intensidad de precipitación durante el mismo fuera la máxima obtenida en los ajustes para una duración similar al  $t_c$ . Esto conduce a que la intensidad considerada haya sido constante a lo largo de los tres días en la cuenca del Ilave (tiempo de concentración 53 horas), de dos días en la del Huancané ( $t_c = 36$  horas) y de un solo día en el Coata ( $t_c = 25$  horas descontando el efecto de retardo introducido por Lagunillas).
- d) Para considerar unas condiciones previas adecuadas, la lluvia del día anterior en la cuenca del Coata se ha impuesto asignando valores crecientes con el período de retorno, ya que el valor histórico registrado en dicho día fue muy elevado. De forma semejante se han tratado los hietogramas de Huancané, pero en este caso el aumento progresivo ha afectado también a la precipitación del día siguiente.

En el apéndice 13 se han incluido, junto con los resultados de las simulaciones, los hietogramas elaborados para las mismas.

#### 4.4.3.

#### Elección del modelo de simulación de avenidas

Un modelo de simulación de avenidas es una herramienta de cálculo en cuyo interior están representados matemáticamente los procesos físicos que ocurren en una cuenca y que transforman la precipitación en escorrentía. Por lo tanto la adecuación de un modelo concreto al análisis de las avenidas de una cuenca determinada depende, fundamentalmente, de que el modelo contemple la simulación de los procesos hidrológicos que tienen incidencia en la misma, y de que la formulación de dichos procesos sea apropiada.

En líneas generales, el segundo de los factores es respetado por la generalidad de los modelos más difundidos, ya que su desarrollo matemático se sustenta normalmente en trabajos empíricos exhaustivos conducidos sobre multitud de cuencas experimentales. No sucede lo mismo con el primero de los factores mencionados, ya que mientras algunos consideran sólo los procesos más elementales, otros incorporan representaciones más completas del ciclo hidrológico terrestre.

La combinación de estos dos factores (número de procesos y formulación de los mismos) no sólo determina la capacidad de un modelo para reproducir el comportamiento de una cuenca frente a eventos extremos, sino que también establece el grado de dificultad de su utilización, que se mide usualmente por el número de parámetros que es necesario estimar. Por lo tanto, la elección del modelo de simulación debe ser la consecuencia de un compromiso entre distintos elementos, en el que hay que tener en cuenta las características intrínsecas del modelo, su dificultad de manejo, la complejidad de la cuenca, la información disponible y la calidad de los resultados que se pretende alcanzar.

Un rasgo fundamental del régimen de avenidas en las cuencas del Altiplano -puesto en evidencia por los análisis efectuados en el marco del estudio de aportaciones- lo constituye la importancia cuantitativa, en la escorrentía total, del flujo no estrictamente superficial. Esta componente del flujo la forman tanto los caudales hipodérmicos como los que, procedentes en parte de escorrentía superficial, se infiltran en terrenos muy transmisivos (aluviales y zonas de alteración) y surgen al cauce con un ligero retardo. Estos procesos son los que justifican el mantenimiento de caudales elevados entre avenidas sucesivas, y sin su consideración no es posible simular adecuadamente el régimen de aguas altas en los tributarios del lago Titicaca.

De los diferentes modelos que han sido desarrollados para la simulación de avenidas en cuencas, el de uso más extendido es sin duda el HEC-1, del Hydrologic Engineering Center del U.S. Corps of Engineers. Dicho programa incorpora la generación de hidrogramas mediante el método del U.S. Soil Conservation Service, que define la lluvia útil de un determinado hietograma mediante un "número de curva" que caracteriza el comportamiento hidrológico del binomio suelo-vegetación.

La determinación del número de curva se realiza en base a una tabla de doble entrada, en la cual una de las variables está constituida por el uso y tratamiento del suelo (así como sus condiciones de infiltración), y la otra, por el tipo de suelo hidrológico (de los que tipifica cuatro). Combinando las dos variables se obtiene un número de curva que determina la capacidad de un suelo para producir escorrentía; dicho número CN (II) puede ser a su vez incrementado CN (III) o decrementado CN (I) en función del estado inicial de saturación. Finalmente, el agua escurrida es conducida hacia el punto de desagüe de la cuenca aplicando un hidrograma unitario característico de ésta, pudiendo asimismo simularse la propagación en cauce mediante métodos no hidrodinámicos (Muskingum, Puls modificado...).

Aunque el HEC-1 suministra buenos resultados en la mayor parte de los casos, el tratamiento de los procesos hidrológicos ligados al suelo es relativamente simple. Esto hace que el número de parámetros necesarios para su calibración sea muy reducido, lo cual facilita notablemente su uso pero, en contrapartida, limita su campo de aplicación. En concreto, no permite contemplar de forma adecuada la circulación subsuperficial que tanta importancia tiene en el régimen de avenidas de las cuencas aquí consideradas.

Una alternativa podría ser el modelo NAM, del Danish Hydraulic Institute, que constituye el módulo de cuenca del programa MIKE-11. La representación conceptual de la fase subsuperficial del ciclo hidrológico es más completa y permite caracterizar la cuenca sobre la base de un número superior de parámetros. Sin embargo, la simulación de la propagación en cauce ha de hacerse mediante el módulo hidrodinámico del MIKE-11, para lo que no se dispone de información suficiente (ver apartado 4.4.1).

Finalmente, el modelo elegido ha sido el SSMA-2, el mismo utilizado en el estudio de aportaciones para la calibración y simulación de las principales cuencas del sistema TDPS y del que se da cumplida referencia en el epígrafe 3.5.2.1 y en el apéndice 8. Su formulación contiene una representación mucho más detallada de la evolución del agua en el subsuelo, y permite, al igual que el HEC-1, la utilización del hidrograma unitario y del método de propagación de Muskingum para simular el tránsito de los caudales hasta el punto de desagüe.

#### 4.4.4. Caracterización de cuencas y cauces

La caracterización de las cuencas de los ríos Ilave, Coata y Huancané se ha hecho sobre la base de los diferentes estudios sectoriales realizados en el marco del presente proyecto, datos elaborados específicamente para el análisis de avenidas, y a los resultados obtenidos en la calibración de los modelos respectivos.

##### 4.4.4.1. **Parámetros físicos generales**

De la descripción de las zonas hidrológicas incluida en el capítulo 2 se han extractado los siguientes datos relativos a las tres cuencas:

	Ilave	Coata	Huancané
- Superficie (km <sup>2</sup> )	7705	4555	3545
- Perímetro (km)	478	314	359
- Índice de compacidad	1.53	1.30	1.69
- Altitud media (msnm)	4298	4378	4216
- Altitud máxima (msnm)	5585	5475	5162
- Altitud mínima (msnm)	3830	3830	3820
- Longitud del cauce principal (km)	163	141	125
- Pendiente media del río (%)	0.72	0.88	0.69
- Rectángulo equivalente: L (km)	201	118	157
l (km)	38	38	23

Como complemento a estos datos en los apéndices 2 y 3 se presentan las curvas hipsométricas correspondientes y los perfiles longitudinales de los principales afluentes de cada cuenca.

##### 4.4.4.2. **Tipificación hidrológica de los terrenos aflorantes**

En este aspecto se hace necesario diferenciar entre el comportamiento hidrogeológico que se le supone a un terreno de acuerdo a su litología, y el que realmente tiene debido -por ejemplo- a su grado de alteración.

Si nos atenemos al primero, la cartografía hidrogeológica disponible indica que en la cuenca del río Ilave casi el 60% de la superficie está ocupada por materiales de naturaleza prácticamente impermeable, mientras que sólo el 40% restante presenta a priori una cierta permeabilidad. Los

porcentajes se invierten en las cuencas de los ríos Coata y Huancané, pero siguen mostrando un gran desarrollo de los terrenos impermeables.

Sin embargo, durante las calibraciones de los modelos de cuenca realizados en el estudio de aportaciones se pudo constatar que la respuesta hidrológica no coincidía con estos comportamientos supuestos. Muy al contrario, las cuencas respondían como básicamente permeables. Para justificar esta aparente contradicción es necesario recurrir a dos rasgos característicos de las cuencas altiplánicas:

- El grado de alteración de los terrenos es con frecuencia muy elevado, de forma que incluso los considerados inicialmente como impermeables tienen una capacidad de regulación significativa (retención de agua por fuerzas capilares y circulación subsuperficial).
- Una parte de la escorrentía superficial generada en las cabeceras de las cuencas y en las laderas se infiltra en terrenos permeables al llegar a los valles, incorporándose temporalmente al flujo subterráneo. Estos terrenos suelen estar constituidos por depósitos aluviales o fluvioglaciares, o por el producto de la alteración de materiales en origen menos permeables.

Considerando estos aspectos, y siguiendo la tipificación de terrenos utilizada por el modelo de avenidas, se han distinguido cuatro zonas en cada cuenca:

1. Permeable: comprende los sectores acuíferos en sentido estricto más aquellos que reúnen alguna de las dos condiciones arriba mencionadas. Quedan por lo tanto parcialmente incluidos en este grupo los sectores impermeables cuyas aguas circulan posteriormente sobre terrenos de naturaleza permeable.
2. Impermeable temporal: incluye los sectores con suelos desarrollados en los que se produce retención de agua y que, una vez saturados, generan escorrentía superficial. No existe por lo tanto en ellos circulación subterránea.

3. Impermeable permanente: no presenta suelos desarrollados y está situada en conexión directa con la red hidrográfica (incluye por lo tanto las zonas inundadas). Las lluvias sobre estos sectores pasan inmediatamente a alimentar la escorrentía,
4. Inundada: superficie ocupada por agua libre con posibilidad de drenarse por gravedad; quedan excluidas por lo tanto las lagunas situadas en cuencas cerradas. Los únicos procesos que tienen lugar en los sectores integrados en esta categoría son: precipitación directa, evaporación en lámina libre y circulación (con laminación incluida) de la escorrentía generada en las otras tres zonas.

La distribución por cuencas, en porcentaje de la superficie total, es la siguiente:

	Ilave	Coata	Huancané
Zonas permeables	75	78	87
Zonas impermeables temporales	23	20	12
Zonas impermeables permanentes	2	2	1
Zonas inundadas	0	2	0

#### 4.4.4.3.

#### Características hidráulicas del suelo

Se trata de las características hidráulicas que presenta una vertical del terreno, que son las que condicionan la evolución del agua en el mismo y, en definitiva, justifican su respuesta hidrológica.

En el modelo matemático de simulación estas características vienen representadas por parámetros que son estimados y optimizados a lo largo del proceso de calibración. Los principales son:

- UZTWM: representa la cantidad máxima de agua (en mm) que puede ser retenida en el suelo (niveles superiores) mediante fuerzas de tensión capilar.
- UZFWM: cantidad máxima de agua libre (en mm) que puede contener el suelo, y que alimenta tanto al flujo hipodérmico como a la percolación hacia niveles más profundos.

- UZK: velocidad de vaciado lateral del agua libre existente en el suelo. Es decir, fracción diaria del contenido que es drenado en forma de flujo hipodérmico.
- LZTWM: cantidad máxima de agua (en mm) disponible para la evapotranspiración que puede ser retenida mediante fuerzas de capilaridad en niveles más profundos del suelo (zona no saturada).
- LZFPM: cantidad máxima de agua libre (en mm) que pueden contener los horizontes más profundos (acuífero) en un depósito primario o menos transmissivo (LZP).
- LZPK: fracción del contenido en el depósito menos transmissivo del acuífero (LZP) que se drena diariamente en forma de caudal base.
- LZFSM: cantidad máxima de agua libre (en mm) que pueden contener los horizontes más profundos (acuífero) en su depósito secundario o más transmissivo (LZS).
- LZSK: fracción del contenido en el depósito más transmissivo del acuífero (LZS) que se drena diariamente en forma de caudal base secundario.
- CID: coeficiente de infiltración directa (fracción de la lluvia caída). Controla el volumen de lluvia que penetra en el suelo en forma de agua gravitacional, es decir, que no es utilizable para evapotranspiración en los niveles superiores del suelo incluso si éstos presentan déficit de humedad.
- ZPERC y  
REXP: parámetros de la ecuación de percolación que permiten controlar la variación de ésta entre condiciones saturadas y condiciones de fuerte déficit. La "demanda de percolación" viene expresada de la siguiente forma:

$$PBASE * 1 + ZPERC * \frac{\text{Déficits en los depósitos LZ}}{\text{Capacidades de los depósitos LZ}} \text{ Rexp}$$

donde PBASE indica las condiciones de saturación total (LZFPM \* LZPK + LZFSM \* LZSK).



A continuación se tabulan los valores obtenidos para los distintos parámetros en las tres cuencas:

Parámetro	Unidades	Ilave	Coata	Huancané
UZTWM	mm	35	50	60
UZFWM	mm	15	15	40
UZK	fracción diaria	0.25	0.20	0.25
LZTWM	mm	5	45	5
LZFPM	mm	65	60	35
LZPK	fracción diaria	0.005	0.011	0.010
LZFSM	mm	75	85	30
LZSK	fracción diaria	0.08	0.06	0.10
CID	fracción de la lluvia	0.04	0.04	0.04
ZPERC	--	15	15	45
REXP	--	7.5	7.5	2.0

#### 4.4.4.4. Hidrogramas unitarios

Son los generados en el punto de desagüe de una cuenca por una precipitación unitaria de intensidad constante y duración igual al tiempo de concentración. El hidrograma unitario es pues característico de cada cuenca y refleja la forma en que la escorrentía puntual es transitada por laderas y cauces.

Para su obtención es necesario trazar previamente las curvas isocronas en base a la estimación del tiempo de concentración, labor ya realizada en el capítulo 2 de la presente memoria (Zonificación hidrológica). Tal y como allí se explica, para la cuantificación del tiempo de concentración se han dividido los cursos principales en diferentes tramos de acuerdo a la variación de pendiente. En los perfiles de alta y media pendiente se ha utilizado la fórmula de Témez:

$$T_c = 0.3 (L/S^{0.25})^{0.76}$$

donde:  $T_c$  = tiempo de concentración (hr)  
 $L$  = longitud del curso (km)  
 $S$  = pendiente media (m/m)

Por su parte, en los tramos de baja pendiente se ha utilizado la fórmula de Manning, con los coeficientes de rugosidad y radios hidráulicos determinados en las campañas de aforos:

$$v = (R^{2/3} S^{1/2}) / n \quad , HT_c = L/v$$

donde  $R$  es el radio hidráulico (m),  $n$  el coeficiente de rugosidad y  $v$  la velocidad (m/s), teniendo las otras variables el mismo significado que en la fórmula precedente.

Mediante esta metodología, los tiempos de concentración de las cuencas de los ríos Ilave, Coata y Huancané han sido evaluados respectivamente en 53, 25 y 36 horas.

Sistematizando el proceso de cálculo para los cauces secundarios dentro de cada cuenca y considerando las velocidades de circulación en ladera se han trazado las líneas isocronas con intervalos de 6 horas (ver apéndice 4), que han servido para la definición de los hidrogramas unitarios a nivel diario para las tres cuencas:

Día	Ilave	Coata	Huancané
1	0.05	0.31	0.10
2	0.50	0.69	0.65
3	0.45	--	0.25

De cualquier forma, y dado el carácter peculiar de un sector de la cuenca del río Coata (subcuenca de Lagunillas), en este caso la aplicación del hidrograma unitario se ha efectuado con ciertos rasgos distintivos que se justifican en el siguiente epígrafe.

#### 4.4.4.5. Propagación y laminación

Evidentemente la modulación de la escorrentía superficial mediante el hidrograma unitario no considera los retardos que se producen durante las avenidas debidos a la laminación en cauces y zonas de inundación. Ante la ausencia de información topográfica de detalle que impide la simulación hidrodinámica de la propagación -tal y como se ha mencionado con anterioridad- este aspecto ha sido tratado mediante la aplicación del método de Muskingum que incorpora el modelo SSMA-2.

En líneas generales el método consiste en permitir grados de atenuación variables dependiendo de la magnitud de los caudales producidos por la aplicación del hidrograma unitario. Cuatro son los niveles de flujo o capas que se pueden distinguir. Cada una ha de ser definida por un espesor (o intervalo de caudales) y por su correspondiente coeficiente de propagación, que se constituyen en parámetros de calibración cuyo valor es optimizado mediante la simulación de avenidas históricas registradas en cada cuenca. Los resultados alcanzados han sido los siguientes:

Capa	Coeficiente de propagación	Intervalo de caudales (m <sup>3</sup> /s)		
		Ilave	Coata	Huancané
1	0.99	< 135	< 80	< 60
2	0.95	135-225	80-130	60-100
3	0.85	225-310	130-185	100-140
4	0.65	> 310	> 185	> 140

En el caso de la cuenca del río Coata, la laminación a través de un reservorio natural de las dimensiones de Lagunillas, no puede ser tenido en cuenta de forma adecuada utilizando exclusivamente el método multicapa descrito.

Diversos son los factores que condicionan la magnitud y régimen de las crecidas en este sector, entre los que merecen destacarse los siguientes:

- Su cuenca vertiente propia supone sólo un 18% de la total.
- Se trata de la subcuenca de cabecera con precipitaciones menos intensas
- La laminación natural es muy elevada, ya que casi un 10% de la superficie vertiente está ocupada por zonas inundadas, situándose la mayor parte en su tramo más bajo (Lagunillas).
- Estos embalses naturales se encuentran durante una buena parte del año con un nivel inferior a su cota de desagüe.

Como consecuencia de estos factores tanto los hidrogramas entrantes como los salientes en Lagunillas tienen un escaso peso específico. Además, estos últimos no sólo presentan una importante disminución de volumen y -mucho más acentuada- de los caudales punta, sino que pueden sufrir retardos de incluso semanas.

Por lo tanto, puede concluirse que la contribución de los hidrogramas generados por la subcuenca de Lagunillas sobre la magnitud de los caudales de avenida que se registran en la parte inferior de la cuenca del río Coata es de muy poca entidad. Para tener en cuenta este hecho se ha considerado conveniente asignar a la mencionada subcuenca un hidrograma unitario ficticio, con una duración de diez días, que permite reproducir de manera bastante aproximada el comportamiento observado en eventos históricos.

#### 4.4.5.

#### Calibración de los modelos

En la generalidad de los estudios de avenidas por el método hidrometeorológico la mecánica de actuación consiste -siempre que los datos lo permitan- en una primera fase de calibración del modelo mediante la reproducción de eventos históricos y una segunda fase de simulación de avenidas probables asociadas a aguaceros de proyecto.

Normalmente la fase de calibración se limita a alcanzar un grado de aproximación suficiente en los valores asignados a los distintos parámetros del modelo, para conseguir reproducir aceptablemente algunas avenidas registradas. El número de éstas es variable, pero no suele ser superior a dos o tres.

Sin embargo, una serie de rasgos particulares de este estudio y del sistema a analizar obligan a modificar la metodología convencional, haciendo el proceso de calibración más laborioso y aumentando el número de eventos a considerar en el mismo. Entre estos rasgos diferenciales -algunos de los cuales ya han sido citados precedentemente- cabe resaltar los siguientes:

- a) Las avenidas extremas no suelen presentarse aisladas y en relación con aguaceros cortos y de excepcional intensidad, sino en el seno de períodos prolongados de aguas altas en los que un régimen de lluvias continuado consigue llevar los almacenamientos superficiales y subterráneos a un estado de máxima saturación.
- b) La accidentada topografía de los sectores de cabecera y la insuficiencia de la red de control pluviométrico existente conducen a una cierta imprecisión en la estimación de las precipitaciones diarias realmente caídas sobre la cuenca. En consecuencia la calibración de los modelos sobre la base de únicamente dos o tres eventos históricos no ofrece las garantías deseables respecto a la calidad de los resultados, por lo que es conveniente incrementar su número.
- c) El hecho de que los argumentos esgrimidos en el epígrafe 4.4.3 hayan aconsejado la elección del modelo SSMA-2 para la realización del estudio, impone a su vez ciertas exigencias.

Estas están ligadas con la elevada cantidad de parámetros empleados para la representación conceptual de los procesos hidrológicos que acontecen en la cuenca. Una estimación apropiada de los mismos fuerza a extender el período de calibración para incluir en él situaciones hidrológicas diversas que permitan validar el modelo.

Consecuentemente la calibración del modelo se ha extendido sobre varios años, de forma a incorporar un gran número de eventos. Dicho período se ha hecho coincidir para cada una de las cuencas con los equivalentes seleccionados en el estudio de aportaciones. Es decir:

- Ilave: desde octubre de 1974 a septiembre de 1979
- Coata: desde octubre de 1966 a septiembre de 1972
- Huancané: desde octubre de 1969 a septiembre de 1975.

En el apéndice 13 se presenta la comparación entre los hidrogramas observados y simulados para las tres cuencas. En el caso del río Coata, y de acuerdo con lo expresado en los epígrafes 4.4.4.4 y 4.4.4.5, la simulación contempla las características diferenciales de la subcuenca de Lagunillas.

Los resultados alcanzados muestran de forma clara la capacidad de los modelos calibrados para reproducir avenidas históricas de diversa magnitud, entre las que se cuentan varias de las más importantes, y ello a pesar de las incertidumbres en la evaluación de las precipitaciones realmente acontecidas en algunas de ellas. Dichos resultados validan pues la calidad de los estimadores obtenidos para los parámetros hidráulicos básicos de cada cuenca (epígrafe 4.4.4.3), y avalan la legitimidad de la utilización de los respectivos modelos para la siguiente fase del estudio.

#### **4.4.6. Simulación de avenidas probables**

Con los aguaceros anteriormente elaborados (apartado 4.4.2.4.), y los modelos ya calibrados, se han simulado las avenidas asimilables a períodos de retorno de 25, 50, 100, 500 y 1000 años.

Los resultados alcanzados para las tres cuencas (Ilave, Coata y Huanané) se incluyen en el apéndice 14. En él se presentan, además de los hidrogramas correspondientes a cada nivel de probabilidad (en expresión gráfica y numérica), los listados detallados de cada una de las simulaciones, en las que se suministra la siguiente información a nivel diario:

- Precipitación sobre la cuenca en mm (PREC)
- Caudales totales simulados ( $m^3/s$ ) en el punto de desagüe, una vez propagados y laminados los hidrogramas (SIM).
- Caudales base drenados por los depósitos primario o menos transmisivo (QB1) y secundario o más transmisivo (QB2) de los acuíferos.
- Caudales hipodérmicos que circulan lateralmente en horizontes poco profundos del suelo (QHI).
- Caudales procedentes de escorrentía superficial o directa sobre las tres zonas en que se considera dividida la cuenca: permeable (PERM), impermeable temporal (IMPT) e impermeable permanente (IMPP).
- Caudales obtenidos mediante la aplicación del hidrograma unitario a la escorrentía de origen superficial (H.U.).
- Percolación total (en mm) en los materiales permeables (TOTAL) y percolación que alcanza la superficie de agua libre del acuífero sin ser retenida por la zona no saturada suprayacente (LIBRE).
- Contenidos (en mm) en los niveles superiores del suelo de agua capilar (TENS) y de agua gravitacional (LIBR).
- Contenidos en los niveles inferiores (zona no saturada y acuífero) de agua capilar (TENS) y de agua libre (LIB1 y LB2).
- Contenido de agua en los materiales impermeables con suelos desarrollados (IMPER-TENS).

- Evaporaciones sobre las zonas inundadas (INU) y evapotranspiraciones sobre las zonas permeables (PERM) e impermeables temporales (IMP).

En el caso de las simulaciones efectuadas para el río Coata, los hidrogramas presentados corresponden a los generados por el área vertiente total, mientras que los listados de detalle se refieren únicamente al 82% de la cuenca, es decir, descontando la subcuenca de Lagunillas.

#### 4.4.7. Resultados y conclusiones

A continuación se resumen los datos de mayor interés de los hidrogramas simulados para las distintas cuencas y períodos de retorno.

Estos corresponden a los caudales máximos de 1, 2 y 3 días consecutivos, y al volumen acumulado en una semana:

Cuenca	Variable	Unidades	Período de retorno (años)				
			25	50	100	500	1000
Ilave	Qmax. diario	m <sup>3</sup> /s	871	1.077	1.229	1.469	1.650
	Qmax. 2 días	m <sup>3</sup> /s	864	1.044	1.173	1.380	1.537
	Qmax. 3 días	m <sup>3</sup> /s	795	964	1.091	1.293	1.446
	Volumen semanal	hm <sup>3</sup>	364	420	464	504	532
Coata	Qmax. diario	m <sup>3</sup> /s	956	1.080	1.238	1.466	1.667
	Qmax. 2 días	m <sup>3</sup> /s	825	931	1.047	1.268	1.419
	Qmax. 3 días	m <sup>3</sup> /s	714	799	932	1.114	1.256
	Volumen semanal	hm <sup>3</sup>	319	348	392	457	504
Huancané	Qmax. diario	m <sup>3</sup> /s	323	368	405	498	579
	Qmax. 2 días	m <sup>3</sup> /s	30	4351	387	478	548
	Qmax. 3 días	m <sup>3</sup> /s	280	319	355	434	491
	Volumen semanal	Hm <sup>3</sup>	135	155	173	206	227

Para complementar esta información, y dado que en el apartado 4.3.3 ya se realizó una evaluación de las avenidas probables en estos ríos mediante un análisis estadístico de los datos hidrométricos, resulta interesante una comparación entre los valores alcanzados por las dos metodologías. El cuadro siguiente muestra -expresada en porcentaje sobre el valor medio- la diferencia entre ambos estimadores para los caudales máximos de 1, 2 y 3 días consecutivos. No se incluyen los correspondientes a 7 días ya que la aplicación del método hidrometeorológico se ha efectuado utilizando aguaceros cuyas precipitaciones probables han sido deducidas de los ajustes estadísticos para un máximo de tres días (ver apartado 4.4.2 y epígrafes correspondientes).

Comparación entre estimadores estadísticos e hidrometeorológicos (diferencia en %)

Cuenca	Variable	Período de retorno (años)				
		25	50	100	500	1000
Ilave	Qmax. diario	7.9	1.6	5.1	4.7	10.1
	Qmax. 2 días	2.1	4.6	6.1	3.2	7.6
	Qmax. 3 días	1.9	5.3	7.7	5.9	10.7
Coata	Qmax. diario	15.0	10.4	9.1	4.5	3.3
	Qmax. 2 días	4.2	0.4	3.7	15.1	15.6
	Qmax. 3 días	6.1	11.8	11.6	24.7	24.5
Huancané	Qmax. diario	10.8	10.6	8.0	4.1	9.8
	Qmax. 2 días	9.3	10.2	7.8	4.5	8.8
	Qmax. 3 días	5.9	5.1	3.7	0.9	2.1

El análisis de estos resultados merece algunos comentarios que, en cierta medida, sirven para completar y matizar las conclusiones relativas al estudio estadístico de caudales citadas en el apartado 4.3.3:

- a) A pesar de la disparidad en los procedimientos de cálculo, los resultados alcanzados mediante los métodos estadístico e hidrometeorológico en las tres cuencas muestran en general una muy buena concordancia, como lo demuestra el que en la mayor parte de los casos las diferencias no superen el 10%. Este hecho permite confirmar en líneas generales la validez de las conclusiones ya expresadas.
- b) Sólo en los caudales máximos estimados para el río Coata las diferencias son algo mayores, aunque únicamente se alcanza el 20% en los valores correspondientes a 3 días para períodos de retorno de 500 y 1000 años. Dada la naturaleza de la variable considerada y la probabilidad que se le asigna, dicho nivel de incertidumbre es perfectamente asumible.
- c) El estudio estadístico parecía indicar que las avenidas del río Coata eran superiores -para períodos de retorno elevados- a las del río Ilave; sin embargo, ya allí se apuntaba que esta conclusión debía ser tomada con cautela debido a las limitaciones existentes en las series de caudales máximos históricos de Puente Maravillas. Por el contrario, el estudio hidrometeorológico sugiere que las avenidas son de similar magnitud en ambas cuencas, al haber aumentado ligeramente los caudales estimados para el río Ilave; no obstante, en



esta cuenca las limitaciones se presentan por el lado de la insuficiente cobertura pluviométrica (ver epígrafe 4.4.2.3.). En consecuencia, se puede considerar que el estudio estadístico suministra estimadores más fiables para las avenidas del río Ilave, mientras que para el río Coata los del estudio hidrometeorológico merecen inicialmente más confianza. Por lo tanto, y a la luz de los resultados presentados, parecen reafirmarse las conclusiones iniciales, aunque de cualquier forma las diferencias no son de la entidad suficiente como para ser tomadas en consideración.

- d) Por último, el régimen de aguas altas de estos tres ríos tiene como consecuencia que tanto los volúmenes totales implicados en estos eventos como los que preceden a la llegada del caudal punta sean de gran magnitud. Sirva como ejemplo que en los hidrogramas simulados para un período de retorno de 25 años (apéndice 3.21), en los días anteriores al que registra el caudal máximo se contabilizan  $123 \text{ hm}^3$  en el río Ilave,  $259 \text{ hm}^3$  en el Coata y  $55 \text{ hm}^3$  en el río Huancané. Este aspecto, que se magnifica aún más en el Río Ramis, tiene entre otras implicaciones que la construcción de embalses (de dimensiones razonables) entre cuyos objetivos figurara el almacenamiento y laminación de caudales de avenida, podría presentar un cierto interés para aprovechamientos internos, pero su efecto sobre las crecidas aguas abajo del lago Titicaca sería prácticamente despreciable.

#### 4.5. ANALISIS DE INUNDACIONES

##### 4.5.1. Introducción. Problemática, objetivos y antecedentes.

Entre los eventos extremos que ocasionan daños en el sistema TDPS, las inundaciones han sido recientemente las que han tomado mayor interés. En la segunda mitad de la década de los ochenta varios años consecutivos de fuertes lluvias produjeron un fuerte aumento de los aportes al lago Titicaca, cuyo nivel fué ascendiendo progresivamente anegando decenas de miles de hectáreas de las zonas ribereñas. Este fenómeno, que tuvo su máxima expresión en el período 1986-87, trajo consigo asimismo un gran aumento de las

descargas por el río Desaguadero, que al verse incrementadas con los aportes de sus afluentes originaron graves inundaciones a lo largo de su curso y, en especial, en su tramo inferior (lagos Uru-Uru y Poopó), poniendo en peligro incluso a la ciudad de Oruro.

Sirvan como ilustración algunos datos. Entre los años 1984, 1985 y 1986, solamente los cinco tributarios principales del lago Titicaca aportaron al mismo una cifra próxima a 2900 hm<sup>3</sup>, lo que equivale a un caudal medio que sobrepasa ligeramente los 300 m<sup>3</sup>/s. A esto hay que añadir la contribución de los restantes tributarios y, sobre todo, la precipitación directa sobre el espejo del agua, por lo que la cifra total de aportes duplicó ampliamente la arriba mencionada. Por su parte, aguas abajo del lago las estimaciones efectuadas evalúan en torno a 10000 hm<sup>3</sup>/año el caudal registrado en la estación de Chuquiña únicamente en el año 1986, es decir un caudal medio próximo a 320 m<sup>3</sup>/s que es casi cuatro veces superior a la aportación media en dicho punto.

Dado que el estudio de las inundaciones en el eje del río Desaguadero ha sido objeto de un análisis específico en el marco del presente proyecto, en esta parte se trata exclusivamente la problemática ligada a las inundaciones en la cuenca vertiente del lago Titicaca.

Dos son las causas principales que originan inundaciones aguas arriba de Puente Internacional. La primera de ellas -que ya ha sido considerada en la medida de los datos disponibles en los apartados anteriores- está ligada a los desbordamientos de los ríos debidos a que los caudales de avenida superan la capacidad de conducción del cauce. La segunda responde a la anegación de tierras ribereñas por la subida del espejo del lago. En ciertos sectores ambas causas pueden actuar conjuntamente, produciéndose inundaciones mixtas en las cuales los desbordamientos se ven agravados por coincidir las avenidas de los ríos con situaciones altas del lago.

Dado que entre los años 1985 y 1988 el lago alcanzó -con diferencia- sus cotas más elevadas de todo el período registrado (es decir, prácticamente de este siglo), podría suponerse en principio que las inundaciones ribereñas tendrían que tener

una probabilidad de ocurrencia muy baja. Sin embargo esto no es así debido a la inercia en la evolución de los niveles y al efecto que ésta tiene sobre la actividad socioeconómica en el entorno. La lenta evolución limnimétrica que se manifiesta por la presencia de ciclos cuya duración es de varios años, trae como consecuencia que cuando el espejo del agua está en fase de retroceso se produce una rápida colonización de las tierras desecadas, ya que éstas son particularmente fértiles. La inversión del proceso, con un progresivo avance de las aguas, trae consigo consecuentemente la inundación no solamente de las superficies puestas en producción, sino también de los asentamientos humanos asociados. Dada la periodicidad de estos ciclos, se deduce por lo tanto que la frecuencia de este tipo particular de inundaciones es muy superior a la que parecería indicar el fenómeno físico.

Sin duda, los sectores más sensibles a las inundaciones por subida del nivel del lago y a las de origen mixto, se ubican en las cuencas bajas de los ríos Ramis e Ilave. En ambos casos se trata de regiones extremadamente llanas, que ocupan deltas de formación reciente, y que documentos cartográficos históricos atestiguan que -al menos temporalmente- han formado parte del espejo del lago Titicaca. Estas zonas fueron las más afectadas por las recientes inundaciones, permaneciendo grandes extensiones anegadas durante meses y, en algunos casos (parte terminal del delta del Ilave), la situación se prolongó varios años. Además, y dado el régimen hidrológico de los ríos que las surcan, también sufren con frecuencia desbordamientos de caudales de avenida, incluso cuando el lago se encuentra en cotas bajas. Para defenderse de estos eventos los campesinos han construido -en general con medios muy rudimentarios- grandes diques y obras de defensa, que suelen ser suficientes frente a avenidas ordinarias pero que se ven desbordados o destruidos en crecidas extraordinarias.

Dado que estos sectores presentan un interés prioritario dentro del altiplano peruano por su capacidad productiva y su carga demográfica, se plantea la necesidad de llevar a cabo un estudio específico de su problemática de inundaciones. El alcance y las metodologías a utilizar en dicho estudio se ven condicionados por una serie de factores, entre los que pueden citarse los siguientes:

- Características morfológicas del medio físico natural (extremadamente llano)
- Existencia de infraestructuras de defensa ya implantadas (diques)
- Dimensiones de las zonas afectadas (que obligan a optimizar las soluciones propuestas para no disparar su coste).

Estos condicionantes requieren por una parte la utilización de técnicas sofisticadas de simulación hidráulica, y por otra, establecen una dependencia respecto a la base topográfica disponible. Desgraciadamente, el único sector que cuenta con una definición topográfica suficiente para la realización de éste tipo de estudios es el curso inferior del río Ilave, y ello únicamente en las inmediaciones de su cauce, por lo que el análisis se ha tenido que restringir a dicho tramo. En cuanto al río Ramis se ha realizado una propuesta para llevar a cabo los levantamientos topográficos adecuados, que permitirán en un futuro próximo emprender los análisis consiguientes.

En cuanto a los objetivos a alcanzar en el estudio hidráulico del tramo inferior del río Ilave, tres son los básicos:

- Evaluación de la capacidad actual de conducción del cauce dentro de los límites marcados por los diques existentes.
- Identificación de los sectores críticos en los que se iniciarían los desbordamientos y que representan los enclaves frágiles en el sistema de defensas.
- Planteamiento de mejoras en la infraestructura que permitan aumentar la protección frente a eventos futuros.

Por último, conviene hacer mención en este apartado a la existencia de un estudio cuyos objetivos se solapaban parcialmente con los aquí propuestos. Se trata del proyecto "Recuperación de tierras. Programa ALA/86/3", financiado por la Comunidad Económica Europea y realizado por la empresa consultora Bonifica, del que se emitieron informes en los años 1989, 1990 y 1991. A pesar de disponer de un antecedente tan reciente, se consideró necesario llevar a cabo un estudio complementario con dos finalidades:

- Extender el ámbito territorial, iniciando el análisis algunos kilómetros aguas arriba en la denominada "curva de Urane", lugar donde se rompieron las defensas en 1986.
- Contrastar los resultados obtenidos en dicho proyecto, en el que se utilizaron técnicas de simulación en régimen permanente, con los suministrados por un modelo de simulación hidrodinámica.

#### 4.5.2.

#### Datos disponibles

Además de la documentación ya indicada en otros apartados de la presente memoria, para el análisis de las inundaciones en la cuenca baja del río Ilave, se ha dispuesto de la siguiente información específica:

- Datos topográficos
- Datos hidrológicos
- Otros datos

##### a) Datos topográficos (ver apéndice 15)

La información cartográfica de base está constituida por el levantamiento realizado a escala 1:2000 por PRONADRET (Programa Nacional de drenaje y recuperación de tierra del Ministerio de Agricultura de Perú) en el período Mayo-Junio de 1988. Dos años después y en el marco del proyecto "Recuperación de Tierras. Programa ALA/86/3" de la Comunidad Económica Europea, pero con posterioridad a las simulaciones efectuadas en el mismo, se extendió el levantamiento aguas arriba para cubrir el sector de Urane.

En cuanto, a secciones transversales se ha dispuesto de un total de 85, que aparecen reflejadas gráficamente en el apéndice 15. Asimismo se ha representado en el apéndice 16 la evolución de sus principales parámetros hidráulicos (sección mojada, radio hidráulico ...). De éstas, 64 (las indicadas con el código PI) han sido extractadas del informe realizado por Bonifica para la C.E.E. y corresponden a los últimos 12,5 kilómetros del río Ilave antes de su desembocadura en el lago Titicaca. Para el presente estudio ha sido necesario -en algunos casos- modificar ligeramente las distancias entre perfiles, por existir discrepancia en los criterios empleados para su evaluación.

Otras 12 secciones transversales (las identificadas con el código BM) corresponden al sector de Urane -aguas arriba del anterior- y proceden del segundo de los levantamientos arriba mencionados. En razón de la fecha de su realización (noviembre de 1990) no fueron consideradas en las simulaciones hidráulicas del proyecto antecedente. En el proceso de incorporación de dichas secciones al esquema de simulación se detectó una incoherencia entre las coordenadas de ambos levantamientos topográficos, que fue convenientemente subsanada.

Por último, y dado que entre ambos tramos quedaba un trecho de río sin secciones definidas, se utilizó la cartografía existente a escala 1:2000 para obtener 8 perfiles adicionales que establecieran una continuidad.

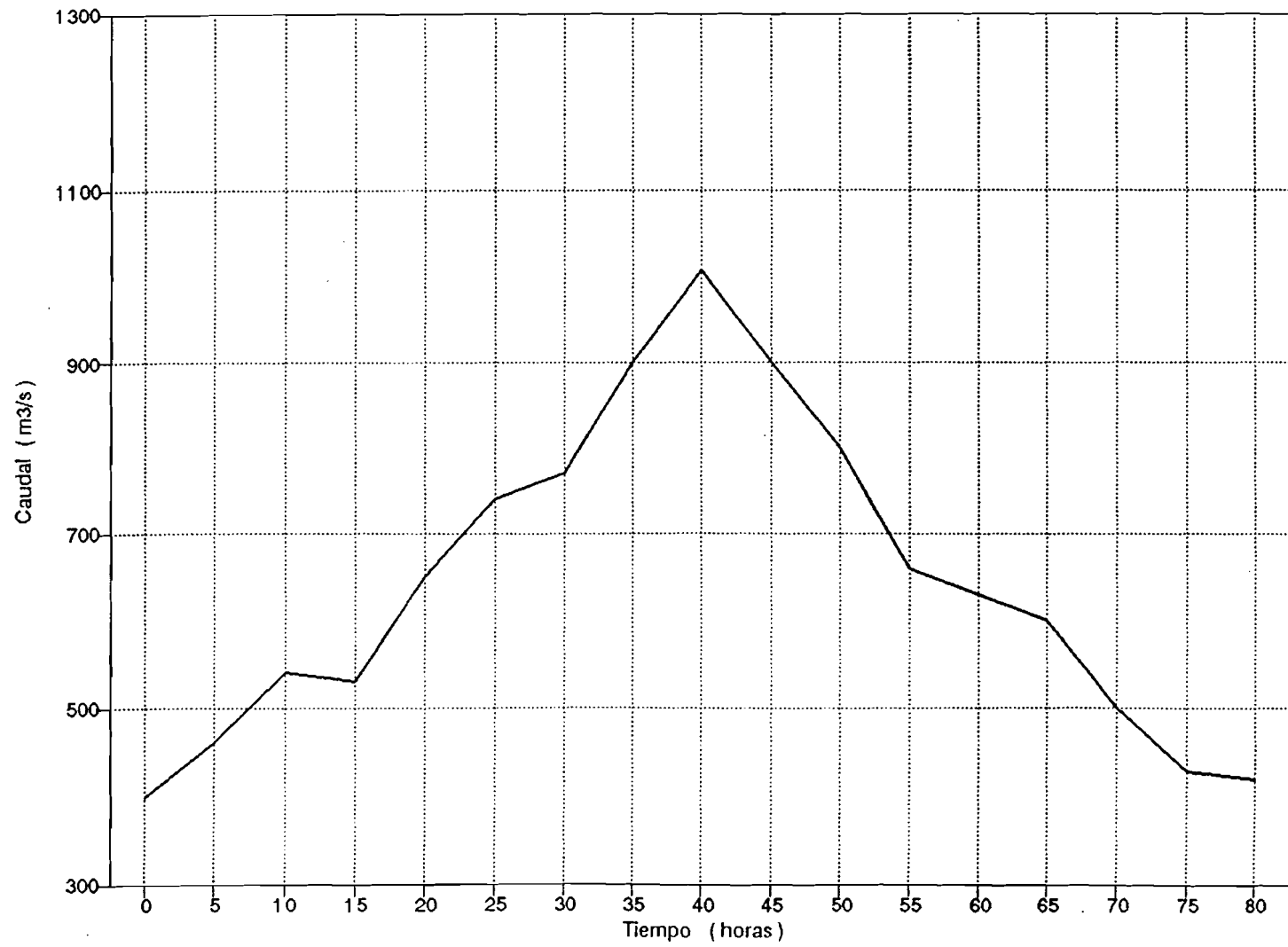
El conjunto de las 85 secciones permite definir con elevada precisión el cauce del río Ilave a lo largo de casi 18 kilómetros de recorrido. Sin embargo, aguas arriba del sector de Urane, y antes del inicio de los diques de defensa, existe un tramo con gran poder laminador (entre Jinchupalla y Huilacoyo) que no dispone de información cartográfica adecuada, lo que impide simular la propagación completa desde la estación de aforos de Puente Ilave. De hecho, dicho tramo resulta esencial para analizar la evolución de las avenidas en el delta, ya que en él se produce presumiblemente la laminación principal de los hidrogramas.

#### b) Datos hidrológicos

Aunque se dispone de todos los registros limnimétricos de la estación de Puente Ilave y de los correspondientes caudales diarios reinterpretados después del análisis de las curvas de gastos (ver apartado 3.4.2.3. del Estudio de aportaciones y anexo 7.2), el hidrograma histórico utilizado ha sido el relativo a la avenida de marzo de 1986 en dicha estación, tal y como fue elaborado por PRONADRET en agosto de 1989 para el estudio denominado "Determinación de la onda de crecida del río Ilave" (figura 4.3).

Por otra parte, para las simulaciones se ha considerado como nivel de referencia del lago el indicado por la estación de Puno para estas fechas: 3812,39 m.

FIG. 4.3: HIDROGRAMA REGISTRADO  
EN PUENTE ILAVE ( 3-6 Marzo de 1986 )



c) Otros datos

Para adquirir un mejor conocimiento del medio físico a simular, se realizó en primer lugar un sobrevuelo del delta, que fue seguido por una visita al terreno en la que se reconoció todo el trayecto comprendido entre la estación de aforos y el lago Titicaca.

En el curso de esta visita se pudo contar en todo momento con la guía y apoyo de representantes de las distintas comunidades afectadas por las inundaciones, cuyos comentarios han sido de gran valor para establecer referencias históricas y mejor comprender el comportamiento del río durante las crecidas y la respuesta de los diques frente a las mismas.

Este reconocimiento permitió asimismo identificar un aspecto de gran transcendencia y cuyas implicaciones para la posibilidad de efectuar acciones protectoras en el último tramo son importantes. Desde un punto de vista hidrogeológico el delta del río Ilave es -en su conjunto- un importante acuífero, cuyo nivel piezométrico se sitúa en gran parte del mismo a escasa profundidad (observaciones realizadas durante la visita constataron en algún punto valores inferiores a 2 metros). Dicho acuífero está -al menos parcialmente- en conexión hidráulica con el río, por lo que en períodos especialmente húmedos en los que el río Ilave presenta niveles superiores a los terrenos circundantes (debido a la existencia de los diques de defensa), extensos sectores pueden verse inundados al subir la capa freática. Este tipo de inundaciones suele resultar además persistente, dadas las dificultades de drenaje debido a los gradientes extremadamente bajos del terreno y del nivel piezométrico.

**4.5.3.**

**Metodología**

Dada la naturaleza del fenómeno físico a investigar, la geometría y rugosidad variable del tramo, y las dimensiones del mismo, la única manera de efectuar un análisis apropiado (si se exceptúa la construcción de un modelo reducido) pasa por la utilización de técnicas de simulación matemática. Estas a su vez pueden dividirse en dos grupos, dependiendo de si la solución del problema es abordada desde una óptica de régimen estacionario o de régimen transitorio.



Dentro del primer grupo existen diversos programas informáticos que permiten obtener para un tramo de río el perfil de la lámina de agua que corresponde a un determinado caudal. Entre éstos, probablemente el de uso más difundido es el denominado HEC-2, modelo que ha sido desarrollado por el Hydrologic Engineering Center del U.S. Corps of Engineers y que constituye casi un estándar en esta clase de estudios. Sin embargo, trabajar con este tipo de modelos el problema de propagación de una onda de avenida implica asumir ciertas hipótesis simplificadoras, ya que no es posible aplicar las ecuaciones de Saint-Venant. De hecho, la práctica usual consiste en simular la situación teórica en el supuesto de que el caudal máximo de la avenida circula simultáneamente por todo el tramo. La solución alcanzada se aproximará en mayor o menor medida a la realidad dependiendo del grado de "transitoriedad" de la onda, o en otras palabras, del peso específico de los términos de las ecuaciones de flujo no incluidos en la resolución del problema. En cualquier caso la solución va a ser en general conservadora, es decir del lado de la seguridad, excepto si la rugosidad del cauce disminuye en el tiempo debido -por ejemplo- a la eliminación de la vegetación en las márgenes; en este último supuesto podrían alcanzarse niveles reales superiores a los simulados (apilamiento de la cresta de la onda).

En cuanto al segundo de los grupos mencionados - técnicas de simulación matemática del régimen transitorio- presentan la ventaja de que su formulación contempla la resolución de las ecuaciones de Saint Venant, por lo que la solución alcanzada reproduce de forma más fidedigna las condiciones reales del flujo. Varios son los programas informáticos que han sido desarrollados en universidades y centros de investigación, siendo la diferencia básica entre los mismos el método adoptado para la resolución de los sistemas de ecuaciones que se plantean. Otras diferencias residen en la inclusión de pre y post-procesadores que facilitan la entrada de datos y la interpretación de resultados, a veces con importante soporte gráfico que acelera la fase de calibración.

Entre estos modelos ocupa un lugar relevante el MIKE-11, desarrollado por el Danish Hydraulic Institute. Se trata de una poderosa herramienta de cálculo (de la que se incluye una reseña en el

apéndice 16) constituida por un conjunto de módulos que permiten simular los principales procesos que ocurren en ríos, estuarios y canales. Entre éstos figuran:

- módulo hidrodinámico
- módulo de cuenca (NAM-11)
- módulo de transporte y sedimentación de materiales no cohesivos
- módulo morfológico
- módulo de calidad de aguas

El módulo hidrodinámico del programa MIKE-11 - núcleo del modelo global- tiene entre otras ventajas su gran versatilidad, que se manifiesta por la posibilidad de resolver las ecuaciones del flujo según las distintas aproximaciones (cinemática, difusiva y dinámica) en los tramos seleccionados de la red hidrográfica.

Una aplicación del modelo que presentaría enorme interés para el planteamiento de soluciones futuras la constituye la simulación pseudo-bidimensional. Mediante esta técnica podría representarse el complejo entramado de cauces y sectores de inundación que conforman el delta del Ilave, y reproducir la respuesta del sistema frente a distintas alternativas de gestión de las avenidas. Desgraciadamente la información cartográfica actual cubre únicamente el cauce principal, lo que impide por el momento la utilización de esta técnica opcional; posibilidad que no debería ser abandonada en el caso de que se realicen levantamientos topográficos complementarios.

Otra opción del modelo no utilizada en el presente estudio por carencias en los datos de base ha sido el módulo morfológico. Este contempla la resolución de forma simultánea de las ecuaciones del flujo y de las que controlan el movimiento de los sedimentos no cohesivos. Considera por lo tanto un fenómeno que puede llegar a ser muy significativo en ríos con lecho móvil (especialmente en los que los depósitos son de pequeña granulometría como en este caso), ya que durante las avenidas se producen socavaciones temporales importantes que incrementan la sección de paso, resultando niveles de agua reales inferiores a los estimados. Sin embargo, la aplicación del módulo morfológico exige un buen conocimiento de la naturaleza del cauce en sus primeros metros de profundidad, lo que haría necesaria la excavación de las consiguientes calicatas.

#### 4.5.4. Simulación hidráulica

Se ha llevado a cabo en dos fases, utilizando en ambas el modelo MIKE-11.

La primera se ha centrado en la estimación del caudal que circuló en el tramo de río aguas abajo de Urane durante la avenida de marzo de 1986. Esta fase ha servido además para la calibración del modelo (al reproducir un evento histórico) y en ella se ha utilizado la hipótesis de régimen estacionario, ya que como se verá a continuación los caudales que excedían un cierto umbral abandonaban el cauce al inicio del tramo.

En la segunda fase, ya con la hipótesis de régimen transitorio, se simula la propagación a lo largo del tramo de la avenida tal y como fué registrada en la estación de Puente Ilave, es decir suprimiendo los desbordamientos y la laminación previos a Urane. Esta fase ha sido de utilidad para el planteamiento de posibles soluciones frente a eventos futuros.

##### 4.5.4.1. Régimen estacionario

Las simulaciones se han efectuados sobre el tramo de 15,6 kilómetros de longitud comprendido entre el inicio de la curva de Urane (sección BM-1) y la sección PI-54, situada algo más de dos kilómetros antes de la desembocadura del río Ilave. La razón para finalizar en este punto es que aguas abajo del mismo los diques de contención se rompieron, pudiéndose considerar que en esas fechas el lago Titicaca llegaba hasta este lugar. Por ello, la condición de contorno fijada en la sección PI-54 ha sido el nivel que registraba el lago (3812,39 m).

Como apoyo, para la calibración del modelo se contaba además con dos referencias adicionales de niveles en el río, aunque menos precisas que la anterior. La primera corresponde a la curva de Urane, en la que el río se desbordó inundando grandes extensiones y destruyendo parcialmente las defensas existentes. Aguas abajo de este punto los testimonios aseguran que el río no volvió a salirse hasta la altura de la sección PI-54. La segunda referencia de que se dispone se refiere a las inmediaciones de la sección PI-6, donde según los testigos oculares el nivel del agua habría llegado a la cota 3815,65 m.

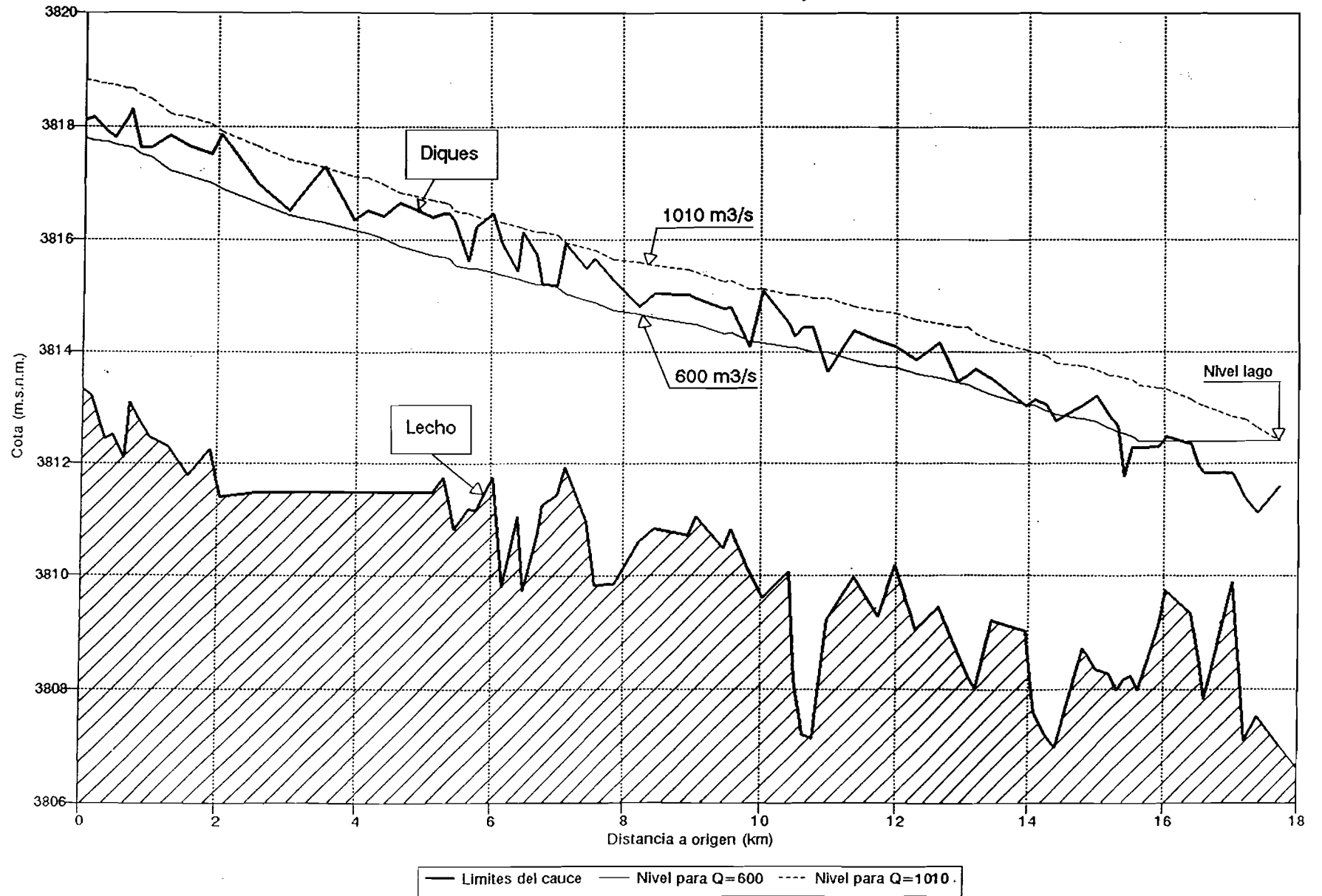
Para la estimación de la rugosidad no se han empleado los aforos directos realizados en el marco del proyecto precedente, ya que los caudales medidos en aquella ocasión correspondían a un período de estiaje pronunciado ( $3,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ), condiciones en las cuales la rugosidad estimada no guarda relación con la de crecidas en las que fluyen aproximadamente  $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ . Además, las secciones utilizadas para la calibración del modelo en dicho proyecto (un total de seis contenían un error en su definición. Este último hecho justifica que el coeficiente de rugosidad encontrado fuera tan anómalamente reducido ( $0,05 \text{ m}$  de Colebrook).

En el presente estudio, los estimadores iniciales de los coeficientes de rugosidad (posteriormente refinados en el proceso de calibración) fueron obtenidos en base al método de Cowan, que considera para su evaluación variables tales como: tipo de cauce, irregularidades de las paredes y el fondo, variaciones en tamaño y forma de las secciones, vegetación, meandros, etc. Los resultados alcanzados para el cauce principal indican un valor del coeficiente de Manning ( $n$ ) en torno a  $0.035$  desde prácticamente el inicio del tramo hasta el sector de Hutahuini (sección PI-1), y de  $0,025$  aguas abajo de la sección PI-24 (Yajasirkatuyo). En el tramo intermedio se ha adoptado una transición progresiva de la rugosidad. Asimismo -y para considerar la fuerte inflexión del meandro de Urane- a los dos primeros kilómetros se les ha asignado una rugosidad ligeramente superior (de  $0,040$  a  $0,035$ ). Dichos coeficientes han sido mayorados para las zonas marginales de inundación con escaso calado.

Los valores mencionados responden a la morfología y naturaleza del cauce, cuyo fondo está ocupado por sedimentos en los que dominan las arenas, y cuyas márgenes suelen estar representadas por diques recubiertos con "champas" (técnica local que los deja revestidos de vegetación herbácea). Dichos valores son además congruentes con el aforo realizado el 27 de febrero de 1992 en la estación de Puente Ilave (aguas arriba del sector simulado), en el que se midió la pendiente de la lámina de agua y que arrojó un coeficiente de rugosidad de  $0,034$  ( $n$ ) para  $27 \text{ m}^3/\text{s}$  de caudal.

Los resultados obtenidos con la simulación en régimen estacionario (paso de tiempo 5 minutos) de

FIGURA 4.4 : SIMULACION HIDRODINAMICA DEL RIO ILAVE  
Tramo Urane - Santa Rosa de Huayllata





un caudal de 600 m<sup>3</sup>/s se resumen gráficamente en la figura 4.4 y numéricamente en el cuadro 4.5 Varios aspectos merecen ser destacados:

- a) El nivel medio alcanzado en la entrada de la curva de Urane se sitúa aproximadamente en la cota 3817,70, es decir, a escasos centímetros de la coronación de los diques. Este valor, unido a lo pronunciado del meandro, justifica la ruptura parcial de las defensas en este lugar y la consiguiente salida del cauce de los caudales que sobrepasaron el mencionado umbral.
- b) En la segunda de las referencias apuntadas (sección PI-6) los resultados de la simulación indican un nivel de 3815,42 m, muy próximo a los 3815,65 que indican los testimonios oculares. Sin embargo se considera más probable el valor simulado, ya que el otro implicaría que el nivel habría sobrepasado la coronación de los diques inmediatamente aguas abajo.
- c) En todo el trayecto hasta las proximidades de la sección PI-54 no se producen desbordamientos significativos, tal y como han confirmado las encuestas realizadas.

En consecuencia puede concluirse que el máximo caudal registrado en el río Ilave -aguas abajo de Urane- el día 3 de marzo de 1986 debió de estar próximo a 600 m<sup>3</sup>/s. Dado que el hidrograma registrado en la estación de aforos de Puente Ilave permite estimar un caudal punta en torno a 1000 m<sup>3</sup>/s, la diferencia entre ambas cifras se justifica por dos razones:

- 1) La importante laminación de la avenida en la zona de expansión ubicada entre Jinchupalla y Huilacoyo, con notable reducción del caudal máximo.
- 2) El desbordamiento de los caudales superiores a -aproximadamente- 600 m<sup>3</sup>/s en la curva de Urane por la ruptura parcial de los diques de defensa. Los caudales desviados siguieron su curso por uno de los antiguos brazos del río Ilave.

Por último conviene llamar la atención sobre dos cuestiones particulares. La primera de ellas se refiere a la influencia del nivel del lago sobre el perfil de la lámina de agua en el río.

Simulaciones efectuadas fijando dicho nivel en la cota 3810 (es decir casi dos metros y medio por debajo de la anteriormente utilizada) ponen en evidencia que el efecto es despreciable en el entorno del cauce, iniciándose los desbordamientos en el mismo sector. Evidentemente esto no impide que las superficies inundadas sean muy amplias.

La segunda cuestión atañe a las velocidades indicadas en el cuadro 4.5. Al haber sido obtenidas con un modelo unidimensional, los valores indicados representan la velocidad media en cada sección, que como puede observarse son en general relativamente bajas (los valores más frecuentes se sitúan entre 1 y 1,5 m/s). Sin embargo dichos valores pueden resultar incorrectos, ya que en la parte exterior de los meandros pronunciados el agua se acelera pudiendo llegar a adquirir velocidades muy superiores. Este aspecto tiene implicaciones importantes para el diseño de las obras de defensa.

#### 4.5.4.2. Régimen transitorio

A pesar de que la ausencia de levantamiento topográfico en el sector Jinchupalla-Huilacoyo determina cierta incertidumbre en lo que sucede aguas abajo, se decidió simular la propagación de la crecida de marzo de 1986 con la hipótesis -por otra parte falsa- de que el hidrograma registrado en Puente Ilave hubiese llegado al inicio del tramo considerado en idénticas condiciones (figura 4.3). Esto supondría un caudal punta entrante de 1010 m<sup>3</sup>/s.

La simulación se ha llevado a cabo sobre todo el trayecto con información topográfica suficiente, es decir desde la sección BM-1 (aguas arriba de Urane) hasta la PI-65 (Santa Rosa de Huayllata), situada ésta junto a la desembocadura. Sin embargo, en lugar de las 85 secciones disponibles, se ha reducido el número a 80, suprimiendo las denominadas PI-17, PI-24, PI-26, PI-37 y PI-40. El motivo para su eliminación ha sido la gran proximidad a otras secciones -inferior a 100 m cuando el ancho de los perfiles oscila normalmente entre 200 y 300 m- sin que exista un cambio geométrico que lo justifique. Mantener dichas secciones intermedias supondría la disminución del intervalo de cálculo hasta valores de algunos segundos, con el consiguiente aumento del tiempo total de simulación y sin una mejora en la precisión de los resultados.



Por otra parte, y dado que el objetivo principal del análisis en régimen transitorio es establecer la altura necesaria de los diques para evitar los desbordamientos, se han modificado los límites laterales del cauce actual subiéndolos hasta situarlos dos metros por encima de los niveles de agua alcanzados con un caudal de  $600 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La situación del lago se ha considerado la misma que en el análisis en régimen estacionario, es decir, en la cota 3812,39, tal y como se encontraba durante la avenida de marzo de 1986. En cuanto al paso de tiempo de cálculo se ha fijado en tres minutos.

De los resultados obtenidos (cuadro 4.5 y figura 4.4) se desprenden ciertos aspectos de interés:

- a) Una avenida de esta magnitud sobrepasa la coronación de los diques existentes en la práctica totalidad del tramo.
- b) Tomada siempre como cota de referencia la de la margen menos elevada de cada sección, el nivel teórico alcanzado por las aguas sobrepasa dicha cota en alturas superiores a un metro únicamente en los últimos 2,3 kilómetros de recorrido. Este sector coincide aproximadamente con el que es inundado por el lago Titicaca en sus períodos de aguas máximas.
- c) En el resto del tramo las diferencias (entre nivel del agua y coronación de los diques) oscilan en general en torno al medio metro, aunque con una notable dispersión. Sin embargo en la denominada curva de Urane -lugar en el que se produjeron los desbordamientos en 1986- las diferencias se incrementan hasta 70-90 cm.
- d) Como era de esperar, dadas la morfología del cauce y del hidrograma propagado, la laminación del caudal punta es muy poco significativa, pasando de  $1010 \text{ m}^3/\text{s}$  en el inicio a  $988 \text{ m}^3/\text{s}$  en la desembocadura. Conviene aquí recordar que el sector con mayor capacidad laminadora se ubica aguas arriba del tramo simulado, en el entorno de Jinchupalla y Huilacayo.

- e) Las velocidades medias del flujo en las distintas secciones no son particularmente elevadas (normalmente entre 1 y 2 m/s), aunque siguen siendo válidas las precisiones mencionadas en el epígrafe anterior relativas a la aceleración que se produce en la parte exterior de los meandros.

#### 4.5.5. Resumen y conclusiones

La problemática de inundaciones en la cuenca baja del río Ilave viene condicionada por cuatro factores básicos:

- Morfología del medio físico natural
- Acción antrópica
- Situación hidrológica del lago Titicaca
- Características hidrogeológicas de los sedimentos

##### 1) Morfología del medio físico natural

La cuenca baja del Ilave se asienta sobre un delta activo, es decir en período de formación. Este medio físico presenta dos aspectos que le confieren un carácter inundable: el relieve y la red hidrográfica. El relieve de los terrenos deltáicos es extremadamente plano y de pendiente muy débil, lo que trae consigo por una parte que las velocidades de flujo en cauce sean bajas (y en consecuencia los calados teóricos elevados) y, por otra, que el desbordamiento de los ríos implique que extensas superficies sean anegadas. En cuanto a la red hidrográfica (del tipo "en abanico") la multiplicidad de cauces hace que el efecto anterior se amplifique.

##### 2) Acción antrópica.

Las importantes obras de defensa que existen actualmente (consistentes en diques de tierra recubiertos con "champas") tienen como objetivo mantener el flujo dentro de un canal único hasta su desembocadura. Esto supone que numerosos cauces secundarios que conducían parte de los caudales de avenida han sido anulados, por lo que los caudales que debe soportar el cauce principal son mucho más elevados que en condiciones naturales. En consecuencia, los diques han de ser de notables dimensiones, y su desbordamiento o

ruptura durante eventos extremos determina la magnitud de las inundaciones.

Un aspecto adicional de estas obras lo constituye su marcada heterogeneidad, tanto en cuanto a diseño y calidad constructiva, como en cuanto a la altura que alcanzan. El origen de dicha heterogeneidad reside en que los trabajos son realizados por las propias comunidades, que cuentan con medios muy limitados y -normalmente- no disponen del adecuado asesoramiento técnico. Por lo tanto el sistema de defensas actualmente emplazada posee puntos particularmente frágiles.

3) Situación hidrológica del lago Titicaca.

Su influencia presenta dos facetas. Por una parte, una situación de aguas altas provoca en sí misma la inundación de gran cantidad de hectáreas situadas en la zona ribereña.

Por otra parte, el espejo del lago al representar un obstáculo para la evacuación de las avenidas del río, puede condicionar parcialmente los sectores en que se producen los desbordamientos. No obstante, las simulaciones efectuadas muestran que en el caso del río Ilave este segundo efecto tiene una escasa incidencia.

4) Características hidrogeológicas de los sedimentos

Desde un punto de vista hidrogeológico los sedimentos que constituyen el delta son en buena parte de naturaleza acuífera, y presentan un nivel piezométrico que en el sector inferior se ubica a muy poca profundidad. En circunstancias hidrológicas especialmente húmedas dicho nivel puede ascender hasta alcanzar la superficie del terreno, no sólo por la precipitación directa sobre el acuífero, sino también por la recarga desde el río, ya que éste se encuentra conectado hidráulicamente y -durante las avenidas- sus niveles son superiores a los del entorno (debido a los diques). Las inundaciones provocadas por estos fenómenos pueden resultar especialmente persistentes (sobre todo si el lago se encuentra alto) por las dificultades de drenaje superficial y subterráneo.

Las simulaciones efectuadas en régimen permanente con el modelo matemático MIKE-11, complementadas con las observaciones llevadas a cabo sobre el terreno, han permitido extraer ciertas conclusiones relativas a la avenida de marzo de 1986:

- El hidrograma observado en la estación de aforos de Puente llave -con un caudal máximo en torno a 1000 m<sup>3</sup>/s- debió sufrir una fuerte laminación a su paso por el sector de Jinchupalla-Huilacoyo, en el que el cauce se expande de forma muy notoria.
- Al alcanzar el meandro de Urane el río se desbordó al superar los diques de defensa existentes en la margen izquierda. Como consecuencia el hidrograma resultó "decapitado", desviándose el pico del mismo hacia un antiguo cauce.
- Los caudales remanentes, cifrados en 600 m<sup>3</sup>/s, continuaron su curso aguas abajo sin producirse nuevos desbordamientos hasta las proximidades del lago Titicaca (sección PI-54). A partir de este punto los diques de contención fueron destruidos.
- Si el mismo evento se hubiera presentado con un nivel del lago de 3810 m (en lugar de los 3812,39 reales), las consecuencias en el entorno del cauce habrían sido prácticamente las mismas, aunque obviamente las superficies anegadas por el propio lago no.
- A pesar de que las velocidades medias en las distintas secciones son relativamente bajas (entre 1 y 1,5 m/s), en la parte exterior de los meandros se alcanzan valores muy superiores que es necesario considerar en el diseño de las obras de defensa.

Estas conclusiones sobre la avenida de 1986 han sido utilizadas, junto con los resultados de las simulaciones en régimen transitorio, para esbozar una propuesta de actuaciones que permita aumentar la protección frente a eventos extremos futuros. Obviamente, dicha propuesta ha de partir de las infraestructuras de defensa ya existentes, introduciendo las mejoras en las mismas y añadiendo los elementos necesarios para conseguir los objetivos, pero sin perder de vista las limitaciones en los medios disponibles.

En síntesis la solución planteada se sustenta en tres elementos básicos.

a) Aumentar la capacidad de conducción del tramo aguas abajo de Urane

Para ello sería necesario recrecer los diques hasta la altura adecuada para permitir el tránsito del caudal de diseño. A partir del análisis realizado en régimen transitorio, dicho caudal podría en principio ser fijado en  $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ , por lo que la coronación de las obras tendría que situarse por encima de los niveles obtenidos en la simulación (cuadro 4.4). No obstante, sería deseable poder asociar al caudal de diseño con su correspondiente probabilidad, en orden a realizar un estudio coste-beneficio que permitiera optimizar la capacidad de conducción del tramo. Para llevar a cabo esta labor hace falta, como requisito previo, extender los levantamientos topográficos del entorno del cauce al tramo comprendido entre las localidades de Ilave y Urane. De esta forma podría simularse la propagación de los hidrogramas entre la estación de aforos y el inicio del tramo considerado en el presente estudio, lo que permitiría tener en cuenta la laminación que se produce en el sector de Jinchupalla-Huilacoyo.

b) Construir estructuras de evacuación de caudales excedentes

Dimensionar la capacidad de conducción del tramo aguas abajo de Urane para permitir el paso de avenidas de período de retorno muy elevado implicaría ciertamente fuertes inversiones que podrían no estar justificadas. Además, cuanto mayor sea el caudal, mayores serán los problemas de inundaciones en los sectores aledaños por la subida del nivel piezométrico (debido a la conexión hidráulica río-acuífero). Una forma de reducir el caudal de diseño del mencionado tramo consiste en la construcción de aliviaderos laterales que permiten evacuar parte de la avenida hacia cauces alternativos, cauces que formaban parte de la red de drenaje del delta antes de la construcción de los diques. Una de estas obras podría ser ubicada aguas arriba de Urane, lugar que constituye actualmente uno de los puntos más frágiles del sistema de defensas.

No obstante, una definición correcta de las estructuras de evacuación necesarias exige la realización de trabajos cartográficos adicionales. Dichos trabajos estarían orientados a obtener una base topográfica a escala adecuada para seleccionar los cauces alternativos y simular el funcionamiento del sistema global de protección.

c) Mejorar la calidad constructiva de los diques

La práctica totalidad de los diques que jalonan el río Ilave han sido construidos por los miembros de las comunidades vecinas con medios rudimentarios. Se trata de diques hechos de tierra y recubiertos de vegetación herbácea ("champas") cuyo trazado y características geométricas responden más a la intuición y experiencia histórica de los campesinos que a criterios técnicos. Así, y dependiendo de la respuesta frente a una crecida determinada, se decide -por ejemplo- recrecerlos o construir un dique exterior. Como además no existe una coordinación adecuada entre las distintas comunidades, el resultado final es -tal y como ya se ha mencionado- un sistema de defensas heterogéneo que presenta ciertos puntos débiles.

Una de las conclusiones alcanzadas en el presente estudio es que los diques de "champas", aunque no sean técnicamente los idóneos, pueden resultar funcionales tanto en los tramos rectilíneos del río como en la parte interior de los meandros; sin embargo, no son apropiados para la parte exterior de los mismos. Esto es debido a que la cubierta vegetal de los taludes representa una protección suficiente cuando las líneas de flujo son paralelas a las mismas o divergentes, pero no en caso contrario. Además, las velocidades superiores que se registran en los márgenes exteriores de las curvas hacen que el poder de socavación se incremente de forma notable, con lo que los diques de "champas" son destruidos de forma acelerada durante las avenidas. En consecuencia se considera necesario proteger estos sectores mediante obras de defensa que respondan mejor a las condiciones hidráulicas allí imperantes. En este sentido podrían resultar apropiados varios de los diseños

propuestos en el marco del proyecto  
"Recuperación de tierras. Programa ALA/86/3"  
(ver epígrafe 4.5.1.).

Las soluciones planteadas tienen como finalidad disminuir el riesgo y la magnitud de las inundaciones ligadas directamente al desbordamiento de avenidas del río Ilave. Sin embargo, ya ha sido expresado anteriormente que las inundaciones en la zona inferior del delta pueden tener otros dos orígenes: el propio lago y el ascenso del nivel freático. En el primer caso, la importancia de las áreas a defender no justifica la realización de obras (polders) de gran envergadura y coste, y cuya efectividad técnica es más que dudosa. En el segundo caso, las medidas a tomar estarían orientadas a disminuir la persistencia del fenómeno, y consistirían en la implantación de una red de zanjas de drenaje que facilitará la salida de las aguas al lago.

## BIBLIOGRAFIA

- FLEMMING G., (1975). "Computer simulation techniques in hydrology". Elsevier, 333 pags.
- HERAS R. (1983). "Recursos hidráulicos, síntesis metodología y normas". CICCIP.
- HORDER R.L. (1985). "Multiple Regression in hydrology". Institute of hydrology report. Wallingford.
- HOLTAN H.N. (1975). "A formulation for Quantifying the influence of soil Porosity and vegetation on infiltration". Unesco SC 74/WS/100. Paris
- NASH J.E. (1960). "A unit hydrograph study with particular reference to British Catchments" Pr. I.C.E. 17, págs. 249-282
- OVETON D.E., MEADOWS M.E. (1976). "Stormwater modelling". Academic Press. 350 págs.
- RANTZ S.E., et al (1982) (1983). "Measurement and computation of streamflow: Vol 1, measurement of stage and discharge, vol2; Computation of discharge". Geological Survey water-supply paper 2175. 631 págs.
- SUBRAMANYA K. (1984). "Engineering Hidrology" Mc.Graw Hill, 312 págs.
- ANDERSON H.G. BURT (1985) "Hydrological forecasting", 604 págs., Jonh Wiley and Sons.
- BAKER V.R. KOCHER R.C., PATTON P.C. (1988) "Flood geomorphology", 500 págs, John Wiley and Sons.
- GUPTA V.K. (1986) "Scale problems in hydrology" 246 págs. D. Reidel Publishing Company.
- KIRKBY M.J. (1980) "Soil Erosion", 312 págs. Johnh Wiley and Sons.
- LINSLEY Jr., KOHLER M.A., PAULHUS L.H. (1958, 1967) "Hidrologia para ingenieros", 350 págs. Mc. Graw-Hill Co.
- VEN TE CHOW (1973) "Open Channel Hydraulics", 680 págs. Mc.GrawHill Co.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1985). "HEC-1 Flood hydrograph package". Water Resources Support Center 723-x6-12010



VEN TE CHOW (1964). "Handbook of applied hydrology (a compendium of water-resources technology)". Mc. Graw Hill, 600 págs.

WMO (1975). "Intercomparisons of Conceptual models used in Operational hydrological forecasting". Operational Hydrology Rpt 7, WMO 429, Geneva.

D.M.GRAY.: HANDBOOK ON THE PRINCIPLES OF HIDROLOGY.  
Secretariat, Canadian National Cominittee for the International Hydrological Decada. Ottawa 1, Canada

OMM "Manual para la estimación de la precipitación máxima probable". Segunda edición (OMM N° 332) 1.986

Elizabeth M. Shaw. "Hydrology in Practice. VNR (UK) England. 1983

E.F. SCHULZ: "Problems in applied Hidrology, Water Resources Publications Fort Collins, Colorado, U.S.A., 1973.