

420

CUENCA DEL RIO SANTA LUCIA

DESARROLLO DE LOS RECURSOS HIDRICOS

UNIDAD TECNICA

GOBIERNO DE LA REPUBLICA ORIENTAL DEL URUGUAY
OFICINA DE DESARROLLO REGIONAL-ORGANIZACION DE LOS ESTADOS AMERICANOS
OFICINA SANITARIA PANAMERICANA

URUGUAY
Setiembre 1970

INTRODUCCION

En 1968 el Gobierno de la República Oriental del Uruguay solicitó a la Secretaría General de la Organización de los Estados Americanos (OEA) la provisión de determinada asistencia técnica para la ejecución de un proyecto de desarrollo en la Cuenca del Río Santa Lucía, en el que también debería colaborar la Organización Panamericana de la Salud (OPS).

La Secretaría General de la OEA ha considerado esta solicitud con mucho interés habiendo sostenido varios contactos a nivel técnico con funcionarios de la Organización Panamericana de la Salud y del Ministerio de Obras Públicas del Uruguay.

En la segunda reunión de Cancilleres de los Países de la Cuenca del Plata, efectuada en mayo de 1968 en Santa Cruz de la Sierra, Bolivia, se aprobó "la realización de los estudios previos a la ejecución de proyectos específicos presentada por los países miembros" entre los cuales figuraba el de desarrollo de los recursos hídricos de la Cuenca del Río Santa Lucía.

De los contactos y cambios de impresiones realizados se ha concluido que sería de la mayor importancia la ejecución de un proyecto de desarrollo de los recursos hídricos de la Cuenca, formando parte del Programa General de Desarrollo de la Cuenca del Plata.

Por lo tanto, se propuso a la Séptima Conferencia Anual del Consejo Interamericano Económico y Social (CIES), 1969, la realización de ese estudio. Basándose en la aprobación de ese programa por el CIES, la Unidad de Recursos Naturales del Departamento de Asuntos Económicos, hoy la Oficina de Desarrollo Regional de la OEA, inició el trabajo en Uruguay en julio de 1969, con financiación del Fondo Especial de Asistencia al Desarrollo de la OEA y con la colaboración de la Organización Panamericana de la Salud.

Objetivos del Estudio

El objetivo principal de este Estudio de Preinversión ha sido el de orientar el desarrollo de los recursos hidráulicos de la Cuenca del Río Santa Lucía para obtener el máximo beneficio de acuerdo con las prioridades establecidas por el gobierno en relación con los Planes Nacionales de Desarrollo.

El estudio contempla una investigación al nivel de reconocimiento de los recursos hidráulicos de la Cuenca y su relación con las futuras demandas de agua, identificándose elementos funcionales de desarrollo entre los cuales figuran diversos anteproyectos específicos y realiza una evaluación que permite hacer recomendaciones generales sobre la secuencia, plazos de ejecución y montos de inversión, conciliados con los criterios económicos establecidos por el gobierno.

Incluye la formulación de los alcances de trabajo, que pueden ser sometidos a la consideración de entidades internacionales de financiamiento, correspondientes fundamentalmente a los estudios de factibilidad y a la ejecución de proyectos de inversión, consecuencia de las recomendaciones formuladas.

El estudio proporciona también las bases técnicas para adoptar decisiones para el desarrollo integral de los recursos de agua de la Cuenca y zonas cercanas a la misma, cuya explotación futura incide en una u otra forma en tales decisiones.

Organización del Estudio

El 6 de agosto de 1969 fue firmado en Washington el instrumento final de acuerdo de asistencia técnica entre el Gobierno de la República Oriental del Uruguay, la Secretaría General de la OEA y la Organización Panamericana de la Salud.

Por ese documento, la Oficina de Desarrollo Regional de la OEA debería proporcionar asistencia técnica al gobierno en los campos de especialización de recursos naturales, planificación y desarrollo de cuencas hidrográficas y economía de recursos hídricos. Asimismo, la Organización Panamericana de la Salud suministraría servicios de asistencia técnica en campos como abastecimiento de agua potable e industrial, control de calidad del agua y problemas de salud relacionados con el desarrollo de los recursos hídricos.

A su vez el gobierno por medio de sus organismos especializados participaría con especialistas de contraparte en los diversos campos de especialización, ayudantes técnicos, dibujantes y personal auxiliar (Ver Anexo Introducción).

Para la ejecución del estudio se creó una organización técnica compuesta de una Comisión Ejecutiva, integrada por el señor Ministro de Obras Públicas (MOP), arquitecto Walter Pintos Risso, Presidente, y su alterno ingeniero Conrado Serrentino, Inspector General del MOP, del señor Kirk P. Rodgers, su alterno ingeniero Newton V. Cordeiro, por parte de la OEA y del ingeniero Harry Hanson por parte de la Organización Panamericana de la Salud actuando como alternos por la OSP el doctor Ruperto Huerta, doctor Conrado Ristori y el ingeniero Walter Castagnino; de dos co-Directores, uno designado por el gobierno uruguayo, el ingeniero Julio César Etchart y uno por la Oficina de Desarrollo Regional de la OEA, el ingeniero Juergen Oelsner, y una Unidad Técnica, compuesta por los especialistas nacionales e internacionales. Los co-Directores participaron en todas las reuniones de la Comisión Ejecutiva.

La contribución de la OEA alcanzó los 80 hombre -meses de especialistas. El equipo técnico de la Oficina de Desarrollo Regional estuvo compuesto por el ingeniero Juergen Oelsner, Jefe de la Misión Internacional de Asistencia Técnica; ingeniero Alberto Castro-Castillo, Jefe Alternativo; ingeniero Pablo Kleiman, Desarrollo de Recursos Hídricos; ingeniero geólogo Nelson da Franca Ribeiro dos Anjos, hidrólogo; doctor Gustavo Vera, geólogo; ingeniero Saulo Bastos, edafólogo; ingeniero Nicolás Kondratsky, Presas y Fundaciones; señor Loren Holt, economista; ingeniero Jeff Flanagan, Consultor en Recursos Hídricos; ingeniero Edwin A. Kapernick, Planificación de Recursos Hídricos; ingeniero Joseph L. H. Paulhus, Estudios de Crecientes. Durante todo el estudio se contó con la colaboración de la Oficina de la OEA en el Uruguay, dirigida por el doctor Juan Carlos Blanco.

La dirección general del estudio estuvo a cargo del señor Kirk P. Rodgers, Director de la Oficina de Desarrollo Regional y la supervisión técnica a cargo del ingeniero Newton Velloso Cordeiro, director del Programa de la Cuenca del Plata, de la ORD.

La contribución de la OPS superó los 20 hombres-meses de especialistas que se había acordado. Su equipo estuvo constituido por el ingeniero Walter Castagnino, Consultor; ingeniero Amadeo Botteri, ingeniero sanitario; ingeniero Maurice Le Bousquet, Calidad de Aguas y el doctor Conrado Ristori, Programa de Salud. El doctor Ruperto Huerta, Representante OPS/OMS en Uruguay, coordinó además el trabajo de un equipo adicional que efectuó estudios básicos de la situación de salud en la Cuenca. En ese equipo colaboraron también el doctor Roberto Yabo, el doctor Luis H. Vera Ocampo y el ingeniero Miguel A. Marzinelli de la OPS/OMS y un grupo de especialistas contratados en la Facultad de Medicina y en el Ministerio de Salud Pública, doctores Obdulia Fbole; Gloria Ruocco; José Osimani; Moises Cohen y señorita Angelica Gaudiano. El total de meses-hombre que fueron así adicionalmente incorporados al aporte de OPS/OMS fue de nueve y medio.

La nómina de los diversos técnicos especialistas nacionales, quienes conjuntamente con los miembros de la Misión Internacional de Asistencia Técnica integraron la Unidad Técnica del Estudio, son presentados a continuación:

Nombre	Cargo	Organismo
Ing. Julio César Etchart	Director Nacional	DH-MOP
Ing. Lázaro Rubinstein	Hidrólogo	DH-MOP
Ing. Lorenzo De Nicola	Ing. Recursos Hidráulicos	DH-MOP
Ing. Luis Campodónico	Ing. Recursos Hidráulicos	UTE
Agr. J.R. Bartesaghi	Agrimensor	DH-MOP

Técnicos Nacionales colaboradores con la Unidad Técnica

Dr. Francisco Alciaturi	Análisis Químico	OSE
Prof. Juan Battione	Meteorólogo	DGMU-MTCT
Agr. Danilo Boggio	Agrimensor	DH-MOP
Ing. Emilio Carrió	Hidrogeólogo	IGU-MIC
Ing. Ricardo Cayssials	Edafólogo	PELS-MGA
Ing. Adolfo Cutinella	Planificación	OPP
Agr. Ismael Foladori	Agrimensor	MOP
Quim. German Freire	Análisis Químico	OSE
Ing. Julio C. Galli	Edafólogo	PELS-MGA
Agr. Nelson Galmarini	Agrimensor	OSE

Nombre	Cargo	Organismo
Ing. Rubens Ghiggia	Riego	MGA
Ing. Hector Laca	Ing. Agrónomo	MGA
Ing. Oscar López Taborda	Ing. Director	PELS-MGA
Ing. Carlos Morelli	Edafólogo	PELS-MGA
Ing. Elías Pérez	Planificación	OPP
Ing. Carlos Young	Hidrólogo	UTE

Como coordinadores entre OSE y el Programa de Estudio y Levantamiento de Sue-
los del MGA en relacion con la Unidad Técnica actuaron respectivamente los inge-
niero Enrique Dalmases y Carlos Morelli.

Además, la Dirección de Hidrografía (DH) del MOP, Obras Sanitarias del Esta-
do (OSE), Dirección General de Meteorología del Uruguay (DGMU), Dirección de Es-
tadística y Censos (DEC), Servicio Geográfico Militar y otros organismos estata-
les y privados, permitieron en todo momento a los técnicos de la Unidad el acce-
so a numerosos antecedentes que se encuentran en sus archivos, atendiendo al mis-
mo tiempo numerosas consultas verbales y escritas.

Sin esa colaboración no habria sido posible efectuar esta investigación,
por lo que se deja constancia aquí del agradecimiento de los técnicos nacionales
e internacionales que actuaron asignados a la Unidad Técnica.

CAPITULO I

ALCANCE DEL ESTUDIO

1. Abastecimiento de agua para fines domésticos e industriales.....	I.1
2. Utilización del agua para el riego.....	I.2
3. Control de inundaciones.....	I.2
4. Disposición de las aguas residuales y control de contaminación. Relación Desarrollo Hídrico y S. Pública.....	I.2
5. Otros usos del agua.....	I.3
6. Empleo de un modelo matemático.....	I.3
7. Antecedentes disponibles.....	I.5

CAPITULO II

SUMARIO

Disponibilidad de agua superficial	II-3
Disponibilidad de agua subterránea	II-3
Abastecimiento del Sistema Montevideo Metropolitana y Zona Interbalnearia	II-4
Tierras arables y regables	II-6
Riego demostrativo	II-7
Abastecimiento del resto de la cuenca	II-8
Aspectos sanitarios	II-8
Fuentes de agua fuera de la cuenca	II-9
Generación hidroeléctrica	II-10
Control de crecientes	II-11
Conservación de suelos	II-11
Recreación	II-12

CAPITULO III

CONDICIONES EXISTENTES EN LA CUENCA

1. GENERALIDADES	III-1
1.1 Descripción de la Cuenca	III-1
1.2 Principales obras existentes	III-2
1.2.1 Planta de Aguas Corrientes	III-3
1.2.2 Cuarta tubería	III-5
1.2.3 Embalse Canelón Grande	III-5
Fotos	III-7
2. CLIMATOLOGIA	III-8
2.1 Factores determinantes del clima	III-8
2.2 Masas de aire	III-9
2.2.1 Masas de aire tropical	III-9
2.2.2 Masas de aire polar	III-10
2.3 Formación de precipitaciones y otros fenómenos relevantes	III-12
2.4 Clasificación y características climáticas	III-14
2.4.1 Clasificación	III-14
2.4.2 Precipitaciones	III-16
2.4.3 Parámetros climáticos	III-17
2.5 Red Meteorológica y Pluviométrica	III-18
3. GEOLOGIA	III-20
3.1 Geomorfología y estratigrafía	III-20
3.2 Tectónica	III-20
4. HIDROLOGIA	III-21
4.1 Agua superficial	III-21
4.1.1 Red hidrográfica	III-21
4.1.2 Red hidrométrica	III-23
4.1.3 Análisis de la estadística hidrológica	III-24

Capítulo III (Cont.)

4.1.3.1	Disponibilidad y calidad de la información . . .	III-24
4.1.3.2	Estadística directa de caudales	III-25
4.1.3.3	Estadística sintética de caudales	III-27
4.1.3.3.1	Introducción	III-27
4.1.3.3.2	Estadística sintética anual	III-29
4.1.3.3.3	Estadística sintética mensual	III-31
4.1.4	Estiajes	III-33
4.1.4.1	Introducción	III-33
4.1.4.2	Caudales mínimos	III-33
4.1.4.3	Caudales de estiaje	III-34
4.1.5	Crecientes	III-34
4.1.5.1	Análisis general	III-34
4.1.5.2	Procesos estadísticos	III-37
4.1.5.3	Proceso hidrometeorológico	III-37
4.1.5.4	Transposición de tormentas	III-38
4.1.5.5	Precipitación Máxima Probable (P.M.P.)	III-40
4.1.5.6	Hidrogramas unitarios	III-41
4.1.5.7	Hidrogramas unitarios sintéticos	III-42
4.1.5.8	Determinación de la lluvia de cálculo	III-44
4.1.5.9	Determinación de la creciente de diseño	III-47
4.1.6	Sedimentos	III-48
4.1.7	Condición de los cauces principales	III-50
4.1.8	Intrusión salina	III-52
4.2	Agua subterránea	III-55
4.2.1	Análisis de la información	III-55
4.2.2	Uso actual	III-58
5.	SEQUIAS	III-60
5.1	Ocurrencia	III-60
5.2	Situación de Aguas Corrientes	III-61
6.	TIERRAS ARABLES	III-64
6.1	Objetivo y Alcance	III-64
6.2	Uso Real de la Tierra	III-65
6.3	Suelos	III-67
6.3.1	Características generales	III-67

Capítulo III (Cont.)

6.3.2	Unidades de Suelos	III-70
6.3.3	Propiedades físicas y químicas	III-72
6.3.4	Fertilidad	III-75
6.3.5	Necesidad de lavado	III-76
6.3.6	Necesidad de drenaje interno	III-77
6.3.7	Conservación de suelos	III-78
6.4	Clasificación de tierras para riego	III-79
6.4.1	Tierras arables	III-79
6.4.2	Tierras regables	III-82
7.	INUNDACIONES	III-87
8.	ABASTECIMIENTO DE AGUA	III-89
8.1	Introducción	III-89
8.2	Población urbana y rural	III-90
8.3	Consumo doméstico	III-97
8.4	Consumo industrial	III-104
8.5	Demanda total	III-108
9.	SALUD PUBLICA	III-110
10.	CALIDAD DEL AGUA SUPERFICIAL Y CARGAS DE POLUCION	III-113
11.	CALIDAD DEL AGUA SUBTERRANEA	III-118
12.	ECONOMIA	III-120
12.1	Generalidades	III-120
12.1.1	Población	III-120
12.1.2	Industria y comercio	III-121
12.1.3	Producto nacional bruto	III-122
12.1.4	Balanza de pagos	III-123
12.2	Economía agraria	III-124
12.2.1	Introducción	III-124
12.2.2	Influencia de las precipitaciones	III-125
12.2.3	Productividad agrícola con riego	III-126

Capítulo III (Cont.)

12.2.4 Costo del riego	III-132
12.2.5 Beneficio directo del riego	III-133
12.2.6 Beneficios indirectos del riego	III-134

CAPITULO IV

CONDICIONES PREVISTAS EN LA CUENCA

1. Futura demanda de agua	IV-1
1.1 Demanda doméstica	IV-1
1.1.1 Sistema Montevideo Metropolitano	IV-1
1.1.2 Resto Cuenca Santa Lucía	IV-7
1.1.3 Sistema Zona Interbalnearia	IV-8
1.2 Demanda industrial	IV-8
1.3 Demanda total	IV-15
1.4 Demanda de agua para riego	IV-16
2. Futura carga de polución	IV-18
3. Generación de energía hidroeléctrica	IV-20
3.1 Antecedentes generales	IV-20
3.2 Uso único	IV-22
3.3 Uso múltiple	IV-23
3.3.1 Condiciones de operación	IV-23
3.3.2 Severino cota 40	IV-23
3.3.3 Severino cota 37	IV-24
3.3.4 Otros embalses	IV-25
3.3.5 Posible utilización	IV-25

CAPITULO V

RECURSOS DE AGUA

1. DISPONIBILIDAD DE AGUA SUPERFICIAL	V-1
1.1 Recursos de agua totales	V-1
1.2 Recursos de agua utilizable	V-2
1.3 Agua embalsable	V-3
2. DISPONIBILIDAD DE AGUA SUBTERRANEA	V-4
3. FUENTES FUERA DE LA CUENCA	V-6
3.1 Río de la Plata - Intrusión salina	V-6
3.2 Cuencas del este	V-6
3.2.1 Agua superficial	V-6
3.2.1.1 Introducción	V-7
3.2.1.2 Características del Ao. Solís Chico	V-7
3.2.1.3 Hidrología	V-9
3.2.2 Aguas Subterránea	V-12
3.2.2.1 Introducción	V-12
3.2.2.2 Uso actual	V-12
3.2.2.3 Calidad del agua	V-13
3.2.2.4 Conclusiones generales	V-16

CAPITULO VI

ANALISIS DE LOS ELEMENTOS FUNCIONALES

1. ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMESTICA E INDUSTRIAL	VI-1
1.1 Introducción	VI-1
1.2 Estudios efectuados con anterioridad	VI-1
1.2.1 Embalse Picada de Almeida	VI-1
1.2.2 Embalse Paso Severino	VI-3
1.3 Sitios para posibles presas	VI-4
1.3.1 Metodología	VI-4
1.3.2 Río Santa Lucía superior y medio	VI-5
1.3.3 Río Santa Lucía Chico	VI-6
1.3.4 Río San José y Arroyo de la Virgen	VI-7
1.3.5 Río Santa Lucía inferior	VI-8
1.3.6 Zona Interbalnearia al Este de Montevideo	VI-9
1.3.7 Río de la Plata	VI-11
1.4 Anteproyecto de Presas	VI-11
1.4.1 Antecedentes generales	VI-11
1.4.2 Paso Severino (Río Santa Lucía Chico)	VI-16
1.4.2.1 Geología	VI-16
1.4.2.2 Anteproyecto	VI-17
1.4.2.3 Materiales de construcción	VI-19
1.4.3 Casupá (Arroyo Casupá)	VI-20
1.4.3.1 Geología	VI-20
1.4.3.2 Anteproyecto	VI-20
1.4.3.3 Materiales de Construcción	VI-21
1.4.4 Picada de Almeida (Río Santa Lucía)	VI-22
1.4.4.1 Geología	VI-22
1.4.4.2 Anteproyecto	VI-22
1.4.5 Rincón de Carvallo (Río San José) Las Brujas (Río Santa Lucía)	VI-23

Capítulo VI (Cont.)

1.4.5.1	Geología Carvallo	
1.4.5.2	Anteproyecto embalse Carvallo	VI-24
1.4.5.3	Materiales de construcción	VI-25
1.4.5.4	Anteproyecto Barrera Las Brujas	VI-25
1.4.6	Solís Chico (Arroyo Solis Chico)	VI-27
1.4.6.1	Geología	VI-27
1.4.6.2	Anteproyecto	VI-27
1.4.6.3	Materiales de Construcción	VI-29
1.4.7	Mosquitos (Arroyo Mosquitos)	VI-29
1.4.7.1	Geología	VI-29
1.4.7.2	Anteproyecto	VI-29
1.4.8	Paso Rivera	VI-30
1.5	Otras Estructura Hidráulicas	VI-31
1.5.1	Aducción Río de la Plata - A. Corrientes	VI-31
1.5.2	Planta tratamiento Aguas Corrientes	VI-32
1.5.3	Aducción Aguas Corrientes - Las Piedras	VI-33
1.5.4	Aducción Las Piedras - Carrasco	VI-34
1.5.5	Canal gravitacional desde Casupá	VI-35
2.	RIEGO	VI-39
2.1	Introducción	VI-39
2.2	Costos	VI-40
2.3	Area de Demostración de riego	VI-42
2.4	Estación Experimental	VI-43
3.	SALUD PUBLICA	VI-44
3.1	Disposición de las cargas de Polución	VI-44
3.1.1	Daños y costos	VI-44
3.1.1.1	Daños	VI-45
3.1.1.2	Costos de Control	VI-48
3.1.2	Análisis de las situaciones en cada Zona	VI-49

Capítulo VI (Cont.)

3.2	Vigilancia epidemiológica y Saneamiento ambiental	VI-56
3.2.1	Introducción	VI-56
3.2.2	Vigilancia epidemiológica	VI-59
3.2.3	Saneamiento	VI-59
3.2.4	Control de embalses	VI-63

CAPITULO VII

ANALISIS Y EVALUACION DE ANTEPROYECTOS Y PLANES DEL SISTEMA MONTEVIDEO METROPOLITANO Y ZONA INTERBALNEARIA

1.	INTRODUCCIÓN	VII-1
2.	COSTOS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO	VII-2
3.	CRITERIOS ECONOMICOS EN LA EVALUACION	VII-3
4.	FORMULACION DE PLANES	VII-5
4.1	Abastecimiento de agua	VII-5
4.2	Control de polución y saneamiento ambiental	VII-9
4.3	Análisis de 12 planes	VII-14
5.	SELECCION DE PLANES	VII-17

CAPITULO VIII

PLAN RECOMENDADO

1. INTRODUCCION	VIII-1
2. ABASTECIMIENTO SISTEMAS MONTEVIDEO METROPOLITANO Y ZONA INTER- BALNEARIA AL ESTE DE LA CAPITAL	VIII-2
2.1 Características de las obras y aspectos sanitarios	VIII-2
2.2 Presa Paso Severino 120	VIII-4
2.2.1 Antecedentes hidrológicos	VIII-4
2.2.2 Antecedentes geológicos	VIII-7
2.2.3 Antecedentes	VIII-8
2.2.4 Operación del embalse	VIII-9
2.2.4.1 Definición y alcance	VIII-9
2.2.4.2 Variación de la demanda	VIII-10
2.2.4.3 Sobrantes y deficit	VIII-13
2.2.4.4 Análisis operacional del embalse	VIII-14
2.2.5 Características del anteproyecto	VIII-20
2.2.6 Operación de las compuertas	VIII-22
2.2.7 Condición aguas arriba del embalse	VIII-23
2.2.8 Abastecimiento del sistema Montevideo metropolitano hasta 1976	VIII-26
2.3 Análisis de costos	VIII-31
2.3.1 Introducción	VIII-31
2.3.2 Costos de construcción, operación mantenimiento y bombeo	VIII-31
2.4 Análisis económico de costos y beneficios	VIII-33
2.4.1 Costos	VIII-33
2.4.2 Beneficios	VIII-34
2.4.3 Razón beneficio - costo del sistema para abastecer Aguas Corrientes	VIII-35
2.4.4 Tasa interna de retorno del sistema	VIII-36
2.4.5 Comparación de beneficio - costo del plan total	VIII-36
2.4.6 Tasa interna de retorno del plan total	VIII-37
2.4.7 Sumario	VIII-38

Capítulo VIII (Cont.)

2.5	Requerimientos financieros	VIII-38
3.	RIEGO DEMOSTRATIVO	VIII-41
4.	ABASTECIMIENTO DEL RESTO DE LA CUENCA DEL RIO SANTA LUCIA	VIII-42
5.	DESARROLLO DEL AGUA SUBTERRANEA EN ZONA LIBERTAD	VIII-43

CAPITULO IX

ALCANCES DE LOS TRABAJOS

1. ABASTECIMIENTO SISTEMAS MONTEVIDEO METROPOLITANO Y ZONA INTERBALNEARIA	IX-1
1.1 Estudio de factibilidad Paso Severino 120	IX-1
1.1.1 Geología y materiales de construcción	IX-1
1.1.2 Hidrología e hidrogeología	IX-3
1.1.3 Topografía	IX-4
1.1.4 Presupuesto	IX-4
1.2 Tubería Las Piedras - Carrasco	IX-5
1.3 Estudio de prefactibilidad del desarrollo hidroeléctrico Paso Severino 120	IX-5
2. RIEGO AREA DE DEMOSTRACION CANELON GRANDE	IX-5
3. DESARROLLO DEL AGUA SUBTERRANEA EN LA ZONA DE LIBERTAD	IX-8

LISTA DE CUADROS

III.2.5	Estaciones climatológicas
III.4.1.3.1-1	Información hidrológica disponible (A)
III.4.1.3.1-2	Criterio de calidad de la información hidrológica
III.4.1.3.2-1	Río Santa Lucía en Picada de Almeida. Caudales medios mensuales y anuales
III.4.1.3.2-2	Río Santa Lucía Chico. Caudales medios mensuales en La Cantera
III.4.1.3.3.1	Períodos de inf. hidrometeorológica en los sitios de estudio
III.4.1.3.3.2	Estadística sintética anual (1883-1968) valores característicos
III.4.1.4.1-1	Río Santa Lucía. Caudales de estiaje en Almeida
III.4.1.4.1-2	Río Santa Lucía. Caudales mínimos aforados
III.4.1.4.2	Estiajes mensuales en Almeida
III.4.1.5.1-1	Río Santa Lucía. Crecientes en Almeida (1946-68)
III.4.1.5.1-2	Río Santa Lucía. Distribución de las crecientes en Almeida (1946-68)
III.4.1.5.1-3	Río Santa Lucía. Crecientes máximas anuales en Almeida (1946-68)
III.4.1.5.1-4	Río Santa Lucía. Distribución de las crecientes máximas anuales en Almeida (1946-68)
III.4.1.5.2	Río Santa Lucía. Almeida - Frecuencia de crecientes
III.4.1.5.5	Montevideo. Valores de la media y desviación standard para lluvias máximas de 6 y 24 horas.
III.4.1.5.6	Características de crecientes del Santa Lucía y Santa Lucía Chico
III.4.1.5.7	Características de los hidrogramas unitarios sintéticos
III.4.1.5.9	Crecientes de diseño basadas en la tormenta del 13-16 de abril de 1959
III.4.1.6	Cuenca del Río Santa Lucía - Sólidos en suspensión

(A) Cuadro junto a los gráficos

III.4.1.7	Condición de los cauces principales - Corridas de afloros. Cuenca del Santa Lucía.
III.4.1.8-1	Río Santa Lucía - Cloruros en mg/lt.
III.4.1.8-2	Cloruros en mg/lten Aguas Corrientes
III.4.2.1	Pozos perforados en zona de Libertad
III.4.2.2	Localidades abastecidas con pozos de OSE
III.5.2	Caudales medios mensuales del Santa Lucía en Aguas Corrientes
III.6.2	Uso de la tierra
III.6.3.2	Unidades de suelos - Símbolos
III.6.3.3	Tolerancia a la salinidad de cultivos de la cuenca
III.6.4.1-1	Clasificación de tierras para riego
III.6.4.1-2	Tierras arables
III.6.4.2	Tierras regables
III.7	Suelos inundables
III.8.2-1	Cuenca Santa Lucía - Población censal (1963)
III.8.2-2	Edificios y población (1963). Sistema Zona Interbalnearia
III.8.2-3	Población 1969. Sistema Montevideo Metropolitano
III.8.2-4	Población 1969. Sistema Zona Interbalnearia
III.8.2-5	Población 1969. Resto Cuenca Santa Lucía
III.8.2-6	Población total 1969
III.8.3-1	Abastecimiento por categoría 1963
III.8.3-2	Abastecimiento por categoría 1969
III.8.3-3	Dotación por categoría 1969
III.8.3-4	Demanda doméstica Sistema Montevideo Metropolitano 1969
III.8.3-5	Demanda doméstica resto Cuenca Santa Lucía 1969
III.8.3-6	Análisis demanda doméstica Zona Interbalnearia
III.8.4-1	Consumos de agua para uso industrial. Aporte OSE
III.8.4-2	Consumos de agua para uso industrial (1969). Sistema Montevideo Metropolitano
III.8.5-1	Demanda total de agua (1969). Sistemas Montevideo Metropolitano y Zona Interbalnearia
III.8.5-2	Agua para el ganado
III.10-1	Cargas de polución 1970

III.10-2	Análisis del agua cruda
III.11-1	Análisis del agua subterránea en la zona de Libertad
III.11-2	Localidades abastecidas por pozos de OSE
III.12.1.3	Producción Agropecuaria - Cuenca Santa Lucía
III.12.2.3-1	Valor bruto de la producción y aumento potencial debido al riego
III.12.2.3-2	Ensayo de riego para manzanas 1950-60
III.12.2.3-3	Ensayo de riego para maíz 1964-65
III.12.2.3-4	Ensayo de riego para papas 1960-61 y 1964-65
IV.1.1.1-1	Población abastecida %
IV.1.1.1-2	Dotación l/hab/día
IV.1.1.1-3	Demanda doméstica Sistema Montevideo Metropolitano - Año 1985 y 2000
IV.1.1.2	Demanda doméstica Cuenca Santa Lucía Año 1985 y 2000
IV.1.1.3	Demanda doméstica Sistema Zona Interbalnearia Año 1985 y 2000
IV.1.2-1	Tasas de aumento anual (industrias) 1973
IV.1.2-2	Evolución de los consumos industriales (*)
IV.1.3	Sistema Montevideo Metropolitano y Zona Interbalnearia (Demanda doméstica e industrial: 1969, 1985, 2000)
IV.1.4	Demanda de agua para riego
IV.2	Futura carga de polución
IV.3.1	Previsiones de demanda de energía y potencia eléctrica en el Sistema Río Negro-Montevideo. 1970-80
V.1.1	Recursos de agua (superficial)
V.1.3	Recursos de agua embalsable
V.3.2.1.2	Análisis de agua de los arroyos del Este y Río de la Plata
V.3.2.1.3-1	Arroyo Solís Chico en la Presa - Estadística sintética anual (1883-1968) - Valores Característicos
V.3.2.1.3-2	Arroyo Mosquitos - Estadística sintética de caudales medios mensuales y anuales en m ³ /s
V.3.2.1.3-3	Operación del embalse Mosquitos

(*) Cuadro junto a los gráficos.

V.3.2.2.2	Pozos perforados en la zona de los balnearios de Canelones (A)
V.3.2.3	Balnearios de Canelones - Análisis de agua subterránea
VI.1.4.1-1	Alternativas estudiadas
VI.1.4.1-2	Información general de alternativas estudiadas
VI.1.4.1-3	Informe de presas (A)
VI.1.4.1-4	Informe Costos principales (A)
VI.1.4.1-5	Plazos construcción - Previsión costos O&M y reposición (A)
VI.1.5.5-1	Comparación de costos
VI.1.5.5-2	Evaluación económica
VI.2.2-1	Costos obras de riego
VI.2.2-2	Costo de riego
VI.3.1.1-1	Reducciones de carga aproximadas por tratamiento
VI.3.1.1-2	Daños causados por aguas residuales no tratadas
VI.3.1.1.2-1	Costos unitarios de tratamiento
VI.3.1.1.2-2	Tipos de tratamiento recomendado
VI.3.2-1	Costos unitarios de capital adoptados
VI.3.2-2	Agua potable - Incrementos de consumos a servir hasta el año 2000 y Costos totales de capital correspondientes
VI.3.2-3	Disposición de excretas
VI.3.2-4	Costo del servicio de vigilancia epidemiológica
VI.3.2-5	Costos de saneamiento ambiental
VII.4.1	Comparación de costos de 12 planes para abastecer - Aguas Corrientes hasta el año 2000
VII.4.2-1	Costos de control de polución
VII.4.2-2	Costos de control de polución en relación con los 12 planes
VII.4.2-3	Costo de abastecimiento de agua y control de polución de los 12 planes
VII.4.2-4	Costos de las medidas sanitarias necesarias para el control de vectores en los embalses
VII.4.3	Análisis de los Planes A y C (Abastecimiento de Aguas Corrientes)
VII.5-1	Características de los Planes 1, 2, 3 y 4

(A) Cuadro junto a los gráficos.

VII.5-2	Comparación de costos de planes para abastecimiento de agua hasta el año 2000
VII.5-3	Resumen del costo de los planes para abastecer los sistemas Montevideo Metropolitano y Zona Interbalnearia
VII.5-4	Sistema Montevideo Metropolitano y Zona Interbalnearia (Montevideo+playas) - Capacidades y Necesidades
VII.5-5	Montevideo + Balnearios - Costo de tratamiento y transporte del agua - Aguas Corrientes a Montevideo
VII.5-6	Montevideo + Balnearios - Costo actualizado (fines de 1972) de tratamiento y aducción del agua - Aguas Corrientes a Montevideo
VII.5-7	Componente Dólares para planes 1-4
VIII.2.2.1	Río Santa Lucía Chico en La Cantera - Estadística sintética de caudales medios mensuales y anuales
VIII.2.2.4.2	Variación de la demanda $Q= 7,2 \text{ m}^3/\text{s}$
VIII.2.2.4.4-1	Sobrantes y déficits en Aguas Corrientes. Demanda - $7,2 \text{ m}^3/\text{s}$ ($226 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{año}$)
VIII.2.2.4.4-2	Fallas del embalse Severino - Demanda $7,2 \text{ m}^3/\text{s}$ (Análisis para diferentes capacidades)
VIII.2.2.5-1	Características Presa Paso Severino 120
VIII.2.2.5-2	Paso Severino. Relación cota/ Volumen embalsado
VIII.2.2.8	Sobrantes y déficits en Aguas Corrientes $Q=3,5 \text{ m}^3/\text{s}$
VIII.2.3.2-1	Costos de construcción
VIII.2.3.2-2	Costos anuales de operación, mantenimiento y bombeo para sistema Montevideo Metropolitano y Zona Interbalnearia (1977 y 2000)
VIII.2.4.1	Costos del Plan Recomendado
VIII.2.5	Fondos necesarios y posible programa de pagos de la deuda para el plan de construcción inmediato recomendado
VIII.4	Costos totales de suministro de agua potable y saneamiento

SIGLAS

ROU	República Oriental del Uruguay
OEA	Organización de los Estados Americanos
ODR	Oficina de Desarrollo Regional
OSP	Oficina Sanitaria Panamericana
CIC	Comité Intergubernamental de Coordinación-Cuenca del Plata
MOP	Ministerio de Obras Públicas
DH	Dirección de Hidrografía
DV	Dirección de Vialidad
MTCT	Ministerio de Transporte, Comunicaciones y Turismo
DGMU	Dirección General de Meteorología del Uruguay
MIC	Ministerio de Industria y Comercio
IGU	Instituto Geológico del Uruguay
MGA	Ministerio de Ganadería y Agricultura
PELS	Programa de Estudios y Levantamiento de Suelos
OPP	Oficina de Planeamiento y Presupuesto
MEF	Ministerio de Economía y Finanzas
DEC	Dirección de Estadística y Censo
MDN	Ministerio de Defensa Nacional
SGM	Servicio Geográfico Militar
OSE	Obras Sanitarias del Estado
UTE	Usinas y Teléfonos del Estado
AFE	Administración de Ferrocarriles del Estado
ANCAP	Administración Nacional de Combustibles, Alcohol y Portland
CEPAL	Comisión Económica para América Latina de Naciones Unidas
IEPAL	Instituto de Estudios Políticos para América Latina
SOFRATOP	Société Française de Topographie - Paris

CAPITULO I

ALCANCE DEL ESTUDIO

1. Abastecimiento de agua para fines domésticos e industriales	I-1
2. Utilización del agua para el riego	I-2
3. Control de inundaciones	I-2
4. Disposición de las aguas residuales y control de contaminación. Relación Desarrollo Hídrico y S. Pública	I-2
5. Otros usos del agua	I-3
6. Empleo de un modelo matemático	I-3
7. Antecedentes disponibles	I-5

Capítulo I

ALCANCE DEL ESTUDIO

1. ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA FINES DOMESTICOS E INDUSTRIALES

Se estudia los medios conducentes a incrementar el caudal disponible en la actual captación de Aguas Corrientes a un costo mínimo.

Para ello se analiza la posibilidad de utilizar las aguas del Río S. Lucía y de los principales afluentes en su curso superior, de los Ríos S. Lucía Chico y San José, del Río de la Plata, así como también de las reservas ya utilizadas para aquel fin, del embalse del Arroyo Canelón Grande y del propio curso principal, mediante bombeo desde aguas abajo de la toma, previo un adecuado control de la intrusión salina. Se considera también una combinación de las alternativas mencionadas.

Se incluye el estudio de la aducción hasta el lugar de captación y desde este lugar hasta la capital, conjuntamente con un análisis de la capacidad de las obras de tratamiento.

Conjuntamente se estudia la posibilidad de atender por medio del sistema precitado la demanda de agua de la zona interbalnearia, situada al este de Montevideo y limitada por el Arroyo Solís Grande o, en su defecto, autoabastecerla mediante algún recurso hídrico situado en esa zona.

Finalmente se estudia el abastecimiento de agua del resto de la Cuenca del Santa Lucía.

Los estudios anteriores cubren las necesidades del período inmediato hasta aproximadamente fines del siglo actual e incluyen la localización de las principales obras de ingeniería, diseños preliminares de las mismas, cuando fue necesario, para poder efectuar estimaciones de costos a nivel de prefactibilidad que permitan una comparación de alternativas y la selección del pro-

yecto o combinación de proyectos o alternativas para estudios más detallados y recomendaciones para su implementación en los próximos años.

2. UTILIZACION DEL AGUA PARA EL RIEGO

El principal objetivo del estudio en lo que se refiere a riego fue la identificación de áreas adecuadas, es decir, relacionar el recurso suelo con el recurso agua, involucrando por lo tanto la identificación de las tierras arables y regables conjuntamente con la determinación de las necesidades de agua y de su valor unitario.

Consecuentemente, un relevamiento y clasificación de los suelos, el análisis del uso real y potencial de las tierras y un estudio agroeconómico será necesario efectuar para definir las zonas y cultivos que técnica y económicamente resulten factibles, vale decir, que justifiquen la inversión de ca pitales para su explotación por medio del riego.

Como no existen antecedentes disponibles suficientes como para alcanzar una decisión en ese sentido se formulan las recomendaciones que, dentro del menor plazo, permitan lograrlo.

3. CONTROL DE INUNDACIONES

Comprende el análisis de la ocurrencia de las crecientes que dan lugar a las inundaciones, de la posibilidad, desde el punto de vista técnico y económico, de regular sensiblemente las crecientes por medio de embalses de propósito único o múltiple y/o la construcción de obras de protección para la utilización de las zonas inundables para fines agrícolas u otros y la determinación de las áreas inundables.

4. DISPOSICION DE LAS AGUAS RESIDUALES Y CONTROL DE CONTAMINACION. RELACION DESARROLLO HIDRICO Y SALUD PUBLICA

En este rubro se efectúan los siguientes análisis que afectan la disponibilidad de aguas para los usos previstos:

- a) Calidad de aguas superficiales y subterráneas y su relación con los principales usos previstos. Actuales y futuras fuentes de contaminación provenientes de aguas residuales tanto municipales como industriales.
- b) Precauciones a tomarse en relación con el control de las cargas de contaminación, contando o no con la presencia de embalses en los principales cursos fluviales.
- c) Estudio de la intrusión salina en las principales fuentes de suministro de agua.

Además, se trata de definir la influencia que pudiera tener el desarrollo hídrico en aspectos de salud y viceversa y consecuentemente los costos de protección de la salud en relación con los proyectos recomendados.

5. OTROS USOS DEL AGUA

Se analiza, a nivel de reconocimiento, otros usos del agua fuera de los ya señalados, y entre los cuales merece destacarse la generación de energía hidroeléctrica.

La posibilidad de un análisis a nivel de reconocimiento de los otros usos del agua como ser fines recreativos, navegación fluvial, etc., estuvo limitada por el hecho de no disponer de antecedentes confiables.

6. EMPLEO DE UN MODELO MATEMATICO

Como se expresa en el plan de trabajo del estudio firmado por el gobierno, la OEA y la OSP, en Washington, D. C., el 4 de setiembre de 1969, la formulación del plan de desarrollo de recursos hídricos y la selección de proyectos se efectuaría "mediante el empleo de un modelo matemático y/o por otros medios convencionales, según lo dictaminen ciertas limitaciones de tiempo". El desarrollo de este modelo sería considerado como factor de decisión siempre y cuando la calidad de la información y el tiempo disponible lo permitieran.

La Comisión Ejecutiva del Estudio, en reunión realizada en Montevideo, el 14 de julio de 1970, decidió que la OPS elaboraría un modelo matemático para la Cuenca, que, si bien no constituiría elemento de decisión del estudio, podría utilizarse como ejemplo metodológico en otros programas similares. Dicho trabajo comprendería un modelo de programación lineal y estudios de simulación.

Los resultados se presentan en el Anexo I.6.

La formulación de los modelos estuvo a cargo del Consultor en Cuencas Hídricas OPS/OMS ingeniero W. A. Castagnino, en la parte de Programación Lineal y del doctor D. Moreau de la Universidad de North Carolina, Chapel Hill, USA, en la parte de Simulación, con la guía del profesor M. Hufschmidt. Colaboraron en OPS el Jefe de Computer Science Section Mr. Lyn Hayward y el Consultor OPS/OMS ingeniero Harry Hanson. La redacción del informe respectivo estuvo a cargo del ingeniero Walter A. Castagnino.

Conviene señalar que algunas de las conclusiones obtenidas del modelo no concuerdan con las presentadas en el estudio. Ello se debe, principalmente, a los siguientes factores:

- a) En el modelo se utilizó una hidrología simplificada, en base a semestres, mientras en el estudio se operó con valores mensuales, lo cual es necesario por la gran variabilidad del régimen de caudales en la Cuenca.
- b) En la etapa de formulación del plan de desarrollo en el estudio, se descartaron algunas soluciones de embalse por consideraciones geológicas, consideraciones que no fueron tenidas en cuenta en el modelo.
- c) El costo adoptado para las tuberías no fue siempre el mismo en los dos casos. De todos modos, la elección final de las tuberías está influenciada por la relación de precios entre hormigón y acero, la cual es variable con el tiempo.

7. ANTECEDENTES DISPONIBLES

Durante el desarrollo de los estudios la Unidad Técnica obtuvo numerosos antecedentes cartográficos, aerofotográficos y estadísticos como colaboración de los diversos organismos técnicos nacionales y del sector privado, los cuales se presentan en el Anexo I.7.

CAPITULO II

SUMARIO

Disponibilidad de agua superficial	II-3
Disponibilidad de agua subterránea	II-3
Abastecimiento del Sistema Montevideo Metropolitana y Zona Interbalnearia	II-4
Tierras arables y regables	II-6
Riego demostrativo	II-7
Abastecimiento del resto de la cuenca	II-8
Aspectos sanitarios	II-8
Fuentes de agua fuera de la cuenca	II-9
Generación hidroeléctrica	II-10
Control de crecientes	II-11
Conservación de suelos	II-11
Recreación	II-12

CAPITULO II

SUMARIO

En este capítulo se sintetizan las principales conclusiones y recomendaciones obtenidas durante el estudio de las posibilidades de desarrollo de los recursos hidráulicos de la Cuenca del Río Santa Lucía.

El punto de partida de esta investigación lo constituyó el análisis de los antecedentes disponibles en disciplinas tales como la geología, la hidrología, la edafología, la ingeniería sanitaria y de los aspectos sanitarios relacionados con el desarrollo de los recursos hídricos.

La investigación geológica se efectuó en relación con problemas de fundaciones de posibles presas, el conocimiento del subsuelo relacionado con las posibilidades del uso de los recursos hídricos para el riego, la localización de las zonas que presentan el mayor potencial de agua subterránea, la ubicación de zonas de préstamo para los materiales de construcción de presas y en general en aspectos relacionados con las características de los vasos que puedan ser utilizados en el futuro para embalses.

Los estudios hidrológicos abarcaron el agua superficial y subterránea e incluyeron el análisis de los antecedentes climatológicos, particularmente los relacionados con las precipitaciones y otros fenómenos relevantes que inciden en el uso consuntivo de los cultivos.

Se efectuó un estudio de suelos enfocado hacia su posible explotación por medio del riego. Se determinó el área de tierras arables, su ubicación dentro de la cuenca y la distribución más probable de las tierras regables. Para el mismo fin se realizó un análisis de la economía agrícola.

Se analizaron las condiciones actuales y futuras del abastecimiento de agua municipal e industrial del sistema Montevideo Metropolitano, del interior de la cuenca y de los balnearios al este de la capital que en el futuro pudiesen ser abastecidos desde la Cuenca del Santa Lucía o autoabastecidos.

Dicho análisis cubre el período comprendido entre 1969 y el año 2000.

La estimación de la demanda de agua, para fines domésticos e industriales, correspondientes a este período, se basó en los criterios emitidos al respecto durante el desarrollo de los estudios por el Gobierno del Uruguay.

De igual manera se estudió las necesidades futuras de tratamiento de aguas residuales o cargas de polución provenientes tanto de las poblaciones situadas en la cuenca como de las principales industrias existentes y cuya instalación se prevee en el futuro.

Se estudiaron los aspectos sanitarios actualmente existentes y a preverse en el futuro, relacionados con el desarrollo de los recursos hídricos, vale decir construcción y operación de embalses, riego y abastecimiento de agua potable.

En base a las fotografías aéreas disponibles que a escala 1: 40 000 y 1: 20 000 cubren la totalidad de la cuenca, de las planchetas topográficas que cubren parcialmente el área del estudio (ver mapa II), y de reconocimientos efectuados en el campo se analizaron 22 posibles sitios de embalses dentro de la Cuenca del Santa Lucía y 4 situados fuera de la misma, relacionados con el abastecimiento de los sistemas señalados. Basado en estos antecedentes se estudiaron 7 posibles embalses: 5 dentro de la cuenca, en los ríos Santa Lucía (Picada de Almeida), Santa Lucía Chico (Paso Severino), San José (Rincón de Carvalho), en los arroyos Casupá y La Virgen y una barrera contra la intrusión salina en el bajo Santa Lucía (Las Brujas), y 2 fuera de ella, en el arroyo Mosquitos, afluente del Solís Chico y en el Solís Chico. Además, se analizó la posibilidad de atender el sistema Montevideo Metropolitano por medio de una captación de las aguas del Río de la Plata al oeste de Montevideo y su aducción hacia Aguas Corrientes, la actual planta de tratamiento del sistema. Se analizaron los estu-

dios efectuados con anterioridad y las características de las principales obras hidráulicas existentes, vale decir el embalse Canelón Grande, construido originalmente para fines de riego y utilizado actualmente como reserva para el abastecimiento de agua de Montevideo, y la planta de tratamiento de Aguas Corrientes.

A continuación se resume las principales conclusiones y recomendaciones.

Disponibilidad de agua superficial

Los recursos de agua superficial en los sitios de los posibles embalses en los cursos fluviales principales de la cuenca alcanzan en el año medio, a 2 200 millones m³ (V.1.1).

Los recursos de agua embalsables (V.1.3), en el año de probabilidad 80 por ciento, alcanzan a 500 millones m³ (al año). La diferencia entre ambos valores muestra la extrema variabilidad del régimen de los ríos de un año a otro. La fluctuación del caudal de un mes a otro, dentro de un mismo año, es aún más pronunciada.

Con excepción de una estación hidrométrica en el Río Santa Lucía en Picada de Almeida y otra en el Santa Lucía Chico en La Cantera (III.4.1) no se dispone de otras estadísticas directas utilizables de caudales. Los cálculos hidrológicos fueron efectuados en base a estadísticas de caudales obtenidas por métodos analíticos, a falta de información directa. Para poder planificar el futuro aprovechamiento de los recursos hídricos es de vital importancia obtener estadísticas de caudales de los cursos fluviales que aún no se controlan y mantener los actuales controles fluviométricos.

Disponibilidad de agua subterránea

- La utilización del agua subterránea en la cuenca ha sido más bien reducida (V.2). La mayoría de los pozos tiene pequeño caudal.
- En Montevideo hay unos 1 500 pozos en explotación; en la zona de Libertad, unos 100; en el resto de la cuenca, cerca de 600 pozos.

- El volumen medio anual del agua extraída, para todos los pozos existentes, parece ser inferior a 80 millones m³; la explotación más importante es la del Montevideo Metropolitano. En la cuenca se emplea el agua para uso doméstico, necesidades del ganado y pequeñas industrias. La información sobre los pozos es escasa.
- En la zona de Atlántida y balnearios vecinos, a pesar de que los pozos son de reducido caudal y se bombean en forma discontinua, se ha producido un descenso del nivel freático e intrusión de agua salobre (V.3.2.2). Las posibilidades futuras de explotación y desarrollo en la zona costera son precarias.
- La zona de Libertad presenta condiciones más favorables para el desarrollo y explotación del agua subterránea (III.4.2.1 y VIII.5). Existen pozos para riego y uso industrial en la zona.

Se recomienda efectuar un estudio de factibilidad del agua subterránea en la zona de Libertad, cuyo alcance de trabajo se señala en el numeral IX.3.

Abastecimiento del Sistema Montevideo Metropolitano y zona interbalnearia

Para poder atender la demanda de agua para uso municipal e industrial hasta el año 2000 se seleccionaron 4 planes que se consideran técnica y económicamente viables (VII.5).

Basado en esta selección se recomienda la construcción de una presa en el Río Santa Lucía Chico en Paso Severino, que permite almacenar 120 millones m³, capacidad que se considera suficiente para atender la demanda de ambos sistemas hasta fines del actual siglo.

Junto con la presa debe construirse una tubería de 0,9 m de diámetro entre Las Piedras y Carrasco, tubería que permitirá alimentar la futura troncal entre Carrasco y Solís Grande, a fin de abastecer la zona interbalnearia situada entre esos puntos. Ambas obras constituyen la primera etapa del plan recomendado (VIII.2).

Posteriormente será necesario agregar 2 tuberías de 1,52 m entre Aguas Corrientes y Las Piedras, que deben entrar en servicio en 1979 y 1991 respectivamente (VI.1.5.3). Con las obras señaladas con anterioridad se podrá atender una demanda media diaria estimada para el año 2000 de 7,2 m³/s y una máxima diaria de 9,6 m³/s.

El costo de las obras de suministro del plan recomendado es:

	U\$S millones	Componente dólares %
Presa Severino 120	6,9	
Tubería Las Piedras-Carrasco	<u>2,4</u>	
Inversión inicial	9,3	31
Tuberías A. Corrientes-Las Piedras	<u>17,5</u>	
Total obras de ingeniería	26,8	37

La cota de agua normal en el embalse es 40 (Wharton); la creciente de diseño, de 5 100 m³/seg. La construcción de la presa no afecta en ninguna forma a Florida (VIII.2.2.7). No se recomienda una cota de aguas más alta que 40, porque la cola del embalse se acercaría a Florida, con efectos sanitarios desfavorables.

En el embalse Severino se ha estimado, en base a lo observado en otros embalses del país, en 10 millones m³ el depósito de sedimento durante la vida útil de la obra.

Debe precederse de inmediato a completar el estudio de factibilidad de la presa y luego su diseño final y construcción a fin de que el embalse pueda entrar en operación antes de enero de 1977. La disponibilidad de agua para el abastecimiento de Montevideo llegará a niveles críticos en los años venideros (VIII.2.2.8); el embalse Canelón no alcanzará a atender los déficit previsibles del agua potable más allá de la fecha señalada con anterioridad.

El estudio de factibilidad del embalse se puede completar en 9 meses (gráfico VIII.2.3.1). Su alcance de trabajo se presenta en el numeral IX.1.1.

De igual manera debe iniciarse de inmediato el trazado y diseño final de la tubería Las Piedras-Carrasco.

Las plantas de tratamiento de agua de OSE en Aguas Corrientes, en conjunto, tienen suficiente capacidad para atender las necesidades hasta fines del presente siglo (III.1.2.1).

El abastecimiento de los balnearios al este de Montevideo hasta Bella Vista (Arroyo Solís Grande) resulta más económico si se le efectúa desde Aguas Corrientes (cuadro VII.5.3), aprovechando la capacidad de tratamiento que allí existe. Hasta la entrada en servicio de la tubería Las Piedras-Carrasco se recomienda continuar con el actual plan OSE para la zona interbalnearia, complementado con la construcción de la tubería troncal que parte desde Carrasco.

Tierras arables y regables

En la cuenca se ha identificado un área de 160 000 há de tierras arables de clase 1 a 3 (III.6.4.1). Con una tasa de riego de 5 000 m³/há/año (IV.1.4) se requieren 800 millones m³ para regarlas.

Los recursos de agua superficial, identificados hasta la fecha, son insuficientes para regar este área. Parte de esa superficie requiere bombeo.

Si, además de la presa Severino, se construyen embalses económicamente factibles en el río San José y en el arroyo Casupá, se podría, después de atender las necesidades del agua potable, regar unas 40 000 há (III.6.4.2), que se muestran en el plano III.6.4.2.

Es previo a ello comprobar la factibilidad económica del riego.

Riego demostrativo

El análisis de economía agraria (III.12.2) no ha demostrado en forma clara la factibilidad económica del riego. No existe tradición de riego en la Cuenca del Santa Lucía ni una adecuada organización institucional que asuma la responsabilidad de la planificación, diseño y ejecución de las obras básicas y pueda asesorar a los agricultores en la puesta en riego de las obras a nivel de finca y en su explotación (VI.2.1).

Por este motivo se recomienda (VIII.3) establecer cerca de Canelones un área prioritaria de demostración del riego que en su etapa inicial debe cubrir no menos de 2 000 há y una estación experimental de 200 há, junto con un centro de extensión agrícola. Las obras pueden ser puestas en operación al mismo tiempo que el embalse Severino. El agua para el riego demostrativo se obtendrá mediante bombeo del embalse existente de Canelón Grande.

El costo de instalación de este proyecto de pre-inversión es de U\$S 2 000 000 (VI.2.3) y el de la estación experimental de U\$S 620 000. El costo anual de operación ha sido estimado en U\$S 150 000 (VI.2.4).

En el numeral IX.2 se presenta el alcance de trabajo del proyecto del área demostrativa y de la estación experimental.

Sólo después de operar el área de demostración durante varios años, se conocerá la factibilidad del riego, los cultivos y rotación más adecuada, la tasa real de riego, la eficiencia del riego, la necesidad de fertilizantes y adecuadas prácticas agrícolas, etc., de modo de poder orientar el futuro desarrollo agropecuario.

Una vez construido el embalse Severino habrá agua suficiente hasta 1996 para una segunda área de demostración del riego cerca y al oeste del Río Santa Lucía Chico. El riego de esas 2 000 há podrá continuarse más allá de esa fecha si se construye otro embalse. El mapa VI.2.3 muestra la ubicación aproximada de las áreas de demostración.

Abastecimiento del resto de la cuenca

El abastecimiento 1/ de agua de las poblaciones situadas en la Cuenca del Santa Lucía y no atendidas por el sistema Montevideo Metropolitano requiere hasta el año 2000 una inversión de U\$S 2 071 000 (VIII.4). De esta inversión es imputable al Plan la suma de U\$S 387 000 correspondiente al abastecimiento de las poblaciones con menos de 1 000 habitantes. Para el abastecimiento de las poblaciones mencionadas en primer término se ha mantenido una adecuada reserva de agua superficial, la que se complementa con agua subterránea. Adicionalmente para la población situada en áreas de riego se ha estimado los siguientes costos de suministro de agua potable:

Población nucleada/1 000 há de riego	U\$S 13 000
Población dispersa/1 000 há de riego	U\$S 6 500

Aspectos sanitarios

Incluyen las obras de control de las cargas de polución provenientes tanto de las industrias como de las localidades situadas dentro de la cuenca y los costos de vigilancia epidemiológica y saneamiento ambiental.

Las medidas de control de polución recomendadas (cuadro VI.3.1.1.2-2), e imputables directamente al plan recomendado de abastecimiento de los sistemas Montevideo Metropolitano y Zona Interbalnearia, para los próximos 30 años, corresponden a las zonas A, B y D (mapa III.10) y se refiere a la construcción y operación de un conjunto de plantas de tratamiento terciario para las aguas residuales, municipales e industriales que llegan a los cursos fluviales dentro de las zonas A y B, primario para las aguas residuales municipales de la zona D y secundario para las industriales provenientes de la misma zona. Se recomienda coordinar la implementación de dichas medidas con el programa de construcción y conexiones de alcantarillado de cada una de las poblaciones situadas en dichas zonas y con la operación de las diferentes industrias actualmente instaladas y por instalarse. En el mismo cuadro se señala las demás medidas a ser tomadas, independientemente del desarrollo de este plan.

1/ Incluye captación, tratamiento y conducción hasta almacenamiento.

Las medidas de vigilancia epidemiológica se señalan detalladamente en el Anexo VI.3.2.2. Estas medidas se mantendrán como actividades independientes hasta el momento en que se organicen Servicios Integrados de Salud, que asuman dicha responsabilidad entre sus funciones habituales, debiendo imputarse al plan recomendado la suma de U\$S 10 000 para designar un médico epidemiológico dedicado al control de riesgos hídricos.

Finalmente se recomiendan diversas obras de saneamiento (VI.3.3) relacionadas con el abastecimiento de agua potable de las poblaciones situadas en la Cuenca del Santa Lucía, y las que forman parte del sistema Montevideo Metropolitano, incluyendo medidas destinadas a reducir la incidencia de vectores en la cercanía de los embalses (VI.3.2.4).

El costo de las obras sanitarias imputables al plan recomendado, es:

	Miles U\$S
Control de polución Sistema Montevideo Metropolitano <u>1</u> / y Zona Interbalnearia	2 870
Saneamiento (fosas y letrinas) poblaciones menores de 1 000 habitantes	1 188
Letrinas / 1 000 há de riego	2,6
Fosas sépticas / 1 000 há de riego	1,6

Fuentes de agua fuera de la cuenca

Entre las diversas alternativas para el abastecimiento del Sistema Montevideo Metropolitano se ha considerado la utilización del agua del Río de la Plata en un sector en que la intrusión salina en el río presenta límites tolerables para la finalidad señalada.

1/ Excluye aguas residuales de Montevideo.

Se concluyó que el abastecimiento de agua para la capital, mediante una toma en el Río de la Plata a 85 Km al oeste de Montevideo, donde la calidad del agua es aceptable, y una aducción hasta Aguas Corrientes, resulta anti-económico (V.3.1).

Con el objeto de definir las disponibilidades de agua para el abastecimiento de los balnearios de Canelones, directamente de fuentes de la zona y poder comparar esta alternativa con la del abastecimiento de la zona a partir de las aguas de la Cuenca del Santa Lucía, se estudiaron las cuencas de los arroyos Pando, Solís Grande y Solís Chico.

Se llegó a la conclusión de que el abastecimiento de la zona interbalnearia en base a fuentes locales de agua superficial es factible. Se vió que la construcción de un embalse sobre el arroyo Mosquitos presenta una solución más económica comparada con un embalse sobre el Solís Chico (V.3.2, VI.1.4.6 y VI.1.4.7). Esta solución requiere una planta local de tratamiento de agua.

Se vió también que el autoabastecimiento de esta zona por medio de estas soluciones resulta más costoso que el abastecimiento a través del embalse Paso Severino, tratamiento en Aguas Corrientes y aducción hasta Carrasco.

Generación hidroeléctrica

Las condiciones hidrológicas y topográficas de la cuenca no favorecen la construcción de embalses cuyo único fin sea la generación de energía, ni embalses de uso múltiple, en que uno de sus fines sea la generación hidroeléctrica (IV.3).

Sin embargo, se recomienda efectuar junto con el estudio de factibilidad del embalse Severino, una investigación a nivel de pre-factibilidad de la posibilidad de instalar una planta de generación de 7 000 KW en la cual el uso del agua para generación hidroeléctrica sería secundario a los otros fines (IX.1.3).

Control de crecientes

No existe posibilidad de controlar las crecientes mediante la construcción de embalses (III.4.1.5). En la ubicación de las presas estudiadas, la capacidad de éstas es sólo una fracción del volumen anual medio del río.

La presa de Severino tiene una capacidad útil de 110 millones m³ y para la creciente de diseño adoptada, escurriría un volumen de 1 100 millones m³.

Una situación parecida prevalece en los demás embalses estudiados.

Las crecientes pueden producirse en cualquier mes del año. No es posible operar un embalse de uso múltiple de acuerdo a "posibles" crecientes.

El control parcial de las crecientes resulta anti-económico, éstas no envuelven pérdidas de vida y los daños materiales causados son muy inferiores al costo de los embalses.

Las crecientes producen inundaciones de las tierras bajas vecinas a los ríos (III.7); al recuperar esas tierras mediante obras de defensa, resulta anti-económico. Por otra parte, hay suficientes tierras arables con explotación extensiva que pueden ser mejor aprovechadas antes de invertir capital en recuperar el área inundable.

Conservación de suelos

En los suelos de la cuenca, especialmente en los situados en la parte norte, dedicados al pastoreo, se está produciendo erosión (III.6.3.7). Para contrarrestarla se recomienda, entre otras, las siguientes medidas:

- Utilización de rompevientos naturales en los linderos de los campos.
- Implantación de pastos y pastoreo controlado, no permitiendo que los animales arranquen las gramíneas de raíz.

- Mantenición de una cobertura vegetal permanente en las áreas de suelos poco profundos.
- Utilización de las zonas norte y este de la cuenca en bosques artificiales, siempre que la economía del propietario lo permita.
- Crear un Distrito de Conservación de Suelos como organismo ad-honorem, para coordinar los trabajos de conservación y demostrar sus méritos a los que utilizan los recursos suelo y agua en la cuenca.

Para las tierras arables que se riegue en el futuro, las recomendaciones son las normales en cuanto a la aplicación del agua, como el riego mediante surcos de contorno y la utilización de fajas "buffer" en suelos con pendiente, aplicación del agua en surcos alternos, empleo de acequias de distribución en el campo lo más cortas posibles, entre otras.

Recreación

Los embalses existentes, Rincón del Bonete, Baygorria y Canelón, no han sido utilizados para recreación.

Al efectuar el estudio de factibilidad de Paso Severino, debe considerarse si existe potencial recreativo en la obra.

CAPITULO III

CONDICIONES EXISTENTES EN LA CUENCA

1. Introducción.....	III.1
2. Climatología.....	III.8
3. Geología.....	III.20
4. Hidrología.....	III.21
5. Sequías.....	III.60
6. Tierras Arables y Regables.....	III.64
7. Inundaciones	III.87
8. Abastecimiento de Agua	III.89
9. Salud Pública.....	III.110
10. Calidad del agua superficial y cargas de polución	III.113
11. Calidad del agua subterránea	III.118
12. Economía	III.120

CONDICIONES EXISTENTES EN LA CUENCA

1. GENERALIDADES

1.1 Descripción de la Cuenca

La Cuenca del Río Santa Lucía está situada en la región sur-central del país, muy cerca de la capital de la República, entre los meridianos $55^{\circ}00'$ y $57^{\circ}10'$ y los paralelos $33^{\circ}40'$ y $34^{\circ}50'$ y la superficie total es aproximadamente 13.600 km².

Limita por el norte y oeste con la Cuenca del Río Negro, por el sur con cuencas menores tributarias del Río de la Plata, por el este con la Cuenca del Río Cebollatí, afluente de la Laguna Merín.

Las cuchillas o cadenas de lomas que sirven de límite a la Cuenca, alcanzan alturas de hasta 300 metros. Las cuchillas situadas en el centro de la Cuenca varían alrededor de los 100 m. .

Dentro de los límites se encuentran terrenos con lomas suaves cubiertos por una vegetación en la que predominan campos de pastos naturales. La vegetación arbórea y arbustos nativos sólo se encuentra en pequeñas áreas angostas a lo largo de los cauces fluviales.

El Río Santa Lucía (225 km. de largo) es el más importante del sur del país. Se alimenta por un centenar de arroyos y cañadas, y sus dos tributarios principales son el Río Santa Lucía Chico (122 km.) y el Río San José (111 km.). También son dignos de mención los arroyos Casupá, Chamizo, Campanero y Canelón Grande.

El régimen de los ríos de la cuenca presenta grandes fluctuaciones a lo largo del año causadas por la distribución no estacional de las precipitaciones.

Dentro del área de estudio se encuentra la principal zona lechera del país cuya producción excede al 70 por ciento de la producción total de Uruguay. La producción avícola en la cuenca representa el 60 por ciento de la del país.

Los siguientes porcentajes corresponden a las superficies de los 6 Departamentos que se encuentran situados parcialmente dentro de los límites de la cuenca: el 13 por ciento del Departamento de Montevideo, el 50 por ciento de Canelones, el 64 por ciento de San José, el 20 por ciento de Florida y el 16 por ciento de Flores.

La densidad de población en la Cuenca del Río Santa Lucía es la más alta comparativamente con otras cuencas del Uruguay, y en ella se concentra más del 35 por ciento de la fuerza laboral agrícola del país.

Cerca del 60 por ciento de la población del Uruguay se beneficia del aprovechamiento de los recursos de agua de la Cuenca del Río Santa Lucía.

Hay una extensa red vial de carreteras que prácticamente llega a todos los puntos de la Cuenca. No existe en la actualidad otra región en el país que disponga de una mejor y mayor densidad vial de carreteras. El servicio de ferrocarriles cuenta con 4 troncales de trocha ancha que parten de Montevideo y atraviesan radialmente la Cuenca.

Existe servicio de teléfono, telégrafo y correo en más de 160 localidades en la Cuenca y servicio eléctrico en unas 90 localidades.

1.2 Principales Obras Existentes

En lo que se refiere a obras de aprovechamiento del agua de la cuenca que tienen relación directa con el estudio de los recursos de agua, hay tres que se mencionan con frecuencia en el texto del informe; son la planta de tratamiento de Aguas Corrientes, la cuarta tubería de Aguas Corrientes a la capital y el Embalse Canelón Grande.

1.2.1 Planta de Aguas Corrientes. El agua de la capital y de localidades vecinas es suministrada desde una planta de tratamiento operada por OSE. Se trata de una moderna planta terminada en 1964. Trata el agua proveniente del Río Santa Lucía, es operada eficientemente con reducido personal y entrega agua de buena calidad. La casa de máquinas está a la cota 7,5. Se presenta una vista de la planta en la foto III.1.2.1.

En períodos de estiaje, en que el caudal del río es insuficiente para cubrir la demanda, se bombea de aguas abajo de la represa y se utiliza, ocasionalmente, agua del Embalse Canelón Grande.

Existe allí también una planta vieja, que se mantiene en condiciones de ser operada en el futuro simultáneamente con la planta nueva, si la demanda lo hace necesario. Hay una presa de derivación en Aguas Corrientes cuya capacidad es de 1,8 millones de m³ y que permite servir la demanda durante algunos días. La cantidad de agua máxima entregada durante los veranos de 1967-68 fue de 266 000 m³/día y la demanda máxima de 1970, en febrero fue de 314 000 m³/día (3,6 m³/seg). La persistencia de los consumos máximos es de 2 a 3 días consecutivos en verano.

La capacidad de los principales elementos de las plantas, en miles de m³/día, es como sigue:

Elemento	Normal m3/día	Reserva m3/día	Máxima m3/día	m3/seg.	Observaciones
<u>Planta Nueva</u>					
Bombas baja	484	83	567	6,6	
Bombas alta	440	73	517	6	
Accelerators	462		580 (1)	6,7	(1) Corto período
Filtros	440		660	7,6	440 mínimo
<u>Planta Vieja</u>					
Capacidad	148		190	2,2	
<u>Tuberías</u>					
Líneas 1-2-3	120 (2)	50 (2)	170	} 5,2	(2) Con recalque
Línea 4	280		280		

En base a la capacidad de los equipos "Accelerators" de la planta nueva, la capacidad conjunta de tratamiento es de 8,9 m3/seg. por cortos períodos. Si se lleva la capacidad de los Accelerators a igualar la de los filtros, la capacidad máxima de las plantas combinadas sería de 9,8 m3/seg. durante períodos breves. En cuanto a las bombas, ellas no implican una limitación, ya que se puede agregar equipo adicional con un costo moderado a medida que se le necesite.

La planta nueva cuenta con un equipo de producción de sulfato de aluminio cuya capacidad máxima es de aproximadamente 68 ton/día.

Las tuberías 1, 2 y 3 de 0,6, 0,75 y 0,9 m. de diámetro interior respectivamente (24, 30 y 36"), conducen el agua usinada desde la planta a la capital. Además del bombeo inicial de alta presión, tienen bombeo adicional (recalque) en el camino.

Los antecedentes básicos de este capítulo fueron suministrados por OSE.

1.2.2 Cuarta Tubería. Entre los años 1960 y 1962 se construyó una tubería de mayor capacidad que la suma de las entonces existentes, para llevar el agua de la Planta de Aguas Corrientes a la capital. El diseño y la dirección de la obra estuvieron a cargo de OSE y se contrataron los servicios de la firma "Socomán" para su ejecución.

Se trata de una tubería de hormigón pre-comprimido de 1,52 m. (60") de diámetro interior colocada en zanja de 2,3 m. de ancho y 3 m. de profundidad mínimos, cuya capacidad de conducción es de 280 000 a 300 000 m³/día. Esta tubería tiene 42,3 km. de largo y se extiende de Aguas Corrientes hasta el cruce de Avda. San Martín con Camino Colman. De este punto arrancan dos derivaciones, también de hormigón pre-comprimido, de 1,22 m. (48") de diámetro y 8,9 km. de largo en total.

Para la ejecución de los tubos se instaló una fábrica en La Paz. Cada caño tiene un largo de 8 m. y fue probado en fábrica para una presión de 33 kg/cm². La carga máxima de trabajo a la salida de la planta es de 130 m., unos 13 kg/cm².

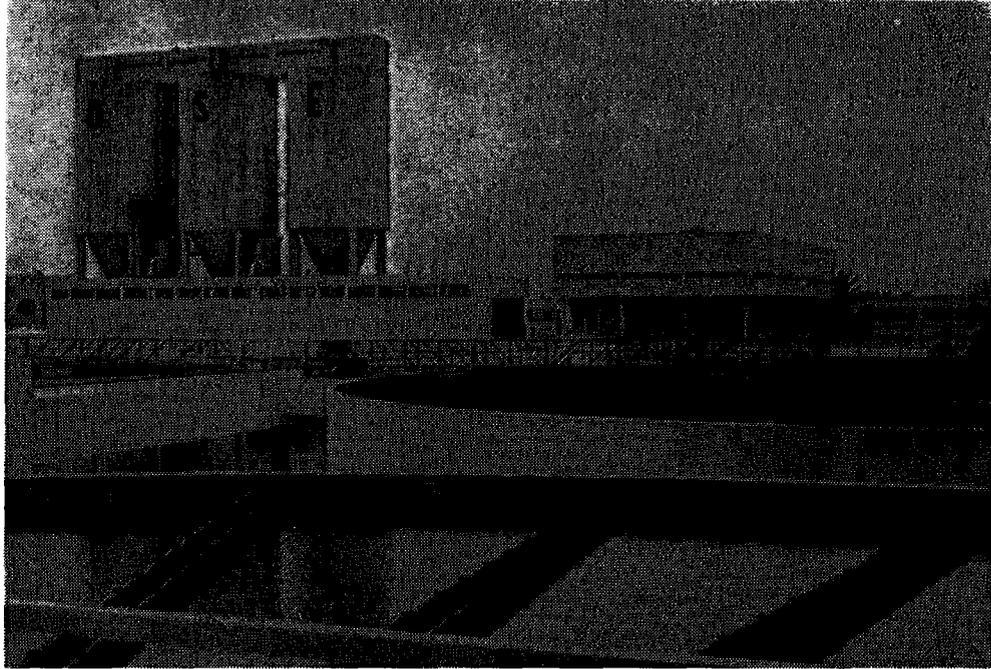
El primer tramo de esta importante obra fue inaugurado en febrero de 1962. Esta tubería tiene la ventaja de no necesitar bombeo intermedio (recalque), con lo cual se reducen los gastos de operación y se eliminan los de mantenimiento del equipo de bombeo en camino.

1.2.3 Embalse Canelón Grande. La presa está ubicada en el arroyo de igual nombre, 7 km. al norte de la localidad de Canelones y aproximadamente 12 km. aguas arriba de Aguas Corrientes. Su capacidad útil es de 20 millones de m³.

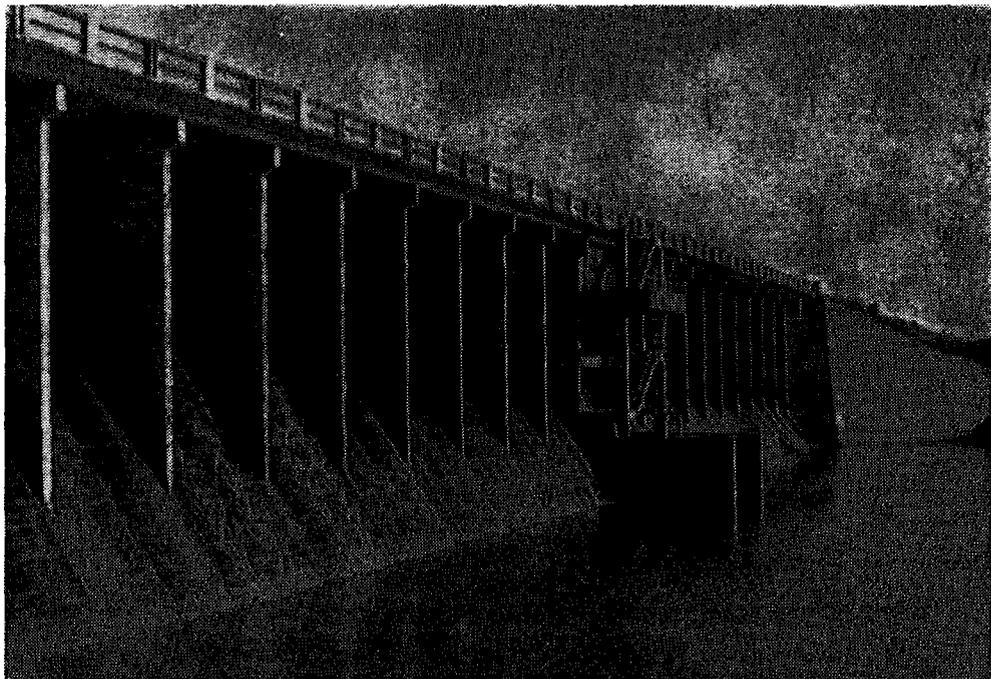
Fue proyectada en 1947 por la DH. Su construcción a cargo de una empresa uruguaya, fue iniciada en 1950 y se la terminó en 1954, con una paralización de 8 meses en 1953. El objeto del embalse fue el riego del área al norte de éste, entre el arroyo y el Río Santa Lucía y proveer una reserva de 10 millones de m³ para el agua potable de Montevideo.

La obra consta de una presa-vertedero central de gravedad con descarga libre, de 116 m. de longitud y 13 m. de altura (Ver foto III.1.2.3), y de dos presas laterales de tierra de 676 m. de largo total y 11 m. de altura. En aguas normales, el área inundada es de 9 km². Sobre la presa se ha construido un tramo carretero y puente que forman parte de una ruta de primer orden.

Durante los veranos de 1967, 1968 y 1969 se hizo necesario utilizar el agua del embalse para servir las necesidades del agua potable de la capital. Debido a la creciente necesidad del abastecimiento de Montevideo, se hace necesario mantener el volumen embalsado como reserva para las épocas de estiaje. El agua entregada sigue por el cauce del arroyo y luego por el cauce del Santa Lucía para alimentar la represa de Aguas Corrientes. Cuando ello es posible, OSE prefiere bombear de aguas abajo de la represa que utilizar el agua del embalse, debido a la mayor turbidez de ésta.



III.1.2.1 Planta de Tratamiento Aguas Corrientes



III.1.2.3 Vertedero del embalse Canelón Grande

2. CLIMATOLOGIA

2.1 Factores Determinantes del Clima

Diversos factores, tanto geográficos como oceanográficos y meteorológicos contribuyen a formar el clima de la República Oriental del Uruguay. Algunos de éstos, además de ser hechos de tipo permanente, tienen una influencia predominante y serán señalados en detalle.

Sin entrar a analizar los factores de orden general que determinan el clima en cualquier lugar del planeta, se consideran los que se encuentran más estrechamente vinculados con el clima del país. Estos son:

La situación geográfica.

Es el único país sudamericano que se encuentra íntegramente en la zona templada, lo que contribuye a determinar las temperaturas preva^lecientes y sus rangos de variaciones. La poca extensión del territorio (tanto en latitud como en longitud) y la ausencia de importantes sistemas orográficos, determinan que haya poca variación en los parámetros meteorológicos entre las distintas regiones del país.

Las corrientes oceánicas y fluviales.

La llamada corriente del Brasil lleva aguas de origen tropical a lo largo de la plataforma continental y su transporte calórico produce una modificación sensible en las isothermas del aire. La corriente de Malvinas transporta aguas frías desde el sur a lo largo de la costa patagónica argentina y en casos de excepción puede alcanzar el extremo sur de la costa atlántica uruguaya. Además de la influencia de tipo térmico que estas corrientes tienen sobre la atmósfera, es necesario señalar la importancia que posee especialmente la del Brasil, al constituir una fuente de humedad para las masas de aire que circulan sobre ella y que llegan al país.

Las importantes corrientes fluviales de los ríos Uruguay y Paraná también ejercen influencia marcada en el campo térmico, dado que sus aguas proceden de regiones más cálidas y significan un aporte calórico a las zonas vecinas.

Los anticiclones del Atlántico y del Pacífico.

En anticiclón semipermanente del Atlántico ejerce una gran influencia en el tiempo que se desarrolla sobre el Uruguay. Las circulaciones originadas por este anticiclón sobre todo el país tienen en general direcciones que van desde el noroeste al este, pasando por el norte y aportan por lo tanto masas de aire de origen tropical. El anticiclón del Pacífico, en los períodos que se desplaza hacia el este avanzando sobre la Cordillera de Los Andes, provoca los empujes de aire de origen polar que obligan al retroceso del anticiclón del Atlántico y la interacción entre ambos provee el mecanismo básico para la producción de lluvias en el país. También tiene influencia el centro de baja presión de origen térmico que se desarrolla al este de Los Andes y que con bastante regularidad se presenta sobre la Argentina en la región noroeste, especialmente sobre las provincias de La Rioja, Catamarca, Santiago del Estero y Tucumán, generalmente en la época de verano.

2.2 Masas de Aire

Es posible diferenciar dos tipos básicos de masas de aire, tanto por su origen como por sus características. Estas son las de aire tropical y aire polar.

2.2.1 Masas de aire tropical. En el anticiclón subtropical semipermanente del Atlántico sur se originan las masas de aire tropical que llegan al territorio uruguayo desde el sector norte, en todos los casos después de haber circulado sobre territorio argentino, brasileño y/o paraguayo. Este aire por su origen es cálido y tiene características de elevada humedad, en la mayoría de los casos, especialmente en las capas bajas, además presenta una o más inversiones de temperatura en altura; es común, especialmente en verano, que este aire cubra totalmente el país, y que por su estructura térmica y su elevado contenido de humedad, se inestabiliza fácilmente cuando adquiere trayectorias ciclónicas, generando nubosidad de tipo convectivo y lluvias que afectan todo el país; su contenido de humedad puede llegar a 20 gramos de vapor de agua por kilogramo de aire en los niveles bajos. Sin embar-

go, la columna de aire desde la superficie hasta una altura de unos 6 000 a 7 000 metros, es donde se halla el mayor contenido de humedad. En invierno este aire, por su mayor temperatura con respecto al suelo, es enfriado desde abajo al ponerse en contacto con aquél, lo que origina una inversión de temperatura, que tiende a estabilizarlo. Durante la noche el mayor enfriamiento contribuye a una fuerte decantación de vapor de agua sobre el suelo; en ciertos casos las masas de aire tropical, debido a un recorrido mayor por zonas continentales menos húmedas, tienen menor contenido de humedad, constituyendo entonces el subtipo llamado continental; las masas de aire tropical son las principales portadoras de humedad que precipita sobre el país.

2.2.2 Masas de aire polar

Las masas de aire polar, aunque procedentes del sector sur, generalmente del sudoeste, pueden tener a veces largas trayectorias marítimas sobre el Atlántico. Por lo tanto, el aire polar que llega hasta el Uruguay se puede clasificar en dos tipos básicos: el procedente del Pacífico, que atraviesa primeramente el territorio argentino y el procedente del Atlántico; el aire polar se origina en la región subpolar de los océanos Pacífico y Atlántico y por lo tanto es de características marítimas. Tiene baja temperatura, bajo contenido de humedad pero distribuido en todos los niveles y un gradiente térmico vertical próximo al adiabático húmedo ($0,6^{\circ}$ C por cada 100 metros); esta masa de aire se puede hacer inestable por varios procesos que pueden ocurrir separadamente o en forma concomitante. Los principales son: calentamiento desde abajo; trayectorias rectilíneas o con curvatura ciclónica desde el Polo al Ecuador; enfriamiento diferencial entre dos niveles. Los efectos del aire polar procedente del Pacífico son muy diferentes según la trayectoria que haya seguido antes de alcanzar el territorio uruguayo.

Cuando su recorrido ha sido principalmente desde el oeste, el ascenso sobre Los Andes produce la condensación y precipitación de

gran parte de la humedad que contiene, llegando sobre territorio ar
gentino como aire relativamente seco que se calienta en su descenso
posterior al cruce de la cordillera. En esas condiciones alcanza el
suelo uruguayo donde produce días con poca nubosidad y gran varia-
ción diurna de temperatura; en el caso de recorridos que provengan
del sudoeste, o sea cuando el aire polar procedente del Pacífico cr
za la Cordillera de Los Andes al sur del paralelo 37° S, el proceso
de deshidratación indicado es menos intenso. A partir de esa lati-
tud hacia el sur, el cordón andino sufre un importante descenso, pues
de una altura promedio de unos 4 000 a 4 500 metros pasa a unos 2 000
metros y en esa forma favorece el pasaje del aire polar, llegando a
territorio argentino algo más húmedo. Sin embargo, la trayectoria
que sigue sobre éste y sobre el océano Atlántico determinan las ca-
racterísticas con que llegará al Uruguay. Así, en su avance sobre
tierra sufrirá un proceso de secado producido por la condensación
debida al enfriamiento nocturno, en cambio sobre el agua aumentará
su contenido de humedad por el transporte convectivo que se produ
ce debido al efecto térmico entre el aire frío y las aguas subyacen
tes menos frías. El aporte de humedad será mayor cuanto más lo sea
el recorrido marítimo; este aire produce en las zonas costeras y so
bre las serranías nubosidad convectiva y en algunos casos chaparro-
nes que son más importantes en primavera y verano a causa del fuer-
te calentamiento diurno del suelo. El aire polar procedente del Atlán
tico, tiene un recorrido completamente marítimo, siendo en unos ca
sos aire que proviene del Pacífico y pasa el Atlántico en altas la-
titudes y en otros es de origen antártico bastante transformado. Lle
ga sobre Uruguay con direcciones que van desde el sur hasta el este,
siendo sus temperaturas generalmente más bajas que las del aire que
se origina en el Pacífico y es más inestable que este último. La nu
bosidad producida en esta masa de aire se generaliza en todo el país
y sufre una variación diurna que tiene un máximo de actividad en las
horas de la tarde; cuando este aire tiene trayectorias sur-norte des

de el continente antártico, originadas por anticiclones potentes, es posible que llegue al país aire de aquellas características, algo transformado. En esos casos excepcionales es posible la ocurrencia de nevadas de poca intensidad. El aire polar, atlántico y pacífico, llega al país en cualquier época del año, pero más frecuentemente en verano; después de haber rebasado el suelo uruguayo suele retornar, por efecto de la circulación regional, fuertemente transformado en sus capas bajas, recibiendo en esas ocasiones el nombre de aire polar retrógrado. La estructura de aire polar la mantiene en las capas medias y altas.

2.3 Formación de precipitaciones y otros fenómenos relevantes

Las masas de aire portadoras de la humedad necesitan mecanismos dinámicos para producir la precipitación. Se señalan aquellos que son los principales y aunque se consideran como hechos aislados no se descarta la posibilidad que algunos pueden ocurrir concomitantemente, sumando sus efectos. Las situaciones sinópticas que se analizan son perfectamente conocidas en su desarrollo, pero lamentablemente su predicción con cierta seguridad no va más allá de las 24 a 36 horas o en casos más favorables hasta 48 horas.

Por ser el mecanismo básico en la producción de lluvias se menciona en primer término a los sistemas frontales o simplemente frentes.

Al considerar las masas de aire se vio la existencia de dos tipos principales, una procedente del sector norte (tropical) y otra del sector sur (polar). La masa de aire tropical por su menor densidad asciende sobre el aire existente que obra como una cuña de cientos o miles de kilómetros de longitud. Ese ascenso origina su expansión y enfriamiento, lo que produce la condensación de parte de la humedad que contiene y su eventual precipitación. Por las características señaladas este proceso se desarrolla a lo largo de todo el país, teniendo los frentes, en general, una orientación de noroeste a sudeste. Estos avanzan desde territorio argentino, barren todo el Uruguay y prosiguen su marcha hacia el noreste.

Aunque no existen estudios sobre los porcentajes de precipitación atribuíbles a los frentes fríos, se estima que éstos deben ser altos. En todo el año pasan sobre el país unos 70 a 80 frentes que generalmente provocan precipitaciones en zonas y cantidades variables.

Estas, a su vez, dependen principalmente del contenido de humedad de las masas de aire en juego, de la velocidad de desplazamiento del frente, de la dirección del movimiento con respecto a las líneas de flujo del aire tropical que desplaza, y de su gradiente.

La velocidad de los frentes fríos es variable y hasta pueden hacerse estacionarios. En general, se esperan mayores lluvias en los desplazamientos lentos con tendencia a estacionarse. En algunos casos, el frente una vez estacionado sobre el país o al norte del mismo regresa, actuando en este caso como frente caliente. También el aire tropical, cuando sus trayectorias se hacen de tipo ciclónico, presenta características de frente caliente con lento desplazamiento hacia el sur. Estos no se presentan bien definidos, pero producen extensas áreas de precipitación que pueden abarcar todo el país.

Entre las causas meteorológicas capaces de producir precipitaciones intensas de gran importancia están los ciclones frontales.

A veces los frentes fríos que llegan a la zona del Río de la Plata (o algo más al norte) se hacen estacionarios, produciéndose ondas que evolucionan hasta llegar a ser ciclones frontales; generado uno de éstos, se desplaza en dirección sudeste internándose en el Atlántico. Su formación se debe a la existencia de una fuerte zona frontal a la que se asocia en altura, en unos casos, una depresión bórica (centro de baja presión o vaguada) que se desplaza desde el oeste y, en otros, a la activación de la depresión térmica del noroeste argentino. Este proceso no es frecuente y se puede decir que se produce "grosso modo" cuatro veces al año, término medio, siendo más frecuente en invierno y observándose raramente en verano. Aunque su frecuencia es pequeña las precipitaciones que ocasiona son muy intensas y pueden cubrir todo el país. El desarrollo de esta perturbación desde el momento que se estaciona el frente hasta que el ciclón se aleja del suelo uruguayo suele durar unos tres días, pero en ese lapso el agua caída puede llegar a ser del orden de los 100 milímetros o más. Cabe recordar que las inundaciones de abril de 1959 fueron producidas por la repetición desusada de este fenómeno y por la presencia de aire tropical de elevado contenido de humedad (agua precipitable) hasta altos niveles.

Por la situación del ciclón en el momento de su formación se genera normalmente una intensa circulación del sector sudeste en la zona del Río de la Plata y en gran parte del país. Al producirse su alejamiento la circulación se hace del sudoeste sobre todo el Uruguay.

Es frecuente que la presión mínima en el centro de baja llegue a valores inferiores a 1 000 milibares y aún a menos de 990.

Un proceso de menor importancia que los dos anteriores, por la cantidad de precipitación que puede producir, es la línea de inestabilidad o línea de turbonada. Asociada a los frentes fríos se desarrollan en el sector caliente de los mismos, especialmente en primavera y verano. Se caracterizan por la formación de grandes desarrollos nubosos convectivos y tormentas eléctricas a lo largo de una faja paralela al frente.

Normalmente se generan al sudoeste del país y se desplazan hacia el noreste, produciendo precipitaciones intensas pero más bien aisladas.

Otros procesos son también capaces de producir precipitaciones, pero en cantidades mucho menores. Se puede citar: la inestabilidad dentro de la misma masa de aire que origina en general lluvias aisladas, las vaguadas o bajas de altura y los frentes de altura.

Interesa conocer qué porcentaje del agua caída se debe a cada uno de los procesos señalados, pero lamentablemente no se dispone de información de ese tipo. Cabe citar, sin embargo, que en la vecina provincia argentina de Corrientes se han efectuado investigaciones que pueden ser consideradas como guía, puesto que las condiciones meteorológicas no varían de masiado con respecto al Uruguay. En esa provincia el 71 por ciento de las lluvias se debe a los frentes fríos y líneas de inestabilidad, el 13 por ciento a los ciclones frontales, el 7 por ciento a la inestabilidad de masa, el 4 por ciento a los frentes calientes, el 4 por ciento a los frentes de altura y el 1 por ciento a las lluvias o lloviznas de masas frías.

2.4 Clasificación y características climáticas

2.4.1 Clasificación. Aunque entre los distintos puntos del país es posible observar diferencias entre los parámetros climáticos, éstas no

son de magnitud suficiente como para distinguir diferentes tipos de clima.

La ausencia de importantes relieves orográficos en el país y en regiones vecinas, así como la poca variación entre las coordenadas geográficas extremas, son las causas principales de esa relativa uniformidad climática en todo el territorio del país.

La clasificación de Koeppen tiene en cuenta la lluvia y la temperatura y en base a ellas define cinco zonas fundamentales que reciben los nombres de: clima tropical lluvioso, clima seco, clima templado moderado lluvioso, clima boreal y de bosque y clima nevado.

Siguiendo esta clasificación puede considerarse que todo el país cae dentro de la zona fundamental clima templado moderado lluvioso o clima C. Las temperaturas de los meses más fríos están comprendidas entre los límites -3° y 18° C, fijados para esa zona climática. En el país se observan entre $10,5^{\circ}$ C, en Montevideo, y $13,6^{\circ}$ C en Artigas y las lluvias más bajas alcanzan a 936 milímetros, en el Departamento de Montevideo.

Dentro de esta zona climática, el tipo es el denominado clima de temperie húmeda, pues su lluvia es irregular y no presenta máximos o mínimos muy marcados en verano o invierno. Tipo f.

Se debe agregar que en casi todo el país, exceptuando Punta del Este por su ubicación, la temperatura del mes más cálido es superior a 22° C; por lo tanto el clima del Uruguay tiene las características Cfa.

El país está cubierto en su mayor parte por praderas naturales o artificiales y es notoria la ausencia de bosques. Solamente se observan grupos de árboles logrados por la acción del hombre. Como se verá más adelante, aunque el agua caída en el año, especialmente en el norte, es relativamente alta, el número de días de precipitación es relativamente bajo, lo que no produciría las condiciones necesarias de humedad, para la formación natural del bosque.

Durante el invierno se producen heladas, pero éstas no son tan intensas como para impedir el crecimiento de los citrus. En el verano, el calor no es suficiente para el cultivo del algodón, sin tener en cuenta que no existe una época seca definida para su cosecha.

2.4.2 Precipitaciones. Para el análisis de las 139 Estaciones Pluviométricas de la Cuenca del Río Santa Lucía y zonas vecinas se escogieron, en una primera etapa, 50 Estaciones de Referencia (o estaciones claves), con observaciones desde 1913 hasta 1968 inclusive. Los datos que faltaban de las Estaciones de Referencia durante este lapso de 56 años fueron completados con informaciones provenientes de las Estaciones Pluviométricas más próximas.

En una segunda etapa las Estaciones de Referencia fueron incrementadas a 60 (aunque algunas de las nuevas no disponían de 56 años de registro estadístico) con la incorporación de las estaciones existentes en las cuencas de Pando, Solís Chico y Solís Grande.

Se dispuso de 561 365 datos diarios de lluvia, anotados en planillas mensuales originales de observación, los cuales fueron totalizados, previa verificación, en valores mensuales. De su análisis, se llega a las conclusiones que sigue.

El promedio anual de la cuenca, correspondiente al período 1913-1968 es de 990 mm., con un máximo de 1 100 mm. sobre las nacientes del Río San José y un mínimo de 900 mm. al centro-este del área, disminuyendo las lluvias, de norte a sur, aumentando nuevamente en la costa del Río de la Plata, en la zona de Montevideo.

Los años más lluviosos fueron 1914 (1 778 mm.) y 1959 (1 586 mm.); y los menos lluviosos, 1916 (488 mm.) y 1935 (715 mm.).

El valor puntual más alto registrado fue de 2 732 mm., en 1914, en la estación Reboledo, y el más bajo, 283 mm., en 1916, en la estación Capurro.

El mes más lluvioso es marzo, con 99 mm. y el menos lluvioso es julio, con 73,5 mm. La diferencia entre ambos, 25,5 mm. (el 25 por

ciento del más lluvioso y el 34 por ciento del menos lluvioso) indica claramente la regularidad de las precipitaciones medias y la no existencia de régimen monzónico en la cuenca.

El trimestre más lluvioso es marzo-abril-mayo (MAM) con un total de 269 y el menos lluvioso (DEF) con un total de 223 mm. La diferencia entre ambos trimestres es de 46 mm.

Si bien los valores mensuales medios son muy regulares, en cambio no sucede lo mismo con los mensuales puntuales. Sobre un total de 62 375 "meses-pluviómetro" se encuentra, entre otras, las siguientes variaciones:

Meses sin lluvia, o con precipitaciones inferiores a 10 mm., 3 819 (el 6,1 por ciento). Meses con precipitaciones iguales o superiores a 500 mm., 48 (el 0,076 por ciento).

Para ilustrar mejor la variación de la distribución mensual y estacional de las precipitaciones, se agrega el gráfico III.2.4.2. Se ha utilizado para este fin la estadística pluviométrica de La Cruz que se considera representativa para la Cuenca.

2.4.3 Parámetros Climáticos. La temperatura media anual de la Cuenca oscila entre 16° 5C y 17° 5C. La máxima absoluta puntual es del orden de los 43°C. La mínima absoluta es del orden de -6°C a -8°C. La temperatura media mensual oscila entre 24°C en enero y 10°C en julio.

La humedad media anual de la Cuenca es del orden de 70 por ciento; la media mensual oscila entre 60 por ciento en diciembre y enero y 78 por ciento en junio.

La Cuenca tiene aproximadamente 2 650 horas de sol efectivas anuales, lo cual representa el 59 por ciento de las horas de sol astronómicas.

La nubosidad media anual es del orden de 5,5 décimos de cielo cubierto. Hay aproximadamente 120 días por año con cielo despejado, 130 con cielo semi-cubierto y 110 días nublados. La nubosidad media mensual oscila entre 4,5 décimos en enero y 5,6 décimos en junio.

La evaporación media anual (Piche) es del orden de 1-200 mm. y fluctúa desde unos 1.000 mm. en la parte este hasta unos 1.300 mm. en la parte oeste de la Cuenca. La evaporación media mensual oscila entre 170 mm. en diciembre y enero y 50 mm. en junio y julio.

La velocidad media del viento es del orden de los 15 km/h, y la dirección predominante es del este y noreste. La velocidad media mensual tiene muy escasa variación a lo largo del año.

Los vientos fuertes (sup. a 75 km/h) tienen una dirección media del OSO y su frecuencia es inferior al 5 por ciento de los casos. La escasa frecuencia de los vientos fuertes hace que éstos que den confundidos -tanto en intensidad como en dirección- en los valores medios mensuales.

Hay un promedio de 25 días por año con niebla. El mínimo de nieblas se registra en verano, sin ningún caso en diciembre, y el máximo en junio y julio con 4 a 5 casos por mes.

Se registran heladas entre los meses de abril y octubre, con una frecuencia anual media de 20 casos.

2.5 Red Meteorológica y Pluviométrica

Las medidas de la altura del agua caída en la Cuenca, son realizadas actualmente en una red de cerca de 60 estaciones pluviométricas, controladas por la Dirección General de Meteorología del Uruguay (DGMU) y 4 pluviógrafos de la Dirección de Hidrografía (DH) del Ministerio de Obras Públicas.

Los pluviómetros son del tipo Lambrecht de 160 mm. y los pluviógrafos del tipo Fuess.

A excepción de los pluviógrafos, observados por particulares e instalados en 1968, los instrumentos, ubicados en las estaciones de ferrocarril o en las comisariías, fueron instalados principalmente entre 1906 y 1913. La mayor parte del instrumental fue renovado en 1953. Tal hecho explica la distribución no homogénea de los pluviómetros en la Cuenca.

La información de los parámetros climatológicos (temperatura al abrigo, humedad relativa, evaporación, viento y horas de sol) disponibles dentro de la Cuenca son provenientes de las estaciones sinóptico climatológicas de 2° orden de San José y Minas, pertenecientes a la DGMU, y que figuran en el cuadro III.2.5.

CUADRO III.2.5

Estaciones climatológicas

Estación	Nº	Latitud sur	Longitud oeste	Altitud m.	Período de observación
San José	86550	34°21'	56°43'	41	1948-1968 (suspendida)
Minas	86555	34°23'	55°14'	133	1937-1966 (suspendida)
Prado (Montevideo)	86585	34°52'	56°12'	22	1901- hasta la fecha
Carrasco (Aeropuerto)	86580	34°50'	56°02'	23	1947- hasta la fecha

La DH controla una estación evaporimétrica, con tanque clase A-USWB, en la zona del embalse Canelón Grande, instalada en 1966, y fue instalada recientemente por la Unidad Técnica, una estación climatológica en la Escuela Agraria de San Ramón. Dicha estación cuenta con un tanque de evaporación tipo A-USWB, evaporímetro Piche, pluviómetro y pluviógrafo, anemómetro y veleta, termómetros de máxima y mínima, seco y húmedo, para agua y suelo.

En el límite sur de la Cuenca existen las dos estaciones más importantes del país: Prado - Montevideo, con registros pluviométricos desde 1883 y pluviográficos desde 1901 y Carrasco - Aeropuerto. Por su ubicación y calidad de la información se utilizaron sus datos en diversas fases del estudio.

La calidad de los datos climatológicos obtenidos en la Cuenca es seguramente, la mejor que la oficina central del servicio meteorológico pudo lograr en el pasado. La imposibilidad de efectuar inspecciones y mantener debidamente el instrumental instalado, que en muchos casos necesita

ser reemplazado por equipo nuevo, está deteriorando la calidad de los da
tos.

3. GEOLOGIA

3.1 Geomorfología y Estratigrafía

Las características estratigráficas y geomorfológicas de la Cuenca del Río Santa Lucía se presenta en el Anexo III.3.1 y en el mapa "Bosquejo Geológico". Las formaciones presentadas están basadas principalmente en los recientes trabajos realizados por el Instituto Geológico del Uruguay, la Facultad de Agronomía de la Universidad de la República y el Ministerio de Ganadería y Agricultura.

3.2 Tectónica

El rasgo estructural más importante del área de estudio es la Fosa Tectónica de Santa Lucía. Ella ha sido suficientemente estudiada por au
tores nacionales, y está evidenciada tanto por numerosas fallas bien mar
cadas en las fotografías aéreas, como por el control estructural de va
rios tramos del río del mismo nombre y principales afluentes; la existencia de franjas de cizallamiento dinámico; el cambio de la composición geológica en una y otra margen del curso medio del Río Santa Lucía y principalmente por los datos de las perforaciones realizadas por el IGU en las zonas de San Jacinto, Míguez, Tala y San Ramón.

Los bordes de esta fosa tectónica están separados entre sí unos 45 km. siendo su dirección general N 60-70°E. Los mismos están constituidos por rocas del basamento cristalino fuertemente milonitizadas y com
primidas según el rumbo indicado.

Como relleno de la misma, las citadas perforaciones encontraron es
pesores de hasta 1 127 m. de sedimentos cretácicos.

En la configuración hidrográfica se puede observar 2 alineamientos principales que parecen corresponder a grandes líneas de fracturas. Uno de ellos, de rumbo N 30°E corresponde al curso medio e inferior del Río Santa Lucía Chico, y al tramo del Santa Lucía entre las desembocaduras de los arroyos Tala y Arias. El otro, de rumbo N 80°W, corresponde al

tramo del Río Santa Lucía entre las desembocaduras del Santa Lucía Chico y el arroyo del Tala, así como a la planicie aluvional denominada "zona de Vejigas".

4. HIDROLOGIA

4.1 Agua superficial

4.1.1 Red hidrográfica. El Río Santa Lucía nace en las proximidades de la Cuchilla Grande del Este, en la zona de Minas. Tiene una dirección de este a oeste, hasta la confluencia con el Río Santa Lucía Chico. A partir de allí toma una dirección norte-sur hasta su desembocadura en el Río de la Plata, en la localidad de Santiago Vázquez, luego de recorrer, en total, una distancia de 225 km.

A lo largo de 40 km. que se extienden desde su nacimiento hasta Paso Roldán, y que constituye su curso superior el río corre con frecuencia entre afloramientos de roca, o se extiende en lagunones, depositando el material grueso que arrastra, formado por cantos de granito, gneiss, pórfiros y basaltos.

El único afluente importante que recibe en este tramo es el arroyo Campanero.

Desde Paso Roldán hasta Santa Lucía el río recorre 130 km. con una pendiente media de 0,6 m/km. En este tramo o curso medio el río recibe por su margen derecha los siguientes afluentes: arroyo del Soldado, arroyo Tupambaé, arroyo Casupá, arroyo Chamizo, arroyo Arias, arroyo Mendoza, el Río Santa Lucía Chico y el arroyo de la Virgen; por su margen izquierda los arroyos Vejigas y del Tala.

Luego de la confluencia con el arroyo Casupá entra el Santa Lucía en una extensa llanura, constituida en gran parte por loess, donde el curso del río presenta muchas divagaciones, algunas recientes, sobre todo entre las confluencias del arroyo Vejigas y del arroyo Chamizo.

Aunque el arrastre de cantos rodados es todavía bastante apreciable, se nota ya a partir de Fray Marcos gran cantidad de bancos de grava y arena.

Las márgenes del río están cubiertas por un monte indígena bastante amplio conformado por sauces criollos, sarandíes, mataojos, coronillas, etc. .Estos montes marginales son característicos de todo el curso del Santa Lucía.

El curso inferior va desde la localidad de Santa Lucía hasta su desembocadura y el río recorre en este tramo unos 55 km. con una pendiente media de 0,09 m/km. .En su margen derecha desagua el Río San José y por la izquierda los arroyos más destacables son Canelón Grande y Las Piedras.

Luego de la confluencia con el San José, el Santa Lucía se ensancha notablemente sobre una zona muy llana y de mal drenaje, formándose extensos bañados y grandes arenales.

A partir del Paso del Bote, río abajo, se hace posible la navegación, pero limitada a embarcaciones de poco calado.

Todo el curso inferior está influenciado por la acción de la marea eólica procedente del Río de la Plata, la que provoca en toda la zona frecuentes inundaciones y una intrusión salina que se manifiesta hasta Aguas Corrientes, donde hay una pequeña presa que impide el avance de esta intrusión. También estos efectos se manifiestan en el curso inferior del Río San José:

El Río Santa Lucía Chico tiene en su curso superior una dirección este-oeste, corriendo de norte a sur en su curso medio e inferior. La subcuenca tiene una forma asimilable a un triángulo, con su vértice hacia el sur. El área total es de 2 620 km². La longitud del río es de 111 km. y su pendiente es de uno por mil. La casi totalidad de los afluentes que recibe lo son por la margen derecha. El río corre paralelo y a muy corta distancia de su divisoria con la Cuenca del Santa Lucía.

Desde el punto de vista geológico, en toda la subcuenca aflora el cristalino, constituido por gneiss, esquistos, etc., excepto en los

últimos 10 km. del curso del río, donde comienza a profundizarse una capa sedimentaria compuesta de sedimentos loésicos parduzcos como también depósitos arenosos y arcillosos.

El San José es el tributario más importante del Santa Lucía y corre con una dirección noroeste-sudeste bien definida. Su Cuenca tiene una forma aproximadamente rectangular abriéndose en abanico hacia el norte, con un área de 3 650 km².

La longitud del río es de 122 km. y su pendiente en los primeros 18 km. es de 1,00 m/km. y en los 77 km. siguientes de 0,90 m/km. .

La parte superior y media de la Cuenca está geológicamente asentada sobre el basamento cristalino, formado principalmente por rocas metamórficas de la serie de Minas y de rocas efusivas ácidas de la serie de Aiguá. En su tercio inferior y a partir de la ciudad de San José existe una capa de formación sedimentaria correspondiente a las formaciones Libertad, Raygón, Fray Bentos y Míguez con buzamiento hacia el sur.

En muchas partes de su curso el río corre encajonado entre barrancos presentando ensanchamientos (lagunones) muchos de ellos verdaderas lagunas, que actúan como embalses reguladores naturales. Desemboca en el Santa Lucía en una parte llana, ensanchándose y formando delta.

4.1.2 Red hidrométrica. La Dirección de Hidrografía (DH) del Ministerio de Obras Públicas, fue creada en 1903 siendo la encargada de realizar y supervisar las instalaciones y los trabajos hidrométricos en todo el país, a través de su Servicio Hidrométrico.

Algunos entes estatales como Obras Sanitarias del Estado (OSE), Administración de Ferrocarriles del Estado (AFE) y Usinas y Teléfonos del Estado (UTE) por necesidades propias instalan y controlan instalaciones hidrométricas. En principio, todos los datos recogidos por éstos, son enviados a la DH donde se centraliza la información.

De los 110 limnómetros del Uruguay actualmente controlados por la DH, 17 se encuentran ubicados en la Cuenca del Río Santa Lucía (ver Mapa III.4.1.2).

En éste, existen 8 limnómetros distribuidos a lo largo del río. Pero sólo se puede obtener registro de niveles del río en su curso alto y medio hasta la desembocadura del Santa Lucía Chico, pues si bien hay dos limnómetros aguas abajo en Aguas Corrientes y en Santiago Vázquez, el primero registra las variaciones del embalse para la toma de la Planta de Tratamiento de OSE y el segundo, las fluctuaciones del Río de la Plata.

En el Río Santa Lucía Chico existen 3 limnómetros, dos en su curso medio, en Florida y el otro en el curso inferior, en La Cantera (Paso Severino) donde está también ubicado el único limnógrafo de la Cuenca.

En el Río San José hay 4 limnómetros; tres en el curso medio en las inmediaciones de San José de Mayo y el restante en Paso Valdez, en el curso inferior.

En el embalse existente en el Arroyo Canelón Grande, hay un limnómetro donde se observa la variación de nivel del mismo.

Para aforar se emplean actualmente molinetes tipo Gurley y OTT con muchos años de uso. En aguas medias, los aforos se hacen desde puentes o con bote acondicionado a tales efectos. No existen aforos de crecientes por no contar la DH con los elementos necesarios para hacerlos.

Durante el mes de setiembre de 1969 se hicieron inspecciones a toda la red hidrométrica de la Cuenca del Santa Lucía, preparándose una monografía para cada estación. Estas monografías están disponibles en el archivo de la Unidad Técnica.

4.1.3 Análisis de la estadística hidrológica

4.1.3.1 Disponibilidad y calidad de la información. Toda la información existente fue analizada y resumida en el Cuadro III.4.1.3.1-1 "Información Hidrológica Disponible".

A excepción de los registros de Aguas Corrientes, todos los demás datos hidrométricos fueron obtenidos en la DH, en los originales.

Para calificar la información hidrológica se estableció el criterio expuesto en el Cuadro III.4.1.3.1-2.

CUADRO III.4.1.3.1-2

Criterio de calidad de la información hidrológica

Clase	Lecturas escalas limnimétricas	Curva de descarga
A Muy buena	Lecturas confiables, sin interrupciones. La estación cuenta con limnógrafo.	Existe curva para valores de estiaje, aguas medias y altas sin extrapolación.
B Buena	Estación con pocas interrupciones y lecturas confiables.	Existe curva extrapolada con error máximo probable de 10%.
C Regular	Estación con interrupciones y lecturas no siempre confiables.	Existe curva extrapolada con error máximo probable de 50%.
D Deficiente	Estación con interrupciones y/o errores de lectura. En lo posible la estadística obtenida no debe ser utilizada como referencia y sólo ocasionalmente como información auxiliar.	Curva determinada con pocos aforos y extrapolada con error máximo probable superior a 50%.

El análisis de la información hidrológica disponible muestra que, de todas las estaciones de la Cuenca, solamente las de Picada de Almeida (Almeida) y La Cantera presentan una estadística de caudales utilizable.

4.1.3.2 Estadística directa de caudales. Se definieron las estaciones de Almeida y La Cantera como estaciones bases de la Cuenca y cuyas características están en el Anexo III.4.1.3.2.

En Almeida la curva de descarga está bien definida desde los 0,60 m (3 m³/seg) hasta los 4,00 m (210 m³/seg). Esta curva se ha extrapolado hasta los 11,50 m (5840 m³/seg). Se tomó como referencia el trabajo que sobre el tema elaboró el inge-

niero Young, Jefe de la Sección Hidrología de UTE. (Ver Gráfico Anexo III.4.1.3.2-1).

Esta curva está básicamente fundada en aforos realizados en 1946. Los aforos efectuados por la Unidad Técnica durante el período 69/70 (ver Cuadro III.4.1.7) en el lugar, indican señales de socavación que afectan a los caudales actuales de estiaje y aguas medias bajas.

Como los registros limnimétricos tienen muchas interrupciones, se completaron estos vacíos utilizando varias fuentes.

La estadística de caudales obtenida (Cuadro III.4.1.3.2-1) presenta entre paréntesis los valores calculados por correlación con informaciones hidrométricas de las estaciones de San Ramón y Fray Marcos. Aproximadamente un 6 por ciento de los caudales mensuales fue estimado, tomando en cuenta fragmentos de estadísticas de valores diarios de caudales y verificando que las precipitaciones registradas en la cuenca afluyente permitían completar la estadística mediante interpolación.

Los hidrogramas resultantes de esta estadística (Gráfico III.4.1.3.2-1) resaltan la gran variación de los escurrimientos mensuales y la ocurrencia errática de los escurrimientos máximos mensuales. En el Gráfico III.4.1.3.2-2 se presenta la curva de duración de los caudales medios mensuales, para el período 1946/68 y en el Gráfico III.4.1.3.2-3 las curvas de variación estacional para los mismos valores.

Para el Río Santa Lucía Chico en La Cantera, la curva de descarga (Gráfico Anexo III.4.1.3.2,2) está definida por los aforos desde los 1,47 m (4,8 m³/seg) hasta los 2,68 m (57,6 m³/seg) y por extrapolación logarítmica hasta los 11 m (1 550 m³/seg).

El registro limnimétrico de la estación es continuo y sin interrupción a partir del 2 de abril de 1968. Los caudales mensuales obtenidos son presentados en el Cuadro III.4.1.3.2-2.

CUADRO III.4.1.3.2-2

Río Santa Lucía Chico

Caudales medios mensuales en La Cantera

Año	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1968	-	-	-	0,32	0,92	27	85	7,1	5,2	6,4	52	80
1969	1,48	0,56	0,67	0,78	47	95	41	42	3,3	3,0	3,3	0,62

4.1.3.3 Estadística sintética de caudales

4.1.3.3.1 Introducción

Los estudios geológicos y topográficos identificaron 5 lugares posibles, para la ubicación de futuros embalses dentro de la Cuenca del Santa Lucía, capaces de atender la demanda de agua de Montevideo y de riego.

CUADRO III.4.1.3.2-1

Río Santa Lucía en Picada de Almeida

Caudales medios mensuales y anuales en m³/s

Año	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Media anual
1946	(0,97)	(1,80)	(1,05)	(29)	(40)	(51)	(7,7)	64	105	17	6,4	44	30,7
47	4,1	8,4	3,2	6,7	12	42	12,1	5,7	3,6	6,7	3,6	23	10,9
48	41	6,1	3,6	50	36	51	88	7,2	19	11	37	1,81	29,3
49	1,81	(1,66)	(2,7)	(4,0)	(3,4)	93	24,1	53	52	17	(5,6)	(2,4)	21,7
1950	(2,6)	(1,98)	(2,1)	(16)	(14,8)	102	100	14	76	20	3	1,87	29,5
51	2,4	1,94	1,28	6,2	37	31	6,5	36	113	43	102	7	32,3
52	(2,2)	(2,3)	(8,7)	34	40	62	33	58	48	11	16	7,9	26,9
53	118	11	6,1	25	22	95	42	6,1	26	25	7,7	3,1	32,2
54	4,0	2,2	7,1	3,2	3,3	22	8,3	7,3	11	8	7,5	3,1	7,2
55	1,71	18	4,0	13	47	21	95	20	175	22	(5,5)	(2,9)	35,4
56	100	(30)	(8,6)	(5,4)	(3,7)	(12)	(7,6)	115	164	24	(4,7)	1,14	39,7
57	0,96	1,13	0,89	1,36	3,7	14	16	(17)	6,4	109	(9)	1,98	15,1
58	34	110	4,2	2,14	1,75	1,85	46	124	48	22	153	11	38,2
59	1,70	20	2,6	215	124	53	84	15	11,3	67	152	3,7	62,4
1960	0,82	0,90	3,9	1,56	0,82	1,88	32	13	5,7	93	4,5	0,90	13,2
61	7,2	0,82	2,2	2,5	0,74	12	(4,8)	7,3	49	38	2,4	0,90	10,6
62	0,91	(0,52)	(0,58)	4,9	1,53	1,10	44	30	16,4	2,7	1,66	8,1	9,4
63	6,2	11	5,4	11	6,7	55	30	28	139	11	114	51	39,0
64	1,85	161	103	4,2	4,5	(46)	13,1	28	14	63	2,2	(0,90)	36,8
65	(0,50)	(0,52)	0,52	3,2	0,93	2,9	46	46	122	22	3,1	7	21,2
66	(0,50)	(0,56)	84	19	6,9	23	7,0	31	3,2	1,34	0,62	0,78	14,8
67	0,60	(0,76)	(0,65)	(0,54)	5,4	174	217	149	(11)	106	4,4	(0,36)	55,8
68	(0,57)	(1,24)	(0,37)	(0,15)	(0,40)	31	98	13	10	5,2	44	63	22,2
Media mensual	14,5	12,8	11,2	19,9	18,1	43,4	46,2	38,6	53,4	32,4	30,0	10,8	27,6

Los períodos de información hidrometeorológica básica existente y necesaria para definir las disponibilidades de agua en estos sitios se resumen en el Cuadro III.4.1.3.3.1.

CUADRO III.4.1.3.3.1

Períodos de información hidrometeorológica en los sitios de estudio
(a 31.XII.69)

Río o arroyo	Ubicación	Area km ²	Información disponible	
			Precipitaciones	Caudales
R. Santa Lucía	Picada de Almeida	2700	1913-1968	1946-1968
Ao. Casupá	Estancia "La Picada"	680	1913-1968	No hay
R. Sta. Lucía Chico	La Cantera(P. Severino)	2500	1913-1968	1968-1969
Ao. de la Virgen	Paso de Rivera	195	1913-1968	No hay
R. San José	Rincón de Carvallo	2270	1913-1968	No hay

Se verificó anteriormente que, a excepción de Almeida los datos hidrológicos son prácticamente inexistentes. En cambio se cuenta en todos los puntos, con una serie de 56 años de datos pluviométricos y en Montevideo con una estadística que abarca el período 1883-1968.

Por tales motivos, apoyándose en la estadística de Picada de Almeida y los datos pluviométricos existentes, se establecieron estadísticas sintéticas de caudales anuales, para cada uno de los sitios de interés y de valores mensuales, basados en relación de áreas con Picada de Almeida, para el arroyo Casupá y el Río Santa Lucía Chico, considerados como prioritarios en el estudio general.

4.1.3.3.2 Estadística sintética anual. Verificada para el período 1946-61 la homogeneidad entre los valores anuales

les en mm. de precipitación y escurrimiento en la subcuenca de Picada de Almeida, se calculó una correlación estadística entre esos valores. Se obtuvo un coeficiente $r = 0,92$ y una ecuación lineal $q = 0,68 P - 382$ válida para valores de precipitación $P > 660$ mm. Para $P \leq 660$ mm. se construyó una curva parabólica de interpolación.

Con esa curva de correlación y con la disponibilidad de información pluviométrica anual en el período 1913-68, extrapoladas hasta 1883 por correlación estadística con la pluviometría de Montevideo (ver Anexo III.4.1.3.3.2) se extendió la estadística de caudales anuales para la subcuenca de Picada de Almeida al período 1883-1945 obteniéndose un coeficiente de escurrimiento igual a 28 por ciento y un caudal específico de $7,4$ l/s/km².

Admitiendo la semejanza hidrológica entre las demás subcuencas de interés y Picada de Almeida, mediante la correlación anteriormente obtenida y los valores de precipitación correspondientes a cada subcuenca, se calcularon los caudales anuales para cada una de ellas de 1883 a 1968.

Previamente se obtuvieron más datos y se llenaron las lagunas para completar la estadística de Picada de Almeida hasta el año 1968 inclusive.

En el Cuadro III.4.1.3.3.2 se presenta un resumen de las estadísticas sintéticas anuales obtenidas para las subcuencas del Río Santa Lucía Chico en Paso Severino (La Cantera), del Ao. Casupá en Estancia "La Picada", del Ao. de la Virgen en el Paso de Rivera, del Río San José en Rincón de Carvallo, del Ao. Canelón

Grande en la represa y del Río Santa Lucía en Picada de Almeida. Pueden apreciarse los valores máximos, mínimos, medios y la probabilidad de ocurrencia del 50 por ciento de los siguientes items: caudal, volumen y precipitación.

4.1.3.3.3 Estadística sintética mensual. En las subcuencas del Río Santa Lucía Chico en La Cantera y del Ao. Casupá en "La Picada", donde era necesario realizar estudios de operación de embalse, se calcularon estadísticas sintéticas de caudales medios mensuales.

Se utilizaron varios métodos aplicables a ese fin, utilizando los datos registrados en Picada de Almeida en el período 1946-68:

- a) Estadística mensual, distribuyendo los valores de los caudales anuales obtenidos para cada subcuenca según la curva del 50 por ciento de probabilidad de variación estacional. Esta estadística fue descartada por no reflejar las grandes variaciones de caudal que pueden ocurrir en la cuenca del Santa Lucía en cualquier momento.
- b) Estadística sintética a partir de la de caudales de Almeida utilizando la relación de áreas entre la subcuenca de interés y la de Almeida.
- c) Caudales mensuales en Severino (La Cantera) y Casupá a partir de los de Almeida por relación de áreas y por la relación entre las precipitaciones mensuales correspondientes en la subcuenca de interés y en Picada de Almeida.

Estos valores determinados según c) fueron muy similares a los obtenidos por relación de áreas solamente, por lo que se adoptó el método b) para la obtención de las estadísticas sintéticas. En el capítulo VIII se publica la estadística para el plan recomendado.

CUADRO III.4.1.3.3.2

Estadística sintética anual (1883-1968)

Valores característicos

Cuenca	Caudal Q(m ³ /s)				Volumen V(m ³ x10 ⁶)				Precipitación P(mm)			
	Max.	Min.	Med.	Prob. 50%	Max.	Min.	Med.	Prob. 50%	Max.	Min.	Med.	Prob. 50%
Río Santa Lucía en Picada de Almeida (A = 2 700 km ²)	86,1	1,8	23,2	20,0	2715	57	732	630	2045	481	951	920
Arroyo Casupá en Estancia "La Picada" (A = 685 km ²)	24,1	0,5	6,6	5,9	761	16	210	186	2196	509	1001	960
Río Santa Lucía Chico en P. Severino (La Cantera) (A = 2500 km ²)	75,0	1,8	22,5	20,7	2366	57	710	652	1954	513	979	940
Ao. de la Virgen en Paso de Rivera (A = 197 km ²)	4,7	0,2	1,7	1,6	150	5	56	51	1730	510	974	940
Río San José en Rincón de Carvallo (A = 2275 km ²)	63,8	1,6	21,6	18,6	2012	52	683	587	1863	503	1002	940
Arroyo Canelón Grande en la represa (A = 290 km ²)	6,2	0,2	2,2	1,9	196	6	69	60	1555	443	908	875

4.1.4 Estiajes

4.1.4.1 Introducción. El análisis de los períodos de estiaje se basa esencialmente en los datos de Almeida considerados representativos de la cuenca del Santa Lucía.

Los datos presentados a continuación se obtuvieron a partir de la curva de descarga indicada en el Anexo III.4.1.3. Las mediciones últimamente registradas, señalan que se perfila una nueva curva de descarga para los caudales de estiaje.

Es importante señalar que a causa de las características climáticas de la región, los valores anuales de precipitación o caudal no reflejan la variabilidad de la distribución mensual. Esto significa que en un año cuyo total de precipitación es alto, puede ocurrir un período de estiaje de 5 a 7 meses, seguido de otro período de intensas lluvias.

4.1.4.2 Caudales mínimos. Los caudales mínimos diarios registrados para cada año en Almeida son presentados en el Cuadro III.4.1.4.1-1.

CUADRO III.4.1.4.1-1
Caudales de estiaje en Almeida

Año	Fecha	Caudal m ³ /seg	Año	Fecha	Caudal m ³ /seg
1946	12-13/III	0,70 (*)	1957	28-31/I; I/II	0,87
1947	16/III	2,48	1958	14/V	1,01
1948	18-24/XII	1,47	1959	1-2/I	1,10
1949	5-6/II	1,00 (*)	1960	12/II	0,55
1950	24/XII	1,36 (*)	1961	29-31/V, 1-4/VI	0,61
1951	19-20/III	0,98	1962	31/XII	0,61
1952	15-27/I	2,00 (*)	1963	1-2/I	0,61
1953	25/XII	2,12	1964	30/I	0,82
1954	22-24/II	1,77	1965	9-I/III	0,51
1955	18-24/I	1,40	1966	4-6/I	0,51
1956	21-24/XII	1,07	1967	14-31/III	0,22

(*) Determinado por correlación.

Los caudales mínimos aforados a lo largo del Santa Lucía durante el estiaje de 1967, son presentados en el Cuadro III.4.1.4.1-2.

Los cálculos se hicieron con una altura de caída 3 m. menor que en el caso anterior. La energía posible de generar en verano (con una altura de caída media de 13 m.) alcanza a poco más de un millón de KWh.

3.3.4 Otros embalses. En primer término se analizó el embalse Casupá, de 120 millones de m³. La cuenca de éste es pequeña, pero presenta una condición topográfica favorable. Efectuados los cálculos, conduce a una potencia instalada de unos 2 000 KW, aprovechable 7 meses en el año. No parece de interés en esta etapa del desarrollo.

No se entró en el análisis de la presa de Almeida por dos razones. Por una parte, esta obra no se incluye en los planes seleccionados en esta etapa de desarrollo. Por otra, las condiciones son similares a las de Severino con cota 37.

En el caso del río San José (embalse Carvallo), la cuenca es similar a las de Severino y Almeida, pero la altura de caída proyectada es bastante menor.

Por último, los embalses de Solís Chico y Mosquitos tienen recursos de agua tan limitados que no merecen mayor análisis.

3.3.5 Posible Utilización. Del somero análisis efectuado, se concluye que la única posibilidad digna de consideración dentro de los planes estructurados es la de Severino. Junto con el diseño final de la presa, se podría estudiar la construcción de una planta de unos 7 000 KW de potencia instalada. Lo más importante, será el determinar su costo y el de la línea de transmisión a Florida, donde se haría la conexión con el sistema "Rincón del Bonete-Montevideo" en la estación de transformación que UTE tiene proyectada, y comparar dicho costo con el de generación proveniente de otra alternativa, para decidir la conveniencia económica de la obra.

CAPITULO V

RECURSOS DE AGUA .-

1. Disponibilidad de agua superficial V.1
 2. Disponibilidad de agua subterránea V.4
 3. Fuentes de agua fuera de la cuenca.
Características generales V.6
-

Conviene señalar que ésta es el agua disponible y no el agua aprovechable. Para que el agua disponible se transforme en aprovechable, sería necesario utilizarla en su totalidad en el momento de su ocurrencia o disponer de embalses de una capacidad tan grande como para poder almacenar cualquier volumen no aprovechado. El volumen medio anual da una idea de la magnitud del recurso, pero no sirve de base para un proyecto de aprovechamiento de los recursos de agua.

1.2 Recurso de Agua Utilizable

Para que el agua sea aprovechable, debe encontrarse en corrientes naturales y por encima de una cierta cota mínima. Agua dispersa al nivel del mar carece prácticamente de utilización. Por ello, el volumen de agua susceptible de aprovechamiento es, muy inferior al recurso anual medio total estimado de 3 800 millones m³.

Debido a la gran irregularidad del régimen de precipitaciones, y por ende de los caudales, la posibilidad de aprovechar el agua directamente de los cauces naturales, sin regulación, es reducida. El agua aprovechable será el agua embalsada más lo que se pueda utilizar directamente de los ríos.

La capacidad de los embalses que se puede razonablemente construir implica una limitación del recurso utilizable. Pero hay otra consideración, de particular importancia: la probabilidad de disponer del agua necesaria para llenar el embalse.

Desde el punto de vista económico, no tendría sentido construir embalses con capacidad igual al volumen medio anual de la corriente, ya que poco más de la mitad de los años no habría agua para llenarlos.

Se puede elegir, como volumen de agua utilizable, el caudal anual correspondiente a la probabilidad de ocurrencia de 80 por ciento (año 80%), lo cual significa que 4 años de cada 5 se dispone de ese volumen o de uno mayor. Esta probabilidad es aceptada para obras de riego. El agua utilizable baja entonces de 2 250 a 1 060 millones m³. anuales al pasar del volumen medio al del año 80 por ciento.

La probabilidad de ocurrencia, cualquiera que sea el destino del agua introduce una limitación de los recursos utilizables. En el caso de una planta hidroeléctrica o de abastecimiento de agua potable, los caudales disponibles serán más reducidos al exigirse una mayor probabilidad (de un orden 95 por ciento) de ocurrencia de los mismos.

1.3 Agua embalsable

En base a los estudios de presas del numeral VI.1.4 se llega a los re cursos embalsables que se indica en cuadro V.1.3:

Cuadro V.1.3

Recursos de Agua Embalsable

<u>Embalse</u>	<u>Capacidad Millones m³.</u>
Almeida	257
P. Severino	120
P. de Rivera	32
R. de Carvalho	70
Canelón Grande	20
	<hr/>
	499

No se ha incluido el embalse Casupá, porque sus recursos de agua ya estan considerados en los de Almeida. Si se construye primero Casupá, parece necesario reducir la capacidad de Almeida en caso de considerarlo como embalse de regulación estacional.

En cuanto al embalse en Paso de Rivera, se ha limitado su capacidad al volumen de agua disponible en el año 80 por ciento.

El recurso embalsable de 500 millones m³. anuales corresponde a embalses estacionales, cuyo ciclo de operación se efectúa, normalmente, en el

curso de un año. La situación sería algo diferente para embalses inter-anuales, que guardan agua de un año para los siguientes, materia compleja que desborda los límites del presente trabajo.

Además de los 500 millones m³. embalsables, se tiene como recurso adicional utilizable el volumen de agua que se pueda captar directamente de los ríos sin regulación; ese volumen es indeterminable en forma general y se debe calcular para cada caso particular.

Conviene señalar que el hecho de haber usado el año 80 por ciento para evaluar los recursos disponibles no significa, necesariamente, que la demanda será servida con probabilidad de 80 por ciento. Ello dependerá de la magnitud de la demanda y de la forma como se distribuye a lo largo del año. Sólo el estudio de "operación del embalse", como se expresa en numeral VIII.2.2.4 dará la respuesta correcta. La mayor o menor utilización del agua del río sin embalse depende de la inter-relación entre la forma de variación de la demanda y la forma de variación del caudal del río; mientras mayor sea la disparidad entre la demanda y el caudal del río, mayor será el volumen de embalse necesario para servir una demanda dada.

2. DISPONIBILIDAD DE AGUA SUBTERRANEA

El agua superficial disponible fue determinada en el numeral anterior con relativa precisión. La determinación del agua subterránea susceptible de ser aprovechada es difícil, por falta de información (ver numeral III.4.2) y por la dificultad inherente a cualquier cómputo que se relacione con el agua bajo el suelo.

De todos modos, en base a la información disponible, se intenta enseguida fijar el orden de magnitud de esa disponibilidad, sin pretender mayor precisión en los resultados. Una de las dificultades para evaluar el volumen extraído por los pozos es que, si bien se conoce con frecuencia el caudal, no se sabe cuál es el número de horas de bombeo que permita calcular el caudal contínuo equivalente.

La extracción más importante de agua subterránea se presenta en Montevideo, con unos 1 500 pozos en explotación. Le sigue la zona de la Libertad. En el resto de la cuenca hay unos 600 pozos, entre ellos 43 pozos de OSE con que se sirve el agua potable de pequeños poblados. No se incluye en la cantidad de pozos, los numerosos pozos excavados, gran parte de ellos equipados con molino de viento, debido a que el caudal extraído es tan pequeño que no tiene incidencia en una evaluación de recursos de agua.

Dentro de estas 3 zonas, la información más escasa es la de la cuenca propiamente tal, donde el agua se emplea para uso doméstico, necesidades del ganado y pequeñas industrias. Los pozos de OSE extraen en conjunto un caudal del orden de 40 lt/s; si se acepta que ellos son un índice de lo que significa la explotación del agua subterránea la extracción de agua se evaluaría como sigue:

Zona A - Montevideo	m ³ /Seg. 1,6
Zona B - La Libertad	0,5
Zona C - Resto de la cuenca	0,5 (estimación)
	<hr/> 2,6

Los 2,6 m³/seg. equivalen a una extracción de 80 millones m³. al año.

Las posibilidades de explotación de los pozos situados en Montevideo se analiza en el numeral IV.1.2.

Para Libertad, se ha estimado el flujo subterráneo en 1 m³/seg. de modo que parecen existir posibilidades de una mayor utilización del acuífero.

Para la Zona C a pesar de la escasa información se podría incrementar la explotación ya que existe una gran área de recarga.

De todos modos, y en relación con la disponibilidad total de agua, cabe señalar que el conocer el flujo o escurrimiento subterráneo no es suficiente. Es necesario determinar la capacidad del embalse subterráneo en cada zona.

En efecto, si se emplea el agua superficial y subterránea en forma combinada, se puede bombear del acuífero subterráneo, durante cortos períodos, un caudal mayor que el de la recarga natural. Se producirá una depresión del nivel del acuífero, pero se puede disponer así de un volumen de reserva durante una sequía prolongada. Ello equivale a disponer de un volumen de embalse adicional.

3. FUENTES DE AGUA FUERA DE LA CUENCA - CARACTERISTICAS GENERALES

3.1 Río de la Plata - Intrusión Salina

Entre las diversas alternativas para el abastecimiento del Sistema Montevideo Metropolitano, se ha considerado la utilización del agua del Río de la Plata, que posibilitaría el abastecimiento futuro para cualquier magnitud de la demanda. El análisis de las obras necesarias se presenta en VI.1.5.1.

Sin embargo esta solución, que cubre con amplitud las demandas de agua, tiene el inconveniente derivado de la intrusión salina en el río, que llega normalmente más arriba de Montevideo, y que según datos existentes puede alcanzar en circunstancias anormales al pueblo de Juan Lacaze, 176 Km. al oeste de la capital.

Antes de proyectar obras para el uso del agua, fue preciso determinar hasta qué zona al oeste de Montevideo el agua del río no acusa valores de salinidad excesivos. Asimismo, se requirió determinar, en base a la información disponible, con qué frecuencia y duración pueden esperarse fenómenos anormales de intrusión salina, que eleven notablemente el contenido de cloruros del agua.

En el anexo V.3.1 se presenta la investigación efectuada sobre la materia.

3.2 Cuencas del este

3.2.1 Agua superficial

3.2.1.1 Introducción

Con el objeto de definir las disponibilidades de agua, fuera de la cuenca, para el abastecimiento de los balnearios de Canelones, directamente de fuentes de la zona, se estudiaron las cuencas de los arroyos Pando, Solís Grande y Solís Chico (mapa V.3.2.1.1).

Por consideraciones geológicas y por problemas con las áreas de inundación de los posibles embalses, se desecharon soluciones sobre los arroyos Pando y Solís Grande estimándose como únicas posibilidades de interés la construcción de presas en el arroyo Solís Chico (cerca de 800 m. al norte del Km. 52 de la ruta 8) y en su afluente más importante el arroyo Mosquitos (cerca de 500 m. al norte del Km. 61 de la ruta 8).

3.2.1.2 Características del Ao. Solís Chico

El arroyo Solís Chico es afluente del Río de la Plata con una dirección de recorrido norte-sur. Su cuenca está limitada al este por la cuenca del arroyo Solís Grande, al norte por la del Río Santa Lucía, al oeste por la del arroyo Pando y por el Río de la Plata al sur.

El área total de la misma es de 650 Km². Aguas arriba de la presa de Solís Chico es de 415 Km². y en el arroyo Mosquitos de 100 Km².

La longitud total del arroyo es de 52 Km. a lo largo del curso de agua y de aproximadamente 40 Km. desde la cabecera al cierre de la presa. El Mosquitos tiene 24 Km. de largo y el embalse proyectado está aproximadamente 15 Km. aguas abajo de la cabecera.

La cuenca tiene aproximadamente forma rectangular, con cerca de 35 Km. de largo por 20 de ancho, ondulada en su parte alta y media y llana en

su parte inferior.

La pendiente media del Solís Chico es de 1,34 m/Km. y en la parte superior de 4 m/Km., en la parte media 1,32 m/Km. y en la parte inferior 0,38 m/Km.. El arroyo Mosquitos tiene una pendiente media de 3,5 m/Km. en la parte superior y de 2 m/Km. en la parte inferior.

El arroyo corre en su parte media y superior sobre sedimentos cretácicos y terciarios, sobre un complejo basal constituido por rocas metamórficas y graníticas que prácticamente atraviesa la cuenca a lo largo de la ruta 8 y en su parte inferior sobre las formaciones sedimentarias del terciario y cuaternario.

Es necesario destacar que las aguas del Solís Chico se ven influidas por intrusión salina, proveniente del Río de la Plata, como se ve en cuadro V.3.2.1.2.

Cuadro V.3.2.1.2

Análisis de agua de los arroyos del
Este y Río de la Plata

Curso de agua	Ubicación	Km. de la desem bocadura	Cloruros en mg/l	
			19/XI/69	26/XI/69
Pando	Interbalnearia	2,5	3 500	3 750
	Ruta 8	16	87	91
S. Chico	Interbalnearia	2	11 200	15 900
	Ruta 8	14	53	52
Mosquitos	Ruta 8	11	74	72
S. Grande	Interbalnearia	2	15 100	15 900
	Ruta 9	13	1 615	1 220
Río de la Plata	Muelle Pescadores (Bahía de Montevideo)	--	6 750	17 250

3.2.1.3 Hidrología

No existen antecedentes hidrológicos de la cuenca, ni datos sobre sedimentos, pero se cuenta con datos pluviométricos del período 1913-1968.

El cálculo de la precipitación media anual según el método de Thiessen, tomando como polígonos bases los centros en las estaciones pluviométricas de Tala (No. 2715), Cazot (2753), Montes (2792) y La Pedrera (2820), da para el período 1913-68 un $P_m = 953$ mm., habiéndose registrado un máximo de 1960 mm., en 1914 (206% del P_m) y un mínimo de 467 mm. en 1916 (49% del P_m).

Se han considerado las cuencas de Solís Chico hasta el cierre del embalse y la del Santa Lucía hasta Almeida, como hidrológicamente semejantes.

Se calcularon las precipitaciones anuales en la cuenca del Solís Chico, según el método de Thiessen. Se estableció la correlación lineal entre las precipitaciones en Almeida y Solís Chico y entre esta cuenca y Montevideo, lo que permitió extender la estadística pluviométrica en Solís Chico en el período 1883-1912.

Con la serie de datos pluviométricos en Solís Chico, (1883-1968) y la relación "precipitación-escorrentía" determinada para Almeida, se determinaron los escorrentías anuales en el Solís Chico.

Los resultados obtenidos son presentados en el cuadro V.3.2.1.3-1.

Cuadro V.3.2.1.3-1

Arroyo Solís Chico en la Presa

Estadística sintética anual (1883-1968) - Valores característicos

	<u>Máx.</u>	<u>Mín.</u>	<u>Med.</u>	<u>Prob. 50%</u>
Caudal (m ³ /s)	10,1	0,22	3,25	2,8
Volumen (m ³ x10 ⁶)	317	7	102	88
Caudal específico (lt/s/Km ²)	24,4	0,5	7,6	6,8
Precipitación (mm)	1690	467	911	880
Escurrimiento (mm)	768	17	239	215
Coef. de escurri- miento %	45	3	25	---

Se preparó para el arroyo Mosquitos una estadística sin tética de caudales medios mensuales para el período 1946-1968, basada en relación de áreas con la cuenca de Almeida, que se presenta en el cuadro V.3.2.1.3-2.

Considerando la existencia de dos proyectos de embalse en la cuenca, uno en el Solís Chico con capacidad de 24 x 10⁶ m³. y otro de 17 x 10⁶ m³. en el Mosquitos, se hizo un es tudio preliminar de "operación de embalse" para el caso más desfavorable, el del Mosquitos, considerando la demanda de agua para el año 2000 de los balnearios. Los resultados obte nidos se presentan en el cuadro V.3.2.1-3-3.

Cuadro V.3.2.1-3-3

Operación del embalse Mosquitos

<u>Volumen de embalse</u> 10 ⁶ m ³ .	<u>Probabilidad</u> %
18	100
17	95
12	85
10	55

Según lo anterior es suficiente un embalse de 17 millo- nes m³. para abastecer el sistema interbalneario.

Cuadro V.3.2.1.3-2

Arroyo Mosquitos - Estadística SintéticaCaudales medios, mensuales y anuales en m³/s

AÑO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	MEDIA
1946	0,03	0,06	0,04	1,04	1,44	1,85	0,28	2,28	3,77	0,61	0,23	1,60	1,10
47	0,15	0,30	0,12	0,24	0,44	1,51	0,44	0,20	0,13	0,24	0,13	0,84	0,40
48	1,48	0,22	0,13	1,81	1,30	1,81	3,15	0,26	0,70	0,41	1,34	0,07	1,06
49	0,07	0,06	0,08	0,14	0,13	3,35	0,86	1,92	1,87	0,06	0,20	0,09	0,74
1950	0,09	0,07	0,07	0,57	0,53	3,67	3,59	0,51	2,72	0,74	0,11	0,07	1,06
51	0,08	0,07	0,05	0,22	1,33	1,12	0,23	1,28	4,07	1,56	3,67	0,25	1,16
52	0,08	0,08	0,31	1,23	1,45	2,23	1,20	2,09	1,72	0,40	0,57	0,29	0,97
53	4,24	0,39	0,22	0,91	0,81	3,44	1,51	0,22	0,95	0,88	0,28	0,11	1,16
54	0,14	0,08	0,25	0,11	0,12	0,80	0,30	0,26	0,40	0,29	0,27	0,11	0,26
55	0,06	0,65	0,14	0,46	1,71	0,75	3,43	0,73	6,29	0,78	0,20	0,10	1,28
56	3,16	1,09	0,31	0,20	0,13	0,45	0,28	4,14	5,91	0,88	0,17	0,04	1,43
57	0,03	0,04	0,04	0,05	0,13	0,52	0,58	0,62	0,23	3,91	0,33	0,07	0,55
58	1,22	0,36	0,15	0,08	0,06	0,07	1,68	4,47	1,74	0,80	5,52	0,39	1,38
59	0,06	0,74	0,09	7,73	4,47	1,92	3,01	0,54	0,41	2,41	5,46	0,13	2,25
1960	0,03	0,03	0,14	0,06	0,30	0,07	1,16	0,46	0,21	3,36	0,16	0,03	0,50
61	0,26	0,03	0,08	0,09	0,03	0,42	0,17	0,27	1,77	1,38	0,09	0,03	0,38
62	0,03	0,02	0,02	0,18	0,06	0,04	1,58	1,07	0,59	0,10	0,06	0,29	0,34
63	0,22	0,38	0,19	0,39	0,24	1,99	1,10	1,00	5,00	0,40	4,11	1,84	1,41
64	0,07	5,81	3,72	0,15	0,16	1,65	0,47	1,00	0,50	2,28	0,08	0,03	1,33
65	0,02	0,02	0,02	0,12	0,03	0,11	1,64	1,67	4,38	0,78	0,11	0,25	0,76
66	0,02	0,02	3,02	0,67	0,25	0,83	0,25	1,13	0,11	0,05	0,02	0,03	0,53
67	0,02	0,03	0,02	0,02	0,19	6,27	7,81	5,38	0,39	3,83	0,16	0,01	2,01
68	0,02	0,04	0,01	0,01	0,01	1,13	3,52	0,49	0,38	0,19	1,58	2,27	0,80
MEDIA	0,53	0,46	0,40	0,71	0,67	1,56	1,66	1,39	1,92	1,15	1,08	0,39	1,0

3.2.2 Agua subterránea

3.2.2.1 Introducción

La zona en estudio se extiende desde San José de Carrasco hasta el Arroyo Solís Grande (70 Km.) ocupando la zona costera, hasta una profundidad media de 8 Km. Incluye los balnearios de San José de Carrasco, Solymar, El Pinar, Salinas, Marindia, Atlántida, Las Toscas, Parque del Plata, La Floresta, Costa Azul, San Luis, Santa Lucía del Este y Jaureguiberry.

Al estudiar el área se ha tenido en cuenta que la mayor concentración (actual y futura) de población, se ubica en los balnearios desde San José de Carrasco hasta Costa Azul, siendo mucho menor la necesidad de agua desde Costa Azul al arroyo Solís Grande.

3.2.2.2 Uso actual

Puede afirmarse que el agua subterránea constituye la fuente de abastecimiento de agua potable en la región de los balnearios de Canelones.

El cuadro V.3.2.2.2, presenta el total de pozos perforados por las diferentes empresas, con indicación de los pozos secos. Incluye datos sobre profundidad, caudal medio y máximo y el número total de pozos en los diferentes balnearios.

Ese cuadro, aún con las reservas que se formulan más adelante, permite definir las zonas más prometedoras a través de los caudales medios y máximos registrados, cuyos mayores valores corresponden a los balnearios de Atlántida, Las Toscas, Parque del Plata y La Floresta.

El mapa V.3.2.2.2 señala la ubicación y designación de las diferentes perforaciones.

En los Balnearios de San José de Carrasco, Lagomar, Solymar, El Pinar, Neptunia, Pinamar, Marindia y El Fortín, las perforaciones son en general de escasa importancia desde el punto de vista del caudal alumbrado, ya que los máximimos valores no exceden de 2,2 l/s, a todas luces insuficientes para el abastecimiento general de la zona o un refuerzo sustancial del mismo. En Salinas, los valores son algo mayores, pero están lejos aún de lo que podría considerarse como una producción satisfactoria. Cabe hacer notar que la mayoría de las perforaciones es de escasa profundidad.

Los mayores valores se presentan en La Floresta y en segundo lugar en Parque del Plata, siendo inferiores los de Atlántida, donde, por otra parte, se registra el mayor número de perforaciones, acorde con la importancia de la población.

Sin embargo, la información del Cuadro V.3.2.2.2 presenta las siguientes limitaciones:

- a) Los caudales citados corresponden a caudales de habilitación de los pozos, en fechas muy diversas y sin relación directa con la situación actual.
- b) Los caudales medios obtenidos suponen que todos los pozos continúan en funcionamiento, lo que no ocurre en realidad.
- c) Los valores medios incluyen pozos para particulares, en muchos casos de escaso caudal, ya que responden a las necesidades muy restringidas de los usuarios.

3.2.2.3 Calidad del agua

Para el área de los balnearios de Canelones se reproduce en el cuadro V.3.2.2.3 valores máximos y mínimos obte

nidos en una serie de análisis de agua subterránea realizadas por OSE en 1967 y 1968 para San José de Carrasco, Salinas, Atlántida, La Floresta y Costa Azul.

Cuadro V.3.2.2.3

Balnearios de Canelones

Análisis de agua subterránea
(Valores extremos)

Parámetros Físico-químicos	San José de Carrasco	Salinas	Atlántida	La Floresta Costa Azul
Olor	Inobjetable	Inobjetable	Inobjetable	Inobjetable.
Color (unidad)	0	10 y 5	20 y 0	25 y 0
Turbiedad (unidad)	Vest.	Vest.	75 y Vest.	20 y Vest.
pH	7,3	7,7 y 7,5	7,3 y 6,1	7,6 y 6,5
CO ₂ libre (mg/l)	54 y 50	18 y 12	130 y 10	57 y 65
Oxidabilidad (mg/l)	0,85 y 0,65	---	---	---
Dureza total (mg/l)	235 y 176	101 y 90	330 y 50	126 y 40
Dureza perm. (mg/l)	0	0	168 y 0	0
Dureza temp. (mg/l)	235 y 176	101 y 90	312 y 50	126 y 40
Alc. total (mg/l)	488 y 176	265 y 254	312 y 70	210 y 86
Alc. de carb. (mg/l)	0	0	0	0
Cloruros (mg/l)	186 y 104	52 y 50	350 y 43	48 y 18
Nitratos (mg/l)	10	Vest. y 0	50 y 0	Vest. y 0
Nitritos (mg/l)	0,01 y Vest.	0,32 y 0	0,10 y 0	0,04 y 0
Amoníaco (mg/l)	Vest. y 0	0,60 y 0	0,20 y 0	0,15 y 0
Hierro (mg/l)	0,10 y 0	---	---	---

Los análisis de San José de Carrasco son escasos, y revelan valores algo elevados de alcalinidad y dureza, aunque las características correspondan a un agua aceptable. En Salinas se cuenta también con pocos análisis correspondientes a las perforaciones A - 992/2; A - 996/1 y los diversos parámetros

están dentro de las normas de OSE, aunque se acusa contaminación (nitritos).

En Atlántida los análisis son más numerosos y acusan altos valores de dureza y cloruros. Hay también valores altos de nitratos, aunque dentro de las normas y en dos pozos se acusa contaminación. Los análisis corresponden a los pozos A - 396/4, A - 456/6, A - 699/3, A - 791/2, A - 791/3, A - 901/6, A - 919/2, A - 941/1, A - 941/6, A - 996/4 y A - 996/6. Aunque en estos análisis no se señala la presencia de hierro, cabe hacer notar que análisis anteriores a 1966 de los pozos A - 699/3 y A - 919/2 acusaron valores de hierro superiores a los límites de las normas de potabilidad de OSE.

Los análisis de La Floresta y Costa Azul incluyen los pozos A - 272/2, SUMNO, A - 396 y A - 694/1 en diversos períodos de 1967 y 1968, y dan valores aceptables, aunque con alguna turbiedad y color en el pozo A - 272/2, seguramente debido a la presencia de hierro, que no se incluye en los análisis.

En la zona en estudio no se requiere previsión de agua para uso industrial. En cuanto al uso para riego, se han determinado los valores del índice SAR y conductividad para algunas perforaciones, encontrándose en todos los casos que el agua es apta para riego.

Se ha estudiado el problema de intrusión salina en los pozos de OSE de Atlántida - La Floresta donde se dispone de mayor información sobre calidad del agua. Los resultados, basados en los valores suministrados por OSE, se sintetizan en el mapa V.3.2.2.3 donde se ha señalado los pozos con salinidad aproximadamente constante, los que acusan disminución sensible del contenido de cloruros y de la dureza y los

que acusan variaciones notables de esos parámetros. Como pozos sin información se considera a aquellos en los que no se dispone de análisis, o que han funcionado solamente durante un año o menos.

Los resultados parecen concluyentes. En pozos próximos a la costa se acusan variaciones muy notorias del contenido de cloruros y de la dureza (pozos de la serie 319, abandonados, pozos 456/1/2/3/4/6, 506/4/8, 543/5). Los pozos más alejados presentan en general salinidad constante. Los pozos 456/5, 791/1 y 791/4 de Atlántida acusan una disminución sensible de salinidad, no pudiéndose encontrar una explicación del fenómeno.

De todos modos, puede concluirse que en la zona muy próxima a la costa debe esperarse problemas de intrusión salina.

3.2.2.4 Conclusiones generales

En el anexo V.3.2.2 se presenta en detalle la hidrogeología de la zona, cuyos puntos salientes son:

- Existe menor información geológica en esta zona que en la de Libertad; las características geológicas son similares. En los terrenos recientes, predominan formaciones eólicas, con dunas de arena que llegan hasta 4 Km. de la costa. Hay en la zona una sucesión de formaciones sedimentarias, en las que la formación Raigón constituye el acuífero más importante. Su potencia es muy variable; en Atlántida el espesor del Raigón varía de 6 a 35 m.
- Varios arroyos, afluentes del Plata, atraviesan la franja. No está determinada la inter-relación entre agua superficial y subterránea. En estiaje, el acuífero parece alimentar los arroyos. Existe condición freática en

los depósitos recientes y agua confinada en la formación Raigón. El agua freática ha sido explotada sólo para extraer pequeños caudales. El acuífero más explotado es el de la irregular formación Raigón, arenosa con lentes de arcilla, sin estratificación definida.

- La alimentación del acuífero debe ser esencialmente pluvial y el sentido general del flujo de norte a sur. El acuífero confinado se encuentra entre profundidades de 10 y 45 m., pero la mayoría de los pozos tienen agua entre los 20 y 25 m.

En esta zona, no puede hablarse de la calidad del agua en forma global, aunque en general, ella es aceptable. La calidad debe ser analizada para cada balneario en particular. En Atlántida el agua acusa altos valores de dureza y cloruros, debido a bombeo más intenso. En la zona vecina a la costa se produce intrusión salina.

- Las pruebas de bombeo, a lo largo de varios años, han estado orientadas a conocer el rendimiento de los pozos y no contienen toda la información necesaria para calcular las constantes del acuífero.
- Se han perforado unos 400 pozos en la zona, con caudales medios que rara vez sobrepasan los 2 lt/s. Los mejores pozos están en La Floresta, Parque del Plata y Atlántida y en mayor número en este último. El caudal de los mismos se ha venido reduciendo con los años pese a que el volumen extraído es bajo y el bombeo discontinuo. Ello sugiere un potencial limitado del acuífero, insuficiente para cubrir las necesidades futuras de los balnearios. El nivel piezométrico de los pozos confinados de Atlántida ha venido declinando. No es aconsejable la perforación de nuevos pozos en esa zona, a menos que se haga recarga artificial.

No parece adecuado el abastecer varios balnearios con una zona de bombeo determinada, sino más bien abastecer cada zona con sus propios recursos.

CAPITULO VI

ANALISIS DE LOS ELEMENTOS FUNCIONALES

1. Abastecimiento de Agua Doméstica e Industrial.. VI.1
 2. Riego VI.39
 3. Salud Pública VI.44
-



ANALISIS DE LOS ELEMENTOS FUNCIONALES

1. ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMESTICA E INDUSTRIAL

1.1 Introducción

Con el objeto de permitir la formulación de planes o programas alternativos de suministro de agua potable para los sistemas de Montevideo y de la zona interbalnearia al Este de la Capital y fijar al mismo tiempo el escalonamiento de la entrada en servicio de las diversas etapas correspondientes a dichos planes, se efectúa en los numerales VI.1.2/5 un análisis de estudios realizados con anterioridad y de los anteproyectos de presas y otras obras hidráulicas preparados por la Unidad Técnica, especialmente para este fin. El análisis abarca solamente a aquellos elementos funcionales que son considerados necesarios para la selección de alternativas.

La secuencia de la presentación de los diversos numerales de este capítulo coincide con el orden según el cual se ha desarrollado esta investigación.

1.2 Estudios efectuados con anterioridad

1.2.1 Embalse Picada de Almeida. Existen desde hace años numerosos antecedentes de esta obra, estudiada por la Dirección de Hidrografía. Se efectuaron trabajos de terreno y de gabinete y ya en 1951 se emitió un informe en que se resumen las primeras investigaciones. La Unidad Técnica revisó toda la información y la completó con información adicional recogida en 1969-70; especialmente, en los campos de Hidrología y Geología relacionada con aspectos de Ingeniería.

La angostura del embalse está situada 6 Km aguas arriba de Fray Marcos. El objeto principal de la obra era el abastecimiento de agua potable de Montevideo hasta 1990 y el riego. Para la conducción directa del agua desde el embalse a Montevideo se estudiaron variantes con un canal gravitacional y mediante tubería, para un caudal de 5 m³/seg. .

A continuación se indica las características principales de la obra:

capacidad de embalse	257 millones m ³
altura de la presa	22 m
área de inundación	48 Km ²
área máxima de inundación	65 "
cota normal del agua	73 m
creciente de diseño	3 500 m ³ /s
costo actualizado (1970)	14,5 millones dólares

La margen izquierda del sitio estudiado está constituida por material sedimentario (limos arcillosos de la formación Libertad) depositado sobre coladas de lavas amigdaloides alteradas y fisuradas del Mesozoico. (Ver Mapa VI.1.4.4.1.)

Esta característica condujo a la Dirección de Hidrografía a proyectar una presa de tierra como solución técnica y económica.

La margen derecha en cambio está formada por rocas del basamento cristalino que afloran en gran parte de la zona y se encuentran sanas a relativa escasa profundidad.

Ello indujo a emplazar en este sector el vertedero en estructura de hormigón.

La citada disposición además beneficiaba la presa de tierra, pues protegía la obra de la acción de los vientos del SE. .

El vertedero era fundado totalmente en la roca cristalina.

La presa de tierra, en cambio, se fundaba en un corto tramo de filitas y en su mayor parte en las rocas volcánicas amigdaloides.

El anteproyecto preveía que el núcleo de la presa de tierra llegaba con estructuras especiales al techo del basamento rocoso.

Contemplaba además la construcción de un cierre adicional poco al SSE de la presa. Estaba emplazado en la margen izquierda se

dimentaria en un pequeño cuello del terreno con cotas 73 a 74. Esta presa complementaria era también de tierra y tenía una altura aproximada de 4,40 m.

El plano N° 13 M 5-C 4 de la DH contiene información sobre las perforaciones efectuadas en Almeida.

1.2.2 Embalse Paso Severino. Ya en 1953 este embalse aparece integrando el plan general de embalses estudiados por la DH dentro de la cuenca del Santa Lucía para el abastecimiento de Montevideo. En la década de los 50 se prefirió proseguir la investigación y el proyecto de obra en base a la presa en Picada de Almeida.

Más tarde, a mediados de la década de los 60, OSE planteó la necesidad de construir rápidamente una obra de menor costo y menor capacidad que la de Almeida. Se encontró factible la construcción de una presa en el río Santa Lucía Chico y se estimó en 40 millones m³ la capacidad necesaria en una solución de emergencia. En 1967 se destinaron fondos para su estudio.

Se efectuó un relevamiento aerofotogramétrico de la zona del futuro embalse que condujo a la obtención de un plano a escala 1:5000 con curvas de nivel dada dos metros. Además el IGU efectuó un estudio geológico general del curso del río.

En base a lo anterior, la DH eligió 6 perfiles posibles para el eje de la presa, los cuales fueron materializados en el terreno. Se les niveló y se efectuaron otros trabajos topográficos. La posición exacta de los perfiles puede verse en el plano H 0760 de la DH y la ubicación de 5 de los perfiles se presenta también en el mapa VIII.2.2.2.

Los perfiles fueron numerados desde aguas abajo, de modo que el perfil 1 es el ubicado más al sur. El perfil 6 es una variante del 5; para los fines de ubicación de una presa, prácticamente son uno solo. La exploración geológica de la DH comprendió cateos del terreno (perforaciones con "pala americana") y perforaciones a rotación.

Desde el punto de vista topográfico el perfil más favorable es el 5 y en él se efectuaron perforaciones y un estudio geológico más detenido, al mismo tiempo que se diseñaba un anteproyecto de presa de tierra con vertedero central de hormigón de gravedad con descarga libre.

Los resultados de los estudios geológicos fueron desfavorables por lo que se abandonó esta ubicación para pasar al perfil N° 4 muy cercano al anterior y aguas abajo de él.

Posteriormente, los trabajos se centraron en la zona vecina a la Cantera, aguas abajo del perfil 4 y particularmente en el perfil 1 ubicado 7 Km aguas abajo del puente Paso Severino de la Ruta 76 sobre el río S. Lucía Chico.

Información detallada de la investigación de la DH en los perfiles 5-4 y 1 se presenta en anexo VI.1.2.2.

1.3 Sitios para posibles presas

1.3.1 Metodología. Para ubicar los sitios se ha seguido la siguiente secuencia general de trabajo:

- 1 Estudio fotogeológico general de la cuenca, a escala 1:40 000.
- 2 Localización de sitios favorables para presas de embalse, to dos ellos en áreas del basamento cristalino.
- 3 Reconocimiento geológico de campo y selección de los sitios elegidos por fotointerpretación.
- 4 Estudio fotogeológico en detalle, a escala 1:20 000, de las alternativas seleccionadas.
- 5 Reconocimiento geológico de campo en detalle en el terreno, y ubicación de fuentes de materiales de construcción.
- 6 Revisión y análisis de la información disponible sobre anteproyecto existentes.
- 7 Reconocimiento en el terreno y discusión de las alternativas con los especialistas.
- 8 Preparación del mapa geológico de alternativas seleccionadas.

En total se analizaron 26 sitios distribuidos como sigue:

Río Santa Lucía superior y medio	2
Arroyo Casupá	2
Arroyo del Soldado	1
Río Santa Lucía Chico	4
Río San José	4
Arroyo de la Virgen	3
Arroyo Chamizo del Santa Lucía	2
Arroyo Arias	1
Río Santa Lucía Inferior	1
Río de la Plata (reservorio para bombeo)	2
Arroyo Solís Grande	2
Arroyo Solís Chico	1
Arroyo Mosquitos	1

1.3.2 Río Santa Lucía Superior y Medio. En el tramo del río Santa Lucía comprendido entre la desembocadura del Santa Lucía Chico y sus nacientes, se estudiaron 2 sitios para presas de embalse, en los parajes denominados "Picada de Almeida" y "Paso Roldán". El primero de ellos, a pesar de no presentar condiciones favorables desde los puntos de vista geológico y estructural, se ha estudiado en detalle teniendo en cuenta el gran volumen de embalse posible.

El sitio de "Paso Roldán" fue eliminado, no obstante presentar condiciones favorables para el cierre, por los inconvenientes de una topografía muy plana de la zona de aguas arriba del eje estudiado y la gran ocupación de las tierras a ser inundadas. El eje coincide además con el puente de la Ruta 108.

En el Arroyo Casupá, uno de los principales afluentes del alto Santa Lucía, se ubicó a unos 11 Km aguas arriba de su desembocadura, en la Estancia "La Picada", uno de los sitios más favorables de la cuenca para construcción de una presa, desde los puntos de vista geológico y topográfico.

Se trata de un valle rocoso y estrecho con excelentes condiciones de fundación y retención del agua, con abundante material de construcción en la zona y reducida ocupación de la tierra. Ofrece además en la margen izquierda un amplia cañada que puede utilizarse para el vertedero.

En el sitio se estudiaron 2 perfiles, siendo más favorable el de aguas arriba. Se descartó el eje de aguas abajo por razones de tipo estructural (intenso fracturamiento) de la pared rocosa que forma la margen derecha, y topográfico (perfil muy largo) en la izquierda.

Durante el estudio se hizo un mayor uso de la fotografía aérea, debido a que no existía en 1969 topografía base de la zona.

En el Arroyo Chamizo y su afluente San Gabriel se estudiaron 2 sitios para embalses y en el Arroyo Arias 1 sitio, que fueron descartados por presentar desfavorables condiciones de retención del agua, y cuencas de alimentación muy pequeñas.

En el Arroyo del Soldado se estudió un sitio para la construcción de una estructura de control de sedimentos, complementaria de la alternativa de Picada de Almeida.

1.3.3 Río Santa Lucía Chico. Se analizaron los perfiles estudiados por la Dirección de Hidrografía además de otros sitios aguas arriba de Florida, y en la zona de confluencia del arroyo de la Cruz.

Estos últimos fueron eliminados por presentar características topográficas desfavorables, como ser: cierres muy largos con valles aluviales anchos, o bien cierres cortos con vasos muy abiertos.

En los perfiles de Paso Severino estudiados por la DH se encontraron, en los Nos. 5 y 6, malas condiciones de fundación en la margen izquierda; y en el perfil 4 buenas condiciones en el eje de cierre pero desfavorables condiciones estructurales poco aguas arriba. Por estas razones se centralizó el estudio en el perfil 1,

que se halla a 3,5 Km aguas abajo del N° 4 y ofrece mejores condiciones geológicas de fundación y estructurales, además de aumentar la capacidad del embalse aproximadamente en un 50%. (Ver Mapa VIII.2.2.2).

1.3.4 Río San José y Arroyo de la Virgen

Río San José

En este río se han estudiado 4 sitios para embalse con las características siguientes:

Sitio	Cota Agua	Altura embalse (aprox.) m	Long. cierre (aprox.) m	Superficie lago Km ²
Rincón de Carvallo	35	12	450	4,6
" " "	40	19	800	24
Paso del Rey	50	10	800	
Coronilla	55	15	700	8,7
Paso Tranquera	55	15	500	4,4

El primero se encuentra a unos 9 Km aguas arriba de San José. Los siguientes a 18,3; 23,7 y 26,8 Km al norte de la localidad, respectivamente. Se eligió "Rincón de Carvallo", por presentar mejores condiciones desde los puntos de vista geológico, estructural y topográfico. Las rocas del basamento cristalino afloran en ambas márgenes y lecho del río, el cierre es de corta longitud, existen buenas condiciones de fundación y retención de las aguas y abundante material de construcción en la zona. Véase el Mapa VI.1.4.5.1 "Geología Rincón de Carvallo".

Los sitios de "Paso del Rey", "Coronilla" y "Paso Tranquera" fueron eliminados por encontrarse aguas arriba de la confluencia del Arroyo Chamizo, así como por presentar caudales insignificantes en ocasión de los estudios, cierres de mayor longitud con valles aluviales, y la presencia en Paso Tranquera de rocas con estructura inconveniente para fundación y retención del agua en el paso (filitas alteradas con buzamientos subverticales).

Arroyo de la Virgen

En este arroyo, de reducida cuenca de alimentación, se han estudiado 3 sitios en áreas del basamento cristalino, 2 de los cuales en el paraje denominado "Paso de Rivera" y el restante en "Paso Vela".

El primero de ellos está ubicado a unos 20 Km aguas arriba de su desembocadura, es decir unos 7,8 Km al NO del pueblo del Cardal.

El segundo se encuentra a 8,7 Km NO de Cardal (900 m aguas arriba del 1º.); y el tercero a 17,3 Km del citado pueblo (9,5 Km aguas arriba del 1º.).

Las características son las siguientes:

Sitio	Cota Agua	Altura embalse (aprox.) m	Long. cierre (aprox.) m	Superficie lago Km ²
Paso de Rivera I	55	12	650	6,6
Paso de Rivera II	60	17	800	11,3
Paso Vela	80	17	950	7,3

El sitio de "Paso Vela" fue eliminado por estar ubicado muy aguas arriba y ser muy pequeña su cuenca de alimentación.

En "Paso de Rivera" la variante I es la más favorable desde el punto de vista topográfico; pero desde el punto de vista geológico presenta el inconveniente de que las rocas cristalinas (filitas) presentan esquistosidad casi paralela al curso del arroyo, e inclinaciones casi verticales, lo que producirá importantes fugas de agua en el embalse.

- 1.3.5 Río Santa Lucía Inferior. En el tramo comprendido entre la barra del Santa Lucía y la confluencia del río San José se ha identificado un solo sitio favorable para construcción de una barrera de control de la intrusión salina proveniente del Río de la Plata. Este dispositivo tendría como objetivos permitir el bombeo aguas

abajo de Aguas Corrientes y aprovechar las aguas del río San José. El sitio estudiado se halla en la zona de "Las Brujas" que permite un cierre de unos 2 700 m de largo, atravesando la isla Paleta o Don Felipe. Se desconoce las condiciones geológicas del subsuelo.

1.3.6 Zona Interbalnearia al Este de Montevideo. El estudio consistió en la identificación de sitios favorables para presas de embalse en la zona comprendida entre Montevideo, Piriápolis y el límite SE de la cuenca del Río Santa Lucía, para el abastecimiento de agua potable a la zona de balnearios. Se analizó un sitio en el Arroyo Solís Chico, uno en el arroyo Mosquitos y dos en el arroyo Solís Grande, en terrenos del basamento cristalino.

El sitio del Solís Chico se encuentra a 600 m al N del puente de la ruta 8 sobre el Arroyo del mismo nombre y a unos 12 Km en línea recta de su desembocadura del Río de la Plata.

El lugar de emplazamiento de Mosquitos se encuentra a unos 500 m al norte de la ruta 8, en el curso medio del arroyo del mismo nombre, aproximadamente 10 Km aguas arriba de su desembocadura en el Arroyo Solís Chico.

En el Arroyo Solís Grande, uno de los sitios se halla a unos 5 Km al NO del poste kilométrico 82 de la Ruta 8. El segundo está situado en "Paso Cubelo", a unos 700 m al norte del sitio anterior.

Las características consideradas para los posibles embalses fueron las siguientes:

Sitio	Cota Agua	Altura Embalse (aprox.) m	Long. cierre (aprox.) m	Superficie lago Km ²
Ao. Solís Chico	15	12	650	4,1
Ao. Mosquitos	25	15	275	3,4
Ao. Solís Grande	15	12	300	3,2

Se eligieron los sitios de los arroyos Solís Chico y Mosquitos por presentar condiciones geológicas y topográficas favorables.

El del arroyo Solís Chico es un valle estrecho con buena base rocosa del cristalino en ambas márgenes y lecho del arroyo. Existen buenas condiciones de retención del agua y abundante material de construcción en las proximidades. El sitio presenta en la margen izquierda una cañada que puede utilizarse para el vertedero. El lago no afectará la red vial existente. La ocupación actual de las tierras a inundar es muy reducida. El embalse ocupará enteramente terrenos del basamento cristalino.

Cabe anotar que se ha elegido tentativamente la cota 15 para el represamiento y descartado la 20, porque con esta última aumenta considerablemente la superficie del lago, según puede apreciarse en la hoja VIII-26 "Mosquitos" de levantamiento topográfico del S G M. Ello se debe a la existencia de un contacto geológico entre las rocas del basamento cristalino y la formación sedimentaria Libertad, al norte del eje estudiado. No obstante existen posibilidades de embalse a cotas 17 y 18 para lo cual se han efectuado trabajos topográficos complementarios.

El perfil elegido del Arroyo Mosquitos tiene una forma netamente triangular, con la ladera correspondiente a la margen izquierda más tendida que la derecha y está constituido por rocas de basamento cristalino.

Los sitios del Arroyo Solís Grande fueron eliminados por las siguientes razones:

Variante I. a) Malas condiciones de fundación. El arroyo corre en ese tramo por una fractura del terreno evidenciada principalmente por su excesiva profundidad y el control estructural que también puede apreciarse en cartas topográficas y fotografías aéreas. b) Elevada contaminación de las aguas por descargas industriales provenientes de la fábrica de azúcar RAUSA de la zona de Montes.

Variante II (Paso Cubelo). Problemas de contaminación citados en el caso anterior.

Cabe señalar que en este eje no puede utilizarse la cota de embalse 20 porque la superficie del lago aumentaría 10 Km², además de cortar numerosos caminos locales y prácticamente bordear el pueblo de Solís.

1.3.7 Río de la Plata. Con relación a la alternativa de toma de agua del Río de la Plata y su aducción hasta Aguas Corrientes y teniendo en cuenta los resultados del programa de muestreo y análisis que se venía realizando, se estudiaron 2 sitios para reservorios de bombeo en la zona comprendida entre los arroyos Cufre y Pavón, con la mayor capacidad de embalse posible, (cota 30) dentro de las condiciones topográficas existentes y características geológicas favorables para retención del agua. Se estudió además un trazado preliminar para una tubería de aducción hasta Aguas Corrientes.

1.4 Anteproyecto de Presas

1.4.1 Antecedentes Generales. En el numeral VI.1.3 se mencionaron todas las alternativas o posibilidades de obras de aprovechamiento de los recursos hídricos que fueron analizadas. Entre las presas de embalse, se eligieron las más promisorias y, para ellas, se entró a la etapa de anteproyecto.

Las obras proyectadas están destinadas a la utilización de las aguas superficiales disponibles, con fines de suministros para consumo doméstico e industrial, riego, etc. El análisis se orientó a definir las características básicas de los embalses y su costo aproximado.

A continuación se señala las obras consideradas:

CUADRO VI.1.4.1-1

Alternativas Estudiadas

N°	Obra	Tipo	Corriente	Observaciones
1	P. Severino	Embalse	Santa L. Chico	5 soluciones
2	Casupá	"	Arroyo Casupá	2 soluciones
3	P. de Almeida	"	Sta. Lucía	2 soluciones
4	R. de Carvallo	"	San José	3 soluciones
4a	Las Bruías	Barrera	Santa Lucía	en combinación con 4
5	Solís Chico	Embalse	Arroyo S. Chico	2 soluciones
6	Mosquitos	"	Arroyo Mosquitos	1 solución
7	P. de Rivera	"	A°. de la Virgen	eliminada

Las obras 1 a 4 están ubicadas dentro de la cuenca del Santa Lucía.

Para información general, en relación con las presas, se utilizaron las planchas del SGM a escala 1:50 000 y fotografías aéreas con recubrimiento estereoscópico a escalas 1:20 000 y 1:40 000. Para la determinación de las superficies y volúmenes de embalse en función de las alturas de presas, se usaron en general, las planchas del SGM, salvo para los embalses Severino y Casupá, donde se utilizaron relevamientos aerofotogramétricos a escala 1: 5 000.

Como información local, en cada uno de los emplazamientos se dispuso de relevamientos taquimétricos de la zona de la represa y nivelación de cada uno de los perfiles estudiados. Debido a la densa vegetación, ha sido difícil obtener relevamientos detallados en la zona próxima a los cursos de agua, como para permitir proyectar con precisión las obras de desviación y ataguías.

La información hidrológica relacionada con las obras fue presentada en el numeral III.4.1.3. Las obras de evacuación se dise-

ñaron con el valor de la creciente de cálculo obtenida por transposición de la tormenta del mes de abril de 1959 a las respectivas subcuencas la que como ya se señaló en el numeral III.4.1.5 es muy parecida a la creciente de probabilidad (de ocurrencia) de una vez en 500 años.

No se dispone de información sobre gasto sólido. Para el sedimento, se ha adoptado condiciones similares a las observadas en los embalses de Rincón de Bonete, Baygorria y Canelón Grande.

Como consecuencia de las características topográficas generales de la cuenca, los perfiles o emplazamientos seleccionados resultan anchos, poco profundos y de pendientes suaves. En las laderas, la formación de roca está cubierta por una capa de tierra de poco espesor. En el fondo del valle, la erosión ha removido esta capa, dejando a la vista roca de buena calidad o depósito aluvial de poco espesor (por excepción, éste tiene un espesor de varios metros en Almeida).

Todos los emplazamientos se encuentran en lugares de afloramiento del basamento cristalino, salvo en Almeida. En todos ellos se ha previsto una doble fila de inyecciones de cemento ("grouting"), para rellenar fisuras en la roca de fundación.

CUADRO VI.1.4.1-2

Información General de Alternativas estudiadas

N°	Embalse (cauce)	Solución	Embalse		Area Cuenca Km ²	Ecurr anual (1883-1968) 10 ⁶ m ³		Creciente diseño m ³ /seg.
			Capac. 10 ⁶ m ³	Area Km ²		Max	Min	
I	Paso Severino (Río S.L.Chico)	1-2-3-4	69	13,9	2500	2370	57	5100
		5	120	21,6				
II	La Picada (Ao. Casupá)	1	100	15,6	685	760	16	1670
		2	120	19				
III	P. de Almeida (Río S. Lucía)	1-2	257	48	2700	2700	57	5900
IV	Rincón de Carvallo (Río San José)	1-2-3	68	24	2275	2000	52	4300
IV a	Barrera Las Brujas (Río S. Lucía)	En combinación con IV						
V	Solís Chico (Ao. Solís Chico)	1-2	17	3,7	415	317	17	1060
VI	Mosquitos (Ao. Mosquitos)		17	3,4	100	76	2	340

En general, la presa proyectada está constituida por terraplenes mixtos de materiales compactados. La impermeabilidad se obtiene con un núcleo central de material limo-arcilloso de la formación Libertad. Los taludes están protegidos con revestimiento de piedra. La parte estructural está constituida por material rocoso o tierra, según la disponibilidad en el lugar.

Se ha previsto los drenajes necesarios para producir el descenso del nivel freático en el terraplén, las cámaras de recolección correspondientes y pozos de control de la napa subterránea aguas abajo de la presa.

Se ha diseñado dos tipos de vertederos de rebalse: canales laterales excavados en las laderas y vertederos centrales de hormigón del tipo de contrafuertes o de gravedad, sin o con compuertas de control.

Para abastecimiento de agua potable y de riego se ha dispuesto tuberías y los elementos de control correspondiente, ubicados en las obras de hormigón o en las estructuras de desviación del curso de agua para el período de construcción. Sin embargo, este pre-diseño es meramente indicativo y tuvo por principal objetivo el determinar el costo probable de esas obras.

El ancho del lecho en los lugares previstos para presas, hace posible la desviación del curso de agua y la construcción de la obra en dos etapas. En la primera, el río seguirá su curso natural y se construirá un cauce de desviación que cruzará la obra a través de tuberías provisionales colocadas para ese fin. Cuando se cruza la presa en una zona de material suelto, se prevé la estructura de hormigón necesaria y si se la cruza en una zona de hormigón, se deja en éste los conductos con la sección de desagüe prevista. En ambas etapas, se protegerá la construcción con ataguía formada por un terraplén de material suelto con núcleo impermeable. Parte de éste puede quedar definitivamente incorporado a la obra, rellenándose al espacio entre ambos con material no clasificado.

Las obras de desviación están previstas para evacuar las crecientes ordinarias. Previendo caudales mayores, cuando hay obras de hormigón, se dejará un tramo de la misma a nivel bajo y se completará al terminar la obra. En las presas de material suelto, se dejará una brecha en el terraplén, protegida convenientemente para dejar pasar la creciente; los daños que se pueda producir están evaluados en el presupuesto de cada obra.

La información más importante relacionada con las 6 obras se presenta en los cuadros VI.1.4.1-2 a 5.

El cuadro VI.1.4.1-2 contiene la información general, como capacidad de embalse, zona de inundación y creciente de diseño.

El cuadro VI.1.4.1-3 contiene la información sobre cada presa, como altura de ésta, largo del coronamiento, tipo de presa y metrajes para cada clase de material empleado.

El cuadro VI.1.4.1-4 contiene la información de costo de los principales ítems que componen la obra, de las expropiaciones, reposición de vías de comunicación y líneas de transmisión afectadas, etc.. El presupuesto de construcción fue calculado en base a los precios en dólares vigentes en el mercado internacional. Al costo base se le agregó un 15% por concepto de imprevistos y un 12% sobre el subtotal anterior para cubrir gastos de ingeniería, dirección, supervisión del proyecto, etc. .

El cuadro VI.1.4.1-5 contiene el plazo de construcción, estimado en base al tiempo empleado en construir obras similares. Contiene, también, la previsión de costos anuales de operación, mantenimiento y reposición, diferenciados en períodos de 5 años hasta el fin de la vida útil de la obra, estimada en 50 años después del término de la construcción.

En los numerales VI.1.4.2 a 7 se analizan aspectos particulares de las obras de embalse y de la barrera.

1.4.2 Paso Severino (Santa Lucía Chico)

1.4.2.1 Geología.

La geología en relación con esta presa se presenta en el numeral VIII.2.2.2 y en mapa VIII.2.2.2. En síntesis se puede señalar que en el perfil 1 existen condiciones geológicas y estructurales muy favorables para el emplazamiento de una presa de embalse. Se cuenta con una buena base rocosa del basamento cristalino en ambas márgenes y en el lecho del río. En el centro del valle existe depósito aluvial de 135 m de ancho. El eje de la presa se encuentra suficientemente alejado de las líneas de debilidad estructural de la zona.

Las condiciones de retención de las aguas en el embalse son favorables atendiendo a la composición geológica de

la zona.

1.4.2.2 Anteproyecto.

Se estudiaron 5 soluciones de presas de embalse, con el fin de comparar los costos para presas de concepción diferente.

En las soluciones 1 a 4, el nivel normal del agua es 37 y la capacidad total de 69 millones m³. Se limitó el nivel del agua a fin de tener un margen de seguridad suficiente, aún durante las más grandes crecientes, para no agravar las inundaciones que frecuentemente se producen en Florida.

En la primera solución la presa está constituida por un terraplén compactado, con dos vertederos laterales y canales de descarga; se llegó a esta solución buscando una compensación entre el volumen de excavación y el necesario para el terraplén. Se ha previsto un núcleo central inclinado para proteger la obra contra la erosión causada por las crecientes durante el período de construcción; la parte de aguas abajo del terraplén se construye independientemente del núcleo y siempre más alta que él.

Como en la solución 1 el volumen excavado es excesivo con respecto al necesario para la presa, se buscó, en la segunda, una solución en que se reduce el volumen de excavación y que además tiene la ventaja de ser más funcional desde el punto de vista hidráulico. Consiste en un vertedero central de gravedad (hormigón) y dos presas laterales de tierra que pueden ser construidas independientemente.

Para reducir el volumen de hormigón, en la tercera solución se ha proyectado el vertedero central de contrafuertes, espaciados cada 5 m; el resto de la obra es similar que en la solución anterior. Se ha previsto la utilización múltiple del encofrado de los contrafuertes y del paramento de aguas arriba; para éste, se ha diseñado una sección homogénea de hormigón, con armadura mínima. La losa soporte de la lámina vertiente de aguas abajo está proyectado en base a elementos prefabricados de hormigón.

Con esta solución se reduce el volumen de hormigón en un 44%, en relación a la anterior, se reduce considerablemente el efecto de la subpresión, y se evita los problemas del fraguado del hormigón en masa y el cuidado especial re-

querido para la ejecución de las juntas. Representa una solución mejor que la 1 y la 2; los detalles de ella aparecen en el plano VI.1.4.2.2-1.

En las soluciones 2 y 3, el vertedero resulta de gran longitud, abarcando casi la totalidad del ancho del valle al nivel del coronamiento. Procurando concentrar la descarga en el cauce, la cuarta solución tiene un vertedero central controlado por 4 compuertas radiales; con este control el nivel del embalse no experimenta grandes variaciones, eliminándose la zona de inundación intermitente y reduciendo el área de expropiación. La obra se completa con presas laterales de tierra en las que se incluyen las estructuras de desviación y descarga.

Esta es la primera solución en que se controla la descarga del vertedero mediante compuertas. Se puede utilizar compuertas radiales con contrapeso y accionamiento hidráulico, para independizarlas del suministro de energía eléctrica. Para casos de emergencia, se prevé el accionamiento manual.

Procurando aumentar el volumen de embalse, en la quinta solución, se subió de 37 a 40 m el nivel normal de agua, con lo cual la capacidad de embalse sube a 120 millones m³. En este caso, es imprescindible la descarga controlada, para evitar posibles perjuicios a las poblaciones en épocas de creciente. En lo demás, esta solución es igual a la anterior; sus detalles aparecen en el plano VI.1.4.2.2-2.

Las soluciones 3 y 5 resultan ser las más favorables. Desde el punto de vista hidráulico, la descarga controlada de solución 5 presenta la ventaja de no modificar sustancialmente las condiciones del escurrimiento.

1.4.2.3 Materiales de construcción.

En reconocimientos de terreno se identificaron las fuentes de materiales, para construir las obras.

A saber:

Granodiorita. Existe en la zona de Isla Mala, distante 11 m de la presa, una gran cantera en explotación de esta roca. La granodiorita es una roca ígnea maciza, muy resistente. Su calidad es muy buena, existen reservas suficientes para la obra.

Materiales arcillosos. Para los núcleos impermeables de las presas de tierra se considera la utilización de los limos arcillosos y arcillas de la formación Libertad. Estos sedimentos afloran discontinuamente, recubriendo las rocas cristalinas. Se cuenta con estos materiales en ambos márgenes y en cantidad suficiente, a una distancia aproximada de 2 Km a cada lado del eje estudiado.

Arena gruesa y gravilla de cuarzo. Existen bancos de arena de pequeño volumen poco aguas arriba de la presa. Can-tidades prácticamente ilimitadas y de calidad homogénea únicamente pueden ser obtenidos en el aluvión existente cerca de Florida, distante unos 20 Km del sitio estudia-do.

Enrocado. Se considera la posible utilización de las ro-cas de la cantera Castilla, situada a unos 7 Km al nor-te del sitio. Comprende principalmente cuarcitas con al-gunas intercalaciones de calizas, filitas y anfibolitas.

Material permeable. Para el cuerpo de presa se conside-ra utilizables los materiales de la misma excavación de la presa, consistente en anfibolitas, filitas, rocas en vías de alteración y aluviones modernos.

1.4.3 Casupá (Arroyo Casupá).

1.4.3.1 Geología. La presa se halla ubicada en la Estancia "La Picada", a 11 Km de la desembocadura del arroyo Casupá en el río Santa Lucía y a unos 3,5 Km al NE del puente de la Ruta 40 sobre el arroyo. Se consideraron 2 perfiles distanciados 500 m entre sí, resultando más conveniente el de aguas arriba.

Las condiciones de fundación en esta ubicación son muy favorables, ya que la roca cristalina presenta continuidad de afloramiento en ambas márgenes y en el lecho del arroyo. Otro tanto puede decirse de las condiciones de retención de las aguas en el embalse.

Las estructuras secundarias de las rocas (diaclasas sub verticales) existentes en el perfil seleccionado presentan rumbos casi normales a la dirección del arroyo, por cuya razón el problema de eventuales fugas de agua en el eje de fundación puede ser solucionado mediante inyecciones. Todo el embalse se apoya en rocas del basamento cristalino. Desde el punto de vista geológico la zona está constituida fundamentalmente por cuarcitas del Grupo Lavalleja. A cotas superiores al embalse, al oeste y SO de la margen derecha, estas rocas están recubiertas por remanentes de la formación Libertad (limo arcillosos). Aluviones modernos de arena y grava ocupan parte del valle, pero concentraciones utilizables sólo se encuentran en las proximidades de su desembocadura. Ver Mapa VI.1.4.3.1.

Hay información topográfica de la zona, pero como se trata de un sitio no estudiado anteriormente, no existe información sobre las condiciones del subsuelo.

1.4.3.2 Anteproyecto. Se estudiaron dos soluciones, las cuales, a diferencia de Severino, no están ubicadas en el mismo perfil.

En la primera solución, se eligió el perfil de más abajo por presentar, en su margen izquierda, mejores condiciones para la excavación del canal evacuador. Para aprovechar el abundante material rocoso, se proyectó una presa de enrocado. La presa, con capacidad para 100 millones m³, está constituida por un núcleo impermeable inclinado, por las razones expuestas en VI.1.4.2.2, un espaldón de material permeable aguas arriba y un cuerpo de presa de enrocamiento aguas abajo. El volumen de material de excavación resultó muy superior al necesario para la construcción de la obra.

La segunda solución, que es la elegida, está ubicada, en el perfil de aguas arriba. Tiene una capacidad de 120 millones m³ y dos canales evacuadores en lugar de uno. Consiste en una presa de enrocado con el mismo diseño de la anterior y coronamiento 1,5 m más alto. En este caso se logró un equilibrio entre el volumen de material de excavaciones y el necesario para la presa, lo cual se refleja en un costo más favorable para el m³ embalsado. Los detalles de esta solución se presentan en el plano VI.1.4.3.2.

La comparación entre las dos soluciones mostró que, para el tipo de topografía que prevalece en el país, si se emplea la evacuación mediante vertedero lateral, resulta más favorable contar con canales evacuadores en ambos márgenes. En lugar de uno. Con ello se consigue, también, reducir la distancia de desplazamiento del material excavado.

1.4.3.3 Materiales de construcción. Respecto a los materiales de construcción existen fuentes de material fino (limos arcillosos de la formación Libertad) en la margen derecha a unos 5 Km del eje estudiado.

Como fuente de material pétreo existen grandes afloramientos de cuarcitas en el mismo sitio, sobre el posible eje de la obra. Arenas y grava pueden obtenerse del aluvión existente a 11 Km al SO del sitio o, en caso de resultar insu

ficiente, de los extensos depósitos del Arroyo del Soldado, poco aguas arriba del puente de la Ruta 40.

1.4.4 Picada de Almeida (Río Santa Lucía)

1.4.4.1 Geología. La ubicación de la presa fue indicada en el número VI.1.2.1.

En el sitio existen condiciones relativamente favorables para el emplazamiento de una presa de embalse. En la margen derecha se cuenta con base rocosa buena del basamento cristalino. En la margen izquierda existe una base de rocas volcánicas, con estructura amigdaloides, recubierta por material sedimentario. En el cauce se verifica el contacto entre el cristalino y la lava. (Ver mapa VI.1.4.4.1).

No se considera necesaria la construcción de dispositivos para control de sedimentos en el Arroyo del Soldado.

El perfil de la presa se caracteriza por presentar las laderas más tendidas de todos los represas estudiadas. Geológicamente, parece ser menos favorable que los demás embalses, desde el punto de vista de la permeabilidad y la fundación de la presa.

1.4.4.2 Anteproyecto. Se estudiaron 3 soluciones, pero en los cuadros VI.1.4.1-2 a 5 se presentan la información de dos, para capacidad de 257 millones m³, que aprovecha bien el recurso agua.

En la primera solución, se analizó en primera instancia la posibilidad de ubicar el vertedero en la margen derecha, donde existe abundante material aluvial. Al constatar el peligro de erosión de este material y los problemas inherentes a un depósito de agua abajo de la obra se proyectó un vertedero central de gravedad que se funda directamente sobre la roca, lo cual exige grandes excavaciones de material aluvial. Se completa la obra con presas laterales de tierra, cuyo núcleo central vertical se prolonga hasta el estrato impermeable por una cortina en la margen izquierda y por un dentellón en la derecha.

En la segunda solución, para reducir el volumen de hormigón, se sustituye el vertedero de gravedad por uno de contrafuertes, del mismo tipo y con las mismas ventajas del citado en VI.1.4.2.2. Está fundado sobre cortinas continuas de hormigón hasta el material firme (procedimiento "ICOS Wall" o similar) que, además de su función estructural, asegura la impermeabilidad en el subsuelo. La fundación indirecta ahorra un volumen considerable de excavación y evita problemas derivados, al mismo tiempo que disminuye el volumen de hormigón de la estructura bajo el cauce.

Sólo por vías de comparación con la presa de Severino con capacidad de 69 millones m³, se analizó en Almeida una presa para 75 millones m³. La obra resulta francamente antieconómica. Además, no se utiliza la gran capacidad de este embalse, en que la presa de 257 millones m³ prácticamente aprovecha los recursos de agua disponibles, lo cual constituye su factor más favorable.

1.4.5 Rincón de Carvallo (Río San José) Las Brujas (Río Santa Lucía).

1.4.5.1 Geología Carvallo. El perfil seleccionado en el río San José se encuentra a unos 11 Km aguas arriba de San José. El embalse ocupa enteramente terrenos del Basamento Cristalino, lo que asegura buenas condiciones de retención del agua. Ver Mapa VI.1.4.5.1.

Desde el punto de vista geológico, el sitio está constituido por ectinitas mesozonales de rumbo general E-O. Estas rocas afloran, en el perfil estudiado, en ambos márgenes y en el lecho del río. Se trata fundamentalmente de gneises y forman grandes afloramientos en la margen derecha. Las condiciones anotadas muestran la existencia de buenas condiciones de fundación y suficiente material pétreo en el eje de la obra. El cristalino está recubierto en ambos márgenes por sedimentos de las formaciones Raigón y Libertad, especialmente de esta última.

Aluviones del reciente forman pequeñas franjas a lo largo del río, y depósitos mayores desde poco aguas abajo del eje estudiado, sobre la margen derecha.

No existe información del subsuelo de la zona, sin embargo, se considera que las estructuras geológicas secundarias que puedan existir sobre el perfil de fundación, no ofrecen mayores dificultades y pueden encontrar solución mediante inyecciones, especialmente en los esquistos de la margen izquierda.

1.4.5.2 Anteproyecto embalse Carvallo. Se estudiaron 3 soluciones, con nivel normal de agua a la cota 40 y capacidad de 68 millones m³. La zona del embalse tiene pendientes suaves y por ello para pequeñas alturas de agua se inunda un área considerable. La excesiva extensión del área ocupada por el agua sobre la cota 40 y la necesidad de evitar la inundación de tierras de cultivo y obras de infraestructura llevó a proyectar una presa que aprovecha sólo una fracción del recurso agua.

La primera solución contempla una presa de enrocado para aprovechar los materiales provenientes de la excavación de canales evacuadores en ambas laderas. Debido a que los volúmenes excavados resultaban muy grandes, se proyectó en esta solución dividir la evacuación entre aquellos canales y dos compuertas centrales radiales, las cuales se abren cuando el caudal supera los 2 000 m³/seg. La presa es de tipo mixto, con un núcleo central vertical impermeable relativamente grande y cuerpo de presa de enrocado.

Tratando de evitar los inconvenientes de la descarga controlada, se diseñó en la segunda solución una presa con vertedero central libre. La parte central del mismo se hizo de contrafuertes (solución de costo menor en otros proyectos) y las laterales de gravedad, pues resulta más económica para al

turas menores. Se completa la obra a los dos lados del vertedero con presas de tipo mixto análogas a las de la solución anterior. Sus detalles se presentan en el plano VI.1.4.5.2.

En la segunda solución se verificó que el vertedero resultó de un largo excesivo, mayor que el del valle a su cota de coronamiento. Para reducir su longitud, en la tercera solución se repartió la descarga con un vertedero central con compuertas radiales, que funcionan cuando el caudal es mayor que 2 000 m³/seg. El resto de la obra es análoga a las otras dos soluciones.

La segunda solución es la única que tiene descarga libre y es la más económica. Tiene los inconvenientes derivados de un vertedero libre de longitud excesiva debiéndose cuidar los efectos de la erosión en las laderas y el depósito del material arrastrado en el cauce aguas abajo de la obra.

- 1.4.5.3 Materiales de Construcción. Se cuenta con buen material pétreo en los afloramientos de la margen derecha. Como fuentes de material fino pueden utilizarse los limos arcillosos de la formación Libertad existentes a unos 500 m del perfil estudiado en la margen derecha y a unos 1,5 Km en la izquierda. Depósitos de grava y arena de buena calidad existen aproximadamente 2,7 Km al sur del sitio estudiado, en la margen derecha del río.
- 1.4.5.4 Anteproyecto Barrera Las Brujas. Si el embalse de Carvallo se destina al abastecimiento de agua potable para Montevideo, es necesaria una obra complementaria en el curso inferior del río Santa Lucía, que evite la intrusión de agua salada del río de la Plata, a la vez que retiene los caudales de estiaje del río San José y permite su posterior retorno por bombeo hacia la represa de Aguas Corrientes.

La obra de Las Brujas (ver Plano VI.1.4.5.4) consiste en una barrera ubicada 17 Km aguas abajo de la desembocadura del río San José. El perfil trasversal del Santa Lucía en el em

plazamiento es muy ancho, aproximadamente un Km entre las cotas de cierre en zona de depósito aluvial.

Como la zona es muy llana y una obra fija empeoraría las condiciones actuales de inundación se proyectó una barrera reclinable hacia aguas abajo formada por chapas de material plástico, sobre cuadrículas de hierro galvanizado soldadas y con flotadores elásticos en su parte superior, inflados con aire comprimido controlado desde un edificio a esos efectos. Está fundada sobre un tablestacado de madera tratada, alrededor del cual gira y en posición vertical se apoya en perfiles de hierro hincados en el lecho.

En la parte central se incluye una compuerta para navegación, de igual estructura que la barrera, entre pilas huecas de hormigón con relleno de tierra compactada cubierto con una losa y fundadas sobre perfiles de hierro hincados en el lecho.

En sus extremos la barrera termina en pilas semejantes a los de compuerta, completándose el cierre con diques de tierra sobre una zona de bañado en la margen derecha y sobre una restinga de piedra en la margen izquierda. Se ha previsto también el equipamiento necesario para el funcionamiento de la barrera y para la navegación.

En condiciones normales la barrera permanece levantada, ligeramente inclinada por diferencia de niveles permitiendo el pasaje del caudal del río desbordando sobre ella. Cuando ese caudal sea tomado para abastecimiento, desaparecería el desnivel y la presión de aguas abajo la mantendría cerrada contra los perfiles hincados, impidiendo la intrusión del agua salada. En época de crecientes se desinflarán los flotadores y la barrera se abate totalmente permitiendo la limpieza natural de los sedimentos que pudieran haberse depositado en el lecho desde la creciente anterior. Igual procedi

miento se utiliza para abrir la compuerta de navegación.

La operación de esta estructura presenta el inconveniente de que la navegación resulta impedida cuando el nivel aguas abajo es mayor que el nivel aguas arriba. Por otra parte, es una estructura que exige una permanente conservación.

Las características geológicas de la zona se presentan en anexo VI.1.4.5.4.

1.4.6 Solís Chico (Arroyo Solís Chico)

1.4.6.1 Geología. El sitio elegido se halla aproximadamente 1 Km aguas arriba de la Ruta 8. El vaso del embalse está formado enteramente por rocas del basamento cristalino. Véase Mapa VI.1.4.6.1. El sitio ofrece condiciones muy favorables desde los puntos de vista geológico y topográfico.

Ambas márgenes del arroyo están constituídas por rocas cristalinas (migmatitas) que aseguran la impermeabilidad del vaso, buenas condiciones de fundación y abundante material pétreo cerca de la obra. El valle intermedio es formado por sedimentos aluviales finos, pero se supone que su potencia no es grande, considerando que en varios puntos el lecho del arroyo es rocoso y que inmediatamente al norte del puente existe una cantera abandonada de piedra. No se dispone de datos del subsuelo.

Las rocas no presentan alteración química, pero sí disgregación mecánica, especialmente en la margen derecha cerca del Paso de los Padres. El sitio no muestra vestigios de haber sufrido esfuerzos tectónicos.

1.4.6.2 Anteproyecto. En la parte baja del valle, existe depósito aluvial de hasta 450 m de ancho, en algunos lugares, por lo cual resulta un coronamiento muy largo y un volumen de presa considerable frente a la capacidad de embalse, que

es de 17 millones m³. Se eligieron dos perfiles separados por unos 200 m y se estudió una solución en cada uno.

En la primera solución, en el perfil de aguas arriba, se proyectó una presa de enrocado con un canal evacuador la teral excavado en la margen izquierda; el material de la ex cavación se emplea en la construcción de la presa. A la sa lida del canal evacuador se provee una fosa disipadora de energía para reducir la velocidad del agua hasta valores ta les que no produzcan erosión del depósito aluvial existente, que puede implicar gran riesgo debido a la proximidad del puente de la Ruta 8 sobre el arroyo. Además, se protege el pie de la presa aguas abajo por medio de un pedra plén en forma de explanada.

A pesar de que la casi totalidad de los materiales pro venientes de las excavaciones son utilizados en la construc ción de la presa, el proyecto anterior resulta muy onero so, fundamentalmente, por el costo de excavación del ca nal evacuador.

La segunda solución contempla presas de tierra latera les con un vertedero central de gravedad, recostado, por ra zones geológicas, sobre la margen izquierda. Presenta la venta ja de que el agua es descargada por su trayecto natu ral en el cauce, exigiendo sólo pequeñas obras de protec ción aguas abajo. Esta es la solución elegida y sus detalles se presentan en plano VI.1.4.6.2.

El cuerpo de la presa es de material del depósito alu vial situado aguas abajo, y si los ensayos comprueban que tiene suficiente impermeabilidad, se puede eliminar el nú cleo, quedando una presa homogénea. Sobre el talud aguas abajo se ha previsto un espaldón de piedra para facilitar el drenajé.

El costo del m³ embalsado en Solís Chico resulta muy

abajo de Aguas Corrientes y aprovechar las aguas del río San José. El sitio estudiado se halla en la zona de "Las Brujas" que permite un cierre de unos 2 700 m de largo, atravesando la isla Paleta o Don Felipe. Se desconoce las condiciones geológicas del subsuelo.

1.3.6 Zona Interbalnearia al Este de Montevideo. El estudio consistió en la identificación de sitios favorables para presas de embalse en la zona comprendida entre Montevideo, Piriápolis y el límite SE de la cuenca del Río Santa Lucía, para el abastecimiento de agua potable a la zona de balnearios. Se analizó un sitio en el Arroyo Solís Chico, uno en el arroyo Mosquitos y dos en el arroyo Solís Grande, en terrenos del basamento cristalino.

El sitio del Solís Chico se encuentra a 600 m al N del puente de la ruta 8 sobre el Arroyo del mismo nombre y a unos 12 Km en línea recta de su desembocadura del Río de la Plata.

El lugar de emplazamiento de Mosquitos se encuentra a unos 500 m al norte de la ruta 8, en el curso medio del arroyo del mismo nombre, aproximadamente 10 Km aguas arriba de su desembocadura en el Arroyo Solís Chico.

En el Arroyo Solís Grande, uno de los sitios se halla a unos 5 Km al NO del poste kilométrico 82 de la Ruta 8. El segundo está situado en "Paso Cubelo", a unos 700 m al norte del sitio anterior.

Las características consideradas para los posibles embalses fueron las siguientes:

Sitio	Cota Agua	Altura Embalse (aprox.) m	Long. cierre (aprox.) m	Superficie lago Km ²
Ao. Solís Chico	15	12	650	4,1
Ao. Mosquitos	25	15	275	3,4
Ao. Solís Grande	15	12	300	3,2

Se eligieron los sitios de los arroyos Solís Chico y Mosquitos por presentar condiciones geológicas y topográficas favorables.

El del arroyo Solís Chico es un valle estrecho con buena base rocosa del cristalino en ambas márgenes y lecho del arroyo. Existen buenas condiciones de retención del agua y abundante material de construcción en las proximidades. El sitio presenta en la margen izquierda una cañada que puede utilizarse para el vertedero. El lago no afectará la red vial existente. La ocupación actual de las tierras a inundar es muy reducida. El embalse ocupará enteramente terrenos del basamento cristalino.

Cabe anotar que se ha elegido tentativamente la cota 15 para el represamiento y descartado la 20, porque con esta última aumenta considerablemente la superficie del lago, según puede apreciarse en la hoja VIII-26 "Mosquitos" de levantamiento topográfico del S G M. Ello se debe a la existencia de un contacto geológico entre las rocas del basamento cristalino y la formación sedimentaria Libertad, al norte del eje estudiado. No obstante existen posibilidades de embalse a cotas 17 y 18 para lo cual se han efectuado trabajos topográficos complementarios.

El perfil elegido del Arroyo Mosquitos tiene una forma netamente triangular, con la ladera correspondiente a la margen izquierda más tendida que la derecha y está constituido por rocas de basamento cristalino.

Los sitios del Arroyo Solís Grande fueron eliminados por las siguientes razones:

Variante I. a) Malas condiciones de fundación. El arroyo corre en ese tramo por una fractura del terreno evidenciada principalmente por su excesiva profundidad y el control estructural que también puede apreciarse en cartas topográficas y fotografías aéreas. b) Elevada contaminación de las aguas por descargas industriales provenientes de la fábrica de azúcar RAUSA de la zona de Montes.

Variante II (Paso Cubelo). Problemas de contaminación citados en el caso anterior.

Cabe señalar que en este eje no puede utilizarse la cota de embalse 20 porque la superficie del lago aumentaría 10 Km², además de cortar numerosos caminos locales y prácticamente bordear el pueblo de Solís.

1.3.7 Río de la Plata. Con relación a la alternativa de toma de agua del Río de la Plata y su aducción hasta Aguas Corrientes y teniendo en cuenta los resultados del programa de muestreo y análisis que se venía realizando, se estudiaron 2 sitios para reservorios de bombeo en la zona comprendida entre los arroyos Cufre y Pavón, con la mayor capacidad de embalse posible, (cota 30) dentro de las condiciones topográficas existentes y características geológicas favorables para retención del agua. Se estudió además un trazado preliminar para una tubería de aducción hasta Aguas Corrientes.

1.4 Anteproyecto de Presas

1.4.1 Antecedentes Generales. En el numeral VI.1.3 se mencionaron todas las alternativas o posibilidades de obras de aprovechamiento de los recursos hídricos que fueron analizadas. Entre las presas de embalse, se eligieron las más promisorias y, para ellas, se entró a la etapa de anteproyecto.

Las obras proyectadas están destinadas a la utilización de las aguas superficiales disponibles, con fines de suministros para consumo doméstico e industrial, riego, etc. El análisis se orientó a definir las características básicas de los embalses y su costo aproximado.

A continuación se señala las obras consideradas:

CUADRO VI.1.4.1-1

Alternativas Estudiadas

N°	Obra	Tipo	Corriente	Observaciones
1	P. Severino	Embalse	Santa L. Chico	5 soluciones
2	Casupá	"	Arroyo Casupá	2 soluciones
3	P. de Almeida	"	Sta. Lucía	2 soluciones
4	R. de Carvallo	"	San José	3 soluciones
4a	Las Bruías	Barrera	Santa Lucía	en combinación con 4
5	Solís Chico	Embalse	Arroyo S. Chico	2 soluciones
6	Mosquitos	"	Arroyo Mosquitos	1 solución
7	P. de Rivera	"	A°. de la Virgen	eliminada

Las obras 1 a 4 están ubicadas dentro de la cuenca del Santa Lucía.

Para información general, en relación con las presas, se utilizaron las planchas del SGM a escala 1:50 000 y fotografías aéreas con recubrimiento estereoscópico a escalas 1:20 000 y 1:40 000. Para la determinación de las superficies y volúmenes de embalse en función de las alturas de presas, se usaron en general, las planchas del SGM, salvo para los embalses Severino y Casupá, donde se utilizaron relevamientos aerofotogramétricos a escala 1: 5 000.

Como información local, en cada uno de los emplazamientos se dispuso de relevamientos taquimétricos de la zona de la represa y nivelación de cada uno de los perfiles estudiados. Debido a la densa vegetación, ha sido difícil obtener relevamientos detallados en la zona próxima a los cursos de agua, como para permitir proyectar con precisión las obras de desviación y ataguías.

La información hidrológica relacionada con las obras fue presentada en el numeral III.4.1.3. Las obras de evacuación se dise-

ñaron con el valor de la creciente de cálculo obtenida por transposición de la tormenta del mes de abril de 1959 a las respectivas subcuencas la que como ya se señaló en el numeral III.4.1.5 es muy parecida a la creciente de probabilidad (de ocurrencia) de una vez en 500 años.

No se dispone de información sobre gasto sólido. Para el sedimento, se ha adoptado condiciones similares a las observadas en los embalses de Rincón de Bonete, Baygorria y Canelón Grande.

Como consecuencia de las características topográficas generales de la cuenca, los perfiles o emplazamientos seleccionados resultan anchos, poco profundos y de pendientes suaves. En las laderas, la formación de roca está cubierta por una capa de tierra de poco espesor. En el fondo del valle, la erosión ha removido esta capa, dejando a la vista roca de buena calidad o depósito aluvial de poco espesor (por excepción, éste tiene un espesor de varios metros en Almeida).

Todos los emplazamientos se encuentran en lugares de afloramiento del basamento cristalino, salvo en Almeida. En todos ellos se ha previsto una doble fila de inyecciones de cemento ("grouting"), para rellenar fisuras en la roca de fundación.

CUADRO VI.1.4.1-2

Información General de Alternativas estudiadas

N°	Embalse (cauce)	Solución	Embalse		Area Cuenca Km ²	Ecurr anual (1883-1968) 10 ⁶ m ³		Creciente diseño m ³ /seg.
			Capac. 10 ⁶ m ³	Area Km ²		Max	Min	
I	Paso Severino (Río S.L.Chico)	1-2-3-4	69	13,9	2500	2370	57	5100
		5	120	21,6				
II	La Picada (Ao. Casupá)	1	100	15,6	685	760	16	1670
		2	120	19				
III	P. de Almeida (Río S. Lucía)	1-2	257	48	2700	2700	57	5900
IV	Rincón de Carvalho (Río San José)	1-2-3	68	24	2275	2000	52	4300
IV a	Barrera Las Brujas (Río S. Lucía)	En combinación con IV						
V	Solís Chico (Ao. Solís Chico)	1-2	17	3,7	415	317	17	1060
VI	Mosquitos (Ao. Mosquitos)		17	3,4	100	76	2	340

En general, la presa proyectada está constituida por terraplenes mixtos de materiales compactados. La impermeabilidad se obtiene con un núcleo central de material limo-arcilloso de la formación Libertad. Los taludes están protegidos con revestimiento de piedra. La parte estructural está constituida por material rocoso o tierra, según la disponibilidad en el lugar.

Se ha previsto los drenajes necesarios para producir el descenso del nivel freático en el terraplén, las cámaras de recolección correspondientes y pozos de control de la napa subterránea aguas abajo de la presa.

Se ha diseñado dos tipos de vertederos de rebalse: canales laterales excavados en las laderas y vertederos centrales de hormigón del tipo de contrafuertes o de gravedad, sin o con compuertas de control.

Para abastecimiento de agua potable y de riego se ha dispuesto tuberías y los elementos de control correspondiente, ubicados en las obras de hormigón o en las estructuras de desviación del curso de agua para el período de construcción. Sin embargo, este pre-diseño es meramente indicativo y tuvo por principal objetivo el determinar el costo probable de esas obras.

El ancho del lecho en los lugares previstos para presas, hace posible la desviación del curso de agua y la construcción de la obra en dos etapas. En la primera, el río seguirá su curso natural y se construirá un cauce de desviación que cruzará la obra a través de tuberías provisionales colocadas para ese fin. Cuando se cruza la presa en una zona de material suelto, se prevé la estructura de hormigón necesaria y si se la cruza en una zona de hormigón, se deja en éste los conductos con la sección de desagüe prevista. En ambas etapas, se protegerá la construcción con ataguía formada por un terraplén de material suelto con núcleo impermeable. Parte de éste puede quedar definitivamente incorporado a la obra, rellenándose al espacio entre ambos con material no clasificado.

Las obras de desviación están previstas para evacuar las crecientes ordinarias. Previendo caudales mayores, cuando hay obras de hormigón, se dejará un tramo de la misma a nivel bajo y se completará al terminar la obra. En las presas de material suelto, se dejará una brecha en el terraplén, protegida convenientemente para dejar pasar la creciente; los daños que se pueda producir están evaluados en el presupuesto de cada obra.

La información más importante relacionada con las 6 obras se presenta en los cuadros VI.1.4.1-2 a 5.

El cuadro VI.1.4.1-2 contiene la información general, como capacidad de embalse, zona de inundación y creciente de diseño.

El cuadro VI.1.4.1-3 contiene la información sobre cada presa, como altura de ésta, largo del coronamiento, tipo de presa y metrajes para cada clase de material empleado.

El cuadro VI.1.4.1-4 contiene la información de costo de los principales ítems que componen la obra, de las expropiaciones, reposición de vías de comunicación y líneas de transmisión afectadas, etc.. El presupuesto de construcción fue calculado en base a los precios en dólares vigentes en el mercado internacional. Al costo base se le agregó un 15% por concepto de imprevistos y un 12% sobre el subtotal anterior para cubrir gastos de ingeniería, dirección, supervisión del proyecto, etc. .

El cuadro VI.1.4.1-5 contiene el plazo de construcción, estimado en base al tiempo empleado en construir obras similares. Contiene, también, la previsión de costos anuales de operación, mantenimiento y reposición, diferenciados en períodos de 5 años hasta el fin de la vida útil de la obra, estimada en 50 años después del término de la construcción.

En los numerales VI.1.4.2 a 7 se analizan aspectos particulares de las obras de embalse y de la barrera.

1.4.2 Paso Severino (Santa Lucía Chico)

1.4.2.1 Geología.

La geología en relación con esta presa se presenta en el numeral VIII.2.2.2 y en mapa VIII.2.2.2. En síntesis se puede señalar que en el perfil 1 existen condiciones geológicas y estructurales muy favorables para el emplazamiento de una presa de embalse. Se cuenta con una buena base rocosa del basamento cristalino en ambas márgenes y en el lecho del río. En el centro del valle existe depósito aluvial de 135 m de ancho. El eje de la presa se encuentra suficientemente alejado de las líneas de debilidad estructural de la zona.

Las condiciones de retención de las aguas en el embalse son favorables atendiendo a la composición geológica de

la zona.

1.4.2.2 Anteproyecto.

Se estudiaron 5 soluciones de presas de embalse, con el fin de comparar los costos para presas de concepción diferente.

En las soluciones 1 a 4, el nivel normal del agua es 37 y la capacidad total de 69 millones m³. Se limitó el nivel del agua a fin de tener un margen de seguridad suficiente, aún durante las más grandes crecientes, para no agravar las inundaciones que frecuentemente se producen en Florida.

En la primera solución la presa está constituida por un terraplén compactado, con dos vertederos laterales y canales de descarga; se llegó a esta solución buscando una compensación entre el volumen de excavación y el necesario para el terraplén. Se ha previsto un núcleo central inclinado para proteger la obra contra la erosión causada por las crecientes durante el período de construcción; la parte de aguas abajo del terraplén se construye independientemente del núcleo y siempre más alta que él.

Como en la solución 1 el volumen excavado es excesivo con respecto al necesario para la presa, se buscó, en la segunda, una solución en que se reduce el volumen de excavación y que además tiene la ventaja de ser más funcional desde el punto de vista hidráulico. Consiste en un vertedero central de gravedad (hormigón) y dos presas laterales de tierra que pueden ser construidas independientemente.

Para reducir el volumen de hormigón, en la tercera solución se ha proyectado el vertedero central de contrafuertes, espaciados cada 5 m; el resto de la obra es similar que en la solución anterior. Se ha previsto la utilización múltiple del encofrado de los contrafuertes y del paramento de aguas arriba; para éste, se ha diseñado una sección homogénea de hormigón, con armadura mínima. La losa soporte de la lámina vertiente de aguas abajo está proyectado en base a elementos prefabricados de hormigón.

Con esta solución se reduce el volumen de hormigón en un 44%, en relación a la anterior, se reduce considerablemente el efecto de la subpresión, y se evita los problemas del fraguado del hormigón en masa y el cuidado especial re-

querido para la ejecución de las juntas. Representa una solución mejor que la 1 y la 2; los detalles de ella aparecen en el plano VI.1.4.2.2-1.

En las soluciones 2 y 3, el vertedero resulta de gran longitud, abarcando casi la totalidad del ancho del valle al nivel del coronamiento. Procurando concentrar la descarga en el cauce, la cuarta solución tiene un vertedero central controlado por 4 compuertas radiales; con este control el nivel del embalse no experimenta grandes variaciones, eliminándose la zona de inundación intermitente y reduciendo el área de expropiación. La obra se completa con presas laterales de tierra en las que se incluyen las estructuras de desviación y descarga.

Esta es la primera solución en que se controla la descarga del vertedero mediante compuertas. Se puede utilizar compuertas radiales con contrapeso y accionamiento hidráulico, para independizarlas del suministro de energía eléctrica. Para casos de emergencia, se prevé el accionamiento manual.

Procurando aumentar el volumen de embalse, en la quinta solución, se subió de 37 a 40 m el nivel normal de agua, con lo cual la capacidad de embalse sube a 120 millones m³. En este caso, es imprescindible la descarga controlada, para evitar posibles perjuicios a las poblaciones en épocas de creciente. En lo demás, esta solución es igual a la anterior; sus detalles aparecen en el plano VI.1.4.2.2-2.

Las soluciones 3 y 5 resultan ser las más favorables. Desde el punto de vista hidráulico, la descarga controlada de solución 5 presenta la ventaja de no modificar sustancial mente las condiciones del escurrimiento.

1.4.2.3 Materiales de construcción.

En reconocimientos de terreno se identificaron las fuentes de materiales, para construir las obras.

A saber:

Granodiorita. Existe en la zona de Isla Mala, distante 11 m de la presa, una gran cantera en explotación de esta roca. La granodiorita es una roca ígnea maciza, muy resistente. Su calidad es muy buena, existen reservas suficientes para la obra.

Materiales arcillosos. Para los núcleos impermeables de las presas de tierra se considera la utilización de los limos arcillosos y arcillas de la formación Libertad. Estos sedimentos afloran discontinuamente, recubriendo las rocas cristalinas. Se cuenta con estos materiales en ambas márgenes y en cantidad suficiente, a una distancia aproximada de 2 Km a cada lado del eje estudiado.

Arena gruesa y gravilla de cuarzo. Existen bancos de arena de pequeño volumen poco aguas arriba de la presa. Cantidades prácticamente ilimitadas y de calidad homogénea únicamente pueden ser obtenidos en el aluvión existente cerca de Florida, distante unos 20 Km del sitio estudiado.

Enrocado. Se considera la posible utilización de las rocas de la cantera Castilla, situada a unos 7 Km al norte del sitio. Comprende principalmente cuarcitas con algunas intercalaciones de calizas, filitas y anfibolitas.

Material permeable. Para el cuerpo de presa se considera utilizables los materiales de la misma excavación de la presa, consistente en anfibolitas, filitas, rocas en vías de alteración y aluviones modernos.

1.4.3 Casupá (Arroyo Casupá).

1.4.3.1 Geología. La presa se halla ubicada en la Estancia "La Picada", a 11 Km de la desembocadura del arroyo Casupá en el río Santa Lucía y a unos 3,5 Km al NE del puente de la Ruta 40 sobre el arroyo. Se consideraron 2 perfiles distanciados 500 m entre sí, resultando más conveniente el de aguas arriba.

Las condiciones de fundación en esta ubicación son muy favorables, ya que la roca cristalina presenta continuidad de afloramiento en ambos márgenes y en el lecho del arroyo. Otro tanto puede decirse de las condiciones de retención de las aguas en el embalse.

Las estructuras secundarias de las rocas (diaclasas sub verticales) existentes en el perfil seleccionado presentan rumbos casi normales a la dirección del arroyo, por cuya razón el problema de eventuales fugas de agua en el eje de fundación puede ser solucionado mediante inyecciones. Todo el embalse se apoya en rocas del basamento cristalino. Desde el punto de vista geológico la zona está constituida fundamentalmente por cuarcitas del Grupo Lavalleja. A cotas superiores al embalse, al oeste y SO de la margen derecha, estas rocas están recubiertas por remanentes de la formación Libertad (limo arcillosos). Aluviones modernos de arena y grava ocupan parte del valle, pero concentraciones utilizables sólo se encuentran en las proximidades de su desembocadura. Ver Mapa VI.1.4.3.1.

Hay información topográfica de la zona, pero como se trata de un sitio no estudiado anteriormente, no existe información sobre las condiciones del subsuelo.

1.4.3.2 Anteproyecto. Se estudiaron dos soluciones, las cuales, a diferencia de Severino, no están ubicadas en el mismo perfil.

En la primera solución, se eligió el perfil de más abajo por presentar, en su margen izquierda, mejores condiciones para la excavación del canal evacuador. Para aprovechar el abundante material rocoso, se proyectó una presa de enrocado. La presa, con capacidad para 100 millones m³, es ta constituida por un núcleo impermeable inclinado, por las razones expuestas en VI.1.4.2.2, un espaldón de material permeable aguas arriba y un cuerpo de presa de enrocamiento aguas abajo. El volumen de material de excavación resultó muy superior al necesario para la construcción de la obra.

La segunda solución, que es la elegida, está ubicada, en el perfil de aguas arriba. Tiene una capacidad de 120 millones m³ y dos canales evacuadores en lugar de uno. Consiste en un presa de enrocado con el mismo diseño de la anterior y coronamiento 1,5 m más alto. En este caso se logró un equilibrio entre el volumen de material de excavaciones y el necesario para la presa, lo cual se refleja en un costo más favorable para el m³ embalsado. Los detalles de esta solución se presentan en el plano VI.1.4.3.2.

La comparación entre las dos soluciones mostró que, para el tipo de topografía que prevalece en el país, si se emplea la evacuación mediante vertedero lateral, resulta más favorable contar con canales evacuadores en ambas margenes. en lugar de uno. Con ello se consigue, también, reducir la distancia de desplazamiento del material excavado.

1.4.3.3 Materiales de construcción. Respecto a los materiales de construcción existen fuentes de material fino (limos arcillosos de la formación Libertad) en la margen derecha a unos 5 Km del eje estudiado.

Como fuente de material pétreo existen grandes afloramientos de cuarcitas en el mismo sitio, sobre el posible eje de la obra. Arenas y grava pueden obtenerse del aluvión existente a 11 Km al SO del sitio o, en caso de resultar insu

ficiente, de los extensos depósitos del Arroyo del Soldado, poco aguas arriba del puente de la Ruta 40.

1.4.4 Picada de Almeida (Río Santa Lucía)

1.4.4.1 Geología. La ubicación de la presa fue indicada en el número VI.1.2.1.

En el sitio existen condiciones relativamente favorables para el emplazamiento de una presa de embalse. En la margen derecha se cuenta con base rocosa buena del basamento cristalino. En la margen izquierda existe una base de rocas volcánicas, con estructura amigdaloides, recubierta por material sedimentario. En el cauce se verifica el contacto entre el cristalino y la lava. (Ver mapa VI.1.4.4.1).

No se considera necesaria la construcción de dispositivos para control de sedimentos en el Arroyo del Soldado.

El perfil de la presa se caracteriza por presentar las laderas más tendidas de todos los represamientos estudiados. Geológicamente, parece ser menos favorable que los demás embalses, desde el punto de vista de la permeabilidad y la fundación de la presa.

1.4.4.2 Anteproyecto. Se estudiaron 3 soluciones, pero en los cuadros VI.1.4.1-2 a 5 se presentan la información de dos, para capacidad de 257 millones m³, que aprovecha bien el recurso agua.

En la primera solución, se analizó en primera instancia la posibilidad de ubicar el vertedero en la margen derecha, donde existe abundante material aluvial. Al constatar el peligro de erosión de este material y los problemas inherentes a un depósito de agua abajo de la obra se proyectó un vertedero central de gravedad que se funda directamente sobre la roca, lo cual exige grandes excavaciones de material aluvial. Se completa la obra con presas laterales de tierra, cuyo núcleo central vertical se prolonga hasta el estrato impermeable por una cortina en la margen izquierda y por un dentellón en la derecha.

En la segunda solución, para reducir el volumen de hormigón, se sustituye el vertedero de gravedad por uno de contrafuertes, del mismo tipo y con las mismas ventajas del citado en VI.1.4.2.2. Está fundado sobre cortinas continuas de hormigón hasta el material firme (procedimiento "ICOS Wall" o similar) que, además de su función estructural, asegura la impermeabilidad en el subsuelo. La fundación indirecta ahorra un volumen considerable de excavación y evita problemas derivados, al mismo tiempo que disminuye el volumen de hormigón de la estructura bajo el cauce.

Sólo por vías de comparación con la presa de Severino con capacidad de 69 millones m³, se analizó en Almeida una presa para 75 millones m³. La obra resulta francamente antieconómica. Además, no se utiliza la gran capacidad de este embalse, en que la presa de 257 millones m³ prácticamente aprovecha los recursos de agua disponibles, lo cual constituye su factor más favorable.

1.4.5 Rincón de Carvallo (Río San José) Las Brujas (Río Santa Lucía).

1.4.5.1 Geología Carvallo. El perfil seleccionado en el río San José se encuentra a unos 11 Km aguas arriba de San José. El embalse ocupa enteramente terrenos del Basamento Cristalino, lo que asegura buenas condiciones de retención del agua. Ver Mapa VI.1.4.5.1.

Desde el punto de vista geológico, el sitio está constituido por ectinitas mesozonales de rumbo general E-O. Estas rocas afloran, en el perfil estudiado, en ambos márgenes y en el lecho del río. Se trata fundamentalmente de gneises y forman grandes afloramientos en la margen derecha. Las condiciones anotadas muestran la existencia de buenas condiciones de fundación y suficiente material pétreo en el eje de la obra. El cristalino está recubierto en ambos márgenes por sedimentos de las formaciones Raigón y Libertad, especialmente de esta última.

Aluviones del reciente forman pequeñas franjas a lo largo del río, y depósitos mayores desde poco aguas abajo del eje estudiado, sobre la margen derecha.

No existe información del subsuelo de la zona, sin embargo, se considera que las estructuras geológicas secundarias que puedan existir sobre el perfil de fundación, no ofrecen mayores dificultades y pueden encontrar solución mediante inyecciones, especialmente en los esquistos de la margen izquierda.

1.4.5.2 Anteproyecto embalse Carvallo. Se estudiaron 3 soluciones, con nivel normal de agua a la cota 40 y capacidad de 68 millones m³. La zona del embalse tiene pendientes suaves y por ello para pequeñas alturas de agua se inunda un área considerable. La excesiva extensión del área ocupada por el agua sobre la cota 40 y la necesidad de evitar la inundación de tierras de cultivo y obras de infraestructura llevó a proyectar una presa que aprovecha sólo una fracción del recurso agua.

La primera solución contempla una presa de enrocado para aprovechar los materiales provenientes de la excavación de canales evacuadores en ambas laderas. Debido a que los volúmenes excavados resultaban muy grandes, se proyectó en esta solución dividir la evacuación entre aquellos canales y dos compuertas centrales radiales, las cuales se abren cuando el caudal supera los 2 000 m³/seg. La presa es de tipo mixto, con un núcleo central vertical impermeable relativamente grande y cuerpo de presa de enrocado.

Tratando de evitar los inconvenientes de la descarga controlada, se diseñó en la segunda solución una presa con vertedero central libre. La parte central del mismo se hizo de contrafuertes (solución de costo menor en otros proyectos) y las laterales de gravedad, pues resulta más económica para al

turas menores. Se completa la obra a los dos lados del vertedero con presas de tipo mixto análogas a las de la solución anterior. Sus detalles se presentan en el plano VI.1.4.5.2.

En la segunda solución se verificó que el vertedero resultó de un largo excesivo, mayor que el del valle a su cota de coronamiento. Para reducir su longitud, en la tercera solución se repartió la descarga con un vertedero central con compuertas radiales, que funcionan cuando el caudal es mayor que 2 000 m³/seg. El resto de la obra es análoga a las otras dos soluciones.

La segunda solución es la única que tiene descarga libre y es la más económica. Tiene los inconvenientes derivados de un vertedero libre de longitud excesiva debiéndose cuidar los efectos de la erosión en las laderas y el depósito del material arrastrado en el cauce aguas abajo de la obra.

1.4.5.3 Materiales de Construcción. Se cuenta con buen material pétreo en los afloramientos de la margen derecha. Como fuentes de material fino pueden utilizarse los limos arcillosos de la formación Libertad existentes a unos 500 m del perfil estudiado en la margen derecha y a unos 1,5 Km en la izquierda. Depósitos de grava y arena de buena calidad existen aproximadamente 2,7 Km al sur del sitio estudiado, en la margen derecha del río.

1.4.5.4 Anteproyecto Barrera Las Brujas. Si el embalse de Carvallo se destina al abastecimiento de agua potable para Montevideo, es necesaria una obra complementaria en el curso inferior del río Santa Lucía, que evite la intrusión de agua salada del río de la Plata, a la vez que retiene los caudales de estiaje del río San José y permite su posterior retorno por bombeo hacia la represa de Aguas Corrientes...

La obra de Las Brujas (ver Plano VI.1.4.5.4) consiste en una barrera ubicada 17 Km aguas abajo de la desembocadura del río San José. El perfil trasversal del Santa Lucía en el em

plazamiento es muy ancho, aproximadamente un Km entre las cotas de cierre en zona de depósito aluvial.

Como la zona es muy llana y una obra fija empeoraría las condiciones actuales de inundación se proyectó una barrera reclinable hacia aguas abajo formada por chapas de material plástico, sobre cuadrículas de hierro galvanizado soldadas y con flotadores elásticos en su parte superior, inflados con aire comprimido controlado desde un edificio a esos efectos. Está fundada sobre un tablestacado de madera tratada, alrededor del cual gira y en posición vertical se apoya en perfiles de hierro hincados en el lecho.

En la parte central se incluye una compuerta para navegación, de igual estructura que la barrera, entre pilas huecas de hormigón con relleno de tierra compactada cubierto con una losa y fundadas sobre perfiles de hierro hincados en el lecho.

En sus extremos la barrera termina en pilas semejantes a los de compuerta, completándose el cierre con diques de tierra sobre una zona de bañado en la margen derecha y sobre una restinga de piedra en la margen izquierda. Se ha previsto también el equipamiento necesario para el funcionamiento de la barrera y para la navegación.

En condiciones normales la barrera permanece levantada, ligeramente inclinada por diferencia de niveles permitiendo el pasaje del caudal del río desbordando sobre ella. Cuando ese caudal sea tomado para abastecimiento, desaparecería el desnivel y la presión de aguas abajo la mantendría cerrada contra los perfiles hincados, impidiendo la intrusión del agua salada. En época de crecientes se desinflarán los flotadores y la barrera se abate totalmente permitiendo la limpieza natural de los sedimentos que pudieran haberse depositado en el lecho desde la creciente anterior. Igual procedi

miento se utiliza para abrir la compuerta de navegación.

La operación de esta estructura presenta el inconveniente de que la navegación resulta impedida cuando el nivel aguas abajo es mayor que el nivel aguas arriba. Por otra parte, es una estructura que exige una permanente conservación.

Las características geológicas de la zona se presentan en anexo VI.1.4.5.4.

1.4.6 Solís Chico (Arroyo Solís Chico)

1.4.6.1 Geología. El sitio elegido se halla aproximadamente 1 Km aguas arriba de la Ruta 8. El vaso del embalse está formado enteramente por rocas del basamento cristalino. Véase Mapa VI.1.4.6.1. El sitio ofrece condiciones muy favorables desde los puntos de vista geológico y topográfico.

Ambas márgenes del arroyo están constituídas por rocas cristalinas (migmatitas) que aseguran la impermeabilidad del vaso, buenas condiciones de fundación y abundante material pétreo cerca de la obra. El valle intermedio es ta formado por sedimentos aluviales finos, pero se supone que su potencia no es grande, considerando que en varios puntos el lecho del arroyo es rocoso y que inmediatamente al norte del puente existe una cantera abandonada de piedra. No se dispone de datos del subsuelo.

Las rocas no presentan alteración química, pero si disgregación mecánica, especialmente en la margen derecha cerca del Paso de los Padres. El sitio no muestra vestigios de haber sufrido esfuerzos tectónicos.

1.4.6.2 Anteproyecto. En la parte baja del valle, existe depósito aluvial de hasta 450 m de ancho, en algunos lugares, por lo cual resulta un coronamiento muy largo y un volumen de presa considerable frente a la capacidad de embalse, que

es de 17 millones m³. Se eligieron dos perfiles separados por unos 200 m y se estudió una solución en cada uno.

En la primera solución, en el perfil de aguas arriba, se proyectó una presa de enrocado con un canal evacuador lateral excavado en la margen izquierda; el material de la excavación se emplea en la construcción de la presa. A la salida del canal evacuador se provee una fosa disipadora de energía para reducir la velocidad del agua hasta valores tales que no produzcan erosión del depósito aluvial existente, que puede implicar gran riesgo debido a la proximidad del puente de la Ruta 8 sobre el arroyo. Además, se protege el pie de la presa aguas abajo por medio de un pedraplén en forma de explanada.

A pesar de que la casi totalidad de los materiales provenientes de las excavaciones son utilizados en la construcción de la presa, el proyecto anterior resulta muy oneroso, fundamentalmente, por el costo de excavación del canal evacuador.

La segunda solución contempla presas de tierra laterales con un vertedero central de gravedad, recostado, por razones geológicas, sobre la margen izquierda. Presenta la ventaja de que el agua es descargada por su trayecto natural en el cauce, exigiendo sólo pequeñas obras de protección aguas abajo. Esta es la solución elegida y sus detalles se presentan en plano VI.1.4.6.2.

El cuerpo de la presa es de material del depósito aluvial situado aguas abajo, y si los ensayos comprueban que tiene suficiente impermeabilidad, se puede eliminar el núcleo, quedando una presa homogénea. Sobre el talud aguas abajo se ha previsto un espaldón de piedra para facilitar el drenaje.

El costo del m³ embalsado en Solís Chico resulta muy

alto en comparación con todos los proyectos anteriores.

1.4.6.3 Materiales de construcción. Material para la presa de tierra se puede obtener de la misma excavación de la obra y del aluvial; roca, de una cantera a unos 5,5 Km al oeste del sitio estudiado.

A pesar de no existir localmente depósitos de arena grava es posible su obtención en la zona de desembocadura de este arroyo en el Río de la Plata, distante unos 10 Km o en su defecto de la zona de costa Bella Vista, distante unos 40 Km del lugar.

En la margen izquierda las rocas cristalinas están recubiertas discontinuamente por limos arcillosos de la formación Libertad, que ocupan en el terreno cotas superiores al embalse. La presencia de estos sedimentos es importante, porque pueden suministrar material fino, para la obra.

1.4.7 Mosquitos (Arroyo Mosquitos)

1.4.7.1 Geología. Se encuentra ubicado a unos 5,5 Km aguas arriba del cruce del arroyo con la Ruta 8 y aproximadamente 10 Km aguas arriba de su desembocadura en el arroyo Solís Chico, desembocadura que a su vez se halla situada aguas abajo de los 2 perfiles estudiados para una presa en dicho arroyo.

El perfil elegido tiene forma triangular, con la ladera izquierda más tendida que la de la margen derecha, con afloramiento de gneiss en ambas y con una capa superficial de roca descompuesta de poco espesor. La zona aluvial comprende un ancho reducido, de 20 a 30 m.

1.4.7.2 Anteproyecto. Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en Solís Chico, se ha diseñado una presa de tierra

de tipo mixto, con vertedero central de gravedad. En la margen izquierda se ha diferenciado dos partes: la adyacente al vertedero, hasta alcanzar un nivel un metro más alto que el embalse, se ha diseñado con las características recién mencionadas y para la parte restante (presa lateral) se proyectó un terraplén compactado homogéneo con revestimiento de césped. (Ver plano VI.1.4.7.2).

Debido a la topografía local, fue necesario diseñar una presa complementaria de cierre, con características análogas a las de la presa lateral. Requiere también subir la rasante de la Ruta 8 entre el Km 61,6 y el Km 62,4. Por último, el embalse es atravesado en su parte sur por la línea de alta tensión del Circuito del Este, la cual debe modificarse si se construye la obra.

Este embalse cumple las mismas finalidades que el anterior. Sus condiciones topográficas son más favorables que las de Solís Chico, el costo por m³ embalsado es la mitad del de Solís Chico (Cuadro VI.1.4.1-4) y embalsa el agua a un nivel 10 m más alto, lo cual es favorable para servir el agua potable de los balnearios vecinos.

De acuerdo a estimaciones basadas en la estadística hidrológica sintética, las disponibilidades de agua requeridas para llenar el embalse en el año 80% no dan lugar a un superavit. Es por lo tanto en este caso extremadamente importante obtener información hidrológica directa antes de tomar una decisión respecto a su factibilidad técnica.

- 1.4.8 Paso de Rivera. Se estudió también una solución de embalse en el arroyo de la Virgen, a unos 20 Km de la desembocadura en el Santa Lucía con capacidad de 40 millones m³. La geología se presenta en anexo VI.1.4.8.

Después de analizar la hidrología y la geología esta obra fue descartada por las siguientes razones:

- a) En el año de probabilidad 80% no hay agua para llenar el embalse;
- b) Las condiciones geológicas parecen deficientes, con posible fuga de agua en el vaso.

1.5 Otras Estructuras Hidráulicas

1.5.1 Aducción Río de la Plata - A. Corrientes. Con el fin de poder contar con una fuente de abastecimiento suplementaria para Montevideo, durante un lapso de 4 meses como máximo, se contempló la utilización del agua del Río de la Plata. Con miras a este fin, se estudió la variación de la salinidad en el río al oeste de la capital (numeral V.3.1).

El proyecto contempla la posibilidad de incrementar con caudales variables, con un máximo de 5 m³/seg, los caudales de estiaje del río Santa Lucía en Aguas Corrientes.

La toma de la línea de aducción queda ubicada entre las desembocaduras de los arroyos Cufre y Pavón, 85 Km al oeste de la capital; en esa ubicación, las aguas tienen un índice de cloruros suficientemente bajo.

La tubería de aducción debe tenderse sobre pilotes en el lecho del río hasta la torre de toma a 1 Km de la costa, donde será bombeada hasta un depósito situado a 6 Km de distancia y a un nivel 30 m más alto. Aquí se construye un embalse, 14,5 millones m³ de capacidad y área inundada de 215 ha, lo que se consigue mediante una presa de tierra con núcleo vertical impermeable con 600 000 m³ de material compactado. En el embalse se produce cierta desalinización y reducción del contenido bacteriano.

El objeto principal del embalse es disponer de una reserva suficiente para servir la demanda durante los períodos en que el contenido salino suba muy por encima de lo normal en el Río de la Plata.

ta. El embalse de 14 millones m³ permite servir el caudal de 5m³/seg durante 30 días.

Desde el embalse, el agua es conducida por tubería hasta A. Corrientes en dirección ceste-este. Es bombeada hasta el punto más alto del trazado para superar un desnivel del terreno de 20 m y desde allí sigue por gravedad hasta la planta de tratamiento.

La tubería es de hormigón reforzado, de 2 m de diámetro interior y su longitud total es de 61 Km, de los cuales 2,5 Km son sifones invertidos, necesarios para cruzar diversos accidentes geográficos, caminos y el río San José.

El costo de construcción de la obra resultó de U\$S 20 millones y el costo de amortización, operación y mantenimiento de la obra, resultó, bajo condiciones muy favorables, de U\$S 0,05 por m³ de agua cruda puesta en la planta. Tanto la inversión inicial como el costo del agua son lo suficientemente elevados como para descartar esta solución.

1.5.2 Planta tratamiento Aguas Corrientes. En el análisis de la demanda máxima diaria de agua para servir Montevideo y los balnearios, se establece en el numeral IV.1 que ella es de 9,6 m³/seg. en el año 2 000. En el numeral III.1.2.1 se estableció que la capacidad conjunta de las plantas nueva y antigua de Aguas Corrientes es, por cortos períodos, de 8,9 m³/seg. En consecuencia, hay un déficit de capacidad de tratamiento de 0,7 m³/seg o 60 000 m³/día. Con su capacidad actual, la planta puede operar con esta finalidad hasta 1996 y puede servir las necesidades de Montevideo solo, hasta el año 2000.

Antes de 1996, será necesario efectuar modificaciones no sustanciales requeridas para llevar la capacidad total máxima a 9,6 m³/seg para servir la capital y los balnearios. Es posible que se requiera un Acelator adicional; en todo caso se necesitarán bombas y otros elementos menores para la planta nueva, más cierta inversión para mantener la planta vieja en condiciones de operación.

No se entra en detalle sobre esta materia por varias razones. En primer término, no se requiere efectuar esta ampliación hasta 1995. Luego, al determinar cual es el costo actualizado a fines de 1972 (año cero para los cómputos económicos) de una inversión a efectuarse en 1995, la suma se reduce a menos de 1/8. Esto significa que una inversión de U\$S 800 000, por ejemplo, en 1995 se reduce a menos de U\$S 100 000 en valor actualizado y esta cantidad no influye en el presupuesto total de inversiones necesarias hasta 1995 en el plan recomendado. Por último, esa cantidad es una constante que interviene en cualquier plan de desarrollo en que se utilice la planta existente de Aguas Corrientes, por lo cual no influye en el análisis económico ni en la comparación de diferentes planes.

Por las razones expresadas, y para mayor simplicidad, no se considerará, en lo que sigue, el costo de ampliación de la planta.

1.5.3 Aducción Aguas Corrientes - Las Piedras. El análisis de la variación de la demanda de agua con los años, para servir Montevideo y los balnearios señala que en 1979 se requiere capacidad de conducción adicional, desde la planta de tratamiento hasta la capital.

En los planes de desarrollo, se contempla, para esa fecha, la puesta en servicio de una tubería de 1,52 m (60") de diámetro interior, análoga a la existente (numeral III.1.2.2). Posteriormente, en 1991, se requiere otra tubería semejante.

Se recomienda una tubería de hormigón pre-comprimido, análoga a la cuarta tubería, con el fin de aprovechar materiales existentes en el país, como cemento y áridos, con lo cual se reduce la componente importada del costo. De todos modos, será necesario importar la maquinaria para la ejecución en fábrica de los tubos.

El largo de la cuarta tubería, según numeral III.1.2.2 es de 43,2 Km. El trazado de la nueva tubería es el mismo y para los cálculos económicos se considerará una longitud de 43 Km.

El costo del metro lineal de tubería instalada, a los precios de mercado internacional, en base a un contratista extranjero o a una empresa uruguayo-extranjera, fue estimado en U\$S 208 (para el año 1972). Ese costo incluye utilidad del contratista y financiamiento durante la construcción.

Es necesario iniciar la construcción de esta tubería en 1976. Si bien aquí se recomienda el hormigón pre-comprimido, conviene revisar esta materia antes de iniciar la obra y comparar la ejecución en hormigón con la de acero, a la luz de las condiciones que prevalezcan entonces en el país y en el mercado internacional. Incluso puede ocurrir que, junto con el cambio de material, se vea la conveniencia de modificar ligeramente el diámetro. Las condiciones del mercado, como las de la balanza de pagos del país, cambian con los años y no se puede anticipar cuales serán las condiciones en 1976 y la relación entre los precios de tuberías de hormigón y acero.

- 1.5.4 Aducción Las Piedras-Carrasco. Para abastecer la zona de los balnearios se requiere una tubería que parta del término de la tubería 1,52 m y conduzca el agua a Carrasco. La capacidad de esta tubería debe ser la determinada por las necesidades de los balnearios en el año 2 000, que alcanza, según la previsión de la demanda del numeral IV.1 a un máximo de 1,3 m³/seg.

Antes de elegir el diámetro de la tubería, se determinó el diámetro más probable de la tubería de Carrasco a Atlántida, que servirá la zona de los balnearios. Para tener en esta última una velocidad que no pase de 2 m/seg (para hormigón) y una pérdida de carga razonable, el diámetro interior fue calculado en 0,9 m. Como la tubería que sale de las Piedras conduce un caudal igual al caudal inicial de la otra, se ha elegido para el tramo Las Piedras-Carrasco el diámetro 0,9 m (igual al de los 2 ramales que salen de la cuarta tubería existente).

El largo de esta tubería es de 20 Km aproximadamente y como material se recomienda el hormigón pre-comprimido. El costo de ella, sobre la misma base mencionada en el numeral anterior, es de U\$S 120 el metro lineal (año 1972).

En los cálculos económicos no se tomará en cuenta el costo de la tubería desde Carrasco a Atlántida (o hasta el balneario que se elija por el este), por considerar que ella es parte integrante del sistema de distribución. En todo caso, ese costo no incidiría en la comparación de alternativas, por tratarse de una constante. (★)

1.5.5 Canal gravitacional desde Casupá. Entre las diversas alternativas para abastecer la capital se consideró la posibilidad de traer el agua mediante conducción gravitacional desde Casupá (o Almeida) a Las Piedras, en lugar de hacerlo utilizando el cauce del río hasta A. Corrientes. En el primer caso, se debe construir el canal y una planta de tratamiento (plan 1); en el segundo, se debe agregar tuberías entre A. Corrientes y Las Piedras (plan 2).

(★) Si bien no se incluye esta tubería en los planes recomendados, se hizo un estudio somero de ella y se señalan sus características y costo aproximado. Para los 50 Km de Carrasco a Atlántida se estima el costo de la cañería interbalnearia, a diámetro constante, en U\$S 6 millones. No parece justificado, en este caso, el hacerla de diámetro variable si ella es de hormigón pre-comprimido. Otra razón para considerar una tubería de diámetro constante desde Carrasco hacia el este (en lugar de un diámetro decreciente) es que esta solución deja abierta la posibilidad de abastecer la zona, en el futuro, desde un embalse como Solís Chico o Mosquitos.

Plan 1. El canal es revestido, tiene 93 Km de largo aproximado y su capacidad es de 5 m³/seg. El costo mínimo estimado del canal es de U\$S 125 el m lineal, lo que da un costo total de U\$S 11,6 millones. El costo de la planta de tratamiento para una capacidad normal de 4,6 m³/seg es de U\$S 7,2 millones (la planta puede operar con sobrecarga durante cortos períodos).

Plan 2. En este caso, las obras diferentes a las del plan 1 son las tuberías entre Aguas Corrientes y Las Piedras que se mencionan en el numeral VI.1.5.3.

Las obras de embalse en Severino (capacidad 69 millones m³) y en Casupá, como asimismo la época de construcción de Severino, que tiene incidencia en el análisis económico, es igual en las dos soluciones. Para el costo de operación y mantenimiento se adoptará en los dos casos el de U\$S 0,02 por m³. Al asumir para el canal los mismos costos de operación que para las tuberías, se le coloca en posición favorable. ya que un canal abierto de 93 Km de largo requiere mayor vigilancia y está más expuesto a accidentes. El usar una cifra común para gastos de operación y mantención tiene la ventaja de que se puede prescindir de ellos, en el análisis económico, el cual se simplifica.

El costo de mantención de los embalses Severino y Casupá fue incluido en los cálculos.

El análisis económico de los dos planes conduce a los resultados que se presenta en el cuadro VI.1.5.5-1.

CUADRO VI.1.5.5-1

Comparación de Costos

Item	Plan 1. Canal Gravitacional		Plan 2. Vía A. Corrientes	
	Puesta en servicio Año	Costo US\$ millones	Puesta en serv. Año	Costo US\$ millones
Emb. Severino 69	1977	4,4	1977	4,4
Emb. Casupá	1979	6,3	1986	6,3
Canal Gravitac.	1979	11,6		
Planta Tratam.	1979	7,2		
Tubería de 60"			1979	8,7
Tubería de 60"			1991	8,7
		29,5		28,1

Se efectuó el análisis de costos para ambos planes a partir de 1973. El embalse Severino se construye durante los años 1974-77; el canal, 1976-78; la planta de tratamiento, 1977-78; la otra tubería, 1988-90. La época de construcción de Casupá se adelanta en el plan 1.

Pero no sólo interesa el costo total de construcción, sino también la inversión necesaria en los 4 primeros años de cada plan (inversión inicial) y el valor "descontado" o actualizado al comienzo de la construcción.

Esos valores se presentan en cuadro VI.1.5.5-2

CUADRO VI.1.5.5-2

Evaluación Económica

Costos en millones de dólares

Plan	Costo total Construcción	Costo en 4 primeros años	Valor actualizado al inicio de la construcción	
			10%	7%
1 Canal gravitacional	29,5	10,6	18,6	21,2
2 A través A. Corrientes	28,1	8,3	13,2	16,3

El análisis económico para determinar el valor actualizado de la solución (o capital necesario en el inicio para construir las obras) se hizo año por año a partir de 1973 y se le llevó hasta el año 2027, a fin de cubrir 50 años desde la puesta en servicio del embalse Severino. Cabe señalar que el período 1991-2027 tiene muy poca incidencia en los resultados, ya que todas las inversiones se efectúan antes de 1991, por lo cual se le tomó en forma global en los cálculos. La época de ejecución de las obras influye en la actualización. Por ejemplo, el hecho de que en el plan 1 el canal y el embalse Casupá se deben construir con inversión total antes de 1979, resulta desfavorable. En cambio, en el plan 2, una de las tuberías entra en funciones recién en 1991, lo cual es muy favorable. Por la misma razón la instalación de las bombas se hace por etapas.

Se concluye que el canal gravitacional para suplementar la capacidad actual de las tuberías de Aguas Corrientes a Montevideo tiene mayor costo de construcción, significa una mayor inversión inicial (en los 4 primeros años) y un mayor valor actualizado que el agregar dos tuberías (escalonadas) de 1,5 m.

Además, conviene señalar que en Aguas Corrientes existe una capacidad adicional de tratamiento de agua, la cual no se utiliza con la solución del canal, con perjuicio para la economía del país.

Considerando, por último, que la tubería da mucho mayor seguridad de abastecimiento que un canal abierto, y que la capacidad de las dos tuberías es mayor que la del canal, se descarta la solución de canal gravitacional.

2. RIEGO

2.1 Introducción

Basados en los antecedentes señalados en los capítulos que versan sobre Economía Agraria (Num. III.1.1.2) y Tierras arables y regables (Num. III.6) se llega a la conclusión que con el objeto de permitir al Gobierno del Uruguay definir un programa de desarrollo agropecuario fundado en el riego de una o más áreas dentro de la zona de tierras regables identificada para tal fin en la Cuenca del Santa Lucía, es necesario obtener previamente, antecedentes confiables sobre costos y beneficios que permitan justificar la factibilidad económica de una decisión en este sentido y formar al mismo tiempo un núcleo de técnicos nacionales entrenados en la proyección y explotación de sistemas de riego así como lograr una adecuada organización institucional que asuma la responsabilidad de la planificación, diseño y ejecución de las obras básicas y pueda asesorar a los agricultores en la puesta en riego de las obras a nivel de finca y en su explotación.

Tales áreas se llamarán en adelante Areas de Demostración. En lo que sigue se recomienda la puesta en servicio de un área de demostración en la zona cercana al Embalse Canelón Grande y que en una etapa inicial debe cubrir no menos de 2 000 há. pudiéndose ampliar gradualmente la superficie hasta unas 4 000 há. utilizando las aguas del embalse precitado. Dentro de esta zona debe localizarse una Estación Experimental de unas 200 há.

Como consecuencia del Plan de Desarrollo recomendado en el Capítulo VIII y que consulta la construcción de un embalse en Paso Severino de capacidad 120 millones m³ se ve la posibilidad de habilitar una segunda

área de demostración de 2 000 há utilizando un excedente de agua que no se requiere para el consumo doméstico o industrial sino en el último decenio del siglo actual.

2.2 Costos

Antes de presentar recomendaciones concretas sobre un área de demostración, se analiza el costo de las obras y de su explotación. Se aprovecha, en cuanto es posible, la información basada en el embalse Canelón (para riego de 4 000 ha) y en un plan formulado en 1967 para regar 140 ha en esa zona.

CUADRO VI.2.2-1

Costo Obras de Riego

<u>Obras Civiles</u>	<u>1000 U\$S</u>
1. Presa (Canelón), obras complementarias, expropiaciones, reubicación de servicios	2 200
2. Canales principales y secundarios, drenaje, equipo de bombeo, ingeniería e imprevistos	3 320
Sub-total	5 520
<u>Puesta en riego</u>	
Distribución y drenaje en el predio, habilitación de suelos	720
Costo del proyecto, U\$S 520 000/4 000	U\$S 1 380/ha
Costo de la puesta en riego	720 000/4 000
	<u>180/ha</u>
Inversión total	U\$S 1 560/ha

El costo de la "puesta en riego" fue estimado para suelo de clase 2; es menor para la clase 1 y mayor para la 3. La diferencia entre la clase 1 y la 2 estriba tanto en la capacidad del suelo para producir los cultivos, como en la menor necesidad de obras de puesta en riego en la clase 1. Se usará el valor único de U\$S 180/ha, ya que predominan en la zona los suelos de clase 2.

Además de la inversión inicial, es necesario determinar el costo anual del riego. Para ese fin se ha dividido el costo de inversión de U\$S 1 380/ha en la forma que se indica en cuadro VI.2.2-2. Es preciso separar el costo del equipo de bombeo, que tiene un período de amortización de 15 años, mientras las obras de ingeniería y las de puesta en riego tienen uno de 50 años.

CUADRO VI.2.2-2

Costo de Riego

Costo medio en U\$S/ha

Inversión Inicial	U\$S/ha
1. Presa, obras complementarias, expropiaciones, reubicación de servicios, canales matrices y secundarios, drenaje	1 100
2. Equipo de bombeo	100
3. Ingeniería e imprevistos	180
Sub-total	U\$S 1 380
Puesta en riego	180
Total inversión	U\$S 1 560/ha
 <u>Costos Anuales</u>	
1. Amortización de los items 1 y 3, U\$S 1 280 50 años, al 10% (0,10086)	U\$S 129
2. Amortización item 2, U\$S 100, 15 años, 10% (0,1315)	13
3. Puesta en riego, U\$S 180, 50 años, 10% (0,10086)	18
4. Operación y mantención del embalse, planta de bombeo, canales matrices y secundarios, obras de drenaje	32
Costo total anual	U\$S 193/ha

En los costos anuales del cuadro anterior, los 3 primeros items corresponden a amortización. El último, item 4, cubre los gastos de operación y mantención. El costo total anual del regadío es, en cifras redondas, de 200 dólares/ha/año.

2.3 Areas de Demostración de Riego.

a) Canelón Grande

El área elegida aparece en el Mapa VI.2.3 "Area I de Demostración de Riego" y está basada en la utilización de las aguas del embalse Canelón. La zona tiene a la localidad de Canelones, por el sur; el embalse Canelón, por el norte y está comprendida entre las Rutas 11 y 64. El área total de ella es de unas 6 000 ha, de la cual se debe eliminar de partida los suelos no arables, de clase VI. Se recomienda un área compacta de demostración de 2 000 ha como mínimo y de 4 000 ha como máximo. Un área demasiado pequeña no permite diversificar los cultivos dentro de una escala de explotación racional. Se debe elegir, suelos de clase 3 y de clase 2; éstos últimos incluyen los de clase 1.

A continuación se hace una estimación de la inversión adicional necesaria para desarrollar una zona de demostración de riego de 2 000 ha.

Las obras ya efectuadas de Canelón cubren el riego de unas 4 000 ha y tienen un costo de dólares 2,2 millones. O sea, la obra ya hecha equivale a \$ 550/ha. En consecuencia, la inversión requerida por ha es como sigue:

Costo inicial total	U\$S 1 560/ha
Menos obra ya efectuada	550
Inversión adicional	<u>U\$S 1 010/ha</u>

En cifras redondas, el área de demostración de riego de 2 000 ha requiere una inversión adicional de dólares 2 millones.

b) Paso Severino (embalse de 120×10^6 m³)

Como segunda área de demostración de riego se recomienda otra de 2 000 ha cerca y al oeste del río S. L. Chico, dentro de la zona 2 de tierras regables en suelos de clase 2. (Ver Mapa VI.2.3). Ella sería alimentada con el excedente de agua desde el embalse de Paso Severino; la inversión inicial necesaria es de dólares 2 millones.

2.4 Estación Experimental

Dentro de la zona de demostración del riego en Canelones debe establecerse una estación experimental, que sirva como centro de demostración y entrenamiento. Para ese fin, se recomienda un área de 200 ha, cuya ubicación tentativa aparece en el Mapa VI.2.3, directamente al norte de Canelones y que limita al poniente con la Ruta 5.

Se requiere un proyecto de la estación experimental, como se detalla en el Capítulo IX. La construcción de las obras debería estar terminada, y la organización que tendrá a su cargo la operación y manejo de la estación constituida, en el momento en que entre en funciones el embalse Severino, estimativamente en 1976.

A continuación se estima la inversión necesaria para la estación:

Costo de la Estación Experimental

	<u>1 000 U\$S</u>
1. Obras de riego, U\$S 1 380 x 200	276
2. Adquisición de la tierra, U\$S 1 500 x 200	300
3. Edificios, laboratorio, salas de clase	250
4. Preparación del suelo, canales de distribución, drenaje, etc. 350 x 200	70
	—
Inversión inicial, miles U\$S	896

	<u>1 000 U\$S</u>
Costos Anuales:	
a) Operación y mantención, U\$S 200 x 200	40
b) Amortización de ítems 2 y 4, U\$S 370 000 en 50 años, 10%	37
c) Amortización de ítem 3, U\$S 250 000, 15 años, 10%	33
sub-total	<u>110</u>
d) Personal técnico, obreros, consultores, transporte, servicios	40
Costo total anual	<u>U\$S 150</u>

La inversión inicial se reduce de U\$S 896 000 a U\$S 620 000 si el costo de las obras de riego está ya considerado en el área de demostración del riego.

En el Capítulo IX se presenta el alcance de trabajo de los proyectos de finitivos de las áreas de demostración de riego y de la estación experimental. Como consecuencias de ambos proyectos se establecerá el costo verdadero y la ubicación exacta de la estación.

Después de algunos años de operación del sistema de riego se podrá establecer el valor de la producción agrícola con y sin riego, el tamaño del predio familiar con y sin riego, la tasa de riego requerida por los cultivos y la eficiencia del regadío.

3. SALUD PUBLICA

3.1 Disposición de las cargas de polución

3.1.1 Daños y costos. En lo que sigue se tratan de identificar y computar los daños a usos preponderantes de agua y los costos de control necesarios para disminuirlos en cada una de las zonas.

Los costos resultantes que se propone incluir en las diversas soluciones serán aquellos que representan la suma de daños y costos de control que sea mínima, en las condiciones que cada solución

fije con sus suposiciones y restricciones.

3.1.1.1 Daños. En el cuadro VI.3.1.1-1 se indican los productos que pueden resultar de las cargas de polución en la cuenca y los efectos de las mismas. En el mismo cuadro se exponen las reducciones de la polución que pueden esperarse con los diversos grados de tratamiento incluyendo tratamientos tipo para industrias significantes en la Cuenca.

Además de lo indicado en el cuadro precedente deberá tenerse en cuenta que para otras industrias se puede apelar a los tratamientos expuestos o a otros más específicos aunque en el caso del Santa Lucía no son ahora relevantes.

En el cuadro VI.3.1.1-2 se relacionan los daños a los diversos aprovechamientos de los cursos de agua provocados por los efectos indicados en el cuadro precedente.

CUADRO VI.3.1.1-1

Reducciones de carga aproximadas por Tratamiento

Productos de la Polución	Posibles Efectos en el río y sus usos	Primario	Secundario	Terciario	Anaeróbico de contacto (mataderos y frig.)	Sedimen. y Lagunado de oxidación (Azúcar)	Lagunado previo trat. con neutralización y sedimentación (Curtiembre)
Alteración del Balance de Oxígeno	Cambios ecológicos. Mortandad peces. Producción H_2S	50%	80%	85%	90%	85%	85%
Aspectos ofensivos	Materiales Sedimentables y flotables. Turbiedades	80%	99%	99%	80%	80%	80%
Contaminación Orgánica (incluye tóxicos)	Peligros a salud y ecología entorpecen tratam. Olores y sabores	20%	80%	85%	85%	85%	85%
Contaminación Biológica	Peligros de salud	20%	90%	95%	95%	95%	90%
Polución Inorgánica (incluye tóxicos)	Peligros a salud y ecología. Entorpece tratamiento	10%	10%	10 a 50%	-	-	50%
Crecimientos biológicos (plankton)	Olores y sabores Turbiedades	0%	0% En ocasiones aumenta	30 a 99% Depende del contenido de PO_4 y NO_3	0% En ocasiones aumenta	0%	10%-20%

CUADRO VI.3.1.1-2

Daños causados por aguas residuales no tratadas

Cambios ecológicos por
reducción de oxígeno
disuelto o por tóxicos

No admisibles en ciertos lugares por consideraciones
estéticas de recreación o por cambios imprevisibles
en el ambiente.

Incrementos en el costo
del tratamiento.
Por olores y sabores

Cloración a Bread Point o Carbón activado. Control de
Plankton en embalses.

Por sustancias orgáni-
cas y biológicas

Incremento en coagulantes y cloración.

Peligros por elementos
tóxicos y biológicos a
personas o animales

No admisible en ciertos lugares. Depende de las dis-
tancias y caudales desde la fuente de polución.

Perjuicios a aguas de
riego por sustancias to
xicas y biológicas.

No admisible en ciertos cultivos. Depende de las dis-
tancias y caudales desde la fuente de polución.

Sedimentaciones en em-
balses

Disminución de vida útil del embalse.

3.1.1.2 Costos de Control. Los siguientes costos del tratamiento de aguas residuales han sido calculados teniendo en cuenta la experiencia en el País, complementados con los valores extraídos de los costos en circunstancias similares en el extranjero.

Los costos de Capital son:

Tratamiento primario	U\$S	7,00 /Hab.
Tratamiento secundario	"	20,00 "
Tratamiento terciario	"	26,50 "
Promedio de plantas industriales del tipo señalado	"	12,00 "

Los costos de Oper. y Mant. son:

Tratamiento primario	"	0,45 /Hab./año
Tratamiento secundario	"	0,70 "
Tratamiento terciario (1)	"	2,20 "
Plantas industriales	"	0,70 "

(1) El tratamiento terciario adoptado es el de floculación química con cal (para fosfatos) y remoción de nitrógeno amoniacal por contracorriente de aire. El costo indicado para el tratamiento terciario es el total, incluido secundario.

El cuadro VI.3.1.1.2-1 indica los costos actualizados al año 1975 suponiendo una tasa de interés del 10%.

CUADRO VI.3.1.1.2-1

Costos unitarios de tratamiento

	Costos de capital	Costos de Oper. y Mant.
Tratamiento primario	7,00 U\$S/Hab.	4,10 U\$S/Hab.
Tratamiento secundario	20,00 "	6,40 "
Tratamiento terciario	26,50 "	20,00 "
Trat. Aguas Industriales	12,00 "	6,40 "

3.1.2 Análisis de las situaciones en cada zona.

Zona A. Debido a la cercanía de las fuentes actuales y futuras de polución a la toma de la planta de purificación de Aguas Corrientes el tratamiento primario único conduciría a riesgos excesivos. Las descargas de aguas residuales de Santa Lucía y Colonia Etchepare son tan próximas (10 Kms) de la toma que cabría esperar una carga micro biológica intensa para la cual no existiría una salvaguarda adecuada con los tratamientos en la planta. Por otra parte los cambios ecológicos y la evolución del oxígeno disuelto pueden ser críticos. Aún con caudales del orden de 5 m³/s se producirá un descenso del oxígeno disuelto del orden de 5 ppm.

Este cálculo se ha hecho con valores de la constante de desoxigenación $K=0,39$, relación de constantes $f=1,5$ y una D.B.O. del río supuesta de 5 ppm, 5 días 20°C.

Eliminando el tratamiento primario, se tratará de ver la suma mínima de costos más daños en las dos situaciones restantes a considerar (1):

- a) Tratamiento secundario y tratamiento industrial,
- b) Tratamiento secundario más terciario.

Como se vé la diferencia fundamental entre a) y b) estriba, de acuerdo al cuadro VI.3.1.1.1-1 en el control de nutrientes y el desarrollo de plankton consecuente.

Los daños que resultan cuando no se realiza el control de nutrientes pueden cuantificarse en el incremento del costo de tratamiento para control de plankton a base de una cloración a break-point y tratamiento con alguicidas en el embalse de toma.

(1) No se considera el control de erosión más que aquél que resulte de buenas prácticas agrícolas en el futuro, dada la experiencia de la presa Canelón Grande.

La cloración a break-point probablemente consume un valor de 6 ppm. de cloro. Con esa base y teniendo en cuenta los costos de las modificaciones para manejo de cilindros, equipos dosificadores, líneas y controles se calcula para 500 000 m³/día de promedio un costo inicial de U\$S 350 000 y anual de operación y mantenimiento de U\$S 1 100 000.

El equipo para agregado de alguicidas en embalse se calcula que cuesta U\$S 20 000 para la vida útil y el costo anual U\$S 39 000 ya capitalizado al año 1975.

El daño es pues:

$$\begin{aligned} & \text{U\$S } 350\ 000 + 20\ 000 + 39\ 000 + 9\ 11 \times 1\ 100\ 000 \\ & = \text{U\$S } 10\ 400\ 000 \end{aligned}$$

La diferencia con el costo de control, suponiendo para los costos de capital las cifras de población equivalente final (ver Cuadro IV.2.1) y los costos unitarios del cuadro VI.3.1.1.2-1 son:

Costo de Capital:

Poblac. Equiv. Final Excepto industria	43 400
" con tratamiento primario actual	8 400
Industria con tratamiento anaerob. contacto y pulido final	1 500

Resulta:

$$\begin{aligned} & (43\ 400 - 8\ 400) \times 7 + (43\ 400 - 1\ 800) \times 13 + (21\ 000 - 1\ 500) \times 12 \\ & = \text{U\$S } 1\ 020\ 000 \text{ (costo capital, tratamiento secundario, tratamiento Aguas Industriales)}. \end{aligned}$$

El tratamiento terciario se hace sobre el total de los habitantes equivalentes y entonces sería:

$$(64\ 400 \times 6,50) = 420\ 000 \text{ U\$S}$$

Que es la diferencia entre a y b.

El costo de operación por encima del costo de operación del tratamiento secundario alcanza a (80% de la población equivalente)

$$0,8 \times 64\,400 \times (20,00 - 6,40) = \$ 700\,000$$

en el período económico considerado (1975-2000) actualizado al año 1975.

En consecuencia es mucho más económico realizar el tratamiento terciario de afluentes en la zona A.

En cualquier alternativa a considerarse deberá incluir en los costos totales las siguientes sumas:

De capital: U\$S 1 440 000

Costo capitalizado de Operación y Mantenimiento (año 1975):

$$\text{U\$S } 700\,000 + 330\,000 = \text{U\$S } 1\,030\,000$$

Zona B. En esta zona hay que considerar dos casos:

- a) Si se construye el embalse de Paso Severino,
 - b) Si este no se realiza.
- a) El embalse de Paso Severino suministraría agua cruda en la toma de la planta de Aguas Corrientes, siendo la distancia desde la presa hasta la toma de 42 Km. Con velocidad mínima en estiaje de 0,16 m/s resulta alrededor de 28 Km la distancia para alcanzar el punto crítico de oxígeno disuelto mínimo, si no hubiera embalse. La ciudad de Florida está a 61 Km de la toma mencionada. Con las suposiciones acerca de las constantes que hemos visto al tratar la Zona A, con un tratamiento primario para el alcantarillado de la ciudad y los recomendados en el cuadro VI.3.1.1.1-1 para las industrias encontraríamos que en el punto crítico mencionado habría oxígeno disuelto nulo (caudal mínimo del río 80 lts/s).

Hasta la confluencia con el Río Santa Lucía, el agua del Santa Lucía Chico demora más de un día, a partir del punto crítico, para el caudal mínimo. A la recuperación que se produce en ese tramo, se agrega el hecho de que debe considerarse un caudal de 5 m³/s

mínimo, ya que si se supone que no se efectúa Paso Severino, el caudal de la planta de A. Corrientes debería venir desde algún otro embalse que alimente el río Santa Lucía.

En los 23 Km restantes hasta la planta, el déficit crítico llega a niveles tolerables en ese caso.

Como el tratamiento mencionado de industrias toma en cuenta la reducción de tóxicos y la carga de DBO industrial con el tratamiento supuesto es poco considerable, los daños se reducen al oxígeno disuelto nulo en un pequeño tramo y sólo en estiaje prolongado.

Lo que precede significa que en el caso que no se construya presa alguna en el río Santa Lucía Chico, los daños a la ecología se consideran menores y puede admitirse un tratamiento primario para el líquido residual del acantarillado de Florida y un tratamiento previsto para la industria (Ver cuadro VI.3.1.1-1).

b) Sin la construcción del embalse, los costos serían:

Capital

$$(30\ 000 - 9\ 500) \times 7 + 11\ 000 \times 12 = 275\ 000\ \text{U}\$$$

Operación Mantenimiento Actualizado año 1975

$$0,8 \times 30\ 000 \times 4,10 + 0,8 \times 11\ 000 \times 6,40 = 155\ 000\ \text{U}\$$$

Para el caso a), teniendo en cuenta lo visto para la Zona A resulta necesario el tratamiento terciario.

Los costos serán (Caso a):

Capital

$$(30\ 000 - 9\ 500) \times 7 + 30\ 000 \times (26,50 - 7,00) + 11\ 000 \times 12 + 11\ 000 \times (26,50 - 12) = 1\ 020\ 000\ \text{U}\$$$

Operación y Mantenimiento Actualizado al año 1975

$$0,8 (30\ 000 + 11\ 000) (20 \times 0,3 + 6,40 \times 0,7) = 343\ 000\ \text{U}\$$$

Zona C. El cuadro VI.2-1 nos indica un aporte previsto de 267 000 habitantes equivalentes en esta Zona para el año 2000 con una reducción actual que no llega al 10% de ese aporte. Aún con un tratamiento secundario (1) el aporte real al final del período de previsión sería del orden de 40 000 habitantes equivalentes.

Los períodos en los cuales se podría usar el bajo Santa Lucía como aporte para el agua cruda en la toma son aquellos en que no habría caudales provenientes desde Aguas Corrientes hacia aguas abajo.

Las cifras y consideraciones que preceden indican la magnitud del problema planteado por la polución en esa Zona. Dos casos serán considerados:

- a) Con la construcción de una barrera de intrusión en el bajo Santa Lucía;
- b) Llevando el agua situado abajo de la toma mediante bombeo hacia la misma, tal como ahora se practica.
- a) Los aportes de polución provienen sólo del río San José, ya que la barrera impediría la contaminación del A° Colorado y sus afluentes (ciudades de Las Piedras, La Paz, y frigoríficos de la Zona).

Aún con tratamiento terciario puede calcularse basándose en las cifras del cuadro IV.2 y suposiciones análogas a las anteriores respecto a f y k (el caudal tratado sería equivalente al flujo de estiaje semanal del río) que existiría un punto crítico de oxígeno nulo en la desembocadura del río San José.

Si bien es cierto que el tratamiento terciario haría mínimo el problema de plankton, aún el aporte orgánico produciría un incremento de coagulantes considerable (por lo menos igual al que se experimenta con agua del Canelón Grande).

Suponiendo que la barrera permita usar alrededor de 10 millones de m³, podemos estimar los costos y daños a esperar.

(1) Y los tratamientos industriales del cuadro VI.3.1.1-1.

Costo capital (tratamiento de aguas residuales)

Tratamiento secundario (ciudad de San José)

$$(35\ 000 - 13\ 600) \times 7 + 35\ 000 \times (26,50 - 7,00) = \text{U}\$ 833\ 000$$

Tratamiento industrias

$$70\ 000 \times 12 + 8\ 000 \times 26,50 \cong \text{U}\$ 1\ 050\ 000$$

Costo de Operación y Mantenimiento (actualizado al año 1975)

$$0,8 \times 35\ 000 \times 20 + 0,8 \times 70\ 000 \times 6,40 + 0,8 \times 8\ 000 \times 20 \cong \text{U}\$ 1\ 050\ 000$$

A ello deben agregarse el incremento en costo de tratamiento del agua bombeada. Para los 10×10^6 m³ calculamos 0,6 centavos U\$S/m³ de incremento o sea U\$S 60 000 anuales o sea U\$S 545 000 en costos actualizados año 1975.

Debe tenerse en cuenta que no se han incluido ni el costo de la barrera y expropiaciones ni el costo del bombeo.

- b) En este caso, aún cuando influyen los aportes del Arroyo Colorado (hasta 154 000 hab. equiv. en el año 2000), su lejanía de la toma y la circunstancia de no existir embalse hace que sea esporádica la influencia del plankton. Por tanto no se justificaría un tratamiento terciario aunque se mantendría el tratamiento secundario e industrial así como los daños por incremento del tratamiento en Aguas Corrientes. Se asume una capacidad total de $2,5 \times 10^6$ m³ útiles en estas condiciones. Los costos serían:

Costo de Capital (tratamiento de aguas residuales)

Tratamiento secundario (ciudad de San José)

$$(35\ 000 - 13\ 600) \times 7 + 35\ 000 \times (20 - 7) = \text{U}\$ 600\ 000$$

Tratamiento industrias $78\ 000 \times 12 = \text{U}\$ 930\ 000$

Costos de Operación y Mantenimiento (actualizados año 1975)

$$0,8 \times 35\ 000 \times 6,40 + 0,8 \times 78\ 000 = \text{U}\$ 580\ 000$$

Para los $2,5 \times 10^6$ con igual costo/m³ (igual a 0,6 centavos U\$S/m³) o sea 15 000 anuales; lo que capitalizado da un valor de U\$S 137 000. En los dos casos debe sobre entenderse que se indi-

ca como necesario, por daños ecológicos, continuar, el tratamiento secundario que se realiza en Las Piedras y en la Maltería Nacional, extendiéndolo a toda descarga en A° Colorado y A° de las Piedras.

Este costo debe realizarse cualquiera sea la solución adoptada para el desarrollo del río.

El costo de capital es:

$$99\ 500 \times 20 + 16\ 000 \times 12 + 19\ 000 \times 12 = \text{U}\$ 2\ 420\ 000$$

Y el de oper. y mant. (actualizado 1975):

$$0,8 \times 6,40 (106\ 000 + 48\ 000) = \text{U}\$ 810\ 000$$

Zona D. El cuadro IV.2 indica las cargas a considerar, las que son del mismo tipo que en la Zona B. No obstante la distancia hasta el muro de presa de Picada de Almeida alcanza a 57 Km y hasta la Toma en Aguas Corrientes: 165 Km ambos contados desde la Ciudad de Minas.

Se deben considerar dos casos:

- a) Con la presa de Picada de Almeida
- b) Sin la presa de Picada de Almeida

Se puede probar que con tratamiento primario para el efluente del alcantarillado de Minas y con tratamiento industrial como el señalado en el cuadro VI.3.1.1-1, hay adecuada recuperación de oxígeno en el caso b), siendo las perturbaciones a la ecología de importancia menor y sólo en estiajes prolongados al final del período de previsión. Para el caso a) dada la magnitud probable del embalse, la distancia desde Minas y las cargas, un tratamiento secundario para la ciudad y el industrial indicado en el cuadro VI.3.1.1-1 produciría oxígeno disuelto nulo sólo en las postrimerías del período de previsión y en estiajes mínimos en un tramo distante unos 35 Km de Minas. Los nutrientes, de acuerdo a lo previsible por el tipo de descargas, no constituirían un problema ni siquiera al final del período de previsión por la distancia y posibilidades de evolución agregado a la dilución que representa la gran masa de agua del embalse.

CUADRO VI.3.1.1.2-2

Tipos de tratamiento recomendado

ZONA	VARIANTE	MUNICIPAL	INDUSTRIAL	CAPITAL	OPERACION Y MANTENIMIENTO U\$S 1 000	TOTAL U\$S 1 000
A	-	Terciario	Terciario	1 440	1 030	2 470
	Con Presa P° Severino	Terciario (1)	Terciario (1)	1 020	340	1 360
B	Sin Presa P° Severino	Primario	Secundario	280	150	430
	Con Barrera Intrusión sal.	Terciario	Sec. y Ter. (2)	1 880 (3)	1 600 (3)	3 480
C	Sin Barrera Intrusión sal.	Secundario	Secundario	1 530	720	2 250
	Con presa Pica da de Almeida	Secundario	Secundario	980	320	1 300
D	Sin presa Pica da de Almeida	Primario	Secundario	410	240	650

(1) El tratamiento terciario se opera sólo en verano.

(2) El tratamiento terciario es para la planta industrializadora de leche.

(3) En ambos casos hay que agregar: U\$S 2 420 000 por costos de capital y U\$S 810 000 por costos de operación y mantenimiento por las cargas provenientes de la margen izquierda.

En consecuencia, para el caso a) se realizaría tratamiento secundario para las aguas residuales del alcantarillado de la ciudad de Minas y para el caso b) solo tratamiento primario. En ambos casos el tratamiento de los desagües industriales es el previsto en el cuadro VI.3.1.1-1.

Los costos serían los que a continuación se indican:

Caso a)

Costos de Capital

$$(44\ 000 - 15\ 700) \times 7 + 44\ 000 \times (20 - 7) + 18\ 000 \times 12 = \text{U}\$ 983\ 000$$

Costo de operación y mantenimiento (actualización al año 1975)

$$0,8 \times 62\ 000 \times 6,40 = \text{U}\$ 316\ 000$$

Caso b)

Costo de Capital

$$(44\ 000 - 15\ 700) \times 7 + 18\ 000 \times 12 = \text{U}\$ 413\ 000$$

Costo de Operación y mantenimiento (actualizado al año 1975)

$$0,8 \times 4,10 \times 44\ 000 + 0,8 \times 6,40 \times 18\ 000 = \text{U}\$ 236\ 000$$

En el siguiente cuadro VI.3.1.1.2-2 se sintetizan las soluciones alcanzadas, con costos capitalizados al año 1975 y cifras redondeadas a U\$S 10 000 más cercano.

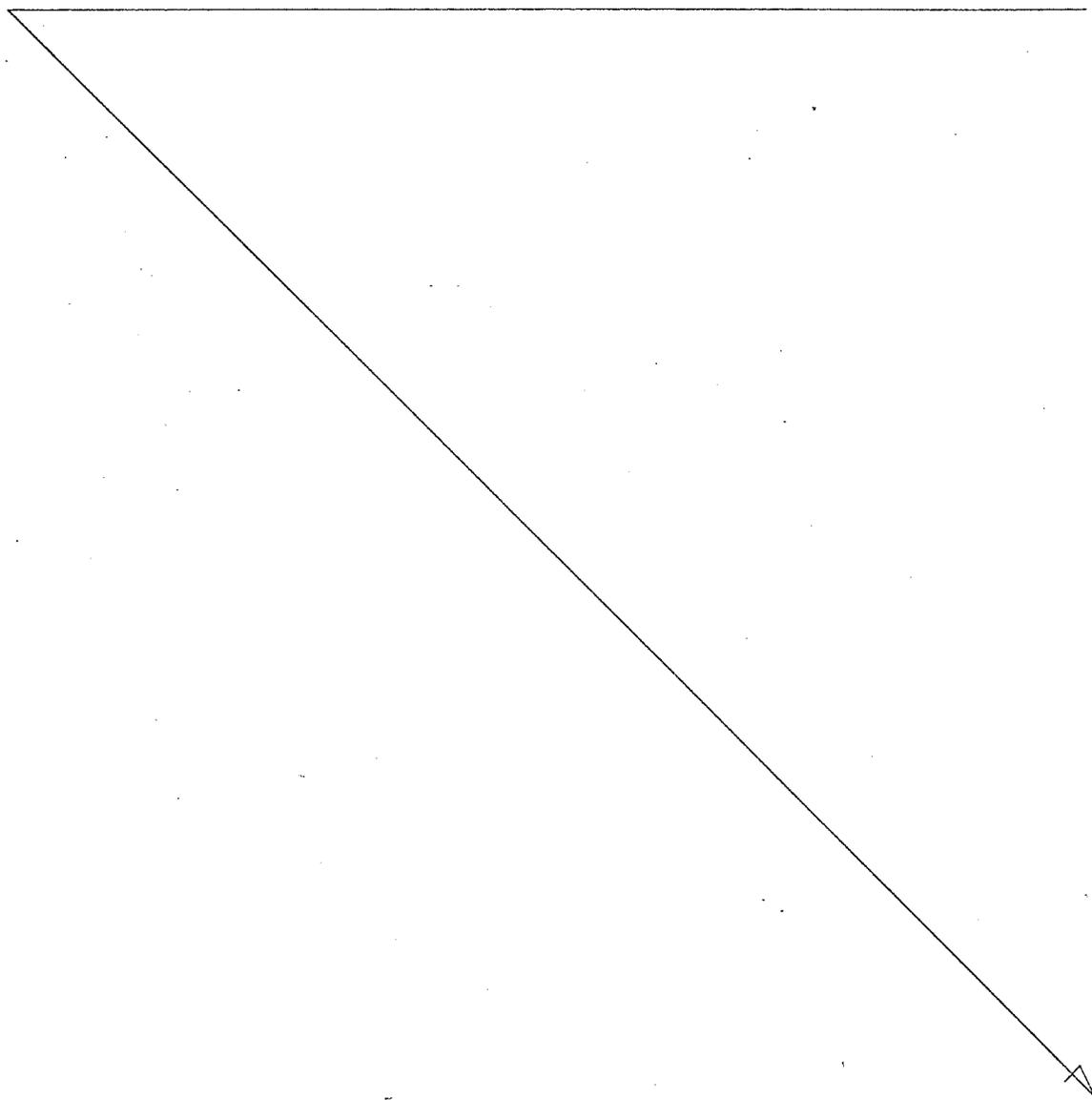
3.2 Vigilancia epidemiológica y saneamiento ambiental

3.2.1 Introducción. Se analiza la significación que tendrá para los Departamentos de la cuenca, la ejecución de un plan de desarrollo de los recursos hídricos en base a la construcción de represas para regularizar el curso de las aguas, aumentar las zonas regadas y proveer de mayores fuentes de agua potable a la capital y a los demás centros poblados.

Se estima que el aumento de la demanda laboral no significará en los próximos dos o tres decenios un desplazamiento importante de grandes masas de población y en todo caso, será más bien una migra

ción interna, con disminución de la cesantía y redistribución de los núcleos urbanos y población dispersa. No se espera una corriente in migratoria desde los países vecinos.

A fin de evitar que los proyectos de desarrollo de los recursos hídricos de la cuenca signifiquen un aumento de la incidencia de enfermedades ya existentes, o la reaparición de otras actualmente extinguidas, las medidas indicadas en el numeral III.9 pueden considerarse en tres aspectos que se complementan y que deben cubrir los 3 Departamentos en toda su extensión.



A. Vigilancia epidemiológica:

- 1) Sistema estadístico: a) Notificación, b) Registro y c) Elaboración y análisis de la información.
- 2) Encuesta de morbilidad, incluyendo investigación de portadores: mediante exámenes hematológicos y coprológicos.
- 3) Facilidades de diagnóstico.
- 4) Medidas de protección: Aislamiento y tratamiento oportuno de enfermos y portadores. Búsqueda de contactos, etc.

B. Saneamiento

Suministro de agua potable y disposición de excretas, tanto para la población concentrada como dispersa.

C. Control de embalses

Modificación periódica del nivel de las aguas, limpieza y rectificación de la línea de ribera, etc. siempre que los estudios previos demuestren que estas medidas pueden representar beneficios que compensen los costos.

3.2.2 Vigilancia epidemiológica. Las medidas de vigilancia epidemiológica deben ser consideradas en cualquier programa de desarrollo hídrico.

La parte que corresponde a este proyecto, en la forma expresada en el cuadro sobre financiamiento, será complementada por el Gobierno hasta darle el desarrollo que se indica en el Anexo VI.3.2.

Estas medidas se mantendrán como actividades independientes hasta el momento en que se organicen Servicios Integrados de Salud que asuman dicha responsabilidad entre sus funciones habituales.

3.2.3 Saneamiento. Para dotar de agua potable y de un correcto sistema de disposición de excretas tanto a la población concentrada como dispersa de las provincias incluidas en la Cuenca del río Santa Lucía, es necesario considerar por separado las comunidades urbanas y las poblaciones rurales.

Con este objeto, y utilizando una clasificación anterior, las poblaciones se dividieron en cinco grupos:

Tipo B: 10 000 a 50 000 habitantes

Tipo C: Entre 1 000 y 10 000 habitantes

Tipo D: Urbanas, menores de 1 000 habitantes

Tipo E₁: Rural Nucleada

Tipo E₂: Rural Dispersa

Es importante hacer notar que se han estimado como costos imputables al proyecto las inversiones que corresponden a:

1. Producción (1) de agua segura (potable)
2. Tratamiento y disposición final de aguas residuales.

De este modo se cumple con la condición de disminuir los riesgos de enfermedades cuyo vehículo es el agua o en las que ésta sirve como habitat de vectores o huéspedes intermediarios capaces de propagar otras dolencias.

No fueron incluidos, en los cuadros que se presentan, los costos de tratamiento de aguas residuales para las poblaciones tipo B, es decir, entre 10 000 y 50 000 habitantes, ni los correspondientes a desagües industriales, por cuanto ello fue considerado en el estudio sobre disposición de las cargas de polución (numeral VI.3.1).

Es además obvio que no se incluyan los costos que resultan de la distribución de agua, de las conexiones domiciliarias y anexos, ni de las instalaciones internas ya que ello es independiente del proyecto.

Agua potable. Al determinar los costos mencionados con relación a la producción de agua potable cabe indicar:

- 1) El incremento de la población considerado es concordante con lo adoptado en otros estudios del proyecto.

(1) Entendemos por producción de agua: captación, tratamiento y conducción hasta almacenamiento.

2. La población rural por 1000 Há se estima en 500 personas (36 jornales/día por labores de riego y 1 trabajador por cada 10 Há como promedio). Se asume que un 10% tiene actualmente servicios sanitarios adecuados. Del resto (450 habitantes) se supone que el 70% vive en poblaciones nucleadas y el 30% está disperso.

Queda así: E_1 Rural nucleado/1000 Há - 320 hab.

E_2 Rural disperso/1000 Há - 130 hab.

3. Valen los cuadros correspondientes a porcentajes de población a servir y los consumos indicados que aparecen en los numerales III.8.3 y IV.1.1.
4. Los costos unitarios que han sido empleados en las localidades tipos B y C responden a lo indicado antes. En las localidades D y E, la conducción se supone nula. En el caso de la población rural los costos de pozo semisurgente y molino o bomba con tanque para la parte nucleada se calcula en U\$S 13 000 para los 320 habitantes/1000 Há ya mencionados (E_1). Para la población dispersa (E_2) (130 hab/1000 Há) el costo se asume de U\$S 50/hab.
5. Los costos totales, como se aprecia en el cuadro VI.3.2-2 hasta el año 2000:

Todas las categorías (B,C,D y E)	U\$S 2 071 000
Para asentamientos/1000 Há	U\$S 19 500

Disposición de excretas. Cuando en los cuadros se ve la abreviatura "Alc", ello corresponde a servicio de alcantarillado y tratamiento por laguna de oxidación, lo que es imperioso por los resultados del estudio de calidad de aguas para las localidades del tipo B. Caben además las siguientes puntualizaciones:

1. Al determinar la cobertura de servicios con fosa séptica (F.S.) o con letrina (1) se han tomado en cuenta los porcentajes de habitantes servidos por conexiones y postes surtidores en agua potable.
2. Debe hacerse notar que para los asentamientos nuevos con obras de

riego (estudiados por 1000 Há) se ha supuesto que la población nucleada tiene servicio de fosa séptica, y la dispersa, letrinas.

3. Los costos totales, son, hasta el año 2000, los siguientes:

Todas las categorías (C, D y E)	U\$S 1 605 900
Para asentamientos/1000 Há	U\$S 4 200

(no se incluye la disposición de aguas residuales del tipo B, por razones ya explicadas).

Costos Anuales Imputables al Proyecto. De lo que se expuso anteriormente y de los cuadros adjuntos resultan los siguientes costos imputables al proyecto, como consecuencia de la necesidad de complementar las acciones de salud con medidas de saneamiento ambiental en el medio rural.

Las demás medidas, aunque necesarias, no son imputables al proyecto, o Plan recomendado.

En agua potable para las poblaciones tipos D y E tenemos un total de U\$S 387 000 en costos actuales, o sea un gasto anual (30 años) de U\$S 12 900 (\$ 3 225 000 uruguayos).

En el caso de que existan proyectos de regadío, se deberá prever un gasto de U\$S 13 000 (\$ 3 250 000 uruguayos), para la población nucleada y U\$S 6 500 (\$ 1 629 000 uruguayos) para la población dispersa; por cada 1 000 Há bajo riego.

Los costos de operación, mantenimiento y reparación no se consideran por estimarse que los beneficiarios deberían pagar esos costos con o sin ejecución del proyecto.

En disposición de excretas, también para las poblaciones tipos D y E, los cálculos indican un total de U\$S 108 000 por construcción de fosas sépticas y lechos de escurrimiento, así como U\$S 1 080 000 por construcción de letrinas sanitarias (sin contacto de agua).

Esto constituye un gasto anual (30 años) de U\$S 39 600 o sea U\$S 36 000 (\$ 9 000 000 uruguayos) para letrinas y U\$S 3 600 (\$ 900.000 uruguayos) para fosas sépticas.

Si existen zonas regadas, se deberá prever un gasto de U\$S 1 600 (\$ 400 000 uruguayos) por construcción de fosas sépticas y lechos de escurrimiento y de U\$S 2 600 (\$ 650 000 uruguayos) por letrinas; para cada 1 000 Há bajo riego.

Se hace notar, por último, que los costos de los servicios enunciados serán finalmente reembolsables por los beneficiarios de los mismos.

Ello puede incluir además los costos de disposición de excretas en las poblaciones tipos C, D y E.

3.2.4 Control de embalses. Para reducir la incidencia de vectores en las cercanías de los embalses, pueden adoptarse algunas medidas relacionadas con la vegetación de la zona, oscilación del nivel y otras.

Se aconseja que durante el período de recesión de noviembre a marzo se efectúen fluctuaciones de 25 cm/semana en el nivel; que en octubre y mitad de noviembre se mantenga el nivel constante máximo y que en la segunda quincena de noviembre se hagan fluctuaciones de 25 cm/semana con nivel medio constante. Todo ello está sujeto a que tales manipulaciones no interfieran con la operación prevista.

La preparación del embalse antes del llenado y para su operación consiste principalmente en la determinación de las áreas de limpieza. De acuerdo a las inspecciones realizadas y la oscilación del nivel de agua prevista (que en promedio alcanza a 4 metros) se ha determinado un ancho de faja de unos 10 metros. La longitud de esta faja se ha estimado mediante fotos aéreas de los sitios de embalse.

Fueron adoptados los siguientes valores:

- corte de árboles: 50 jornales/Há - Limpieza de maleza y pequeña vegetación; 25 jornales/Há y 0,3 días/Há de operación de máquina del tipo adecuado (adaptación de bulldozer).
- quemado y disposición de residuos: 40 jornales/Há

Los resultados de los cálculos son los siguientes:

Embalse Paso Severino	U\$S 1 600	para	$69 \times 10^6 \text{ m}^3$
	3 000	"	$120 \times 10^6 \text{ m}^3$
Embalse Picada de Almeida	2 000	"	$75 \times 10^6 \text{ m}^3$
	5 500	"	$257 \times 10^6 \text{ m}^3$
Embalse San José	2 900		-
Embalse Casupá	2 800		-

CUADRO VI.3.2-1

Costos unitarios de capital adoptados

a) Agua potable

<u>Tipo de Localidad</u>	<u>U\$S/m³/día</u>
B	58,40
C	42,40
D y E nucleados	26,00 (1)

b) Disposición de Excretas

Alcantarillado y Laguna de oxigenación	U\$S 3/Hab
Fosa Séptica	5/Hab
Letrina	20/Hab

(1) Se llaman poblaciones E_1 y E_2 a los habitantes 1000 Há a servir en la zona de regadío.
 $E_1 = 320 \text{ hab}$ $E_2 = 130 \text{ hab}$

Para las poblaciones E_1 y E_2 se indicó en el texto los costos aplicables.

CUADRO VI.3.2-2

Agua Potable

Incremento de Consumos a servir hasta el año 2000 y Costos Totales de Capital correspondientes

<u>Tipo de Localidades</u>	<u>Incrementos de Consumos</u>	<u>Costo Total</u>
	m ³ /día	U\$S
B	22 100	1 295 000
C	9 200	389 000
D y E	15 000	387 000
E ₁	-	13 000
E ₂	-	6 500

Nota: Los costos totales E₁ y E₂ son para 1000 Há.

CUADRO VI.3.2-3

Disposición de Excretas

(Cobertura de Servicios, Habitantes Servidos y Costos de Capital por Tipo de Población)

Tipo de Localidad	Cobertura de Servicios (Servicios B excluidos)			Habitantes Servidos			Costo de Capital U\$S		
	Alc.	Fosa Séptica	Letrina	Alc.	Fosa Séptica	Letrina	Alc.	Fosa Séptica	Letrina
C	20%	35%	30%	10000	17500	15000	30000	87500	300000
D y E	-	20%	50%	-	21600	54000	-	108000	1080000
E ₁ (1)	-	100%	-	-	320	-	-	1600	-
E ₂ (1)	-	-	100%	-	-	130	-	-	2600

(1) Por 1000 Há

Los costos de vigilancia epidemiológica y saneamiento ambiental del Plan comprenden tanto los que se refieren a la organización y funcionamiento de los servicios de vigilancia epidemiológica, como los de saneamiento del ambiente y control de vectores.

Los cuadros VI.3.2-4 y -5 resumen los montos financieros del Plan en ambos aspectos. Se separan dentro de cada uno los que son imputables al Plan y aquellos que serán de cargo del Gobierno del Uruguay, pudiendo éstos ser recuperados parcialmente por contribuciones de los particulares.

En los cálculos de los que son imputables al Plan se incluyen aquellos costos de capital o de funcionamiento ya determinados anualmente, según metas (fijos) y otros que dependen de las soluciones de los proyectos de riego (en valores por 1000 Há) y de control de vectores en embalses, según cual sea la presa.

CUADRO VI.3.2-4

Costo del Servicio de Vigilancia Epidemiologica (1)

Nivel Central	Inversión por una vez	Costo total anual U\$S	
		Inversión anual	Costo total anual
1. Dpto. Epidemiología (2)	4 300	7 800	12 100
2. Dpto. Estadística	350	9 422	9 772
3. Laboratorio	6 000	19 500	25 500
Subtotal	10 650	36 722	47 372
Nivel Local (3 Dep)			
1. Oficina Epidemiología	12 900	27 792	40 692
2. Oficina Estadística	1 500	15 264	16 764
3. Adiestramiento	-	2 060	2 060
4. Educación Sanitaria	-	800	800
Subtotal	14 400	45 916	60 316
Costo Total U\$S	25 050	82 638	107 688

(1) Los recursos que se solicitan son para complementar los actualmente existentes en las distintas dependencias del MSP con el fin de que pueda ampliar sus actividades y satisfacer las exigencias que se derivan del Plan recomendado.

(2) Se imputará al Plan recomendado la suma de U\$S 10 000 para designar un médico epidemiólogo dedicado al control de riesgos hídricos, mientras el gobierno modifica la estructura de los servicios de Salud de los departamentos de la Cuenca.

CUADRO VI.3.2-5

Costos de Saneamiento ambiental (1)

A. No imputables al Plan (Costos totales)		B. Imputables al Plan	
		B.1 En su conjunto (Costos anuales)	B.2 En caso de realizarse algunos de los Proyectos indicados (Costos totales)
<u>En Agua Potable</u>	<u>En Agua Potable</u>		1. <u>Riego</u> (Valores por 1000 Há)
Loc. Tipo B: U\$S 1 295 000	Loc. Tipo D y E U\$S 12 900		Agua Potable (Nucleada) U\$S 13 000
			Agua Potable (Dispersa) U\$S 6 500
Loc. Tipo C U\$S 389 000	<u>En Disps. de Excretas</u>		Aguas residuales (Letrinas) U\$S 2 600
Totales U\$S 1 684 000	Loc. Tipos D y E En Letrinas U\$S 36 000		Aguas residuales (Fosas Sépticas) U\$S 1 600
<u>En Disposición De Excretas</u>	<u>En fosas Sépticas</u> U\$S 3 600		2. <u>Control Vectores en embalses</u>
Loc. Tipo C U\$S 417 500			Presa P. Severino U\$S 1 600 para 69 x 10 ⁶ m ³ U\$S 3 000 para 120 x "
			Presa P. Almeida U\$S 2 000 para 75 x " U\$S 5 500 para 257 x "
			Presa Casupá U\$S 2 800
			Presa San José U\$S 2 900
<u>Total U\$S 2 100 500</u>	<u>Total U\$S 52 500</u>		<u>Total U\$S sujeta a alternativas</u>

(1) No se incluyen los costos de disposición de Aguas residuales incluidos en el Capítulo de Disposición de Cargas de Polución.

CAPITULO VII

ANALISIS Y EVALUACION DE ANTEPROYECTOS Y PLANES

1. Introducción	VII.1
2. Costo de operación	VII.2
3. Criterios Económicos en la Evaluación de Anteproyectos	VII.3
4. Formulación de Planes	VII.5
5. Selección de Planes	VII.17

Capítulo VII

ANALISIS Y EVALUACION DE ANTEPROYECTOS Y PLANES DEL SISTEMA MONTEVIDEO METROPOLITANO Y ZONA INTERBALNEARIA

1. INTRODUCCION

En el numeral VI.I.4 se señaló el costo de las obras de embalse para abastecer la Capital y los balnearios en 6 alternativas que incluyen 15 soluciones de presas. En el numeral VI.I.5 se indicó el costo de las tuberías de Aguas Corrientes a la Capital y la fecha en que deben entrar en servicio. En el caso de las presas, el costo mencionado en el cuadro VI.1.4.1-4 es el de construcción que, por sí sólo, no es suficiente para decidir la elección de una solución sobre otra u otras.

Del análisis efectuado hasta ahora se ha llegado a la conclusión de que no se justifica la construcción de embalses exclusivamente destinados a control de crecientes, generación de energía o riego; en este último caso, mientras no se demuestre su factibilidad económica. En consecuencia, la utilización del agua se ha orientado, en esta etapa, al abastecimiento del sistema Montevideo Metropolitano y de los balnearios del este, considerando el riego un objetivo secundario de la obra.

De las 6 alternativas de embalses, se descarta en esta etapa, la de Almeida, porque su capacidad es mucho mayor que las necesidades de agua previstas hasta el año 2000 y porque, si se construye una presa de menor capacidad en ese sitio, resulta anti-económica. A su vez los embalses de Solís Chico y Mosquitos se consideran, a este nivel del estudio, como una alternativa única, ya que sirven el mismo fin. Con ello se reducen a 4 las alternativas a considerar: Casupá, Severino y Carvallo, en la Cuenca, y Solís Chico o Mosquitos fuera de ella.

En el análisis económico que sigue, se incluye las cifras de inversión imputables a cada plan correspondientes al control de polución del agua y al saneamiento ambiental.

2. COSTO DE OPERACION Y MANTENIMIENTO

Para el análisis económico y comparación de alternativas se necesita conocer, adicionalmente al costo de construcción ya determinado en los numerales VI.1.4 y VI.1.5, el costo del m³ de agua conducida de Aguas Corrientes a la Capital. Este costo se compone de los de tratamiento, bombeo y mantenimiento. La reposición del equipo de bombeo no será considerada aquí, sino como un item separado dentro del análisis económico de cada alternativa.

El costo de aducción del agua fue efectuado año a año para los valores de la demanda correspondientes al período 1969-2000. Sin embargo puede haber cambios en el costo de operación al entrar en servicio tuberías adicionales y al reducirse el bombeo (eliminación del recalque) en el futuro.

Por otra parte, la determinación exacta del costo no es necesaria, ya que la mayor parte de los planes contemplan el tratamiento del agua en la planta de Aguas Corrientes, con lo cual dicho costo es una constante.

En base fundamentalmente a la información proporcionada por OSE, se estima el costo de operación y mantenimiento del m³ de agua como sigue:

Energía:

Bombeo de alta y baja	0,55 KWh/m ³	
50% del recalque	0,13 KWh/m ³	
Planta tratamiento	0,01 KWh/m ³	
	<hr/>	
	0,69 KWh/m ³	
		US cents/m ³
0,7 KWh a U\$S 1,4 cents/KWh		0,98
Productos químicos, \$ 1,14/m ³		0,45
Personal de operación \$ 1,0/m ³		0,4
Lubricantes y pequeña mantención (estimado)		0,17
		<hr/>
		2,00

En los cálculos, se usó la cifra redonda de 2 centavos de dólar por m³ de agua para todo el período del análisis. En el futuro, se eliminará el recalque, el cual fue estimado en la actualidad, en promedio, (la cuarta tubería no tiene recalque) en U\$S cents 0,18/m³, porque se supone que los jornales del personal subirán absorbiendo esa diferencia. Una mayor precisión en la estimación de estos costos y el uso de un valor variable con el tiempo no influyen mayormente en el análisis económico de alternativas.

3. CRITERIOS ECONOMICOS EN LA EVALUACION DE PROYECTOS

Antes de entrar a la formulación de alternativas para abastecer de agua a Montevideo y los balnearios, conviene señalar cuáles son los criterios económicos que se puede emplear en la selección de esas alternativas.

Al respecto, el análisis económico no es necesariamente el único medio de analizar una materia tal como un proyecto de desarrollo de recursos de agua. Hay muchas facetas en la economía y muchos puntos de vista acerca de un problema. El análisis económico de un proyecto de desarrollo de los recursos de agua consiste en la evaluación, en términos monetarios, de sus costos de operación y construcción comparados con los beneficios que se derivarán de él.

Los costos de un proyecto pueden considerarse desde diferentes puntos de vista, cada uno de ellos con su significado propio. A continuación se señala la cuatro formas de considerar los costos:

1. Costo inicial de construcción, o costo de la primera etapa.
2. Costo total "descontado" (valor actual).
3. Costo total de construcción (no actualizado)
4. Costo de construcción de la unidad de agua embalsada (m³).

El segundo método, costo total actualizado, es la única manera de medir el costo que puede ser adecuadamente comparado con los beneficios definiendo la relación beneficio-costos o mediante el análisis de la tasa interna de retorno. Esta forma de considerar los costos es la más usada y es, posiblemente, la mejor forma de evaluar los costos para la comparación de alternativas.

Este es el punto de vista "financiero" o "bancario". Normalmente, se le debe dar a este método la mayor importancia, dentro de todos los métodos posibles, ya que toma en cuenta todos los costos y el "valor-tiempo" (interés) del dinero; en la práctica el interés siempre está presente en alguna forma en el costo.

Los otros tres métodos de considerar los costos de diferentes planes, permiten efectuar comparaciones económicas que resultan válidas al fijarse ciertos criterios específicos, que pueden adquirir importancia en el momento de tomar decisiones.

El N° 1, costo inicial de construcción, es importante si el financiamiento inmediato constituye una consideración relevante. Los fondos de que se dispone para iniciar un proyecto pueden ser limitados, obligando a aceptar un plan que sería, de otra forma, menos deseable que otro plan alternativo.

El N° 3, costo total de construcción, considera los recursos (bienes y servicios, como cemento y fuerza laboral) totales necesarios en la construcción del proyecto, sin tomar en cuenta el elemento tiempo ni el costo financiero (interés) envueltos. Si los materiales son escasos durante un cierto período de tiempo y se desea obtener el mayor beneficio posible de esos materiales (recursos), esta consideración puede ser importante. Si los materiales son relativamente ilimitados (en la realidad, ningún material es completamente ilimitado), esta consideración tiene poca importancia. Si el desempleo es alto, ésta puede ser una consideración negativa, en cuanto se refiere al recurso fuerza laboral. Trabajo adicional para la gente puede ser una meta importante que se desee alcanzar, lo que significa que una construcción que emplee mayor mano de obra es deseable. En resumen, el costo de construcción total debe tomarse como una consideración económica, pero su importancia como base de decisión dependerá de los objetivos buscados.

El N° 4, costo de la unidad embalsada, puede ser considerado cuando se desee obtener el máximo de almacenamiento por la inversión disponible. El hecho que se necesite más o menos almacenamiento, lo mismo que otras considera

ciones de importancia, no entra en esta forma de evaluación. Esta, si bien tiene cierto significado específico, no es un buen elemento de decisión, si no se toman en cuenta otros factores. Por ejemplo, si un embalse no es del tamaño necesario, el hecho de que tenga un bajo costo unitario no lo hace una solución aceptable.

En resumen, la más importante y la más usada, es la N° 2, costo total actualizado. Sin embargo, para llegar a la decisión final, todas las consideraciones económicas deben ser tomadas en cuenta y deben ser sopesadas de acuerdo a su importancia relativa, por aquellos que toman las decisiones.

4. FORMULACION DE PLANES

4.1 Abastecimiento de Agua

En el numeral VI.1.4 se determinó el costo de construcción de 15 soluciones de embalse que permiten abastecer Aguas Corrientes y el costo por m³ embalsado. En base a esa información y a los criterios económicos, es posible seleccionar el mejor embalse o combinación de embalses para lograr los objetivos propuestos.

Se efectuó el análisis económico de 12 "planes" que aparecen como económicamente factibles y que permitirán una elección más restringida; es decir, elección de un menor número de planes para ser comparados entre sí con mayor detención.

Los 12 planes son:

- A. Construir Severino para 120 millones de m³, pronto para entrar en servicio en 1977.
- B. Construir Casupá, para 120 millones de m³, pronto para entrar en servicio en 1978.
- C. Construir Severino (presa de contrafuertes), con 69 millones de m³, para entrar en servicio en 1977; proseguir con Casupá 120, para entrar en servicio en 1986.
- D. Igual que "C", excepto que Severino es presa de gravedad.

- E. Construir Carvalho, de contrafuertes, con 68 millones de m³, pronto para entrar en servicio en 1978; proseguir con Severino 69, de contrafuertes, para entrar en servicio en 1989.
- F. Igual a "E", excepto que la presa Severino es de gravedad.
- G. Igual a "E", excepto que Severino es de 120 millones de m³.
- H. Igual a "E", excepto que se agrega Casupá como segunda etapa.
- I. Construir Carvalho, de gravedad; proseguir con Severino de contrafuertes.
- J. Construir Carvalho, de gravedad; proseguir con Severino de gravedad.
- K. Construir Carvalho, de gravedad; proseguir con Severino de 120 millones.
- L. Construir Carvalho, de gravedad; proseguir con Casupá.

Cabe hacer presente que sólo los planes "A", "C" y "D" suministran agua a la planta de Aguas Corrientes para 1977. Todos los otros planes la suministran un año más tarde. Esta es una importante consideración, ya que la planta tiene en la actualidad en años secos déficit de agua. Si 1977 fuera un año seco, el retraso de un año de los otros planes puede ser crítico; lo que el agua valdría en ese año puede ser de mayor valor que cualquier diferencia entre el costo de los planes "A", "C" y "D" y los demás.

A pesar de que la tasa de interés del 10 por ciento elegida por el Gobierno de Uruguay es una tasa muy alta en la evaluación de proyectos hídricos, y a pesar de que ella favorece la construcción por etapas, no hay suficiente ventaja económica como para considerar la construcción por etapas como elemento de decisión. El análisis con tasas de interés más bajas prácticamente no cambia las conclusiones económicas. Sin embargo, la alta tasa de interés hace sumamente difícil la justificación del riego en una escala mayor que la de un "ensayo" de proporción moderada (toma 8 o más años el desarrollar un sistema de riego después del término de las obras de ingeniería).

El Cuadro VII.4.1 contiene información sobre los 12 planes y los compara sobre la base de 3 criterios económicos: costo inicial de construcción, costo de la unidad de agua embalsada y valor actual. Las notas al pie del cuadro agregan información adicional sobre la comparación económica de los planes. Las 12 combinaciones de presas cubren las necesidades de Aguas Corrientes hasta el año 2000, con algo de agua (unos 10 millones m³) disponible para riego durante parte del período 1977-2000 (los planes no son iguales a este respecto).

Dos planes -Severino 120 y Casupá- implican la construcción de sólo un embalse por plan. Los otros 10, implican la construcción de un embalse más pequeño como primera etapa, seguidos por otro embalse que debe ser construido más tarde. Cualquier combinación con dos embalses cuesta más que con uno solo, pero la tasa de interés los hace económicamente competitivos; mientras más alta la tasa de interés, se hace más atractiva (económicamente hablando) la construcción por etapas. Otra ventaja de ésta, es que el capital inicial requerido es menor. Con una tasa de interés del 5 por ciento, la construcción por etapas es menos atractiva que con una de 10 por ciento.

Únicamente los planes con un solo embalse suministran agua para riego todos los años. En todos los planes de construcción por etapas, hay un período de 3 ó 4 años, antes de la segunda etapa, en que habría escasez de agua para riego. Los 12 planes son lo suficientemente parecidos como para que no haya una gran ventaja económica de uno con respecto a los demás. Puntos salientes son:

- A. El menor costo de almacenamiento es de U\$S 0,052 por m³ y el mayor 0,080.
- B. El menor costo inicial es de U\$S 4 318 000 y el mayor de 6 873 000.
- C. El valor actual (o descontado) máximo y mínimo, a fines de 1972 es:

Tasa de interés	Miles de dólares			
	%	Menor	Mayor	Diferencia
10		4 452	6 479	2 027
7		5 288	7 743	2 455
5		5 721	8 835	3 114

Plan	Presa	Solución	U\$S/ m ³	Capital inicial 1/	Valor actual U\$S 1 000 2/		
					10%	7%	5%
A	Severino	5	,056	6 873	5 503	6 000	6 395
B	Casupá	3	,052	6 278	4 800	5 288	5 721
C	Severino	3	,064				
	Casupá	3	,052				
	Total		,057	4 404	5 777	6 971	8 027
D	Severino	2	,078				
	Casupá	3	,052				
	Total		,062	5 365	6 479	7 743	8 835
E	R. Carvallo 3/	2	,064				
	Severino	3	,064				
	Total		,064	4 318	4 452	5 496	6 468
F	R. Carvallo 3/	2	,064				
	Severino	2	,078				
	Total		,071	4 318	4 681	5 841	6 918
G	R. Carvallo 3/	2	,064				
	Severino	5	,056				
	Total		,059	4 318	5 070	6 436	7 721
H	R. Carvallo 3/	2	,064				
	Casupá	3	,052				
	Total		,056	4 318	4 979	6 285	7 510
I	R. Carvallo 3/	1	,082				
	Severino	3	,064				
	Total		,073	5 551	5 145	6 187	7 139
J	R. Carvallo 3/	1	,082				
	Severino	2	,078				
	Total		,080	5 551	5 576	6 844	8 015
K	R. Carvallo 3/	1	,082				
	Severino	5	,056				
	Total		,065	5 551	5 967	7 440	8 818
L	R. Carvallo 3/	1	,082				
	Casupá	3	,052				
	Total		,063	5 551	5 733	7 070	8 308

- 1/ Costo de construcción de la presa
2/ Costo actual al empezar 1973 por
3/ Costo R. Carvallo incluye Las Br

4.2 Control de Polución y saneamiento ambiental

En el numeral VI.3.1.1.2 se ha estimado el costo de tratamiento requerido de las aguas servidas e industriales en 4 zonas de la Cuenca, necesario para evitar la polución del agua del Río Santa Lucía y sus tributarios. Esas zonas se relacionan con los posibles embalses de Severino, Almeida, Carvallo y con el de Canelón. Todos, con excepción de Carvallo, están aguas arriba de Aguas Corrientes y afectan la calidad del agua con que se abastece Montevideo. La presa en Carvallo afectará la calidad del agua en Aguas Corrientes sólo en caso de que se construya la barrera de Las Brujas. Debido al efecto de un embalse, los costos de las instalaciones necesarias para tratar el agua, así como los costos de operación, serán algo más elevados en cualquier zona en que se construya una presa.

El control de la polución está sólo indirectamente relacionado con el abastecimiento de agua para Aguas Corrientes. Posiblemente, el tratamiento adicional y clorinación en la planta de Aguas Corrientes, y el uso de sulfato de cobre en el embalse para controlar las algas, serían una solución alternativa frente a la de reducción (o eliminación) de las fuentes de polución, pero los costos de dichos tratamientos (numeral VI.3.1.1.2), serían mucho mayores. El costo de control de la polución debe considerarse separadamente del costo del abastecimiento de agua, pero ambos forman parte del cuadro de costo total que debe ser considerado.

El cuadro VII.4.2-1 muestra la estimación de costos de capital, operación y mantenimiento del control de polución en cada una de las 4 zonas, con y sin un embalse en cada una de ellas. Los costos de operación y mantenimiento son los descontados al año 1975, para un período de 50 años, con 10 por ciento de interés. El cuadro VII.4.2-2 muestra el costo del control de polución que estaría asociado a cada uno de los 12 planes. Por último, el cuadro VII.4.2-3 muestra el costo actual, para un período de 50 años y con tasas de interés de 10, 7 y 5 por ciento, y el costo inicial de construcción tanto del abastecimiento de agua como de las instalaciones para el control de polución y el costo total de ambos para cada uno de los 12 planes.

Finalmente el Cuadro VII.4.2-4 resume los costos de control de vectores correspondientes a los diversos embalses, control que forma parte de las medidas de saneamiento ambiental recomendadas en el numeral VI.3.2.

CUADRO VII.4.2-1

Costos de Control de Polución

U\$S 1 000

	Canelón Grande	Severino	R.Carvalho	Almeida
Costo de Capital				
Con presa	1 440	1 020	1 880	980
Sin presa		280	1 530	410
Diferencia		740	350	570
Operación y Mantenimiento (Capitalizado)				
Con presa	1 030	340	1 600	320
Sin presa		150	720	240
Diferencia		190	880	80
Costos Totales				
Con presa	2 470	1 360	3 480	1 300
Sin presa		430	2 250	650
Diferencia		930	1 230	650

CUADRO VII.4.2-2

Costos de control de polución en relación con los 12 planes

Plan y tipo de costo	Costos en relación con cada cauce y embalse					Capital inicial ^{3/}
	Canelón G (Zona A) ^{4/}	Severino (Zona B) ^{4/}	Carvallo (Zona C) ^{4/}	Almeida (Zona D) ^{4/}	Total	
Plan A						
Capital ^{1/}	1 440	1 020 ^{2/}		410	2 870	2 870
Op.& Mant.	1 030	340		240	1 610	
Total	2 470	1 360		650	4 480	
Plan B						
Capital ^{1/}	1 440	280		410	2 130	2 130
Op.& Mant.	1 030	150		240	1 420	
Total	2 470	430		650	3 550	
Plan C y D						
Capital ^{1/}	1 440	1 020 ^{2/}		410	2 870	2 870
Op.& Mant.	1 030	340		240	1 610	
Total	2 470	1 360		650	4 480	
E, F, G, I, J, K						
Capital ^{1/}	1 440	1 020 ^{2/}	1 880 ^{2/}	410	4 750	4 010
Op.& Mant.	1 030	340	1 600	240	3 210	
Total	2 470	1 360	3 480	650	7 960	
Plan H y L						
Capital ^{1/}	1 440	280	1 880	410	4 010	4 010
Op.& Mant.	1 030	150	1 600	240	3 020	
Total	2 470	430	3 480	650	7 030	

^{1/} Valor actual en 1975 al 10% para 50 años.

^{2/} Con presa.

^{3/} Se ha asumido para este análisis el Capital inicial equivalente a la inversión total.

^{4/} Ver Plano III.10

CUADRO VII.4.2-3

Costo del Abastecimiento de Agua y Control
de Polución de los 12 planes U\$S 1 000

Plan, presa, tipo de costos	Costo inicial de capital	Valor actual de costos		Fin de 1972 <u>1/</u>
		10%	7%	5%
A- Paso Severino 120				
Abast. agua	6 873	5 503	6 000	6 395
Control polución	2 870	3 366	3 657	3 870
Total	9 743	8 869	9 657	10 265
B- Casupá 120				
Abast. agua	6 278	4 800	5 288	5 721
Control polución	2 130	2 667	2 898	3 066
Total	8 408	7 467	8 186	8 787
C- Paso Sev. 69+Casupá				
Abast. agua	4 404	5 777	6 971	8 027
Control polución	2 870	3 366	3 657	3 870
Total	7 274	9 143	10 628	11 897
D- Paso Sev. 69+Casupá				
Abast. agua	5 365	6 497	7 743	8 835
Control polución	2 870	3 366	3 657	3 870
Total	8 235	9 863	11 400	12 705
E- San José+Paso Sev. 69				
Abast. agua <u>2/</u>	4 318	4 452	5 496	6 468
Control polución	4 010	5 484	6 054	6 499
Total	8 328	9 936	11 550	12 967
F- San José+Paso Sev. 69				
Abast. agua <u>2/</u>	4 318	4 681	5 841	6 918
Control polución	4 010	5 484	6 054	6 499
Total	8 328	10 165	11 895	13 417

Plan, presa, tipo de costos	Costo inicial de capital	Valor actual de costos		Fin de 1972 <u>1/</u> 5%
		10%	7%	
G- San José+Paso Sev. 120				
Abast. agua <u>2/</u>	4 318	5 070	6 436	7 721
Control polución	4 010	5 484	6 054	6 499
Total	8 328	10 554	12 490	14 220
H- San José+Casupá				
Abast. agua <u>2/</u>	4 318	4 979	6 285	7 510
Control polución	4 010	5 282	5 739	6 073
Total	8 328	10 261	12 024	13 583
I- San José+Paso Sev. 69				
Abast. agua <u>2/</u>	5 551	5 145	6 187	7 139
Control polución	4 010	5 484	6 054	6 499
Total	9 561	10 629	12 241	13 638
J- San José+Paso Sev. 69				
Abast. agua <u>2/</u>	5 551	5 576	6 844	8 015
Control polución	4 010	5 484	6 054	6 499
Total	9 561	11 060	12 898	14 514
K- San José+Paso Sev. 120				
Abast. agua <u>2/</u>	5 551	5 967	7 440	8 818
Control polución	4 010	5 484	6 054	6 499
Total	9 561	11 451	13 494	15 317
L- San José+Casupá				
Abast. agua <u>2/</u>	5 551	5 733	7 070	8 308
Control polución	4 010	5 282	5 739	6 073
Total	9 561	11 015	12 809	14 381

1/ Capital y costo de operación y mantenimiento en un período de análisis de 50 años.

2/ Incluye Las Brujas.

Cuadro VII.4.2-4

Costos de las medidas sanitarias necesarias
para el control de vectores en los embalses

		<u>P.W.</u> <u>U\$\$</u>	<u>3/</u>
Paso Severino 69 - U\$\$ 1 600 por año para 51 años <u>1/</u>			
10% : 1 600 x 6,7772 (9,9471 - 3,1699)	=	10 844	
7% : 1 600 x 10,5527 (13,9399 - 3,3872)	=	16 884	
 Paso Severino 120 - U\$\$ 3 000 por año para 51 años <u>1/</u>			
10% : 3 000 x 6,7772	=	20 332	
7% : 3 000 x 10,5527	=	31 658	
 Casupá - U\$\$ 2 800 por año para 42 años <u>2/</u>			
10% : 2 800 x (9,9471 - 7,1034) 2,8437	=	7 962	
7% : 2 800 x (13,9399 - 8,3577) 5,5822	=	15 630	
 San José - U\$\$ 2 900 por año para 42 años <u>2/</u>			
10% : 2 900 x (9,9471 - 7,1034) 2,8437	=	8 247	
7% : 2 900 x (13,9399 - 8,3577) 5,5822	=	16 188	

1/ 1977 a 2027, inclusive.

2/ 1986 a 2027, inclusive.

3/ Valor actualizado

4.3 Análisis de los 12 planes

Se presenta en seguida diversas consideraciones que permiten eliminar la mayor parte de las alternativas dentro de los 12 planes, reduciendo su número para proseguir la selección. Se verán en primer término las que incluyen la presa Carvallo. Los planes que la incluyen en la etapa

inicial (EaL), cubrirán las necesidades de Montevideo hasta el año 2 000 y algunos de ellos son económicos tanto en costo de capital inicial como en costo actual, pero no significan soluciones particularmente atractivas, porque:

- a) Suministrarían agua a Montevideo uno o dos años más tarde que Severino.
- b) Es mejor dejar San José para fines de uso doméstico y de riego en una segunda etapa del desarrollo.

Además, si se considera que en Carvallo la presa de contrafuertes de las soluciones E y H (numeral VI.1.4) es más económica que la presa de gravedad de las soluciones I a L, y aceptando la construcción de una presa de contrafuertes, los planes I a L pueden ser eliminados sin mayor consideración.

Por lo tanto, a menos que el gobierno le asigne una gran importancia a un bajo costo inicial y a un bajo costo total actualizado, no hay necesidad de considerar los planes E a H en lo sucesivo.

Cabe considerar ahora a Casupá como obra inicial. La información sobre Casupá es insuficiente para proseguir rápidamente con el proyecto de la obra. Esto implica que Casupá suministraría agua a Montevideo un año o más tarde de lo que lo haría Severino. Esta diferencia en el tiempo para completar la obra, puede ser crítica en un año seco.

El Plan B (cuadro VII.4.1) tiene sólo una pequeña ventaja económica sobre el A. Los planes C y D tienen un menor costo inicial que el B, pero el costo actualizado de B es menor que el de C y D.

La posibilidad de usar Casupá no se pierde si es eliminado como obra inicial; queda disponible para una etapa posterior del desarrollo.

En el cuadro VII.4.3 se presentan diversas consideraciones sobre los planes A y C.

CUADRO VII.4.3

Análisis de los planes A y C

Plan	A favor	En contra
A	<ol style="list-style-type: none"> 1. Puede ser completado y estar listo para uso tan pronto como cualquier plan. 2. Suministra el agua para Montevideo hasta el año 2 000 con muy pequeño riesgo de escasez en los últimos 5 a 10 años. 3. Las consideraciones económicas son razonables. Ninguno de los demás planes tiene una ventaja económica sobresaliente sobre el plan A. 4. Costo actualizado menor que en los planes C o D (lo cual significa mejor relación beneficio-costos). 5. Abastecimiento más fácil de Aguas Corrientes, porque está más cerca que Casupá. 6. Mayores recursos de agua que Casupá. 7. Puede suministrar 10 millones m³ para riego hasta 1996. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Tiene un vertedero con compuertas, el cual es menos seguro que el vertedero libre. 2. Necesita mayor inversión inicial que los planes C o D. 3. Más problemas de polución que con Casupá, por haber más población e industrias aguas arriba.

Plan	A favor	En contra
C	<ol style="list-style-type: none"> 1. Puede ser completado (primera etapa) y entrar en servicio tan pronto como cualquier otro plan. 2. Requiere la menor inversión inicial (con excepción de Carvallo). Se necesitan menos fondos iniciales que en el plan A. 3. Puede suministrar más de 10 millones m³ para riego <u>después</u> de 1986. 4. Vertedero libre, a prueba de errores de operación. 5. No hay escasez de agua para Montevideo hasta el año 2 000 (basado en estadística de 23 años). 6. Tiene mayor almacenamiento total (después de 1986) que el plan A, y a un costo <u>similar</u> por m³. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. No hay seguridad de disponer de agua para riego hasta 1986 2. Los mismos problemas de <u>polución</u> de A. 3. Costo actualizado mayor que A. 4. La segunda etapa debe <u>empezar</u> se 6 años después de <u>completar</u> la primera. 5. Mayor costo total que A. 6. Casupá no se <u>llena</u> el año 80%.

5. SELECCION DE PLANES

En base al análisis del numeral VII.4, se eligieron los 3 mejores proyectos tentativos, desde el punto de vista económico; 2 de ellos son los mismos presentados en el cuadro VII.4.1 como planes A y C. El 3° es una variación del

plan E presentado en ese cuadro; la variación consiste en que se invierte el orden de construcción de las presas mejorando de esta manera el plan respecto al original. Se agregó un cuarto plan, en el cual se sirve el área de los balnearios desde la Cuenca del Solís Chico.

El cuadro VII.5-1 presenta las características de cada uno de los 4 planes y el año en que cada parte de él debe entrar en operación (la construcción de esa parte tendría que ser completada al término del año precedente para estar lista para el servicio en el año señalado en el cuadro). El cuadro VII.5-2 contiene la información pertinente sobre las presas de cada plan. El cuadro VII.5-3 presenta los costos completos de todas las partes incluidas en cada plan. Se dan los costos totales de construcción; los "fondos iniciales necesarios" o dinero para construir la primera etapa, y los costos de construcción, operación, mantenimiento, bombeo y tratamiento del agua, descontados a su valor actual al comienzo de la construcción en enero 1973 (o punto "cero" del tiempo entre 1972 y 1973). Se muestran los costos descontados al 10 por ciento y al 7 por ciento para un período de 55 años que incluye el de construcción y 50 años de operación.

El cuadro VII.5-4 contiene la demanda de agua estimada para Montevideo, con y sin los balnearios, para los años de 1969 a 2000 y es la base que permite establecer la construcción por etapas. Partiendo de valores de demanda de agua según cuadro IV.1.3, se obtuvieron los valores año a año por interpolación asumiendo una variación lineal de 1969 a 1985 y de 1985 a 2000.

El cuadro VII.5-5 contiene la información sobre el costo de tratamiento y transporte del agua desde Aguas Corrientes a la Capital y el cuadro VII.5-6 que se agrega como muestra de cálculo, el costo actualizado al 10 por ciento y 7 por ciento del rubro anterior.

Finalmente en el cuadro VII.5-7 se indica la componente en divisas de los 4 planes correspondiente a la inversión total, inicial y a las plantas de tratamiento de aguas residuales.

Los planes 1, 2 y 3 son económicamente factibles. Son tan aproximadamente iguales que no hay uno que tenga una ventaja económica clara sobre los

otros 2. Ninguno de ellos tiene alguna clara desventaja económica. Los 3 cumplirán esencialmente el mismo objetivo; son verdaderas alternativas. Por lo tanto, la economía por sí sola no puede determinar el "mejor" plan de los 3, a menos que alguna consideración económica sea seleccionada como determinante. Por ejemplo, si el costo inicial de construcción es considerado como el más importante, entonces los planes 2 y 3 son mejores que el plan 1. 0, si el costo total de construcción (asignación de recursos) es considerado como lo más importante, entonces el plan 1 es el "mejor". Cuando todos los costos son considerados y descontados a su valor actual, los tres planes son sorprendentemente parecidos. A menos que se le dé especial prioridad a alguna consideración económica particular, tal como el costo inicial, la elección del "mejor" plan deberá basarse en otras consideraciones. No se quiere decir con esto que la economía no es útil para hacer la selección; más bien, muestra que los tres planes son "buenos" desde el punto de vista económico y que otras consideraciones pueden ser usadas libremente para hacer la elección.

El plan 4, como se le presenta aquí, es una variante del plan 3, en el cual se usa el embalse Solís Chico para abastecer los balnearios. En realidad, Solís Chico pudo también ser usado con el plan 1 o con el 2, sin un cambio importante en los resultados económicos.

El plan 4 a su vez presenta una variante que se llamará Plan 4', sustituyendo el embalse Solís Chico por Mosquitos (ver numeral VI.1.4.7) en el que el costo de las obras del embalse se reduce a la mitad. La decisión depende fundamentalmente, como ya se señaló con anterioridad, de la confirmación sobre las disponibilidades de agua asumidas en este estudio.

El plan 4 ó 4' es más caro que los otros 3 planes en costo de construcción total, en costo inicial o de primera etapa y en costo total actualizado. Sin embargo, la diferencia no es tan grande como para hacerlo prohibitivo si otras consideraciones favorecen a Solís Chico o Mosquitos. En otras palabras, si el Gobierno del Uruguay desea autoabastecer el sistema interbalneario debe pagar un precio, pero éste es razonable y el plan es aún económicamente aceptable.

Los 4 planes presentados aquí, parecen ser los mejores desde el punto de vista económico; además, los 4 comienzan con una presa en Severino, porque ésa es la ubicación en la cual se puede completar una presa en la fecha más cercana. Este hecho se considera de importancia primordial, debido a que Montevideo tiene ya escasez de agua en los años secos.

Se señala a continuación algunas de las ventajas y desventajas de los 4 planes:

Plan 1:

1. Tiene un costo inicial mayor que los planes 2 y 3.
2. Tiene un costo de construcción total menor (uso de recursos) que los planes 2 y 3.
3. Aprovecha al máximo la capacidad del sitio de la presa.
4. Tiene el costo unitario de almacenamiento inicial más bajo.
5. Abastece las necesidades de agua de Montevideo hasta el año 2000, sin necesidad de construir otro embalse.
6. Suministra 10 millones m³ para un área de demostración de riego hasta el año 1996, sin interrupción, y un volumen mayor durante un período menor.
7. Deja disponibles otros sitios de presa para su desarrollo futuro, siempre y cuando haya necesidad.
8. Facilita la operación en Aguas Corrientes; en estiaje el agua demora 24 horas en llegar (desde Casupá, 70 horas).

Calificación: Este plan es considerado el más práctico.

Plan 2:

1. Presenta un menor costo inicial, o de primera etapa, que el plan 1.
2. Posee una mayor capacidad total de almacenamiento, después que la etapa se completa, que los planes 1 y 3.
3. Tendrá escasez de agua para riego de 1982 a 1985.

4. Tiene más de 10 millones m³ disponibles para riego después del año 1986 y hasta más allá del año 2000.

Calificación: Es mejor que el plan 3.

Plan 3:

1. El mismo bajo costo inicial, o de primera etapa, que el plan 2.
2. Debido a la necesidad de la barrera en Las Brujas y el bombeo hacia la represa de Aguas Corrientes, este plan parece menos favorable, del punto de vista de ingeniería, que los planes 1 y 2.
3. Sería preferible dejar el embalse San José para atender el desarrollo futuro del área vecina.

Calificación: Este es el menos atractivo de los 3 planes.

Plan 4:

1. Es más caro que cualquier otro plan; o sea, la forma más económica de servir la zona interbalnearia es desde el Sistema Montevideo Metropolitano vía Aguas Corrientes.
2. Habría ciertas ventajas de flexibilidad de operación al tener una fuente de agua separada e independiente para abastecer los balnearios, especialmente, si se interconectan los dos sistemas.
3. Un embalse vecino a los balnearios tendría un potencial de recreación futuro.

Plan 4':

1. Posee las mismas características señaladas en los puntos 1-3 del plan 4.
2. El costo del embalse se reduce a la mitad del de Solís Chico.
3. La factibilidad técnica del embalse Mosquitos, la decisión sobre la forma de operación del embalse (embalse de regulación estacional o interanual) y por lo tanto la fecha tentativa de entrada en servicio (1978) está sujeta a la confirmación del análisis hidrológico y geológico (permeabilidad del vaso).

En resumen, el Plan Recomendado es el Plan 1. Sin embargo, todos los planes serán factibles desde los puntos de vista económico y de ingeniería.

CUADRO VII.5-1

Características de los planes 1,2,3 y 4

	<u>Construcción</u>	
	<u>Comienza</u>	<u>Termina</u>
<u>Plan 1</u>		
Construir Severino 120; en servicio 1977	73	76
Construir tubería de 60" A.Corrientes-Montevideo; en servicio 1979	76	78
Construir tubería de 60" A.Corrientes-Montevideo; en servicio 1991	88	90
Agregar bombas en 3 etapas por tubería; reemplazar cada 15 años (A) 78, 79, 86, 90, 93, 94, 95, 99		
Construir tubería de 36" Las Piedras-Carrasco; en servicio 1977	74	76
Servir Montevideo y los balnearios desde Aguas Corrientes (A) 10 millones m ³ disponibles para riego 1977 a 1996 inclusive		
<u>Plan 2</u>		
Construir Severino 69; en servicio 1977	73	76
Construir Casupá 120; en servicio 1986	82	85
Construir tubería 60" de A.Corrientes-Montevideo; en servicio 1979	76	78
Construir tubería 60" de A.Corrientes-Montevideo; en servicio 1991	88	90
Agregar bombas en 3 etapas por tubería; reemplazar c/15 años (A)		
Construir tubería de 36" Las Piedras-Carrasco; en servicio 1977	74	76
Abastecer Montevideo y los balnearios desde Aguas Corrientes 10 millones m ³ disponibles para riego 1977 a 2000, excepto 1982 a 1985 inclusive si hay años secos		

(A) Se excluye la tubería troncal Carrasco a Solís Grande por ser común a todos los planes.

	<u>Construcción</u>	
	<u>Comienza</u>	<u>Termina</u>
<u>Plan 3</u>		
Construir Severino 69, contrafuertes; en servicio 1977	73	76
Construir San José 68, contrafuertes y Las Brujas Constr. 84-85, en servicio 1986	82	85
Construir tubería 60" de Aguas Corrientes-Montevideo y Las Brujas 1979	76	78
Construir tubería 60" de Aguas Corrientes-Montevideo y Las Brujas 1991	88	90
Agregar bombas en 3 etapas por tubería; reemplazar c/15 años (A)		
Construir tubería 36" Las Piedras-Carrasco; en servicio 1977	74	76
Abastecer Montevideo y balnearios desde Aguas Corrientes 10 millones m ³ disponibles para riego 1977 a 2000; excepto 1982 a 1985 inclusive si hay años secos		
<u>Plan 4</u>		
Construir Severino 69, contrafuertes; en servicio 1977	73	76
Construir San José y Las Brujas; en servicio 1989	85	88
Construir tubería 60" Aguas Corrientes-Montevideo; en servicio 1985	82	84
Construir tubería 60" Aguas Corrientes-Montevideo; en servicio 1996	93	95
Construir Solís Chico y demás elementos; en servicio 1978	74	77
Agregar bombas en 3 etapas para tuberías 60"; reemplazar c/15 años		
Construir planta de tratamiento	76	77
Abastecer Montevideo desde Aguas Corrientes		
Abastecer los balnearios desde Solís Chico 10 millones m ³ disponibles para el riego 1977 a 2000, excepto 1986 a 1988 inclusive si hay años secos.		

(A) Se excluye la tubería troncal Carrasco a Solís Grande por ser común a todos los planes.

ConstrucciónComienza TerminaPlan 4:

Construir Severino 69, contrafuertes; en servicio 1977	73	76
Construir San José y Las Brujas; en servicio 1989	85	88
Construir tubería 60" A. Corrientes-Montevideo; en servicio 1985	82	84
Construir tubería 60" A. Corrientes-Montevideo; en servicio 1996	93	95
Construir Mosquitos y demás elementos; en servicio 1978	75	77
Agregar bombas en 3 etapas para tuberías 60"; reemplazar c/15 años	.	.
Construir planta de tratamiento	76	77
Abastecer Montevideo desde Aguas Corrientes		
Abastecer los balnearios desde Mosquitos		
10 millones m ³ disponibles para el riego 1977 a 2000, excepto 1986 a 1988 inclusive si hay años secos.		

Plan	Sitio de Presa	Solución	U\$S/m ³	Capital Inicial	Valor actual en U\$S 1000		
					Tasa de interés		
				<u>1/</u>	10%	7%	5%
I	Paso Severino		0,056	6 873	5 503	6 000	6 395
II	Paso Severino Casupá Total		0,064 <u>0,052</u> 0,057	4 404	5 777	6 971	8 027
III	Paso Severino San José y Las Brujas		0,064 <u>0,064</u> 0,064	4 404	5 098	6 073	
IV	Paso Severino San José y Las Brujas Solís Chico		0,064 0,064 <u>0,229</u> 0,082	4 404 <u>3 894^{3/}</u> 8 298	4 711 <u>12 378^{4/}</u> 17 089	5 656 <u>17 937^{4/}</u> 23 593	
IV'	Paso Severino San José y Las Brujas Mosquitos		0,064 0,064 <u>0,114</u> 0,070	4 404 <u>1 945^{3/}</u> 6 349	4 711 <u>10 878^{4/}</u> 15 589	5 656 <u>16 187^{4/}</u> 21 843	

Notas

- 1/ Costo de construcción de la primera presa.
- 2/ Valor actual al comienzo de 1975 (costos de operación).
- 3/ Costo de la presa únicamente (además de 1000).
- 4/ Todos los costos de abastecimiento.

CUADRO VII.5-3

Resumen del costo de los planes para abastecer los Sis-
temas Montevideo Metropolitano y Zona Interbalnearia
(En 1000 U\$S)

Plan 1 - Paso Severino 120 para abastecer Montevideo y la zona de los balnearios del Este desde el Sistema Montevideo (Aguas Corrientes).

	Costo de Cons- trucción	Fondos inicia- les necesarios 1/	Valor actualizado de todos los cos- tos 2/	
			10%	7%
Presa Paso Severino 120	6 873	6 873	5 503	6 000
Tubería, Etapa 1-1979	8 736	}	34 718 ^{3/}	50 570 ^{3/}
Tubería, Etapa 2-1991	8 736			
Subtotal	24 345	6 873	40 221	56 570
Tubería Las Piedras-Carrasco	2 400	2 400	1 997	2 213
Total suministro agua	26 745	9 273	42 218	58 783
Saneamiento necesario			20	32
Control de polución	2 870	2 870 ^{4/}	3 366	3 657
Total	29 615	12 143	45 604	62 472

Plan 2 - Paso Severino 69, agregando Casupá como segunda etapa operativa en 1986; para abastecer Montevideo y Balnearios del Este desde Aguas Corrientes.

	Costo de Cons- trucción	Fondos inicia- les necesarios 1/	Valor actualizado de todos los cos- tos 2/	
			10%	7%
Presa Paso Severino 69	4 404	}	5 777	6 971
Presa Casupá - 1986	6 278			
Tuberías 1 y 2	17 472			
Subtotal	28 154	4 404	40 495	57 541
Tubería Las Piedras-Carrasco	2 400	2 400	1 997	2 213
Total suministro agua	30 554	6 804	42 492	59 754
Saneamiento necesario			19	33
Control de polución	2 870	2 870 ^{4/}	3 366	3 657
Total	33 424	9 674	45 877	63 444

1/ Fondos necesarios para los primeros 5 años del programa de construcción, o de la primera etapa de construcción.

2/ Costos de construcción, operación, mantenimiento y bombeo.

3/ A manera de ejemplo se indica en el Cuadro VII.5-6 la deducción de estos valores.

4/ Se ha asumido para este análisis el capital inicial equivalente a la inversión total.

Plan 3 - Severino con San José agregado como segunda etapa de operación en 1986; abastece Montevideo y los balnearios desde Aguas Corrientes.

	Costo de Construcción	Fondos iniciales necesarios 1/	Valor actualizado de todos los costos	
			10% 2/	7%
Presa Paso Severino 69	4 404)	4 404		
Presa San José - 1986	3 412)		5 098	6 073
Barrera Las Brujas - 1986	905)			
Tubería, Etapa 1-1979	8 736)		34 718	50 570
Tubería, Etapa 2-1991	8 736)			
Subtotal	26 193	4 404	39 816	56 643
Tubería, Las Piedras-Carrasco	2 400	2 400	1 997	2 213
Total suministro agua	28 593	6 804	41 813	58 856
Saneamiento necesario			19	33
Control de polución	4 750	2 870 ^{4/}	4 374	5 101
Total	33 343	9 674	46 206	63 990

Plan 4 - Severino 69 con San José como segunda etapa de operación en 1989, sólo abastece Montevideo desde Aguas Corrientes. Solís Chico en operación en 1978 para servir los balnearios.

	Costo de Construcción	Fondos iniciales necesarios 1/	Valor actualizado de todos los costos	
			10% 2/	7%
Presa Paso Severino 69	4 404)	4 404		
Presa San José - 1989	3 412)		4 711	5 656
Barrera Las Brujas - 1989	905)			
Tubería, Etapa 1-1985	8 736)		27 544	38 234
Tubería, Etapa 2-1996	8 736)			
Subtotal Aguas Corrientes	26 193	4 404	32 255	43 890
Presa Solís Chico - 1978	3 894	3 894		
Planta de tratamiento - 1978	2 800	2 800		
Tubería - 1978	1 370	1 370		
Subtotal Solís Chico	8 064	8 064	12 378	17 937
Total suministro agua	34 257	12 468	44 633	61 827
Saneamiento necesario			19	33
Control de polución	4 750	2 870 ^{4/}	4 123	4 856
Total	39 007	15 338	48 775	66 696

Plan 4¹ - Severino 69 con San José como segunda etapa de operación en 1989, sólo abastece Montevideo desde Aguas Corrientes. Mosquitos en operación en 1978 para servir los balnearios.

	Costo de Construcción	Fondos iniciales necesarios <u>1/</u>	Valor actualizado de todos los costos <u>2/</u>	
			10%	7%
Presa Paso Severino 69	4 404)	4 404		
Presa San José - 1989	3 412)		4 711	5 656
Barrera Las Brujas - 1989	905)			
Tubería, Etapa 1-1985	8 736)			
Tubería, Etapa 2-1996	8 736)		27 544	38 234
Subtotal Aguas Corrientes	26 193	4 404	32 255	43 890
Presa Mosquitos - 1978	1 945	1 945		
Planta de tratamiento - 1978	2 800	2 800		
Tubería - 1978	1 370	1 370		
Subtotal Mosquitos	6 115	6 115	10 878	16 187
Total suministro agua	32 308	10 519	43 133	60 077
Saneamiento necesario			19	33
Control de polución	4 750	2 870 ^{4/}	4 123	4 836
Total	37 058	13 389	47 275	64 946

1/ Fondos necesarios para los primeros 5 años del programa de construcción, o de la primera etapa de construcción.

2/ Costos de construcción, operación, mantenimiento y bombeo.

3/ A manera de ejemplo se indica en el Cuadro VII.5-6 la deducción de estos valores.

4/ Se ha asumido para este análisis el capital inicial equivalente a la inversión total.

CUADRO VII.5-4

Sistema Montevideo Metropolitano y Zona Interbalnearia
(Montevideo + playas) - Capacidades y Necesidades

Miles m³/día

Año	Promedio o Normal				Pico o Máximo			
	Capacidad tratamiento	Capacidad tubería	Demanda Mont.	Monte. + playas	Capacidad tratamiento	Capacidad tubería	Demanda Mont.	Monte. + playas
1969	588,0	381,0	236,0	(246,8)	850,0	448,0	310,0	(345,0)
1970			244,2	(255,5)			318,9	(355,7)
71			252,5	(264,2)			327,8	(366,5)
72			260,8	(273,0)			336,8	(377,2)
73			269,0	(281,8)			345,7	(388,0)
74			277,2	(290,5)			354,6	(398,7)
75			285,5	(299,3)			363,6	(409,5)
76			293,8	(308,1)			372,5	(420,2)
77			302,0	316,8			381,4	431,0
78			310,2	325,6		<u>Este</u>	390,4	441,7
79		610,0 (A)	318,5	334,4		640,0 (A)	399,3	452,5
1980			326,8	343,1			408,2	463,2
81			335,0	351,9			417,1	474,0
82			343,2	360,7			426,1	484,7
83			351,5	369,4			435,1	495,5
84		<u>Este</u>	359,8	378,2		<u>Mont.</u>	444,0	506,2
1985		<u>Mont.</u>	368,0	387,0			453,0	517,0
86			382,6	402,6			470,6	537,7
87			397,3	418,2			488,3	558,4

CUADRO VII.5-4 (Cont.)

Año	Promedio o Normal				Pico o Máximo			
	Capacidad tratamiento	Capacidad tubería	Demanda Mont.	Mont. + playas	Capacidad tratamiento	Capacidad tubería	Demanda Mont.	Montev.+ playas
1988	588,0	610,0	412,0	433,8	850,0	640,0	506,0	579,2
89			426,6	449,4			523,6	599,9
1990			441,3	465,0		<u>Este</u>	541,3	620,6
91		890,0 (2)	456,0	480,6		920,0 (2)	559,0	641,4
92			470,6	496,2			576,6	662,1
93			485,3	511,8			594,3	682,8
94			500,0	527,4			612,0	703,6
95			514,6	543,0		<u>Mont.</u>	629,6	724,3
96			529,3	558,6			647,3	745,0
97	<u>Este</u> (3)		544,0	574,2			665,0	765,8
98			558,6	589,8			682,6	786,5
99		<u>Este</u>	573,3	605,4			700,3	807,2
2000			588,0	621,0			718,0	828,0

(A) Reemplazar las tuberías de 24 y 30" con una nueva de 60".

(2) Agregar otra tubería de 60" (tercera).

(3) Necesidad de capacidad adicional de tratamiento.

CUADRO VII.5-5

Montevideo + Balnearios

Costo de tratamiento y transporte del agua - Aguas

Corrientes a Montevideo - U\$S 1 000

Año	Demanda agua		Costo de Instalación			Operación y Energía (a) U\$S 0,02 por m ³	Costo total
	Promedio diario (1 000 m ³)	Anual ⁶ (m ³ x10 ⁶)	Planta tra- tamiento	Tubería	Bombas		
1973	269,0	98,2				1 964	1 964
74	277,2	101,2				2 024	2 024
75	285,5	104,2				2 084	2 084
76	308,1	112,5		3 930		2 250	6 180
77	316,8	115,7		2 620		2 314	4 934
78	325,6	118,8		2 190	100	2 376	4 666
79	334,4	122,1			100	2 442	2 542
1980	343,1	125,3				2 506	2 506
81	351,9	128,5				2 570	2 570
82	360,7	131,7				2 634	2 634
83	369,4	134,9				2 698	2 698
84	378,2	138,0				2 760	2 760
85	387,0	141,3				2 826	2 826
86	402,6	147,0			100	2 940	3 040
87	418,2	152,7				3 054	3 054
88	433,8	158,3		3 930		3 166	7 096
89	449,4	164,0		2 620		3 280	5 900
1990	465,0	169,7		2 190	100	3 394	5 684
91	480,6	175,4				3 508	3 508
92	496,2	181,1				3 622	3 622
93	511,8	186,8			100	3 736	3 836

CUADRO VII.5-5 (Cont.)

Año	Demanda agua		Costo de Instalación			Operación y Energía a U\$S 0,02 por m ³	Costo total
	Promedio diario (1 000 m ³)	Anual ⁶ (m ³ x10 ⁶)	Planta tra- tamiento	Tubería	Bombas		
1994	527,4	192,5			100	3 850	3 950
95	543,0	198,1			100	3 962	4 062
96	558,6	203,9				4 078	4 078
97	574,2	209,6				4 192	4 192
98	589,8	215,3	3/			4 306	4 306
99	605,4	221,0			100	4 420	4 520
2000	621,0	226,6				4 532	4 532
Total		4 374,4		17,840	800	87 488	105 768
2001-27		226,6			20	4 532	4 552

1/ Tubería 60": 42 Km a 208 U\$S/m = U\$S 8 736 000
 1er. año = 45% de 8.740 = 3 930
 2do. año = 30% = 2 620
 3er. año = 25% = 2 190

2/ La tubería de 60" requiere 6 bombas a U\$S 40 000 más U\$S 10 000 de instalación cada una. Se instala 2 bombas a la vez para bombear 93 330 m³ por día de promedio o pico. Reemplazar bombas cada 15 años.

3/ Puede operar hasta 10 por ciento por encima de su capacidad normal.

CUADRO VII.5-6

Montevideo + Balnearios

Costo actualizado (fines de 1972) de tratamiento y
aducción del agua - Aguas Corrientes a Montevideo

(En 1000 U\$S)

Año	Costos	Coeficiente del valor descontado		Valor descontado	
		10%	7%	10%	7%
1973	1 964	.9091	.9346	1 785	1 836
74	2 024	.8264	.8734	1 673	1 768
75	2 084	.7513	.8163	1 566	1 701
76	6 180	.6830	.7629	4 201	4 715
77	4 934	.6209	.7130	3 064	3 518
78	4 666	.5645	.6663	2 634	3 109
79	2 542	.5132	.6227	1 305	1 583
1980	2 506	.4665	.5820	1 169	1 458
81	2 570	.4241	.5439	1 090	1 399
82	2 634	.3855	.5083	1 015	1 339
83	2 698	.3505	.4751	946	1 282
84	2 760	.3186	.4440	879	1 225
85	2 826	.2897	.4150	819	1 173
86	3 040	.2633	.3878	800	1 179
87	3 054	.2394	.3624	731	1 107
88	7 096	.2176	.3387	1 544	2 403
89	5 900	.1978	.3166	1 167	1 868
1990	5 684	.1799	.2959	1 023	1 682
91	3 508	.1635	.2765	574	970
92	3 622	.1486	.2584	538	936

CUADRO VII.5-6 (Cont.)

Año	Costos	Coeficiente del valor descontado		Valor descontado	
		10%	7%	10%	7%
1993	3 836	.1351	.2415	518	926
94	3 950	.1228	.2257	485	892
95	4 062	.1117	.2109	454	567
96	4 078	.1015	.1971	414	804
97	4 192	.0923	.1842	387	772
98	4 306	.0839	.1722	361	741
99	4 520	.0763	.1609	345	727
2000	4 532	.0693	.1504	314	682
Total	105 768	9,3063	12,1367	31 801	42 362
2001-27	4 552	,6410	1,8032	2 917	8 208
55 años total	228 672	9,9471	13,9399	34 718	50 570

CAPITULO VIII

PLAN RECOMENDADO .-

1. Introducción VIII.1
 2. Abastecimiento Sistema Montevideo Metropolitano y zona Interbalnearia al Este de la Ciudad.. VIII.2
 3. Riego demostrativo VIII.41
 4. Abastecimiento del resto de la Cuenca del Sta. Lucía VIII.42
 5. Desarrollo del agua subterránea en zona Libertad VIII.43
-

Capítulo VIII

PLAN RECOMENDADO

1. INTRODUCCION

El Plan de Desarrollo de recursos hídricos recomendado debe considerarse como tentativo mientras no cuente con la aprobación del Gobierno del Uruguay. Se compone de cuatro ítems que corresponden respectivamente a los siguientes objetivos:

1. Abastecimiento de los Sistemas Montevideo Metropolitano y Zona Interbalnearia.
2. Riego demostrativo.
3. Abastecimiento del resto de la Cuenca del Santa Lucía.
4. Desarrollo del agua subterránea en la zona de Libertad.

En el capítulo VII, luego de analizar y evaluar los diversos planes destinados al abastecimiento de los Sistemas Montevideo Metropolitano y Zona Interbalnearia, se seleccionaron 4 de ellos por considerarlos técnica y económicamente viables. A partir de esos planes se recomienda el primero, llamado Paso Severino 120, por las razones allí señaladas.

El plan incluye los aspectos sanitarios inherentes al control de la calidad del agua y saneamiento ambiental. Los estudios de preinversión se completan aquí con un análisis de costos y beneficios y de los requerimientos financieros inmediatos para aquellos rubros en que los antecedentes disponibles permiten definir, con adecuada precisión, el monto de la inversión inmediata correspondiente al costo capital.

2. ABASTECIMIENTO SISTEMAS MONTEVIDEO METROPOLITANO Y ZONA INTERBALNEARIA AL ESTE DE LA CAPITAL.

2.1 Características de las obras y aspectos sanitarios

La descripción siguiente abarca las principales obras, identificadas hasta la fecha, destinadas al suministro de agua. La longitud de los períodos de construcción o instalación obedece a razones técnicas. Las fechas de entrada en servicio han sido definidas a base del análisis de demanda de agua y en función de las características de las obras. Dichas fechas pueden adelantarse si las gestiones financieras lo permiten. La duración de dichas gestiones ha sido fijada sólo tentativamente para permitir el análisis económico.

El plan recomendado incluye en primer término la construcción del embalse Severino de 120 millones de m³ de capacidad, cuya presa se encuentra localizada sobre el río Santa Lucía Chico a unos 7 Km. aguas abajo del puente de Paso Severino sobre la Ruta 76 y a unos 12 Km. aguas arriba de la confluencia de este río con el Santa Lucía. Se ha supuesto que esta obra debe entrar en servicio a más tardar a comienzos de 1977 y su construcción, por lo tanto, debe iniciarse en 1973. Se señalan también en este capítulo las condiciones de abastecimiento de agua para el Sistema Montevideo que se presentarán hasta el año 1976, es decir durante el período anterior a la entrada en operación de la obra.

El agua se conduce desde el embalse por los cauces naturales del Santa Lucía Chico y Santa Lucía en unos 25 Km. hasta la planta de tratamiento Aguas Corrientes. Dicha planta, como ya se indicó (numeral III. 1.2) cuenta con suficiente capacidad hasta cerca del término de este siglo.

La capacidad de las actuales tuberías de aducción hasta Las Piedras, situada en los límites periféricos al norte de Montevideo, exige

la construcción de una nueva tubería de 1,52 m (60") entre ambos puntos, que debe entrar en servicio en 1979 iniciándose su construcción en 1976. A partir de 1979 pueden ser retiradas del servicio las tuberías 1 a 3 de 24", 30" y 36" respectivamente dejándolas de reserva u ocupándolas en algún otro lugar.

Posteriormente, en 1991 debe entrar en servicio una segunda tubería de igual capacidad cuya construcción se iniciará en 1988. El conjunto de las 3 tuberías (incluyendo la cuarta tubería actualmente en operación) permitirá atender la demanda de agua de ambos sistemas.

Finalmente, se recomienda la construcción de una tubería de 0,9 m (36") entre Las Piedras y Carrasco, que debe entrar en servicio en 1977, iniciándose por lo tanto su construcción en 1974. Dicha tubería permitirá alimentar la futura troncal entre Carrasco y Solís Grande, a fin de atender la zona interbalnearia situada entre ambos puntos (ver numeral VI.1.54).

Se incluye en la estimación de costos las bombas de alta presión para las diferentes tuberías y que requieren ser reemplazadas cada 15 años.

Durante el período 1977-96 inclusive se ha previsto utilizar 10 millones de m³ para el riego de un área demostrativa de aproximadamente 2 000 há., situada junto y al oeste del Santa Lucía Chico (ver numeral VI.2.3 y mapa VI.2.3). El riego de esas 2 000 há. podrá continuarse más allá de 1996 si se construye otro embalse. El Gráfico VIII.2.1 ilustra la relación entre la demanda y disponibilidades de agua (con Paso Severino 120) para un año seco.

De lo señalado en el numeral VI.3 se desprende la necesidad de tomar adecuadas medidas de control de la calidad del agua o cargas de po

lución provenientes de los diferentes centros poblados e industrias si tuadas en la cuenca del Santa Lucía. Las medidas recomendadas e imputa bles directamente a este plan para los próximos 30 años corresponden a las zonas A, B y D indicadas en el mapa III.10 y se refieren a la cons trucción y operación de un conjunto de plantas de tratamiento tercia rio para las aguas residuales municipales e industriales que llegan a los cursos fluviales dentro de las zonas A y B, primario para las aguas residuales municipales de la zona D y secundario para las industriales provenientes de la misma zona (ver cuadro VI.3.1.1.2-2). La implemen tación de dichas medidas debe ser coordinada con el programa de construc ción y conexiones de alcantarillado de cada una de las poblaciones si tuadas en dichas zonas y con la operación de las diferentes industrias actualmente instaladas y por instalarse. En el mismo numeral y cuadro se señalan las demás medidas a tomar, independientemente del desarrollo de este plan.

En igual forma se incluye en el plan las medidas de saneamiento ambiental (control de vectores) indicadas en el numeral VI.3.2.4 y que se refieren a la modificación periódica del nivel de las aguas del em balse y a la limpieza y rectificación de la línea de ribera del mismo.

2.2 Presa Paso Severino 120

2.2.1 Antecedentes hidrológicos. Las características hidrológicas de la cuenca del Santa Lucía fueron analizadas detalladamente en el numeral III.4.

El río Santa Lucía Chico cuenta con un control hidrométrico situado entre el punte de Paso Severino y la zona de la pre sa en un lugar llamado La Cantera. Se ha podido obtener una es tadística directa de caudales medios diarios recién a partir de abril de 1968. Dada la brevedad del período, se dedujo una es tadística sintética de caudales medios mensuales que abarca un

período de 22 años (1946-67) tomando como base la estadística fluviométrica de Almeida, lugar situado en la cabecera del Santa Lucía y que controla una cuenca afluyente ligeramente mayor que la de Severino, y aplicándole la relación de áreas correspondientes a ambas subcuencas (numeral III.4.1.3.3.3). En el cuadro VIII.2.2.1 se señalan los valores medios mensuales y anuales obtenidos y utilizados en los cálculos, complementados con una estimación similar para los meses de enero-marzo de 1968 (que arrojó respectivamente las siguientes cifras: E:0,52; F: 1,14; M:0, 34 m³/s) y con la información directa.

Se agrega también la curva de duración de los caudales medios mensuales (Gráfico VIII.2.2.1-1).

Al mismo tiempo y tal como se señala en el numeral (III.4.1.3.2) se dedujo una estadística sintética de caudales medios anuales para el mismo lugar y correspondiente al período comprendido entre 1883 y 1968.

CUADRO VIII.2.2.1

Río Santa Lucía Chico en La Cantera

Estadística Sintética de caudales medios mensuales y anuales (m³/seg)

AÑO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	MEDIA ANUAL
1946	0,89	1,66	0,97	27	37	47	7,1	58	96	16	5,9	41	28,2
47	3,8	7,7	2,9	6,1	11	39	11	5,2	3,4	6,2	3,3	21	10,0
48	38	5,7	3,3	46	33	47	81	6,7	18	11	34	1,66	27,1
49	1,66	1,53	2,5	3,7	3,1	86	22	49	48	1,55	5,1	2,2	18,9
1950	2,4	1,82	1,87	15	14	94	92	13	69	19	2,7	1,72	27,2
51	2,2	1,78	1,18	5,7	34	29	6,0	33	104	40	94	6,4	29,8
52	2,1	2,1	8,0	31	37	57	31	53	44	10	14	7,3	24,7
53	108	10	5,6	23	21	88	39	5,6	24	23	7,1	2,8	29,7
54	3,7	2,0	6,5	2,9	3,0	21	7,6	6,7	10	7,3	6,9	2,9	6,7
55	157	17	3,7	11,7	44	19	88	19	161	20	5,1	2,7	32,7
56	92	28	7,9	5,0	3,4	11	7,0	106	151	22	4,3	1,05	36,5
57	0,88	1,04	0,91	1,25	3,4	13	15	16	5,9	100	8,3	1,81	13,9
58	31	9,2	3,9	1,97	1,61	1,74	43	114	44	20	141	10	35,1
59	1,56	19	2,4	198	114	49	77	14	10	62	139	3,4	57,9
1960	0,75	0,83	3,6	1,43	7,6	1,73	30	12	5,3	86	4,2	0,83	12,8
61	6,7	0,74	2,0	2,3	0,68	11	4,4	6,9	45	35	2,2	0,83	9,8
62	0,84	0,48	0,5	4,5	1,41	1,01	40	27	15	2,4	1,53	7,5	8,5
63	5,7	9,8	5,0	10,1	6,2	51	28	26	128	10	105	47	36
64	1,70	148	95	3,9	4,1	42	12	26	13	58	2,0	0,69	33,9
65	0,46	0,46	0,48	30	0,85	27	42	43	112	20	2,8	6,42	19,5
66	0,46	0,51	77	17	6,4	21	6,4	29	2,9	1,23	0,57	0,72	13,6
67	0,55	0,70	0,6	0,50	5,0	160	200	137	10	98	1,1	0,33	51,4
MEDIA	13,9	12,3	10,7	19,1	17,8	40,5	40,4	36,6	50,9	30,4	26,9	7,7	25,6

El Gráfico VIII.2.2.1-2 resume las probabilidades de ocurrencia de los caudales medios anuales y de los volúmenes anuales.

La creciente de diseño de las obras de embalse fue estimada en $5.100 \text{ m}^3/\text{s}$ aplicando un hidrograma unitario sintético deducido para el área a la tormenta catastrófica del 13/16 abril de 1959 traspuesta a la cuenca afluyente (ver numeral III.4.1.5).

A su vez se estimó el sedimento a depositar durante la vida útil del embalse en aproximadamente 10 millones de m^3 , basado en la experiencia obtenida en otros embalses del Uruguay (ver numeral III.4.1.6).

2.2.2 Antecedentes geológicos. La zona de Paso Severino está constituida por rocas del basamento cristalino, recubiertas parcialmente por sedimentos cenozoicos. Comprende las siguientes formaciones ordenadas de mayor a menor edad:

Basamento Cristalino	Precámbrico
Formación Fray Bentos	Paleogeno
Formación Raigón	Neogeno
Formación Libertad	Pleistoceno
Reciente	Holoceno

La ubicación de estas formaciones figura en el mapa VIII.2.2.2 "Geología Paso Severino" y sus condiciones y características se señalan en Anexo VIII.2.2.2.

Espejo del lago y erosión. El lago bañará en ambas márgenes rocas metamórficas del basamento cristalino y eventualmente, en cotas superiores, limos arcillosos de la formación Libertad. Esta disposición permite inferir que en los tramos de litología uniforme y no afectados por actividad tectónica, el embalse no producirá otras modificaciones que las del tipo físico y mecánico. Por el

contrario, en los tramos de rocas solubles (calizas), débiles (esquistos arcillosos) y con cizallamiento dinámico (brechas) existe posibilidad de algunas modificaciones por disolución y deslizamientos, que podrían evitarse con medidas de protección en los tramos afectados. Tales los casos de la zona de cantera Castilla y la margen izquierda de los perfiles 5 y 6. Igual cosa puede decirse de la cantera de caolín que existe en las proximidades en la margen derecha.

La alteración química no será importante, por cuanto el tipo de clima no se presta para producirla. Salvo que la existencia de sulfuros (pirita) comprobada en una de las perforaciones del perfil 4 en el cauce del río, y que debe ser dilucidada en futuros trabajos, sea indicativa de una mineralización mayor.

La información anterior se complementa con una descripción de los perfiles estudiados en el Anexo VI.1.2.2.

En cuanto se refiere a los materiales de construcción para la presa se efectuó un reconocimiento en el terreno que arrojó los resultados que se señalan en el numeral VI.1.4.2.3.

- 2.2.3 Antecedentes hidrogeológicos. No se contó con informes sobre estudios u observaciones de agua subterránea en la zona de embalse. Atendiendo a las condiciones estructurales de la región la disposición subvertical de las rocas cristalinas y la existencia de fisuras, diaclasas abiertas y fajas de cizallamiento dinámico, es probable la existencia de importantes acumulaciones de agua subterránea.

De acuerdo a las condiciones geológicas del terreno, no existe posibilidad de fugas importantes en el vaso. El mismo está formado enteramente por rocas del basamento cristalino, que constituyen un conjunto prácticamente impermeable.

Las formaciones sedimentarias que recubren discontinuamente a estas rocas (formaciones Fray Bentos, Raigón y Libertad) ocupan cotas superiores al embalse o no tendrán significación (aluviones del Reciente).

Presentando la formación metamórfica rumbos transversales al río, cabe esperar, en los tramos en que estas rocas presentan buzamientos próximos a la vertical, así como en la zona fracturada de cantera Castilla, la colmatación de las posibles líneas de fuga por los sedimentos finos del arrastre fluvial.

2.2.4 Operación del embalse

2.2.4.1 Definición y alcance. Se llamará "operación del embalse" el estudio del comportamiento de éste combinado con un sistema fluvial, a lo largo del período estadístico, cuando debe servir una demanda de agua dada. Una vez elegidas la capacidad de embalse y la demanda, el sistema "río-embalse" es capaz de servir esa demanda con una cierta probabilidad. En el análisis, es posible variar la demanda y la capacidad del embalse, mientras los recursos de agua son básicamente constantes, pues están dados por la estadística de caudales de la corriente (o las corrientes, si hay más de una). Al hacer funcionar el embalse bajo diferentes condiciones, se obtiene la información necesaria para dibujar curvas que relacionan las 3 variables: "capacidad de embalse, demanda, probabilidad de ocurrencia". Es fácil comprender que la probabilidad varía en el mismo sentido que la capacidad del embalse y en forma inversa a la demanda.

El factor que ofrece mayor dificultad en su determinación es la demanda. Es posible fijar demandas ya

sea en volumen o en gasto y efectuar un estudio de operación para determinar el juego de los otros dos factores, capacidad y probabilidad. Esto es factible, ya que los recursos de agua de una cuenca representan un hecho físico independiente de la demanda. Sin embargo, en la operación de un embalse tiene influencia, además de la demanda anual (o del gasto medio), la forma de distribución de ella a lo largo del año, o, lo que es lo mismo, su forma de variación durante los 12 meses de éste. Si se conoce esa curva de variación mensual, se puede estudiar la operación de cualquier embalse, sin que influya en los resultados el destino de esa demanda o utilización final del agua. La forma de distribución de la demanda, mes a mes, puede tener mayor influencia en los resultados que el gasto medio que se desea servir.

En el caso de los embalses en la cuenca del Santa Lucía se ha llegado a la conclusión de que el destino principal del agua será el abastecimiento de Montevideo y de los balnearios al este de la Capital, dentro del Departamento de Canelones. En consecuencia, la determinación de la curva de demanda debe hacerse en base a ello.

- 2.2.4.2 Variación de demanda. Al analizar las variaciones de la demanda, se observa que ésta es muy diferente en la Capital de lo que es en los balnearios. La forma de variación de la demanda de agua en Montevideo, que incluye parte del consumo industrial se ha obtenido de los caudales efectivamente entregados por OSE. La forma de variación en los balnearios se indicó en el numeral III.8.3. En estos dos casos es posible trabajar sólo con porcentajes, es decir, con la forma de la curva de de

manda; pero, al combinarlas, es necesario asignarles valores absolutos, ya sea de demanda diaria, mensual o gasto continuo. La forma de la curva de demanda resultante no será igual a las anteriores, estará comprendida entre ellas y su forma dependerá de la incidencia relativa de cada una en el total.

Con el fin de tener valores absolutos con qué operar, se eligieron demandas que corresponden, aproximadamente, a la demanda futura en un año determinado. Así, se eligió en el primer cálculo una demanda media de $7,2 \text{ m}^3/\text{seg}$, 226 millones m^3 anuales, que corresponde a la demanda total en Aguas Corrientes estimada para el año 2000 para los sistemas Montevideo Metropolitano y zona interbalnearia.

Para el gasto de $7,2 \text{ m}^3/\text{seg}$, se obtuvo la forma de variación de la demanda como indica a continuación el Cuadro VIII.2.2.4.2.

CUADRO VIII.2.2.4.2

Variación de la demanda $Q = 7,2 \text{ m}^3/\text{seg}$

Mes	Montevideo		Balnearios		Total millones m^3
	Demanda relativa %	Millones m^3	Demanda relativa %	Millones m^3	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Enero	9	20	25	3,0	23
Febrero	8	16	25	3,0	19
Marzo	9	20	14	1,7	22
Abril	8	17	5	0,6	18
Mayo	8	17	2	0,25	17
Junio	8	17	2	0,25	17
Julio	8	17	2	0,25	17
Agosto	8	17	2	0,25	17
Setiembre	8	17	2	0,25	17
Octubre	8	17	2	0,25	17
Noviembre	8	17	5	0,6	18
Diciembre	10	22	14	1,7	24
suma	100	214	100	12,1	226
Promedio		18		1	19

La segunda columna del Cuadro da la relación entre el consumo del mes y el consumo anual para el sistema Montevideo Metropolitano. El mes de máximo consumo, diciembre, es el único que se aleja de la demanda media; es un 20 por ciento mayor. En Montevideo hay muy poca variación de la demanda a lo largo del año.

La tercera columna da la demanda de cada mes en millones de m^3 , para una demanda anual de 214 millones de m^3 .

Las cifras de la cuarta columna expresan la relación entre el consumo del mes y el consumo anual en los balnearios. Los meses de máximo consumo son enero y febrero, en que la demanda es igual a 3 veces la demanda media mensual.

La última columna del Cuadro da la demanda total en cada mes. La demanda así calculada es utilizable en la operación de cualquier embalse de la cuenca, ubicado aguas arriba de Aguas Corrientes.

2.2.4.3 Sobrantes y déficit. La comparación entre los recursos de agua disponibles en Aguas Corrientes y la demanda da los sobrantes y déficit en cada mes.

Los recursos se forman por el aporte del Santa Lucía más el del Santa Lucía Chico y corresponden a los de Almeida más La Cantera respectivamente. Cuando la demanda es mayor que este aporte, se extrae agua del embalse Severino.

El posible aporte de la cuenca intermedia (cuenca hidrográfica de Aguas Corrientes descontando la de las dos estaciones hidrométricas recién mencionadas) no se considera en los cálculos. En períodos de abundancia de agua, ese aporte no influye en los resultados. En períodos de estiaje, el aporte parece ser pequeño, del orden de $0,4 m^3/seg$, y ese caudal debe destinarse al uso del ganado y al abastecimiento de poblaciones en la zona media de la cuenca.

Si el aporte del Santa Lucía en Aguas Corrientes es mayor que la demanda, hay un sobrante de agua que se pierde en el mar, salvo lo que se embalse. Si el aporte del río es menor que la demanda, el déficit debe ser servido por el embalse. Se puede ver, aquí, la importancia de la variación mensual de la demanda, ya que ésta es máxima en períodos en que el caudal del río es normalmente el mínimo. Cualquier análisis hecho en base a la demanda media anual conduciría a resultados más favorables que la realidad, hecho inadmisiblesible.

2.2.4.4 Análisis operacional del embalse. El análisis consiste en llevar, mes a mes, una "contabilidad del agua" embalsada. Cuando hay sobrante de agua en Aguas Corrientes, el caudal del río en La Cantera se embalsa, hasta copar la capacidad del embalse; cuando hay déficit, el embalse entrega agua hasta quedar en seco.

Otros factores a considerar son la evaporación, la infiltración del embalse y la precipitación. Se puede aceptar que la evaporación se compensa con la precipitación. En cuanto a la infiltración, si existe, no hay forma de evaluarla, ni parece necesario hacerlo dentro de la precisión de estos cálculos.

El período estadístico que se utiliza es de 23 años, de julio de 1946 a junio de 1969. Se estimó preferible hacer la operación del embalse con 23 años de información directa que el utilizar un período más largo con estadística de caudales obtenida por correlación con precipitaciones.

En el Cuadro VIII.2.2.4.4-1 se dan los sobrantes y déficit en Aguas Corrientes para todo el período estadístico, para una demanda media de $7,2 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Para entrar a la operación del embalse falta fijar o elegir la capacidad de éste. Desde el punto de vista hidrológico, se puede iniciar el proceso con una capacidad cualquiera. Sin embargo, el análisis del Cuadro VIII.2.2.4.4-1 permite elegir una capacidad razonable. En efecto, en el período setiembre 1966 - abril 1967 se produce un déficit acumulado de 114 millones m^3 ; en base a ello se eligió una capacidad neta de embalse de 110 millones m^3 . Conviene señalar que ésta no es una elección definitiva de la capacidad recomendada para el embalse, ya que puede haber influencia del año anterior. Sólo la operación del embalse proporciona los antecedentes para recomendar la capacidad desde el punto de vista hidrológico.

Al analizar el funcionamiento del embalse mes a mes, para servir la demanda de $7,2 m^3/seg$, se llega a la conclusión de que sólo en 1967 hay una falla muy pequeña, de 4 millones m^3 . El embalse cumple su objetivo en todo el período estadístico y la probabilidad (de ocurrencia) de servir la demanda es de 100 por ciento. Se obtiene así un punto de relación entre las 3 variables: "capacidad-demanda-probabilidad".

Se ha despreciado la falla de 4 millones m^3 , porque ella representa sólo el 3 por ciento de la capacidad total del embalse (120 millones m^3) y el error inherente a un estudio hidrológico es mayor que el 3 por ciento. Así se obtuvo la probabilidad de 100 por ciento, pero cabe señalar que ello se debe a que el período estadístico es corto. Si se dispusiera de 100 años de estadística, habría uno o más años de falla, como ocurriría en setiembre 1891-abril 1892, período con precipitaciones inferiores a las de 1966-67.

Ya que el embalse de 110 millones m³ condujo a una probabilidad de 100 por ciento, conviene continuar el análisis con embalses de menor capacidad.

La mínima capacidad analizada, 45 millones m³ tuvo como único objeto, obtener un punto bajo, que permita definir la curva "capacidad-probabilidad".

Las fallas del embalse figuran en el Cuadro VIII.2.2.4.4-2. El embalse de 90 millones m³ falla los años 1967 y 1968; cumple bien sus funciones en 21 años de los 23 y la probabilidad de servir la demanda mediante el "sistema río-embalse" es de 91 por ciento. La probabilidad de servir la demanda es de 78 por ciento para el embalse de capacidad 63 millones m³ (falla el 22 por ciento de los años) y de 65 por ciento para el embalse de 45 millones m³. Con esto, se dispone de 4 puntos para dibujar la curva o relación "capacidad-propabilidad". Pero, es posible determinar un quinto punto, de singular importancia.

En efecto, en el Cuadro VIII.2.2.4.4-2 se ha incluido, en la última columna, el embalse de capacidad cero, es decir el río solo. No se han colocado las cifras de falla, o déficits del río, sino que se operó la inversa. En base al Cuadro de sobrantes y déficits se determinó en qué años el río sólo es capaz de servir la demanda, aceptando déficits de hasta 15 por ciento de ella en el mes, déficits que se puede paliar mediante un adecuado uso del agua disponible.

El río sirve la demanda los años (de julio a junio) 1946-47; 1947-48; 1952-53 y 1955-56; hay 4 años buenos en 23 y la probabilidad resulta de 17 por ciento.

CUADRO VIII.2.2.4.4-1

Sobrantes y déficits en Aguas Corrientes

Demanda $7,2 \text{ m}^3/\text{seg}$ ($226 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{a1 año}$)

ANO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1946							23	309	504	71	14	203
47	- 2	20	- 5	15	45	192	44	12	- 3	18	- 1	97
48	188	62	- 3	232	169	236	434	20	79	42	167	- 15
49	- 14	-11	- 9	1	0	446	106	258	242	- 9	9	- 11
50	- 10	-10	- 12	51	60	490	496	53	359	89	- 3	- 14
51	- 11	-10	- 16	13	173	137	16	166	544	206	489	12
52	- 11	- 8	23	151	190	290	154	282	221	39	61	17
53	583	31	21	107	98	458	198	14	114	110	20	- 8
54	- 2	- 9	14	- 2	0	94	25	21	35	24	19	- 8
55	- 14	65	- 1	45	227	87	468	87	853	94	9	- 9
56	493	127	22	9	2	45	22	575	799	109	5	- 18
57	- 18	-13	- 17	- 12	2	54	66	71	14	542	27	- 14
58	151	27	- 1	- 8	- 8	- 7	223	622	223	97	744	32
59	- 14	77	- 9	1.050	622	248	413	60	39	348	736	- 5
60	- 19	-15	- 2	- 10	15	- 7	148	49	12	463	- 5	- 20
61	- 14	-15	- 11	- 6	- 13	41	8	22	227	180	- 6	- 20
62	- 19	-17	- 19	7	- 9	- 11	180	137	64	- 3	- 10	18
63	9	31	6	36	18	258	140	125	674	41	549	239
64	- 13	759	510	3	6	211	50	126	52	308	- 7	- 20
65	- 20	- 16	- 20	- 2	- 13	- 2	217	221	588	115	- 3	12
66	- 20	- 17	410	74	18	97	19	144	- 1	- 10	- 15	- 20
67	- 20	- 15	- 18	- 15	10	849	1.099	1.008	37	530	4	- 22
68	- 19	- 15	- 20	- 16	- 13	112	459	52	35	10	199	300
69	- 15	- 17	- 18	- 14	244	494						

En el mismo Cuadro se han colocado algunos valores de las fallas entre paréntesis, los cuales no han influido en el cálculo. Se trata de fallas iguales o menores que el 10 por ciento de la capacidad total del embalse. Se estima que éstas carecen de importancia, si se maneja en forma cuidadosa la reserva de agua del embalse cada vez que tiene menos agua que el 50 por ciento de su capacidad.

La probabilidad de ocurrencia, por sí sola, no define bien la operación del embalse. Tiene importancia la cantidad de agua que se entrega en los períodos de falla. Así, con el embalse de 90 millones m^3 en los 2 años de falla ésta es de unos 20 millones m^3 , lo cual representa el 20 por ciento de la demanda en el período crítico, enero-mayo. En cambio, el embalse de 63 millones m^3 tiene fallas (año 1967) del 50 por ciento; el "sistema río-embalse" entrega sólo el 50 por ciento del caudal necesario, "hecho inadmisibles".

Se repitió el mismo proceso de operación del embalse para otras demandas. Los resultados obtenidos se llevaron al Gráfico VIII.2.2.4.4 el cual muestra las características del fenómeno. Al comienzo, al pasar de río solo, a un embalse pequeño, la probabilidad sube rápidamente. Para probabilidad alta, 90 por ciento o más, la curva tiende a ponerse paralela al eje de la X, lo que significa que el incremento de capacidad del embalse tiene ahora menos incidencia en los resultados de la operación.

El Gráfico permite entrar con la probabilidad y la demanda y ver qué capacidad de embalse se requiere en Severino, o, si se fija a priori una capacidad de embalse, se puede obtener la probabilidad para cada demanda.

CUADRO VIII.2.2.4.4-2

Fallas del Embalse Severino

Demanda 7,2 m³/s

Año	Millones m ³				
	Capacidad útil y fallas				
	110	90	63	45	0
1949				(4)	
51				9	
57			15	33	
60				6	
61				11	
62		(4)	18	36	
65		(10)	37	55	
67	(4)	24	51	69	
68		15	42	60	
Sin fallas	100%	91%	78%	65%	17%

El análisis de la operación del embalse tiene validez independientemente de la demanda que se adopte para el año 2000, o para cualquier año que se elija. Los recursos de agua representan un hecho físico, que no se afecta por el criterio que se elija para fijar la demanda futura, materia controvertible. Por ello, el estudio se hace para gasto servido y el resultado será válido mientras no se modifique la forma de variación de la demanda a lo largo del año.

Debe exigirse de la obra una probabilidad del orden de 95 por ciento por las siguientes razones:

- a) La demanda principal es para agua potable;
- b) El período estadístico, 23 años, es corto; y
- c) La forma de demanda adoptada es favorable; con mayor fluctuación de la demanda, la probabilidad resulta menor.

2.2.5 Características del anteproyecto. La obra consiste en 2 presas de tierra y un vertedero central de gravedad con 4 compuertas radiales. La capacidad útil del embalse es de 110 millones de m³. Ver plano VI.1.4.2.2-2.

En el Cuadro VIII.2.2.5-1 se resumen las principales características de la presa.

CUADRO VIII.2.2.5-1

Características presa Paso Severino 120

A) <u>Características hidráulicas</u>	
Capacidad total	120 x 10 ⁶ m ³
Area de inundación	21,6 Km ²
Area cuenca afluyente	2 500 Km ²
Peak de la creciente de diseño	5 100 m ³ /s
B) <u>Dimensiones y metrajés</u>	
Nivel normal del embalse	40 m
Nivel máximo del embalse	40 m
Nivel de coronamiento	42,5 m
Presas de tierra	
Longitud	680 m
Altura	25 m
Volumen	311 200 m ³
Presa de gravedad	
Longitud	75,5 m
Altura	27,5 m
Volumen	30 300 m ³
Excavación en tierra presa	49 500 m ³
Excavación en roca presa	15 200 m ³
Conductos de desvío y toma	1 de ϕ 5 m y 130 m
Perforaciones para inyectar	5 600 m
Longitud ataguía	650 m
Area expropiación	25,6 Km ²

Dimensión de cada compuerta	
Altura	12 m
Largo	14,5 m
C) <u>Costo de capital</u>	U\$S
Excavación	306 845
Presa de tierra	977 297
Presa de gravedad	1 652 395
Obras de protección aguas abajo de presa	30 000
Obras de desviación	195 265
Compuertas	880 000
Inyección	195 896
Antaguías y desagotes	230 300
Expropiaciones y camino	868 000
Subtotal	5 335 998
Imprevistos y dirección (1)	1 536 768
Total	6 872 766
Costo del m ³ embalsado	0,056
D) <u>Costos anuales de operación, mantenimiento y reposición</u>	1 000 U\$S
Quinquenios	
0 - 5	35
5 - 10	30
10 - 15	25
15 - 20	20
20 - 25	15
25 - 30	15
30 - 35	15
35 - 40	15
40 - 45	15
45 - 50	15

(1) Ver numeral VI.1.4.1.

La relación entre nivel de agua y capacidad de embalse se presenta en el Cuadro VIII.2.2.5-2. Cabe señalar que la capacidad es aproximada y que se requiere una verificación del relevamiento topográfico.

CUADRO VIII.2.2.5-2

Paso Severino-Relación cota/volumen embalsado

Cota	Vol. embalsado (millones de m ³)
17	0
24	1,2
26	3,2
28	6,4
30	12,4
32	19,4
34	33,6
35	43,4
36	53,2
37	68,8
38	80
39	95,2
40	120
41	140

2.2.6 Operación de las compuertas. La magnitud de la creciente de diseño, el nivel normal del embalse y su cercanía a la población de Florida induce a recomendar su control por medio de compuertas que presentan una mejor solución técnica que el vertedero libre que en este caso resultaría de un largo excesivo. Se recomienda el uso de compuertas radiales con contrapeso para la operación hidráulica de ellas, a fin de independizar su opera

ción del suministro de energía. Para mantener un nivel de agua constante en el embalse, una o dos compuertas debieran ser operadas automáticamente por control remoto desde un limnógrafo instalado en el embalse, que permitiera una descarga de hasta $2\ 650\ m^3/\text{seg}$.

El Gráfico VIII.2.2.6-1 indica la capacidad de evacuación de una compuerta en función de su apertura.

La forma de operación de las 4 compuertas puede ser muy variada. Un ejemplo de operación se muestra en el Gráfico VIII.2.2.6-2, en que se usa el hidrograma de la creciente de diseño. Como ya se señaló, dos compuertas se abren en forma automática y la apertura de la tercera debe iniciarse respectivamente 55 horas y 65 horas después que se inició la de la primera.

Aún empleando, en caso de emergencia, la operación manual los tiempos señalados pueden mantenerse. Por razones hidráulicas relacionadas con el escurrimiento del agua abajo de la presa, conviene empezar la apertura de las compuertas número 1 y 4 antes que las compuertas número 2 y 3 (automáticas) hayan terminado de abrirse.

Las sucesivas crecientes que ocurran después de terminada la presa, producirán erosión y arrastre del material suelto y de los depósitos irregulares en el lecho del río aguas abajo del embalse, cambiando continuamente las condiciones actuales del escurrimiento. Se requerirá trabajos adicionales de mantención del cauce, cuyo costo estimado, que es más bien alto, se presenta junto a otros de operación del embalse en el literal D del Cuadro VIII.2.2.5-1.

- 2.2.7 Condición aguas arriba del embalse. La cola del embalse, a la cota 40, dista unos 5 Km del puente Piedra Alta en Florida. La cota del tablero del puente es 53 y la del cauce bajo él, 44,5.

El caudal del Santa Lucía Chico para la creciente de cálculo, a la altura de esa localidad, fue estimado en $4.200 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Como Florida ha sufrido inundación en diversas ocasiones, se analiza en seguida las condiciones que prevalecerán una vez construido el embalse, a fin de establecer si hay influencia de éste hacia aguas arriba. Con ese fin, se tomó un perfil longitudinal del cauce desde la cola del embalse hasta el puente Piedra Alta y, también, entre éste y el puente nuevo de la ruta 5, situado 1,2 Km aguas arriba de Piedra Alta (ver Gráfico VIII.2.2.7). En toda la zona se tomaron con nivel perfiles transversales del terreno.

En el numeral anterior se vio que al producirse la creciente de $5.100 \text{ m}^3/\text{seg}$ (calculada para la ubicación de la presa) el nivel del agua no sube sobre su cota normal de 40, si se operan adecuadamente las compuertas. En el peor de los casos, y aún si el agua pasa por encima de las compuertas, por no abrirse éstas oportunamente, el agua no puede subir más allá de 42,5 m, porque a ese nivel se destruyen las presas laterales.

Si en el Santa Lucía Chico en base al perfil en la cola del embalse se calcula la altura de régimen uniforme para un caudal de $4.200 \text{ m}^3/\text{seg}$ y un coeficiente de rugosidad "n" igual ,045 (desfavorable) se obtiene una cota de agua de 45,3. Si se la calcula en Paso Viejo, unos 4 Km aguas arriba de la cola del embalse se obtiene una cota de 49,7. En el puente Piedra Alta el agua pasaría por encima del tablero y en el puente de la ruta 5 la cota de aguas resulta de 54 m. Conviene señalar que, entre Piedra Alta y Paso Viejo, en una distancia de 0,9 Km, hay un desnivel del eje hidráulico de más de 3 m, mientras entre el puente Piedra Alta y el de la ruta 5 la pendiente del eje hidráulico (en condiciones normales de caudal) es tan pequeña que resulta difícil de medir.

El análisis de estos valores lleva a la conclusión de que no puede existir influencia del embalse hacia aguas arriba de éste, aún si se considera el aporte del arroyo Pintado, el cual cae en el embalse, y que es de $700 \text{ m}^3/\text{seg}$ para la creciente de cálculo.

Las condiciones de escurrimiento entre los puentes Piedra Alta y Ruta 5 están influenciadas por aguas abajo: la angostura de Piedra Alta y las obras construidas en la margen derecha junto al Parador de Florida, las cuales implican una reducción del ancho natural del cauce. La curva del río entre los dos puentes agrava la condición producida por la influencia de aguas abajo y explica el que las inundaciones de Florida se produzcan aguas arriba del puente de Piedra Alta y no aguas abajo de éste (entre Piedra Alta y Paso Viejo se ensancha la sección transversal y crece la pendiente del cauce).

En resumen, en toda la zona, para el caudal de $4\ 200 \text{ m}^3/\text{seg}$ la corriente escurre como "río" y no como "torrente". El escurrimiento entre los dos puentes está influenciado por aguas abajo, por la angostura de Piedra Alta, que constituye el punto crítico del cauce.

El margen existente entre la cota del agua en la cola del embalse, $45,3 \text{ m}$ y la de Piedra Alta, 53 m , es demasiado grande para que la influencia de un posible porcentaje de error en los cálculos hidráulicos tenga importancia.

Finalmente, la cola del embalse, para la presa proyectada, está a menos de 5 Km de Florida. Al fluctuar el nivel del agua produce una situación en la zona inundada que echa a perder la condición ambiental, tanto desde el punto de vista sanitario como estético. En consecuencia, no es recomendable una elevación mayor del embalse, que acercaría el agua a Florida agravando dicha situación.

2.2.8 Abastecimiento del Sistema Montevideo Metropolitano hasta 1976

Se ha asumido, para efectuar los cálculos económicos, que el embalse en Paso Severino entrará en función a fines de 1976. Por tanto, el objeto de este numeral es analizar la apremiante situación que se presentaría para el abastecimiento de agua del Sistema Montevideo si antes de la fecha preseñalada no entra en funciones dicho embalse. No se considera la demanda para los balnearios del este, ya que estos no pueden ser abastecidos hasta que se construya el embalse Severino u otro.

La previsión de la demanda para el año 1976 es de 110 millones m³, equivalente a 3,5 m³/seg, con una demanda máxima en diciembre y enero de 11 millones m³.

En el Cuadro VIII.2.2.8 se tiene los sobrantes y déficits en Aguas Corrientes en el período julio 1946 - junio 1969 para la demanda de 3,5 m³/seg. La forma de obtención de esos valores fue explicada en el numeral VIII.2.2.4.

Despreciando fallas aisladas, en un sólo mes, de hasta 5 millones m³, las cuales pueden ser subsanadas sin dificultad, se tiene en Aguas Corrientes los déficits de agua que sigue:

Valores en millones m³

Año	Período	Déficit acumulado	Solución	Falla
1956-57	dic.-abr.	21	Canelón y 1 de bombeo	
1960	ene.-feb. y dic.	11 y 7	Canelón	
1961-62	dic.-mar.	27	Canelón y 7 de bombeo	
1964-65	dic.-mar.	28	Canelón y 8 de bombeo	
1966	ene.-feb.	14	Canelón	
1966-67	oct.-abr.	40	Canelón y 16 de bombeo	4
1967-68	dic.-may.	44	Canelón y 14 de bombeo	10
1969	ene.-abr.	20	Canelón	

El río sólo es capaz de servir la demanda en 15 de los 23 años del período estadístico; la probabilidad de ocurrencia es de 65 por ciento. En dos años de cada 3 no hay problema.

En los casos en que el déficit acumulado es menor que 20 millones m³, el caudal adicional requerido es suministrado por el embalse Canelón. Los déficits de 1961-62 y 1964-65 se sirven mediante el embalse del Canelón y bombeo. Falta por analizar los períodos de 1966-67 y 1967-68.

En los últimos años se ha bombeado agua durante el verano de aguas abajo de la represa de Aguas Corrientes. En 1968, de marzo 2 a mayo 5, se bombearon 5,03 millones m³, lo cual equivale a 2,3 millones m³ al mes; de enero 1° a febrero 11 se bombearon 2 millones m³ más.

Si es posible el bombeo continuado de 2,3 millones m³ mensuales desde aguas abajo, se reduce a 4 millones m³ la falla del período

do 1966-67 y asciende a 10 millones de m^3 la falla del año 1968, la cual equivale a un 17 por ciento de la demanda de 58 millones m^3 del período diciembre-mayo.

Si no es posible bombear de aguas abajo 14 millones m^3 en el período de 6 meses, debido a la intrusión de agua salobre, se puede construir una presa provisoria de tierra en el lecho del Río Santa Lucía, aguas abajo de la desembocadura del San José. Esta presa, de tierra suelta y de la altura mínima para prevenir la intrusión de agua salobre desde abajo, será destruida por el agua en la primera ocasión en que suba el caudal del río, pero el aumento de caudal implica el término del período de emergencia.

Para poder recurrir a esta solución de extrema emergencia se recomienda que se localice desde ya, en el sector indicado con anterioridad, una adecuada sección fluvial que cuente con zonas de prés-tamo que puedan suministrar el material para la presa provisoria. Además y con el objeto de permitir a OSE tomar con suficiente anti-cipación las precauciones sugeridas se estima necesario definir una metodología para la previsión de caudales de estiaje a producirse durante un prolongado período de sequías y que se pueda acondicionar a los caudales disponibles en un determinado momento.

Falta sólo efectuar un balance de agua disponible, mediante esta solución para cubrir el déficit de 44 millones m^3 del período crítico de 1967-68.

A partir del embalse Canelón se obtiene 20 millones de m^3 . Los 24 millones de m^3 restante se cubre en parte con las aguas del San José. Tomando para estiaje de ese río un caudal de $0,7 m^3/seg.$, igual a la mitad del Santa Lucía en Aguas Corrientes, se obtendría 11 millones m^3 en 6 meses. El saldo se cubre con el aporte de la cuenca intermedia, aún no considerada, suplementada mediante un eventual bombeo desde agua abajo en la presa de emergencia si la calidad del agua lo permite.

Lo anterior no hace sino demostrar la necesidad fehaciente de que el embalse Severino entre en operación en el más breve plazo posible.

En el análisis se ha considerado los recursos de agua de Santa Lucía en Almeida, de Santa Lucía Chico en La Cantera y de San José en Rincón de Carvalho, reservando el aporte de la cuenca intermedia para las poblaciones de la zona. La cuenca intermedia es la comprendida entre Almeida y Aguas Corrientes para el Santa Lucía, entre La Cantera y Aguas Corrientes para el Santa Lucía Chico y entre Rincón de Carvalho y la desembocadura para el San José.

En cuando al embalse Canelón, el estero cuenta con recursos de agua suficientes para llenarlo de nuevo en todos los casos, entre un período deficitario y el siguiente.

CUADRO VIII 2.2.8

Sobrantes y déficits en Aguas Corrientes

Demanda Qm 3,5 m³/seg

Millones m³

Año	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1946							31	317	512	79	22	216
47	10	31	7	24	53	200	52	20	5	26	7	110
48	200	73	9	241	177	244	442	28	87	50	175	- 2
49	- 2	0	3	10	8	454	114	266	250	- 1	17	2
50	2	1	0	60	68	498	504	61	367	97	5	- 1
51	1	1	- 4	22	181	145	24	174	552	214	497	25
52	1	3	35	160	198	298	162	290	223	47	69	30
53	595	42	33	116	106	466	206	22	122	118	28	5
54	10	2	26	7	8	102	33	29	43	32	27	5
55	- 2	76	11	54	235	95	476	95	861	102	17	4
56	505	138	34	18	10	53	30	583	807	117	13	- 5
57	- 6	- 2	- 5	- 3	10	62	74	79	22	550	35	- 1
58	163	38	11	1	0	1	231	630	231	105	752	45
59	- 2	88	3	1 059	630	256	421	68	47	352	744	8
60	- 7	- 4	10	- 1	23	1	156	57	20	471	3	- 7
61	26	- 4	1	3	- 5	49	18	30	235	188	2	- 7
62	- 7	- 6	- 7	16	- 1	- 3	188	145	72	5	- 2	31
63	21	42	18	45	26	266	148	133	682	49	557	252
64	- 1	770	522	12	14	219	58	134	60	316	1	- 7
65	- 8	- 5	- 8	7	- 5	7	225	229	596	123	5	25
66	- 8	- 6	422	85	26	105	27	152	7	- 2	- 7	- 7
67	- 8	- 4	- 6	- 6	18	857	1 107	1 016	45	538	12	- 9
68	- 7	- 4	- 12	- 7	- 5	120	467	60	43	18	207	313
69	- 3	- 6	- 6	- 5	252	502						

2.3 Análisis de costos

2.3.1 Introducción. Con el objeto de poder realizar el análisis económico de los costos se ha preparado tentativamente un cronograma de los trabajos relacionados con el proyecto Paso Severino que se indica en el Gráfico VIII.2.3.1. Por las razones señaladas se asumió que la gestión financiera para la obtención del crédito llegará a su término conjuntamente con el diseño final de las obras correspondientes a la presa, a fines del primer trimestre de 1973, iniciándose la construcción a principios del último trimestre del mismo año. Se estimó para los mismos fines que el tiempo necesario para la construcción de la presa es igual a obras similares construidas en Uruguay y otros países latinoamericanos, es decir 3 años, llegando por lo tanto a su término a la entrada del verano 1976-77.

Durante el mismo período se construirá la tubería entre Las Piedras y Carrasco. Finalmente para las 2 tuberías entre Aguas Corrientes y Las Piedras vale lo indicado en el Cuadro VII.5-1. Los costos de construcción de la presa incluyen los costos de expropiaciones, relocalización de vías, imprevistos e ingeniería.

Se analiza separadamente los costos de operación y mantenimiento correspondientes a las obras nuevas y existentes que forman parte del ítem 1 del plan recomendado. Este análisis se realiza para los años 1977 y 2000 con el fin de dar una idea sobre el incremento relativo (no se toma en cuenta la tasa inflacionaria) que tendrá estas obras a lo largo de ese período y de su relación con los costos Capital.

2.3.2 Costos de construcción, operación, mantenimiento y bombeo. En el Cuadro VIII.2.3.2-1 se resume los costos de construcción correspondientes a las obras del ítem 1 del plan recomendado.

CUADRO VIII.2.3.2-1

Costos de construcción

1000 U\$S

Obra	Paso Severino	Tuberías		(Bombas)	Control Polucion
		Carrasco Las Piedras	A. Corr. Las Piedras		
1973	573				
74	2 291	1 200			
75	2 291	720			
76	1 718	480	3 930		
77			2 620		
78			2 190	(100)	
79				(100)	
86				(100)	
88			3 930		
89			2 620		
90			2 190	(100)	
93				(100)	
94				(100)	
95				(100)	
99				(100)	
Total					2 870 (1)

(1) Valor actual en 1975 al 10 por ciento por 50 años (ver numeral VII.4.2 y Anexo VIII.2.3.2).

El Cuadro VIII.2.3.2-2 sintetiza los costos O & M correspondientes a los años 1977 y 2000 y referentes a las obras existentes y nuevas que forman parte del item 1 del plan recomendado.

CUADRO VIII.2.3.2-2

Costos anuales de operación, mantenimiento y bombeo para sistema Montevideo Metropolitano y zona interbalnearia

1000 U\$S

	1977	2000	Referencia
<u>Abastecimiento de agua</u>			
Presa Severino	35	15	Cuadro VI.1.4.1-5
Tuberías Aguas Corrientes-Las Piedras (U\$S 0,02 (1)x m3)	2 314	4 532	Cuadro VII.5-5
Tubería Las Piedras-Carrasco	20	20	Sólo mantenimiento
Subtotal	2 369	4 567	
<u>Salud</u>			
Control de polución	173 (2)	206 (2)	Ver Anexo VIII.2.3.2
Saneamiento ambiental	3	3	Ver numeral VI.3.2.4
Subtotal	176	209	
Gran Total	2 545	4 776	

(1) Ver numeral VII.2.

(2) Suma costós imputables al Gobierno e Industria.

2.4 Análisis económico de costos y beneficios

2.4.1 Costos. Se reproduce en el Cuadro VIII.2.4.1 el resumen del costo del plan seleccionado para abastecer los sistemas Montevideo Metropolitano y Zona Interbalnearia (o ítem 1) y cuya deducción aparece en el numeral VII.5.

CUADRO VIII.2.4.1

Costos del plan recomendado

1000 U\$S

Item	Costo de construcción	Fondos (1) iniciales necesarios	Valor descontado de todos los costos (2)	
			10%	7%
Presa Paso Severino 120	6 873	6 873	5 503	6 000
Tubería, etapa 1-1979	8 736)		34 718	50 570
Tubería, etapa 2-1991	8 736)			
Subtotal	24 345	6 873	40 221	56 570
Tubería, Las Piedras-Carrasco	2 400	2 400	1 997	2 213
Total suministro agua	26 745	9 273	42 218	58 783
Saneamiento necesario			20	32
Control de contaminación	2 870	2 870 (3)	3 366	3 657
Total	29 615	12 143	45 604	62 472

(1) Fondos necesarios para los primeros 5 años del programa de construcción o de la primera etapa de construcción.

(2) Costos de construcción, operación, mantenimiento y bombeo.

(3) Se ha asumido para este análisis, el capital inicial equivalente a la inversión total.

2.4.2 Beneficios. Ningún método directo de cómputo de los beneficios de un proyecto de abastecimiento de agua para fines municipales e industriales (M&I) tiene aceptación general. Usualmente se recurre al método llamado "costo de alternativa" con el fin de calcular los beneficios M & I. Este método asume que se necesita el

agua destinada al abastecimiento municipal e industrial y que para obtenerlo, hay que pagar lo que vale. Por lo tanto el beneficio (o valor) del suministro es igual al costo de la obtención del suministro mediante la alternativa más práctica en ausencia del proyecto o a partir del sistema que probablemente tendría que construirse de no contarse con el proyecto propuesto.

Como aquí se ha buscado la forma de suministrar agua a Montevideo por medio de un embalse situado en algún lugar dentro de la cuenca del Santa Lucía, para poder evaluar el valor del beneficio a partir de un proyecto único M & I, deberá recurrirse a un sistema alternativo de suministro situado fuera de la cuenca. Tal sistema se compondría de una tubería y obras adjuntas a fin de llevar el agua del Río de la Plata hasta Aguas Corrientes, desde un lugar situado suficientemente aguas arriba para asegurar una calidad satisfactoria de la misma (ver numeral VI 1.5.1). El costo de construcción de una tubería para este fin ha sido estimado en US\$ 20 565 000; los costos de amortización de la construcción operación, mantenimiento y bombeo a lo largo de un período de 54 años (período de construcción más 50 años de operación) en un costo medio anual de U\$S 1 831 000. Se asume que el costo es el valor del beneficio correspondiente al suministro de agua suplementaria requerido en Aguas Corrientes que de otra manera tendría que ser suministrada por una presa o presas situadas en la cuenca del Santa Lucía. En adelante se considerará este valor como valor beneficio.

2.4.3 Razón beneficio-costos del sistema para abastecer a Aguas Corrientes. Los beneficios estimados en U\$S 1 831 000 por año al valor actual a la iniciación de la construcción son:

$$\text{Al } 10\% \quad \text{U\$S } 1\,831\,000 \times 9,9471 = \text{U\$S } 18\,213\,000$$

$$\text{Al } 7\% \quad \text{U\$S } 1\,831\,000 \times 13,9399 = \text{U\$S } 25\,524\,000$$

Los costos de la presa Severino con una capacidad de 120 millones de m³ estimados al valor actual a la iniciación del período de construcción son:

Al 10% U\$S 5 503 000

Al 7% U\$S 6 000 000

Las relaciones beneficio-costos son:

Al 10% U\$S 18 213 000: U\$S 5 503 000 = 3,31 a 1

Al 7% U\$S 25 524 000: U\$S 6 000 000 = 4,25 a 1

2.4.4 Tasa interna de retorno del sistema. La tasa interna de retorno de un sistema de abastecimiento a Aguas Corrientes a partir de la presa Severino de 120 000 000 m³ de capacidad, excede al 30 por ciento.

2.4.5 Comparación de beneficio-costos del plan total. Los beneficios derivados del suministro de agua suplementaria a Aguas Corrientes (a partir de La Plata), de aducción de toda el agua desde Aguas Corrientes a Montevideo y a la zona interbalnearia situada al este de Montevideo y el control de polución destinado a proveer el agua de una calidad adecuada, alcanzan a las siguientes cifras:

Sistema de suministro La Plata	U\$S 1 831 000 promedio anual
Aducción a la Ciudad	U\$S 3 492 000 promedio anual
Clorinación	U\$S 284 000 promedio anual
Total	<u>U\$S 5 607 000</u>

Al 10% 5 607 000 x 9,9471 = U\$S 55 773 000 valor actual

Al 7% 5 607 000 x 13,9399 = U\$S 78 161 000 valor actual

Los valores actuales de los costos necesarios para obtener el mismo servicio por medio del plan recomendado que incluye la presa Severino de 120 millones m³ son:

	<u>10%</u>	<u>7%</u>
Presa Severino, 120	U\$S 5 503 000	U\$S 6 000 000
Tuberías Aguas Co- rrientes a la ciu- dad	U\$S 34 718 000	U\$S 50 570 000
Tubería Las Piedras- Carrasco	U\$S 1 997 000	U\$S 2 213 000
Control de vectores	U\$S 20 000	U\$S 32 000
Control de polución	U\$S 3 366 000	U\$S 3 657 000
Total	U\$S 45 604 000	U\$S 62 472 000

Las relaciones beneficio-costo son:

Al 10% U\$S 55 773 000: U\$S 45 604 000 = 1,22 a 1

Al 7% U\$S 78 161 000: U\$S 62 472 000 = 1,25 a 1

2.4.6 Tasa interna de retorno del plan total. La tasa interna de re-
torno del plan total excede al 30 por ciento. No obstante, como
un gran segmento de los beneficios y costos (correspondiente a
la aducción del agua desde la planta de Aguas Corrientes a Mon-
tevideo) es el mismo (no existe ninguna alternativa adecuada) y
como los beneficios son considerados como un monto anual equi-
valente, sin incremento constante, el método de la tasa de re-
torno no funciona muy bien (los beneficios y costos no conver-
gen muy rápidamente a medida que aumenta la tasa de interés).
Por lo tanto, la razón beneficio-costo es una mejor medida para
demostrar la justificación económica. Tal vez durante los estu-
dios de factibilidad del proyecto los cálculos de los benefi-
cios pueden afinarse algo más y se pueda calcular una tasa in-
terna de retorno más exacta. Entre tanto, la razón beneficio-
costo es una medida confiable.

2.4.7 Sumario. La comparación beneficio-costo ha sido hecha sólo para un plan de suministro de agua que considera a la presa Severino correspondiendo a su capacidad de 120 millones m³. No obstante, la relación beneficio-costo no sería muy diferente respecto a cualquier otra combinación de embalses recomendada como "económicamente justificable". Todos tendrían relaciones beneficio-costo favorables.

2.5 Requerimientos financieros

En los estudios actuales se ha asumido que una presa en Paso Severino podría ser construida antes que una presa en cualquier otro sitio; y que el sitio de Paso Severino es tan bueno, desde el punto de vista de ingeniería y económico, como cualquier otro. Se ha supuesto que la construcción de una presa en este lugar podría iniciarse en 1973 y completarse en 1976 a fin de poder entrar en servicio en enero de 1977. Aunque el suministro de la zona interbalnearia a partir del sistema Montevideo Metropolitano resulta ser el más económico para atender esa zona, se asume que se construirá una tubería destinada a la zona interbalnearia en forma tal que entre en servicio simultáneamente con la presa. Pocos años después que se complete la presa se necesitará capacidad adicional de la tubería entre Aguas Corrientes y Montevideo, pero en lo que se refiere al financiamiento inicial dicho proyecto debe ser considerado separadamente. La construcción inicial que requiere ser financiada abarca la presa Severino y la tubería desde Las Piedras a Carrasco. Dicha construcción sería considerada como el proyecto inicial para el cual podría solicitarse crédito.

Para el embalse Severino han sido analizados diversos tipos de presas correspondientes a 2 tamaños. La necesidad de dinero para la construcción de cada una varía ligeramente respecto a las demás. Con el propósito de analizar las necesidades financieras correspondientes al programa inicial de construcción se ha asumido que se construirá la presa de capacidad 120 millones m³ en Severino, cuyo costo estimado es de U\$S 6 873 000. Dicha cifra, conjuntamente con los U\$S 2 400 000 corres

pondientes al costo estimado de la tubería desde Las Piedras a Carrasco, haría llegar el programa de construcción entre 1973 y 1976 inclusive a la cantidad de U\$S 9 273 000.

Las cantidades requeridas en cada año son:

	<u>U\$S</u>	<u>Componente U\$S</u>
1973	573 000	
1974	3 491 000	
1975	3 011 000	
1976	2 198 000	
Total	9 273 000	2 866 000

A veces, los organismos financieros internacionales prestan el dinero sólo para cubrir los fondos en divisas (ver Cuadro VII 5.7) correspondientes a un programa de construcción de esta índole.

Con el fin de ilustrar las necesidades de dinero en caja ("cash flow requirements") o dinero necesario para la construcción, gastos de interés y probables términos de reembolso, se supone que se obtenga un crédito (o varios créditos) al 7 por ciento de interés por un período de 20 años incluyendo un período de gracia de 4 años mientras dure la construcción. Se supone que el servicio de la deuda se efectúe en cuotas anuales que incluyan tanto los intereses como los pagos principales durante un período de 16 años a partir del término de la construcción. El Cuadro siguiente ilustra la forma en que se presentará tal programa de pagos:

CUADRO VIII.2.5

Fondos necesarios y posible programa de pagos para el plan de construcción inmediato recomendado

1000 U\$S

Año	Fondos requeridos para		Costos del servicio de deuda			Saldo al término del año contable
	Paso Severino	Tubería Las Piedras-Carrasco	Interés al 7%	Principales reembolsos	Pago total	
1973	573		40			613
74	2 291	1 200	287			4 391
75	2 291	720	518			7 920
76	1 718	480	708			10 826
77	0	0	758	388	1 146	10 438
78			731	415	1 146	10 023
79			702	444	1 146	9 579
1980			671	475	1 146	9 104
81			637	509	1 146	8 595
82			602	544	1 146	8 051
83			564	582	1 146	7 469
84			523	623	1 146	6 846
85			479	667	1 146	6 179
86			433	713	1 146	5 466
87			383	763	1 146	4 703
88			329	817	1 146	3 886
89			272	874	1 146	3 012
1990			211	935	1 146	2 077
91			145	1 001	1 146	1 076
92			75	1 076	1 151	0
Total	6 873	2 400	9 068	10 826	18 341	

Este ejemplo servirá de guía para el análisis financiero de un programa de construcciones. Desde luego, los términos reales de un crédito y la forma de su reembolso sólo podrán ser definidos en el momento de terminarse la negociación del o de los préstamos.

Evidentemente, si se escoge un plan diferente de desarrollo que posea un costo inicial de construcción más bajo, los fondos requeridos co

respondientes al crédito serán más bajos y los pagos anuales serán menores. Si los términos del crédito (tasa de interés y longitud del período de pago) son diferentes, los fondos anuales necesarios para el reembolso serán también diferentes.

Cuando se conozca el monto de los fondos necesarios y los términos probables del crédito en forma definitiva, debería efectuarse otro análisis del "cash flow" requerido, a fin de tener una mejor idea de las necesidades financieras reales.

Este análisis se refiere sólo al financiamiento de la primera etapa de construcción. Las construcciones posteriores, tales como la ampliación de la capacidad de la tubería entre Aguas Corrientes y Montevideo o la construcción de una segunda presa, deben ser consideradas como una segunda o tercera etapa de construcción y serían motivo de otro programa de crédito en el momento que se requiera dicho financiamiento. El financiamiento es una operación monetaria concreta acoplada a metas precisas y obligaciones consecuentes; no es necesario planificar los términos específicos de tales obligaciones con anterioridad a su necesidad. En efecto, la mayor parte de los organismos financieros no negociarán créditos correspondientes a un programa de construcción que se extienda más allá de un período de 5 ó 6 años.

Programas más largos serán desglosados en dos o más etapas. No obstante, el organismo financiero que analiza el crédito correspondiente a la primera etapa, tendrá interés en conocer el plan total de desarrollo, incluyendo las etapas posteriores, ya que el plan total incide en la decisión respecto a la primera etapa del programa de construcción.

3. RIEGO DEMOSTRATIVO

Por las razones expuestas en los numerales III.1.1.2 y III.6 se ve la necesidad de recurrir a una etapa intermedia antes de que se pueda tomar una decisión que comprometa la inversión de fondos de cierta envergadura para regar una importante zona en la cuenca del Santa Lucía. Dicha etapa interme

día corresponde a la ejecución de obras de riego en menor escala en una o más áreas de demostración. (Ver numeral VI.2).

La principal área de demostración permitirá la utilización de las aguas del embalse Canelón una vez que entre en servicio Paso Severino. Se recomienda la selección de un área compacta de demostración de no menos de 2 000 há y no mayor a 4 000 há y la localización en ella de una estación experimental de unas 200 há.

Se ha estimado que la inversión necesaria requerida para el riego demostrativo en un área de 2 000 há en esta zona es de aproximadamente U\$S 2 millones. Además, la inversión en la estación experimental asciende a unos U\$S 620 000 y el costo de operación anual a U\$S 150 000.

Además de este área, se ve la posibilidad, como se señaló en el numeral VI.2.3 y en la introducción de este Capítulo, de utilizar durante el período 1977-96 un excedente de aproximadamente 10 millones m³ del embalse Severino para el riego de otras 2 000 há a un costo similar. Adicionalmente debe agregarse los costos de saneamiento y suministro de agua potable señalados en el Cuadro VIII.4. En el Capítulo IX se presentan los alcances de trabajo de los programas recomendados para la puesta en marcha del área de demostración y de la estación experimental.

4. ABASTECIMIENTO DEL RESTO DE LA CUENCA DEL SANTA LUCIA

El suministro de agua para los sistemas Montevideo Metropolitano y Zona Interbalnearia de acuerdo al plan recomendado en el numeral VIII.2 y como se señaló con anterioridad, mantiene intacta una adecuada reserva de agua superficial, la que junto con el agua subterránea (ver numerales V.1 y 2) permite atender a las poblaciones, centros urbanos (con menos de 1 000 habitantes) y a la población rural nucleada y dispersa para los próximos 30 años, de acuerdo a las previsiones de consumo que se efectuaron en el numeral IV.1.1.2.

Las inversiones imputables al proyecto corresponden a los costos de producción de agua potable y disposición final de aguas residuales. De acuerdo al numeral VI.3.2.3 dichas inversiones son:

CUADRO VIII.4

Costos totales de suministro de agua potable y saneamiento

<u>Agua potable</u>	1 000 U\$S
Loc. Tipo D y E	387
Pobl. nucleada/1 000 há de riego	13
Pobl. dispersa/1 000 há de riego	6,5
<u>Saneamiento</u>	
Loc. Tipo D y E	1 188
Letrinas/1 000 há de riego	2,6
Fosas sépticas/1 000 há de riego	1,6

Adicionalmente, se imputará al proyecto la suma de U\$S 10 000 para designar un médico epidemiólogo dedicado al control de riesgos hídricos, mientras el gobierno modifica la estructura de los servicios de salud de los departamentos de la cuenca.

5. DESARROLLO DEL AGUA SUBTERRANEA EN ZONA LIBERTAD

Después de analizar los antecedentes disponibles sobre agua subterránea en la cuenca del Santa Lucía (III.4.2.1), las condiciones de calidad del agua en ella (III.11), el potencial o disponibilidades de este recurso en sus diferentes zonas (V.2), su posible uso para el riego (III.6.4.2), y considerando la tradición que ya existe en este campo y su uso para el abastecimiento doméstico e industrial en la zona de Libertad, se vio que existían

suficientes motivos para justificar un estudio de factibilidad que permita evaluar los recursos de agua subterránea, los costos de explotación de la misma para fines de riego, municipales e industriales y los beneficios de rivados de estos usos. Dicho estudio contribuirá también al entrenamiento de los técnicos uruguayos en ese campo.

Se ha elegido dentro de la zona de Libertad un área de unos 1 500 Km² (ver mapa VIII.5) que presenta un óptimo potencial y en ella se encuentra situada parte de la zona 3 de tierras regables definida en el numeral III. 6.4.2.

El alcance de trabajo correspondiente a este estudio se encuentra indicado en el Capítulo IX. El costo de la investigación ha sido estimado en U\$S 120 000.

CAPITULO IX

ALCANCES DE LOS TRABAJOS

1. Abastecimiento sistemas Montevideo Me-
tropolitano y zona interbalnearia IX.1
 2. Riego área de demostración: Cane-
lón Grande IX.5
 3. Desarrollo del agua subterránea en
la zona de Libertad IX.8
-

ALCANCE DE LOS TRABAJOS

1. ABASTECIMIENTO SISTEMAS MONTEVIDEO METROPOLITANO Y ZONA INTERBALNEARIA

1.1 Estudio de factibilidad Paso Severino 120.

1.1.1 Geología y materiales de construcción.

Objetivos:

1. Conocer la calidad de la roca e inclinación de los estratos y grietas.
2. Conocer el grado de impermeabilidad de la roca de fundación.
3. Dimensionar el programa de inyecciones.
4. Obtener el análisis cuantitativo y cualitativo de los materiales de construcción y antecedentes sobre mecánica de suelos, ya que no existen, por el momento, pruebas "in situ".

Alcance del trabajo:

1. Efectuar ocho perforaciones a rotación con obtención de núcleos, seis de estas perforaciones deben estar situadas sobre el eje transversal. De este último grupo 2 en cada orilla a $1/3$ y $2/3$ de altura de almacenamiento y 2 en el lecho.

En las márgenes debe perforarse en cada lugar no menos de 10 m en roca fresca y en las 2 restantes debe perforarse en cada sitio no menos de 15 m en roca fresca.

Efectuar 2 perforaciones en el lecho fluvial. Una, 20 m aguas arriba y la otra 20 m aguas abajo del eje de la presa. En ambos casos debe perforarse 15 metros lineales en roca fresca.

Con las perforaciones debe obtenerse el mayor porcentaje posible de recuperación de testigos

2. Efectuar en las 8 perforaciones pruebas "pumping in test" cada metro o con intervalo mayor si la litología es uniforme.
3. Realizar excavación de 2 trincheras en roca a cada lado del eje longitudinal con profundidades que varían entre 0 y 5 m. La localización de estas trincheras en cada costado es la siguiente; una en el lecho fluvial y otra a 1/2 de la altura total del agua almacenada en el futuro.
4. Efectuar una exploración de áreas de préstamos y materiales de construcción. (Materiales arcillosos y depósitos de arena y grava). Mediante cateos del terreno y apertura de calicatas y/o labores, en cantidad y profundidad suficiente para asegurar los volúmenes necesarios.
5. Realizar un estudio y análisis tecnológico de las rocas de fundación y del suelo del vaso.
6. Realizar un estudio de muestras de perforaciones, elaboración de perfiles y el mapa geológico detallado del sitio.
7. Efectuar calicatas en las zonas de préstamo muestreando los materiales necesarios para la presa de tierra particularmente para el núcleo impermeable y la protección de enrocado. Igualmente para los materiales necesarios para la presa en los depósitos de arena y grava y en las formaciones rocosas que se podría usar para el triturado.
8. Incluir en las pruebas de laboratorio para los materiales indicados por lo menos los siguientes ensayos:
 - Material del núcleo impermeable: contenido de agua natural análisis granulométrico y de cizallamiento.
 - Materiales para el concreto: análisis granulométrico, presencia de material abrasivo, contenido de limo y prueba de trituración (en caso que no existan otras razones que decidan su rechazo).

Nota: Los trabajos señalados en los numerales anteriores requieren durante todo su desarrollo de asesoramiento de un geólogo.

1.1.2 Hidrología e hidrogeología.

Objetivos:

1. Obtención de información hidrológica directa.
2. Control de sedimentos en suspensión.
3. Control del nivel de agua, aguas abajo del perfil recomendado para la presa, para verificar cota de coronamiento de las obras de descarga.
4. Estudio de posible influencia del agua subterránea en las obras.

Alcance de trabajo:

1. Instalar estaciones hidrométricas en los 2 afluentes principales del embalse Paso Severino: Arroyo Pintado en puente ferrocarril cerca de Florida y Santa Lucía Chico en puente carretero ruta 5 cerca de Florida. (Actualmente en etapa de instalación).

Definir curvas de descarga y preparar estadísticas de niveles y caudales medios diarios.

2. Mantener controles hidrométricos actuales en la Cantera hasta construcción del embalse y correlacionar resultados con estadística de caudales obtenida en las otras 2 estaciones.
3. Medir mensualmente el sedimento en suspensión por medio del muestreador D 49 de la DH; con mayor frecuencia en períodos de crecientes.

Lugares de muestreo: estaciones hidrométricas recomendadas y/o en puente Paso Severino.

4. Instalar un limnómetro en el Santa Lucía Chico aguas abajo del perfil seleccionado para la presa Severino y realizar lecturas diarias.
5. Mantener controles hidrométricos en Picada de Almeida y/o Fray Marcos.
6. Realizar observaciones e investigaciones sobre agua subterránea en la zona de embalse y particularmente en el perfil de la presa.

1.1.3 Topografía.

Objetivo:

La densa vegetación en y cerca del lecho del río ha impedido trabajar con perfiles detallados, excepto el que corresponde al eje, para el prediseño de las obras de captación y desviación como de las ataguías. Es imprescindible contar con estos perfiles.

Alcance del trabajo:

1. Relevar no menos de: 3 perfiles aguas arriba del eje de la presa separados cada uno 20 metros y 3 perfiles con igual separación aguas abajo de la presa. Los 6 perfiles deben extenderse a lo ancho de todo el valle del Santa Lucía Chico, por lo menos hasta la cota 43. Adicionalmente y a continuación, un perfil más aguas arriba y 2 aguas abajo de los anteriores que sólo abarquen el cauce del río también separados 20 metros entre sí. En estos perfiles no sólo debe indicarse el perfil del terreno sino también el perfil del cristalino situado bajo el material suelto. Esto se puede lograr mediante trépanos manuales ya que la sobrecapa es delgada. Debe señalarse el nivel de agua en el río con la fecha en que fue medido.
2. Verificar la calidad del relevamiento aerofotogramétrico y complementarlo con trabajo topográfico de precisión que permita dibujar curvas de nivel de metro en metro hasta la cota 45.

1.1.4 Presupuesto.

Objetivo:

Los estudios antes señalados darán información adicional que permitirá confirmar o modificar el presupuesto de las obras, cuyo diseño básico y los metrajes (cubicaciones) corresponde al indicado en el numeral VIII.2.2.5.

Alcance del trabajo:

1. A la luz de los nuevos antecedentes, revisar el presupuesto de las obras.
2. Preparar un programa semestral de gastos o inversión para la construcción de la presa y obras anexas.
3. Determinar la componente en dólares del costo total.

1.2. Tubería Las Piedras-Carrasco.

Objetivo:

Abastecer, como solución definitiva, de agua potable a la zona interbalnearia en el lugar en que comienza la tubería troncal.

Alcance del trabajo:

Elaboración del diseño final de la tubería, incluso trazado, previo estudio de alternativas para el sistema de alimentación a la zona interbalnearia.

1.3. Estudio de prefactibilidad del desarrollo hidroeléctrico Paso Severino 120.

Objetivo:

Estudiar si los costos de generación hidroeléctrica y transmisión pueden competir con otras alternativas y determinar si se justifica llevar estos estudios al nivel de factibilidad.

Alcance del trabajo:

1. Estudiar los costos de generación hidroeléctrica y transmisión a Florida.
2. Comparar estos costos con otros sistemas de suministro de energía.

1.4. Control de la calidad del agua.

Objetivo:

Reducir los costos de los tratamientos a fin de lograr una adecuada calidad del agua de acuerdo a las recomendaciones del numeral VI.3.

Alcance del trabajo:

1. Extracción de muestras de agua para análisis físico químico y protistológico en el Río Santa Lucía Chico. Esto se haría en dos puntos principales: aguas abajo en la ciudad de Florida y en las cercanías del punto de emplazamiento de la presa de Paso Severino. Un análisis cada vez que las condiciones hidrológicas y meteorológicas sean suficientemente diferentes sería recomendable.
2. Estudiar la posibilidad de efectuar el tratamiento secundario (y aún el terciario) de las aguas residuales de la ciudad de Santa Lucía y del Establecimiento Colonia Etchepare (conjuntamente) por medio de lagunas de oxidación. A tal efecto llevar a cabo un programa de observaciones en la laguna piloto actual y de relevamiento topográfico del sitio disponible, así como de datos que sean de utilidad al respecto.

2. RIEGO AREA DE DEMOSTRACION: CANELON GRANDE.

Objetivo:

El objetivo del estudio es la preparación de un proyecto que permita el desarrollo de un área de demostración del riego de 2.000 há. iniciales, una estación experimental, un centro de entrenamiento agrícola y la creación de una organización para la operación del área de demostración y de la estación experimental.

El área que debe ser cubierta figura en el mapa VI.2.3. (Area I). Cubre una superficie total de aproximadamente 60 Km² y la de demostración debe abarcar dentro de ella en su etapa inicial 20 Km² de suelos arables contiguos.

Alcance del trabajo:

1. Preparar un mapa topográfico del área a escala 1:2500 con curvas de nivel al metro o al 1/2 m si ello se hace necesario.

2. Preparar un mapa base a escala 1:2500 que muestre el desarrollo agrícola actual, casas, construcciones rurales, cercos, uso de la tierra e infraestructura.
3. Preparar la clasificación detallada de tierras arables, escala 1:2500, en base al standard del US Bureau of Reclamation, modificado para adecuarlo a las condiciones locales.
4. Preparar un mapa de propiedad y tenencia de la tierra; escala 1:2500. Se recomienda hacer uso de los mapas catastrales que elaborará CONEAT durante los próximos 2-3 años.

Nota: Para los puntos 1-4 se podrá usar la escala 1:5000 si ello es factible.

5. Estimar detalladamente las necesidades de agua medias mensuales correspondientes a los cultivos comunes en la zona y/o a los cultivos que se recomienden inicialmente. Efectuar una estimación detallada de la máxima demanda mensual en los meses críticos.
6. Definir el tipo y forma de desarrollo de cultivos recomendados inicialmente.
7. Determinar el sistema de riego a utilizarse incluyendo obras de captación canales matrices, canales derivados hacia las unidades agrícolas y drenaje principal. Secciones tipo para cada clase de canales y estructuras (presentados a escala 1:2500).
8. Preparar recomendaciones para la puesta en riego, que incluya habilitación de suelo, distribución del agua dentro de los predios y drenaje.
9. Preparar un plan de operaciones tentativo, basado en las necesidades de riego, tipo de cultivos y sistema de riego proyectado, incluyendo tamaño de la unidad agrícola, horas de servicio y frecuencia del riego.
10. Estimar costos. Indicar separadamente el costo inicial del proyecto (obras de ingeniería), el de la "puesta en riego" y los costos anuales de amortización del proyecto, de los costos asociados (puesta en riego) y los de O&M.

Nota: El mismo alcance de trabajo es válido para el desarrollo del área de demostración Severino, ubicada al oeste del Santa Lucía Chico. Además, y después que la clasificación detallada de la tierra regable esté lista, se elegirá un área de 200 há., adyacente a una de las 3 carreteras de la zona, para desarrollar una estación experimental de riego y un Centro de Extensión Agrícola.

El alcance del trabajo de este ítem es como sigue:

1. Preparar un plano de la planta de la estación experimental y centro de extensión que incluya edificios, laboratorios, salas de clases, parcelas para experimentación básica y terrenos para experimentación.
2. Preparar planos preliminares de edificios, laboratorios y salas de clase.
3. Preparar el anteproyecto de los tipos de riego y drenaje para los diferentes cultivos y clases de suelos.
4. Dibujar secciones tipo, de los canales y estructuras y planta de los diferentes sistemas recomendados.
5. Preparar la carta de la organización, del personal y del procedimiento de operación para el sistema de riego que debe administrar las 2 mil há. del área demostrativa y el centro de extensión.
6. Calcular el costo inicial de la estación experimental y costo anual de operación.

Nota: El estudio recién señalado corresponde a preinversión. En consecuencia se podría pedir un crédito a un organismo financiero internacional con cargo a "fondos de preinversión y factibilidad".

3. DESARROLLO DEL AGUA SUBTERRANEA EN LA ZONA DE LIBERTAD.

Objetivos:

1. Investigar y evaluar la potencialidad de agua subterránea en la zona de Libertad para definir la viabilidad técnica y económica de su desarrollo para el riego, uso industrial y municipal.
2. Entrenar técnicos uruguayos en materia de investigaciones sobre agua subterránea.

Alcance del trabajo:

1. Revisar y completar con auxilio de fotos aéreas y trabajos de campo los mapas geológicos preparados por el PELS en la escala de 1:50.000. Con los datos de las perforaciones existentes y las que serán realizadas, preparar cortes geológicos y un mapa que señale los espesores (isopacas) de las formaciones Libertad y Raigón.

2. Revisar y poner al día el inventario de los pozos existentes. Ubicarlos en un plazo escala 1:50.000.
3. Se debe establecer en el área una red de observación para medir las cotas de los niveles de agua al menos una vez al mes y obtener muestras para análisis químicos. Esta red de observación debe incluir los pozos construidos como parte del programa de perforación y los pozos privados, perforados o excavados, que se encuentren disponibles (con la anuencia de sus propietarios) para este propósito.
4. Preparar mapas piezométricos y de calidad química del agua subterránea e instalar limnigrafos en algunos pozos.
5. Realizar pruebas de bombeo en los pozos actualmente utilizados para riego.
6. Determinar la interrelación entre el agua subterránea y el agua superficial, particularmente la del Río San José.
7. Tomar contacto con los principales usuarios de agua subterránea para determinar la cantidad de agua extraída.

Obtener registros de los caudales y tiempo de bombeo, para interpretar acertadamente los cambios de nivel estático medidos durante el programa de observación.

8. Construcción de 8 pozos de prueba, con su respectivo pozo de observación que eventualmente servirían como pozos de riego. La ubicación de esos pozos se indica en el mapa VIII.5.
9. Con los resultados obtenidos en los estudios anteriores y con las constantes del acuífero, calcular las reservas en la zona, determinando la capacidad del embalse subterráneo y el caudal de los acuíferos. Hacer un análisis de la viabilidad económica del desarrollo de los recursos de agua subterránea para riego, uso industrial y municipal.
10. Calcular o estimar la cantidad de agua subterránea que está siendo descargada por evapotranspiración en el área y cuando tiene lugar la evapotranspiración. (Las pérdidas por evapotranspiración pueden constituir una fuente considerable de descarga natural).