



**Ministerio del Ambiente  
y de los Recursos  
Naturales Renovables**

**REUTILIZACION CON  
FINES DE RIEGO DE  
LAS AGUAS NEGRAS  
DE MARACAIBO.  
ANALISIS DE  
FACTIBILIDAD**

Caracas, Marzo 1.978  
SERIE INFORME CIENTIFICO DGS POA/IC/01

**ELABORADO POR:**

**DIRECCION DE PLANIFICACION DE LOS  
RECURSOS HIDRAULICOS**



Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables  
Dirección General de Planificación y Ordenación del Ambiente

**REUTILIZACION CON FINES DE RIEGO DE LAS  
AGUAS NEGRAS DE MARACAIBO  
ANALISIS DE FACTIBILIDAD**

**CARACAS, MARZO 1.978  
SERIE INFORME CIENTIFICO DGSPOA/IC/OI**

COMISION DEL PLAN NACIONAL DE APROVECHAMIENTO DE LOS  
RECURSOS HIDRAULICOS

**Presidente:** Ing° Alberto Lizarralde  
Director General de Recursos Hidráulicos  
Ministerio de Obras Públicas

**Miembros:** Ing° César Quintana  
Director de Malariología y Saneamiento Ambiental  
Ministerio de Sanidad y Asistencia Social

Ing° For. Rafael Vilorio Díaz  
Director de Recursos Naturales Renovables  
Ministerio de Agricultura y Cría

Cnel. José Pascual Contreras Contreras  
Representante del Ministerio de la Defensa

Ing° Eloy Lares Monserratte  
Representante del Ministerio de Obras Públicas

Ecón. J.V. Sánchez Piña  
Representante del Ministerio de Agricultura y Cría

Geol. Alberto Vivas Ramírez  
Representante del Ministerio de Minas e Hidrocarburos

Ing° Carmelo Salom  
Representante de la Oficina Central de Coordinación y  
Planificación de la Presidencia de la República

Ing° Hidro. Graciela Rivero de Nieto  
Representante del Instituto Nacional de Obras Sanitarias

Ing° Ivan Izquierdo  
Representante de la Compañía de Administración y  
Fomento Eléctrico

Ing° Rafael Martínez Monró  
Representante del Sector Privado

**Secretario  
Ejecutivo** Dr. José Luis Méndez Arocha

**Asesor  
Principal** Dr. Pedro Pablo Azpúrua

## PREAMBULO

El trabajo especial "Reutilización con fines de riego de las aguas servidas de Maracaibo: análisis de factibilidad", fue presentado ante la Universidad Católica Andrés Bello, como requisito para optar al título de Ingeniero Civil, por los Bres. Marisela Rivas Correa y Fernando J. Calderón J., en septiembre de 1975. Actuó como Profesor Guía de este trabajo, el Ing. Eduardo Buroz Castillo, funcionario de la Oficina Ejecutiva de la Comisión del Plan Nacional de Aprovechamiento de los Recursos Hidráulicos (COPLANARH), actualmente la Dirección de Planificación de los Recursos Hidráulicos, de la Dirección General Sectorial de Planificación y Ordenación del Ambiente, del Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables.

## SINOPSIS

En el presente trabajo se trata de estudiar la factibilidad técnica y económica para tratar el desarrollo agrícola de una zona cercana a la ciudad de Maracaibo y cuyos suelos son aptos para tal desarrollo.

Se propuso como horizonte del estudio el año 2000 y umbrales espaciados uniformemente cada 5 años.

El principal problema con que cuenta la zona es la escasez de agua, lo cual ha impedido el desarrollo de sus suelos. En zonas vecinas, donde sí existe el recurso, está comprometido su uso para diferentes sectores. Por lo tanto se ha pensado en la reutilización de las aguas servidas de la ciudad para tal desarrollo, mediante el riego.

Con estas premisas fue elaborado el presente trabajo, en el cual se tratan de resolver los problemas técnicos para la consecución del objetivo final; problemas tales como la conducción y tratamiento de las aguas residuales de Maracaibo y la aplicación de las **mismas, ya** tratadas, en el riego. Asimismo se hicieron estudios de factibilidad económica y análisis de sensibilidad para determinar el atractivo económico que implica la aplicación del riego en el área estudiada.

## INDICE

	Pág.
1. INTRODUCCION	1
1.1 Objetivos	1
1.2 Metas	2
1.3 Revisión de Bibliografía	3
1.4 Información Básica	4
1.4.1 Información topográfica	4
1.4.2 Información edafológica	4
1.4.3 Información hidrológica	4
1.4.4 Disposiciones legales	5
1.5 Alcances	5
2. LOCALIZACION	6
3. RECURSOS DE AGUA	8
3.1 Disponibilidades reconocidas	8
3.2 La conveniencia de la reutilización	9
3.3 Disponibilidades no convencionales	10
4. RECURSOS DE SUELO	13
4.1 Introducción	13
4.2 Definición de clases de capacidad de uso	13

4.2.1	Clase II	13
4.2.2	Clase III	14
4.3	Definición de Subclases	14
4.3.1	Subclase "S"	14
4.3.2	Subclase "(a)"	15
4.3.3	Uso de los puntos	15
4.3.4	Asociaciones de clases o subclases	15
4.4	Subsector semiárido	15
4.4.1	Suelo C-5	15
4.4.1.1	Relieve	15
4.4.1.2	Características generales de los suelos	15
4.4.1.3	Unidad cartográfica	15
4.4.1.4	Clasificación interpretativa	15
4.4.1.5	Limitaciones y prácticas de manejo recomendadas	16
4.4.2	Suelo C-9	16
4.4.2.1	Relieve	16
4.4.2.2	Características generales de los suelos	16
4.4.2.3	Unidades cartográficas	16
4.4.2.4	Clasificación interpretativa	16
4.4.2.5	Limitaciones y prácticas de manejo recomendados	16
4.5	Capacidad de almacenamiento de agua en el suelo	16

5.	POSIBILIDADES DE DESARROLLO	24
5.1	Cultivos	24
5.2	Balance hídrico	24
5.3	Métodos de riego	39
6.	CONDUCCION DE LAS AGUAS	42
6.1	Cálculo de tuberías	42
6.2	Costo de tuberías	46
6.3	Cálculo de bombas	49
6.3.1	Estación de bombeo	49
6.3.2	Funcionamiento de las bombas	49
6.3.2.1	Análisis del sistema para 1980	50
6.3.2.2	Análisis del sistema para 1985	52
6.3.2.3	Análisis del sistema para 1990	54
6.3.2.4	Análisis del sistema para 1995	57
6.3.2.5	Análisis del sistema para 2000	58
6.4	Costos del equipo de bombeo	60
7.	TRATAMIENTO DE LAS AGUAS	69
7.1	Consideraciones generales	69
7.2	Alternativas de tratamiento	69
7.3	Generalidades de lagunas de estabilización	70

## VIII

7.3.1	Lagunas de oxidación o estabilización	70
7.3.2	Lagunas de flujo pistón	71
7.3.3	Lagunas con aireación artificial	71
7.4	Dimensionamiento preliminar de los sistemas de tratamiento	71
7.4.1	Primera alternativa	71
7.4.1.1	Primera laguna	72
7.4.1.2	Segunda laguna	72
7.4.1.3	Tercera laguna	73
7.4.2	Segunda alternativa	75
7.4.2.1	Primera laguna	75
7.4.2.2	Segunda laguna	78
7.4.2.3	Tercera laguna	78
8.	ANALISIS ECONOMICO	83
8.1	Estimación de las áreas de riego	84
8.2	Análisis de costos	86
8.2.1	Costo de los equipos de bombeo a usar	86
8.2.2	Costo de la energía eléctrica	88
8.2.3	Alternativas de conducción	89
8.2.4	Costo del movimiento de tierra de la tubería	90
8.2.5	Costo de colocación de tuberías	91
8.2.6	Costo de las lagunas	92

8.2.6.1	Costo de los estudios	92
8.2.6.2	Costo de construcción de las lagunas	92
8.2.6.2.1	Costo del terreno	92
8.2.6.2.2	Costo de desforestación	94
8.2.6.2.3	Costo de las cercas	94
8.2.6.2.4	Movimiento de tierra en las lagunas	95
8.2.6.3	Resumen de los costos iniciales y actualizados de las lagunas (millones de Bs.)	103
8.2.7	Costos de habilitación del terreno	104
8.2.7.1	En riego por superficie (surcos)	104
8.2.7.2	En riego por aspersión	105
8.2.8	Costo de los equipos de riego por aspersión (incluye bombas)	106
8.2.9	Salarios	107
8.3	Análisis de beneficios	107
8.3.1	Beneficios para la alternativa de 8 horas de riego diario	108
8.3.1.1	Cultivo frutales. Riego por superficie (surcos)	108
8.3.1.2	Cultivo frutales. Riego por aspersión	108
8.3.1.3	Cultivo hortalizas. Riego por superficie (surcos)	108
8.3.1.4	Cultivo hortalizas. Riego por aspersión	108
8.3.2	Beneficios para la alternativa de 12 horas de riego diario	108
8.3.2.1	Cultivo frutales. Riego por superficie	108
8.3.2.2	Cultivo frutales. Riego por aspersión	108

8.3.2.3 Cultivo hortalizas. Riego por superficie	109
8.3.2.4 Cultivo hortalizas. Riego por aspersión	109
8.4 Análisis beneficio-costo	109
8.5 Análisis de sensibilidad económica	111
8.5.1 Cálculo del área regable	111
8.5.1.1 Cálculo del agua afluyente	111
8.5.1.2 Caudal efluente de las lagunas	112
8.5.1.3 Estimación del área regable	112
8.5.2 Análisis de costos	113
8.5.2.1 Costos de tubería	113
8.5.2.2 Costos de colocación de tuberías	114
8.5.2.3 Costo de los equipos de bombeo	114
8.5.2.4 Costo de la energía eléctrica	116
8.5.2.5 Costo de zanja para las tuberías	117
8.5.2.6 Costo de las lagunas	117
8.5.2.7 Costo de habilitación del terreno	117
8.5.2.8 Costo del equipo de aspersión	119
8.5.3 Análisis de beneficios en Valor Presente	119
8.6 Análisis beneficio-costo del estudio de sensibilidad	119
CONCLUSIONES	121
RECOMENDACIONES	123
BIBLIOGRAFIA	125
ANEXO: BALANCE HIDRICO	129

## 1. INTRODUCCION

La zona sur-occidental del Lago de Maracaibo, particularmente aquella situada al norte del Distrito Urdaneta, se caracteriza por poseer excelentes suelos agrícolas (clases II<sub>s</sub> y III<sub>s</sub>), cuya limitación para su cabal aprovechamiento es la disponibilidad de agua para riego, ya que, climáticamente, la zona es semiárida. En consecuencia, se pretende en este trabajo determinar la factibilidad técnica de acometer obras hidráulicas para el desarrollo de dichas áreas agrícolas.

En investigaciones recientes (COPLANARH, 1974), se ha demostrado la presencia de suelos aptos para la agricultura en la zona adyacente y al sur-oeste de Maracaibo. El desarrollo agrícola de la zona se ha visto limitado casi en su totalidad por la escasez del recurso agua, haciendo de esta región una de las más áridas del Estado Zulia.

Por otra parte, las investigaciones sobre control de contaminación del Lago de Maracaibo han recomendado el tratamiento de las aguas servidas de la ciudad de Maracaibo. (G. A. Hibjan, 1974).

De la conjunción de ambas ideas, dentro de un concepto de aprovechamiento integral de los recursos agua y tierra, puede inferirse que, en una zona en la cual las fuentes naturales tales como ríos, quebradas, precipitación directa, pozos, etc, no aportan cantidades suficientes de agua como para satisfacer la demanda necesaria para desarrollarla agrícolamente, las aguas tratadas de la ciudad muy bien pueden constituir una fuente no convencional que permita el aprovechamiento de estas tierras útiles para la agricultura.

### 1.1 Objetivos

Este trabajo se ha orientado al análisis de factibilidad de la solución de abastecimiento de las zonas agrícolas en los alrededores de Maracaibo mediante la reutilización de sus aguas servidas. En consecuencia, se estudiarán los siguientes aspectos:

- I. Técnicos: en cuanto a,
  - disponibilidades del recurso agua
  - conducción de las aguas servidas
  - tratamiento de las mismas
  - explotación agrícola de la zona, mediante sistemas de riego

II Económicos: en cuanto a:

- relación beneficio costo, derivada del desarrollo de cultivos

1.2 Metas

De ser factible la aplicación de la solución investigada se podrían alcanzar las siguientes metas a corto plazo con la aplicación de dicha solución:

I Desarrollo agrícola de una región con tres condiciones muy especiales:

- suelos aptos para tal desarrollo
- proximidad a un centro poblado de importancia
- precipitaciones escasas, que permiten el trabajo del suelo en la mayor parte del año.

II Se disminuiría la concentración de poluentes en el Lago, problema éste que con el paso del tiempo se va agravando debido a descargas de diferente naturaleza que son depositadas en su seno, algunas de las cuales -orgánicas- pudieran ser removidas por procesos naturales (autopurificación) y ocasionarían un mal pasajero; mientras que otras minerales y tóxicas, se ven acrecentadas a medida que transcurre el tiempo.

III Por otro lado, se crearían nuevas fuentes de trabajo para los habitantes de los alrededores de la zona, ayudando al desarrollo de esta región tan importante para el país al incorporar una considerable extensión de suelo agrícola de buena calidad a la producción.

IV Además, estos terrenos están ubicados sobre el acuífero de Maracaibo que no tiene recarga adecuada, lo que ha significado un avance de las aguas salinas del Lago hacia el acuífero. Es sabido que el riego es uno de los mejores métodos de recarga de los acuíferos, por lo tanto el regar esa zona aseguraría el mantenimiento de su calidad **y esto constituiría una importante reserva de agua para Maracaibo.**

*Aspecto  
Bacteriológico*

Todo esto encaja perfectamente en los planes que lleva a cabo la Nación en estos momentos en lo referente a:

- Desarrollar al máximo los suelos con condiciones favorables para la agricultura.

- Control de la contaminación de los cuerpos de agua dulce
- Aprovechamiento integral de los recursos naturales con que cuenta el país
- Crear nuevas fuentes de trabajo

### 1.3 Revisión de Bibliografía

Los antecedentes bibliográficos que se consideraron a los efectos de esta investigación, orientados directamente al tema en estudio, fueron:

Investigación Metodológica para la Planificación de los Recursos Hidráulicos en Venezuela".

Trabajo presentado y defendido en Noviembre de 1974 por el ingeniero José Luis Méndez Arocha ante la Facultad de Derecho y de Ciencias Económicas de la Universidad de Montpellier, como requisito para la obtención del Doctorado de Tercer Ciclo en la especialidad "Economía del Desarrollo Agrícola y del Espacio Rural".

Dicho trabajo postula la posibilidad de la reutilización de las aguas servidas de Maracaibo para el riego de la zona que se propone desarrollar en este estudio.

Estudio Básico para la Planificación de los Recursos Hidráulicos de la Región Zuliana".

Realizado en la Dirección General de Recursos Hidráulicos del Ministerio de Obras Públicas por los ingenieros Eugenio Lobo y Jesús Gómez en 1972. Es un estudio básico para la elaboración de los programas instrumentales necesarios para cumplir las previsiones del Plan Nacional de Aprovechamiento de los Recursos Hidráulicos en la Región N° 1 de COPLANARH. Se refiere en esta materia a las disponibilidades del recurso agua y sus destinos, y se plantean esquemas de aprovechamiento hidráulico, para cada uno de los umbrales de las décadas de 1970 al 2000.

"Plan Nacional de Aprovechamiento de los Recursos Hidráulicos".  
República de Venezuela. COPLANARH.

Señala las estrategias para el uso del agua en la Región Zuliana para los diferentes sectores, así como los conflictos inherentes a su aprovechamiento y el aumento de las disponibilidades del recurso.

"Inventario Nacional de Tierras". Región del Lago de Maracaibo. COPLANARH, 1974.

Abarca todo el estudio de los suelos de la zona, atendiendo a los siguientes puntos: delimitación, paisajes, relieve, clima, recursos hídricos, vegetación natural, uso actual, geomorfología, etc.

"Informe Battelle". Study Effects of Oil Discharges and Domestic and Industrial Wastewaters on the Fisheries of Lake Maracaibo, Venezuela.

Estudia la calidad de las aguas del Lago de Maracaibo y presenta el contenido de distintas sustancias que se encuentran en sus aguas, e índices de interés a la Ingeniería Sanitaria.

#### 1.4 Información Básica

##### 1.4.1 Información topográfica

- Carta "Maracaibo Sur", hoja 5847 de la Cartografía Nacional. Escala 1: 100.000.
- Plano de aprovechamiento de los ríos Socuy, Cachirí y Palmar. Oficina de Proyectos Aguerrevere (Maracaibo) Escala 1: 200.000.

##### 1.4.2 Información edafológica

- Plano de capacidad de uso. Sistema de manejo 4: agricultura con máxima tecnología -incluye el riego potencial- de la zona 1A1 de COPLANARH. Escala 1: 250.000.

##### 1.4.3 Información hidrológica

- Estación climatológica Maracaibo Los Pozos.

Con una duración de registros de 12 años a intervalos mensuales e información referente a evaporaciones y precipitaciones medias.

#### 1.4.4 Disposiciones legales:

Como base a esta tesis de grado, se usará el Reglamento de Normas Sanitarias para Proyecto, Construcción, Reparación y Reforma de Edificios, contenido en la Gaceta Oficial N° 752 Extraordinaria del 26-2-62, artículos 79 y 84 en la que se dictan directrices concretas referentes a aspectos del trabajo que se desea desarrollar. A continuación se citan ambos artículos:

"Capítulo V. Del abastecimiento y distribución de agua y de la disposición de aguas negras, de lluvias y residuales industriales.

Artículo 79. Todo edificio ubicado dentro de un área servida por un abastecimiento de agua público en condiciones de prestar servicio, deberá abastecerse de dicho acueducto.

Artículo 84. Todo edificio destinado a ocupación o habitación humana, deberá poseer un sistema para la evacuación de las aguas negras, y previsiones para la adecuada conducción y disposición de las aguas de lluvia, conforme a lo establecido en estas Normas. Cuando el edificio se encuentre a una distancia de hasta 30 mts. de una cloaca pública en condiciones de prestarle servicio, será obligatorio el empotrar a dicha cloaca, de acuerdo a lo establecido en los Capítulos respectivos de estas Normas. Las aguas residuales industriales, las sustancias corrosivas y materias que puedan causar daños a la red de cloacas públicas, o interferir los procesos de tratamiento existentes o previstos, no podrán ser descargadas directa o indirectamente a la red, salvo que sean sometidas previamente a tratamiento y acondicionamiento satisfactorio, a juicio de la autoridad sanitaria".

#### 1.5 Alcances

El actual trabajo no pretende dar soluciones definitivas, sino **que, por** el contrario, es un "estudio preliminar" de la situación y un análisis de factibilidad de las soluciones alternativas.

Esto se debe a la gran variedad de técnicas y metodologías que se podrían usar para la satisfacción de los problemas que se estudian. Dichas técnicas están íntimamente relacionadas con la hidrología, ingeniería sanitaria, hidráulica de canales, obras hidráulicas, todas éstas vinculadas a la profesión de la Ingeniería civil y otras, derivadas de profesiones que suelen complementarse mutuamente durante el ejercicio profesional como son la Economía, Legislación de Aguas, Ingeniería Agronómica, Estadística, Planificación, etc.

## 2. LOCALIZACION

La zona que se pretende desarrollar se encuentra al sur-oeste de Maracaibo y a una distancia que va de 13 a 25 kms. de la misma. Pertenece al norte del Distrito Urdaneta, limitando con el Distrito Maracaibo.

Geográficamente, su latitud está entre los  $10^{\circ} 27' N$  y los  $10^{\circ} 31' N$ , y su longitud entre  $71^{\circ} 43' 0$  y  $71^{\circ} 49' 0$ .

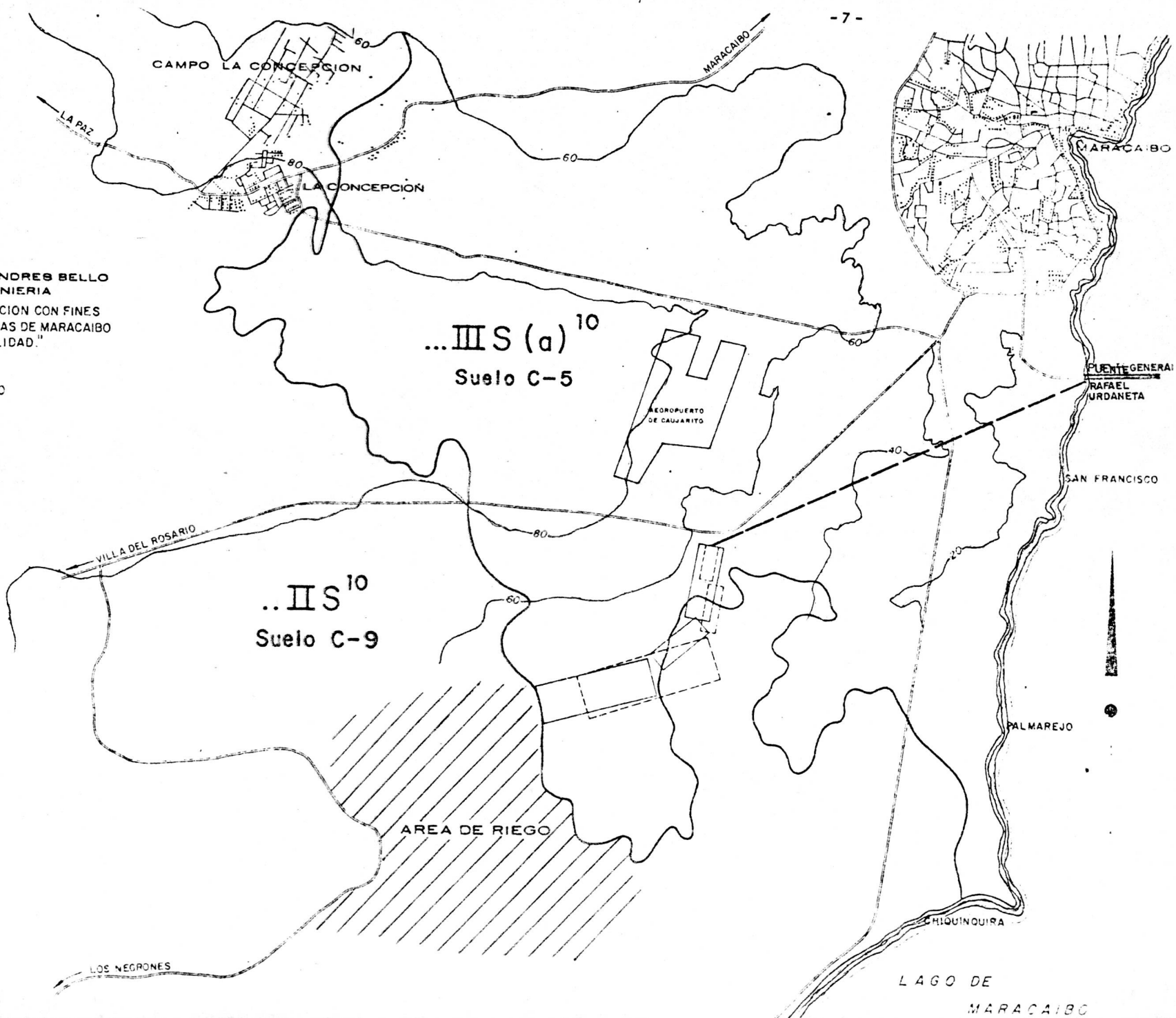
Se encuentra dentro de la Región 1, Subregión 1A, Zona 1A1 de COPLANARH.

Esta zona se escogió, tomando como límite norte la carretera que va de Maracaibo a Villa del Rosario y al este de la carretera que conduce a los Negrones, por cinco razones principales:

- a) Se encuentra cerca de una población que demanda gran cantidad de productos agrícolas para el consumo de sus habitantes, como es Maracaibo, pero no tan próxima que impida o limite el crecimiento de la misma.
- b) Los suelos encontrados son aptos para la agricultura con aplicación de máxima tecnología (riego). Los suelos C-5 bajo riego serían buenos para cultivos permanentes, mientras que los C-9 son los que poseen mayor potencialidad dentro del área semiárida, por disponer de suelos que, bajo riego, tendrían amplias condiciones para la mayoría de los cultivos. (COPLANARH, 1974).
- c) No interfiere en ninguna actividad, ya que sus tierras son mayoritariamente baldías. Son tierras afectadas a los fines de la Reforma Agraria, según título 1 de la Propiedad Agrícola, Capítulo 1 de las tierras de las entidades públicas, Artículo 10.
- d) El costo de la tierra es muy bajo.
- e) La topografía plana facilita el trabajo de la tierra.

La zona descrita anteriormente, puede verse en el plano N° 1.

UNIVERSIDAD CATOLICA ANDRES BELLO  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 TESIS DE GRADO: "REUTILIZACION CON FINES  
 DE RIEGO DE LAS AGUAS SERVIDAS DE MARACAIBO  
 ANALISIS DE FACTIBILIDAD."  
 PLANO N° 1  
 ESC. 1:100.000



CAMPO LA CONCEPCION

LA PAZ

LA CONCEPCION

MARACAIBO

MARACAIBO

...III S (a) 10  
Suelo C-5

AEROPUERTO  
DE CAUJARITO

PUENTE GENERAL  
RAFAEL  
URDANETA

SAN FRANCISCO

VILLA DEL ROSARIO

..II S 10  
Suelo C-9

PALMAREJO

AREA DE RIEGO

CHIDUINQUIRA

LOS NEGRONES

LAGO DE  
MARACAIBO

*Mollegan  
a 6.000 ha*

### 3. RECURSOS DE AGUA

#### 3.1 Disponibilidades reconocidas

Según Gómez y Lobo (1972), están previstas las siguientes disponibilidades de agua para los años 1980, 1990 y 2000:

Para el año 1980, existirán los embalses Manuelote y Tulé, los cuales asegurarán un volumen regulado de 535 millones de m<sup>3</sup>. De esta cantidad, 60 millones de m<sup>3</sup> servirán para el riego de unas 14.200 has cercanas a la población de Carrasquero; para cubrir la demanda urbana de Maracaibo, servirán unos 214 millones de m<sup>3</sup> y 130 millones de m<sup>3</sup> serán destinados a El Tablazo.

*pero esto dato no usaron*

Otro embalse que tendrá alguna consideración es el de El Diluvio, el cual regulará las aguas del río El Palmar y servirá para el riego de 32.000 ha de tierras cercanas a la Villa del Rosario.

*mi de rama*

Para el año 1990, el sistema Manuelote-Tulé estará regulando un volumen anual de 535 millones de m<sup>3</sup>, de los cuales 70 millones de m<sup>3</sup> servirán para el riego de 47.000 ha de la zona de Carrasquero; 130 millones de m<sup>3</sup> serán para la demanda de El Tablazo y lo restante para cubrir parte de la demanda de Maracaibo. Para completar esta demanda, se podrán extraer 20 millones de m<sup>3</sup> provenientes del acuífero de Maracaibo. Las aguas del embalse El Diluvio servirán para regar 47.900 ha de la zona del río El Palmar. La zona urbana de Maracaibo estará consumiendo 354 millones de m<sup>3</sup> al año, lo cual representa 11,2 m<sup>3</sup>/seg. Para esta época se debe haber exigido el tratamiento de las aguas servidas antes de su descarga al Lago para evitar su polución. Según estos mismos autores, si se supone una reutilización de un 40% de estas aguas, se logrará un desarrollo agrícola que se podría estimar en unas 5.000 ha ubicadas en la zona objeto de este estudio.

*0.1K*

Para el año 2000, el sistema Manuelote-Tulé regulará unos 566 millones de m<sup>3</sup>, de los cuales 130 millones serán destinados a El Tablazo de los 150 millones que demanda y los 20 millones que faltan podrían provenir del embalse Las Adjuntas sobre el río Cocuiza o de la reutilización de aguas servidas en la industria o el tratamiento de las aguas del Lago. Los 436 millones de m<sup>3</sup> restantes, serían para cubrir parte de la demanda de Maracaibo de 567 millones de m<sup>3</sup> y los 40 millones que faltan serán extraídos del acuífero ya explotado en 1990. El déficit de 91 millones de m<sup>3</sup> de Maracaibo, podría provenir de la construcción del embalse Maconte sobre el río Guasare; sin embargo, la distancia que habría desde el embalse Maconte a Maracaibo y el monto discreto del déficit de 91 millones de m<sup>3</sup>, hacen pensar en otro tipo de solución para Maracaibo, como sería la desalación de las aguas del Lago.

El incremento en las aguas servidas de la ciudad de Maracaibo y la previsión de sistemas de tratamiento, tal como se propuso para la década precedente, hacen pensar

2.500 ha

en una expansión del área de riego. Según estimaciones preliminares que suponen un retorno del 80% y diferentes eficiencias según el sistema de riego a emplear para un valor atribuible a la demanda de 1 lt/sg/ha, la superficie regable alcanzaría la cifra de 4.870 ha.

*— muy bajo — 2 lt/sg/ha*

En conclusión, el informe de Gómez y Lobo hace pensar seriamente en la posibilidad de utilizar las aguas negras de Maracaibo para regar sus terrenos agrícolas alejados de buena calidad agrológica, pero con limitación de disponibilidades de agua. Adicionalmente, la situación vigente de degradación acelerada de las aguas del Lago hace que esta posibilidad tenga que estudiarse mucho antes de las previsiones contenidas en el informe comentado.

Así, en el acápite siguiente se tratará de la conveniencia de la reutilización y la posibilidad que al respecto brinda la tecnología actual.

### 3.2 La Conveniencia de la Reutilización

A medida que las fuentes de agua disminuyen y la necesidad del líquido aumenta, la reutilización de aguas servidas se hace más atractiva.

Desde hace tiempo, muchas ciudades han utilizado las aguas servidas tratadas como fuente de abastecimiento para la agricultura. Los costos crecientes de los transportes desde grandes distancias y las escasas disponibilidades de agua, que supone la importación del recurso, hacen que se le dé mayor consideración a la reutilización.

Vale la pena aclarar antes de seguir adelante, el contenido de tres conceptos que suelen usarse para referirse a temas muy precisos y que se le atribuye el mismo significado respecto a la reutilización; estos tres conceptos son: recuperación, reutilización y reciclaje..

La recuperación puede definirse como la adecuación de un recurso para su uso. La reutilización es el uso general de un recurso recuperado. El reciclaje es la reutilización directa del recurso para el mismo propósito en que se utilizó originalmente (W. J. Phillips, 1974). En este caso se estudiará la recuperación y la reutilización, con fines de riego, de las aguas servidas de la ciudad de Maracaibo.

En vista de la actual calidad de las aguas del Lago, se concluye que su utilización no tiene valor alguno para la agricultura.

Por otro lado, el costo elevado del tratamiento de las aguas servidas con el fin de verterlas al Lago, no tiene justificación económica.

El agua disponible —aunque con usos comprometidos— se halla a grandes distancias de la Región en estudio, lo cual conlleva un alto valor de las mismas para su utilización en la zona.

Estas tres últimas razones concretas y referentes al trabajo que se desarrolla, obligan a estudiar la factibilidad de reutilización de las aguas servidas de Maracaibo para el desarrollo de la zona propuesta.

### 3.3 Disponibilidades No Convencionales

Para el conocimiento de las disponibilidades de agua no convencionales con que se cuenta para el tratamiento y su posterior reutilización, se ha elaborado el Cuadro N° III -1, con proyecciones hasta el año 2000 y en intervalos quinquenales, con datos suministrados por COPLANARH (1972) e INOS (1975).

El objeto del cuadro es conocer los caudales efluentes de la ciudad para los umbrales del estudio. Para esto, se utilizaron las fuentes ya mencionadas y las cifras fueron estimadas así:

Total de agua afluyente: Población total \* % de la población servida por acueducto \* Demanda per cápita.

Población servida por cloacas = Población total \* % de la población servida por cloacas.

Total de agua afluyente = Población servida por cloacas \* Demanda per cápita \* 80%.

Se optó por trabajar con los datos de demanda per cápita y % de población servida por cloacas suministrados por el INOS -Maracaibo (\*), pues las proyecciones de demanda per cápita suministradas por COPLANARH, son envolventes máximas, ya que la política de esta Comisión prevé cualquier eventualidad que pueda presentarse en cuanto a demanda del recurso y, por tanto, trabaja con valores máximos previsibles.

Actuando así, se está del lado de la seguridad, lo que puede observarse en el Cuadro N° III-1, donde se aprecia que las demandas estimadas según COPLANARH son aproximadamente un 25% superiores a las estimadas por el INOS.

La cifra de 68% de incorporación a la red de cloacas, aparece algo baja en relación a los valores tomados al respecto en la Conferencia de Punta del Este. COPLANARH, por el contrario, sugiere una estimación más optimista (\*\*), de allí que se haya considerado conveniente la realización de un análisis de sensibilidad económica en atención a los eventuales mayores gastos disponibles en el período de análisis. Dicho análisis aparece en el Capítulo 8.

---

(\*) Ing. Beatriz de Portillo, referencia oral.

(\*\*) Dr. Pedro Pablo Azpúrua e Ing. Aurelio Useche, referencia oral.

El análisis del Cuadro N° III- 1 indica que, del agua servida, sólo el 80% va a ser captada por el colector principal de aguas negras, lo cual se explica debido a las pérdidas que ocurren:

- a. En el lugar de uso: no toda el agua utilizada llega a la red de cloacas, parte se evapora y parte se infiltra. Entre los principales usos que ocasionan estas pérdidas, cabe mencionar el riego de jardines, secado al sol de la ropa, lavado de carros, etc.
- b. En la conducción de las aguas negras.

Los números de empotramientos a la red no fueron tomados en consideración debido a tres razones fundamentales:

- a. Maracaibo es una ciudad grande y de gran importancia al país, por lo que el porcentaje de viviendas no empotradas a la red de cloacas debe ser insignificante.
- b. La carencia de sistemas recolectores especiales, tales como pozos sépticos.
- c. Las situaciones expuestas en los apartes a) y b) son normales en una ciudad de importancia como Maracaibo y están avalados según disposición oficial que aparece expresa en el Reglamento citado en el aparte 1.4.4.

CUADRO N° III-1

DISPONIBILIDADES NO CONVENCIONALES

A Ñ O S	1980	1985	1990	1995	2000
* POBLACION TOTAL (miles de habitantes)	986	1218	1485	1798	2165
** % POBLACION SERVIDA POR ACUEDUCTO	80	90	90	90	90
* DEMANDA PER CAPITA ANUAL (m <sup>3</sup> )	200	210	220	230	240
TOTAL AGUA AFLUENTE (millones de m <sup>3</sup> )	157,76	230,202	294,03	372,186	467,640
** DEMANDA PER CAPITA ANUAL (m <sup>3</sup> )	153	160	163	162	163
TOTAL AGUA AFLUENTE (millones de m <sup>3</sup> )	120,86	175,392	217,85	262,148	317,606
** % DE POBLACION SERVIDA POR CLOACAS	60	64	68	68	68
POBLACION SERVIDA POR CLOACAS (miles de hab.)	591,6	779,52	1009,8	1222,64	1472,2
TOTAL DE AGUA EFLUENTE (millones de m <sup>3</sup> )	72,412	99,779	131,678	158,454	191,975

\* Datos de COPLANARH

\*\* Datos del INOS (Maracaibo) Ings.º Hugo Socorro y Beatriz de Portillo (referencia oral)  
Fuente original.

## 4. RECURSOS DE SUELO

### 4.1 Introducción

En este capítulo referente a suelos, se pretende resumir la clasificación de los mismos, indicadas en el Inventario Nacional de Tierras (COPLANARH, 1974), la cual señala la clase, subclase y subsector de cada tipo de suelo, al igual que se pretende el conocimiento de la capacidad de los mismos, asociada a dos tipos de cultivos (hortalizas y frutales), para el almacenamiento de agua.

Efectivamente, en la región que se desea desarrollar agrícolamente, se encuentran dos tipos de suelos bien diferenciados identificados por la siguiente simbología:

- .. II s<sup>10</sup> corresponde al suelo C-9
- ... III s(a)<sup>10</sup> corresponde al suelo C-5

para comprender el significado de la leyenda, se debe aclarar que:

- los números en romano indican la clase de capacidad de uso
- la s y la (a) son subclases
- los puntos dan nociones de mejoramientos factibles de los suelos
- el exponente, en este caso 10, es una asociación de clases o subclases
- la letra C define el subsector semiárido y el número que lo acompaña da una división del mismo subsector.

Puede apreciarse que en este caso, a cada clase de capacidad de uso le corresponde una división específica del subsector semiárido, lo cual simplifica un poco el trabajo de carácter preliminar que se pretende desarrollar en este informe.

Toda esta simbología es definida con más detalle a continuación. Estas definiciones fueron extraídas de la referencia citada, y mediante ellas se podrá tener una idea más clara y precisa del suelo en estudio.

### 4.2 Definición de clases de capacidad de uso

#### 4.2.1 Clase II

Los terrenos de esta clase incluyen algunas limitaciones que reducen la elección

de plantas y/o requieren moderadas prácticas de conservación y manejo para mejorar las relaciones suelo-agua-planta. Al igual que para las clases subsiguientes, la combinación de prácticas de manejo necesarias variarán de un lugar a otro, de acuerdo con los caracteres del suelo y del clima.

Las limitaciones más usuales de esta clase incluyen, ya en forma aislada o combinada, los siguientes factores: pendientes suaves; moderada susceptibilidad a la erosión, o efectos ligeramente adversos por erosión pasada; profundidad inferior a la ideal; estructura y laborabilidad poco favorable; contenido de sales o sodio que afecta ligeramente los cultivos comunes, fácil de corregir, pero posible de aparecer de nuevo; daños ocasionales por inundaciones y excesos de humedad corregibles por drenaje, aunque con moderadas limitaciones permanentes; ligeras limitaciones climáticas que influyen la selección de cultivos y el uso de manejo de los suelos.

#### 4.2.2 Clase III

Incluye terrenos con severas modificaciones que reducen la elección de plantas, y/o requieren prácticas especiales de manejo y conservación.

Dichas limitaciones pueden incluir uno o más de los siguientes factores:

- pendientes moderadamente fuertes;
- alta susceptibilidad a la erosión o efectos de la ya ocurrida;
- poca profundidad efectiva;
- muy baja fertilidad del subsuelo o fertilidad de difícil corrección;
- baja capacidad de retención de humedad;
- moderada cantidad de sales y/o sodio que afecta a los cultivos, frecuente inundación o sobresaturación que permanece aún luego del drenaje;
- condiciones climáticas moderadamente limitantes en la selección de cultivos, épocas de siembra y cosecha, etc.

#### 4.3 Definición de Subclases

##### 4.3.1 Subclase "S"

Esta subclase es bastante amplia e incluye limitaciones debidas a: fertilidad, textura, pedregosidad, profundidad, salinidad y permeabilidad.

#### 4.3.2 Subclase "(a)"

Se usa cuando por las condiciones solas o combinadas de topografía, de posición y/o de textura de los suelos es necesario que sea regado por aspersión. Se ha considerado que la clase III es la máxima en que puede caer un suelo que requiera ser regado por aspersión.

#### 4.3.3 Uso de los puntos:

Dos puntos significa mejoramiento factible.

Tres puntos significa mejoramiento poco factible (el riego por aspersión siempre se coloca en esta factibilidad).

#### 4.3.4 Asociaciones de clases o subclases:

El exponente 10 indica la no existencia de **asociaciones** de suelos, lo que significa que en este caso existe un solo tipo de suelo, el cual ocupa el 100% de las zonas en estudio.

### 4.4 Subsector semiárido

#### Símbolo cartográfico "C"

##### 4.4.1 Suelo C-5

###### 4.4.1.1 Relieve

Predominante plano

###### 4.4.1.2 Características generales de suelos

Suelos profundos, de textura medias, con incremento de arcillas en el perfil, presentando texturas livianas en superficie (entre 0-40 cm). No tiene problemas de salinidad. Presentan altas saturaciones con bases. El pH de los suelos varía entre 5 y 5,8. En general, los suelos se consideran algo excesivamente drenados.

###### 4.4.1.3 Unidad Cartográfica

Haplargida, medios, excesivamente drenados, 90%.

###### 4.4.1.4 Clasificación Interpretativa

Se ubican en IIIs (a) debido a que poseen una permeabilidad rápida, y deben ser regados por aspersión.

#### 4.4.1.5 Limitaciones y Prácticas de Manejo Recomendadas

Actualmente la mayor limitación está dada por el clima. Un mejoramiento posible mediante el riego, se considera poco factible debido a las altas demandas de agua que requieren y por la necesidad de ser regados por aspersión. Estos suelos bajo riego serían buenos para cultivos permanentes, permitiendo en el contexto del sector la posibilidad de usos mixtos y combinados de la tierra, mediante las explotaciones agrícola-ganaderas.

#### 4.4.2 Suelo C-9

##### 4.4.2.1 Relieve

Predominante plano.

##### 4.4.2.2 Características generales de los suelos

Son suelos profundos de textura media, con incremento de arcilla en el perfil; poseen un desarrollo moderado de estructura, poseen un buen drenaje. Presentan altas saturaciones con bases; el pH fluctúa entre 4, 5 y 6, 7; en algunos casos se observa un estrato moderadamente salino a profundidades mayores a 70 cm.

##### 4.4.2.3 Unidad Cartográfica

Haplargida, medios, 90%

##### 4.4.2.4 Clasificación interpretativa

.. IIs

##### 4.4.2.5 Limitaciones y Prácticas de Manejo Recomendadas

Actualmente, si se introduce el riego se logra mejorar los suelos hasta la clase .. IIs, ya que permanecerían algunos problemas de fertilidad. Esta unidad es la que posee mayor potencialidad, por disponer de suelos que, bajo riego, tendrían amplias condiciones para la mayoría de los cultivos; es sólo limitada para cultivos muy exigentes en agua. Se cree que tendrán a la larga algunos problemas de fertilidad por poseer bajas capacidades de intercambio catiónico. Es recomendable la investigación sobre el manejo de fertilidad en estos suelos, combinando el uso de fertilizantes químicos con la incorporación de materia orgánica a través de prácticas usuales (rotaciones, barbechos, abonos verdes, etc.)

#### 4.5 Capacidad de Almacenamiento de Agua en el Suelo

La importancia del conocimiento de los volúmenes almacenados en el suelo

estriba en la utilización de los mismos por las plantas cuando haya escasez de agua y exista almacenamiento del recurso en el suelo.

La capacidad de almacenamiento de agua en el suelo y su disponibilidad para la planta, depende de la capacidad de campo y del punto de marchitamiento permanente.

La capacidad de campo representa la capacidad capilar máxima del suelo y depende principalmente de la textura del mismo. El punto de marchitamiento permanente representa el límite de aprovechamiento de agua del suelo por las plantas.

Según Thornthwaite-Mather, 1957, la capacidad de almacenamiento de agua en diferentes combinaciones de suelo y vegetación, es como sigue:

CUADRO N° IV-1

DISPONIBILIDAD DE AGUA PARA DIFERENTES SUELOS Y CULTIVO HORTALIZAS \*

Tipo de Suelo	Zona Radicular (mts)	Disponibilidad de agua (mm)
Arena fina	0.50	50
Franco arenoso fino	0.50	75
Franco limoso	0,62	125
Franco arcilloso	0.40	100
Arcilloso	0.25	75

Fuente: Thornthwaite-Mather, 1957

\* (espinacas, arvejas, remolachas, zanahorias, etc.)

CUADRO N° IV-2

DISPONIBILIDAD DE AGUA PARA DIFERENTES SUELOS Y CULTIVO FRUTALES

Tipo de Suelo	Zona Radicular (m)	Disponibilidad de agua (m)
- Arena fina	1,50	150
- Franco arenoso fino	1,67	250
- Franco limoso	1,50	300
- Franco arcilloso	1,00	250
- Arcilloso	0,67	200

Fuente: Thornthwaite-Mather, 1957

Como interesa calcular la capacidad de almacenamiento en suelos de la zona bajo estudio, por lo que se explicó previamente, se obtuvo del Inventario Nacional de Tierras (COPLANARH, 1974) las clases texturales de cada uno de los horizontes del perfil característico de cada clase de suelo (véanse cuadros Nos. IV-3 y IV-4).

Con las informaciones suministradas, resumidas en los cuadros números IV-3 y IV-4, con las de la capacidad de almacenamiento de agua en el suelo propuesta por Thornthwaite-Mather (1957), Cuadros Nos. IV-1 y IV-2, se puede obtener el almacenamiento útil para diferentes combinaciones de suelos y cultivos.

Los cuadros Nos. IV-5 y IV-6 muestran estas características para los cultivos supuestos para el área. Su elaboración se explica a continuación:

1. La profundidad y textura vienen dadas por los perfiles típicos ya mencionados.
2. El almacenamiento en el intervalo, se saca por las relaciones propuestas por Thornthwaite-Mather (1957), así por ejemplo: a la arena le corresponde por cada 50 mm (1 mm/1 cm); como en este caso, la capa de arena tiene una profundidad de 30 cms, le corresponderá una lámina de almacenamiento de agua de 30 mm.

a) Suelo C-5

CUADRO N° IV-3

CLASES TEXTURALES EN EL PERFIL

PROFUNDIDAD	%	CLASE TEXTURAL DEL SUELO
0 - 30 cm.	77,6 de arena 17,6 de limo 4,8 de arcilla	Arena
30 - 65 cm.	60,5 de arena 62,1 de limo 18,5 de arcilla	Franco - arenoso
65 - 180 cm.	52,5 de arena 17,8 de limo 29,7 de arcilla	Franco - arcilloso arenoso

Fuente: Inventario Nacional de Tierras, 1974 .

b) Suelo C-9

CUADRO N° IV-4

CLASES TEXTURALES EN EL PERFIL

PROFUNDIDAD	%	CLASE TEXTURAL DEL SUELO
0 - 10 cm.	53,4 de arena 32,6 de limo 1,4 de arcilla	Franco - arenoso
10 - 40 cm.	41,2 de arena 31,4 de limo 27,4 de arcilla	Franco - arcilloso
40 - 70 cm.	32,3 de arena 29,5 de limo 38,2 de arcilla	Franco - arenoso
70 - 90 cm.	27,7 de arena 29,8 de limo 42,5 de arcilla	Arcilloso
90 - 160 cm.	28,8 de arena 29,9 de limo 41,3 de arcilla	Arcilloso
160 - 210 cm.	31,4 de arena 32,9 de limo 35,7 de arcilla	Franco-arcilloso

Fuente: Inventario Nacional de Tierras, 1974 .

CUADRO N° IV-5

ALMACENAMIENTO UTIL EN EL SUELO C-5

PROF. (cm.)	TEXTURA	ALMAC. EN EL INTERVALO (mm)	CAPACIDAD DE ALMACENAJE		ALMACENAMIENTO UTIL 80% (mm)	
			Frut.	Hort.	Frut.	Hort.
0,30	Arena	30				
30 - 65	Franco Arenoso	52,5		60		48
65-180	Franco Arcilloso Arenoso	287,5	295		236	

Fuente original

CUADRO N° IV - 6

ALMACENAMIENTO UTIL EN SUELO C-9

PROF. (cm)	TEXTURA	ALMAC. EN EL INTERVALO (mm)	CAPACIDAD DE ALMACENAJE		ALMACENAMIENTO UTIL 80% (mm)	
			Frut.	Hort.	Frut.	Hort.
0 - 10	Franco Arenoso	15				
10 - 40	Franco Arcilloso	75				
40 - 70	Franco Arenoso	45		105		84
70 - 90	Arcilloso	60				
90 -160	Arcilloso	210	375		300	
160 - 210	Franco Arcilloso	125				

Fuente original.

3. La capacidad de almacenamiento se busca para cada cultivo y depende de la zona radicular (para el cultivo de frutales, se consideró la zona de 1,5 m y para hortalizas, de 0,5 m).

Como ilustración se explica a continuación la obtención de la capacidad de almacenaje en el suelo C-9 del cultivo de hortalizas. Para dicho cultivo, como se dijo antes, se supuso una zona radicular de 50 cm, por lo que el suelo es capaz de almacenar agua útil para las plantas hasta esa profundidad; entonces, para los primeros 10 cm se almacenan 15 mm, para el intervalo de 10 a 40 cm de profundidad, se almacenan 75 mm y para el de 40 a 50 cm se almacenan 15 mm. La suma de estos tres valores, da la capacidad de almacenamiento del suelo con el cultivo de hortalizas.

4. El almacenamiento útil se consiguió basado en los criterios expuestos en el Manual de Riego del USDA; así, se supuso que del total de agua almacenable, solamente el 80% puede ser utilizada por el cultivo sin sufrir una baja en el rendimiento (FUDECO, 1972).

## 5. POSIBILIDADES DE DESARROLLO

### 5.1 Cultivos

Basado en lo previsto en el Inventario Nacional de Tierras (COPLANARH, 1974), se escogieron dos tipos de cultivos para la zona. Estos cultivos son de tipo permanente, como los frutales, eligiéndose como cultivo índice los cítricos, y no permanentes, como las hortalizas, en cuyo caso se eligió como cultivo índice el tomate.

Esta decisión se basó en la naturaleza del suelo, apta para el desarrollo de los mismos, en el rendimiento elevado y en la facilidad del mercado de sus productos, debido a la gran demanda de que son objeto.

Cabe mencionar que el conocimiento de la producción por parte del campesino de la región es amplia, lo cual facilita su elaboración y mercadeo, al igual que son considerados como alimentos comunes y necesarios en la dieta del venezolano.

### 5.2 Balance Hídrico

Para saber con certeza la cantidad de agua requerida por las plantas, es imprescindible hacer un balance hídrico. Los suelos pierden humedad por la evapotranspiración, pero también la ganan por diversos conceptos, como son: la precipitación, el ascenso de agua por capilaridad y condensación del vapor acuoso.

El ascenso de agua por capilaridad tiene significación en condiciones especiales, como son la distancia a la superficie freática, la calidad del agua y la conductividad capilar de los suelos.

La condensación del vapor acuoso carece de importancia práctica.

La precipitación representa casi el 100% del agua que llega al suelo. Cuando el agua cae a la tierra, parte se infiltra y queda retenida en la zona radicular, parte es interceptada por la vegetación y parte escurre por la superficie del terreno. La relación entre el agua retenida en la zona radicular y el agua de lluvia, depende del grado de humedad, condiciones físicas y pendiente del terreno y también de la intensidad, frecuencia y duración de la lluvia.

Una medida de la eficiencia de la precipitación es la relación entre la altura de la lámina retenida en la zona radicular y la altura de la lámina que representa la precipitación. (Grassi, 1968).

En este caso, se trabajará con una probabilidad del 80%, lo cual significa que dos años de cada diez, podría producirse un déficit mensual mayor de lo previsto.

En el presente estudio se hicieron los balances hídricos basados en la estación Maracaibo-Los Pozos, por ser la más representativa de la zona, debido fundamentalmente a que :

- Es la más próxima a la región en estudio.
- Es la que posee registros más largos (12 años).
- Es la única en la zona que posee registros de precipitación y evaporación.

El procedimiento seguido para realizar el balance hídrico fue el siguiente:

- a. Precipitación y evaporación media mensual son datos obtenidos de los registros de la estación.
- b. La evapotranspiración potencial (ETP) fue calculada basado en la fórmula de Christiansen (1971), cuya expresión matemática es:

$$ETP = Ev (0,7 + 0,0005 P) \quad (5-1)$$

donde:

Ev = evaporación media mensual en mm

P = precipitación

ETP = evapotranspiración potencial en el mes y en mm

- c. Se restan las láminas de precipitación y la de ETP, pudiéndose presentar uno de los siguientes casos:

c.1  $P > ETP$ : significa que hay almacenamiento en el suelo, del cual se aprovecharán las plantas.

c.1.1 Si  $(P-ETP)$  es mayor que el almacenamiento potencial, existe exceso de agua, la cual escurrirá y percolará una vez almacenado el máximo de agua que sea capaz de retener el suelo.

c.1.2  $(P-ETP)$  es menor que el almacenamiento potencial, se almacena la lámina de agua que da en la resta, sin que haya exceso.

*y porque no lo hay*

El almacenamiento de un mes se le sumará a la precipitación del siguiente, ya que es un volumen de agua que está disponible para el cultivo en forma de reserva.

- c.2 P = ETP: significa que el agua suple exactamente las necesidades del cultivo. No se presentará, entonces, ni almacenamiento ni exceso del recurso.
- c.3 P < ETP: significa que existirá un déficit de agua, la cual debe suplirse por otro medio para la subsistencia de los vegetales.

Este procedimiento se hizo para cada uno de los dos tipos de suelo (C-5 y C-9) y para cada uno de los dos tipos de cultivo (frutales y hortalizas); en otras palabras, hay cuatro balances hídricos en este trabajo especial, los cuales pueden observarse en el anexo I.

Como puede apreciarse, los balances resultan muy parecidos y muestran una marcada escasez del recurso agua, por lo que se hace imprescindible el riego para el aprovechamiento agrícola de los suelos en estudio.

Dado que la precipitación, la ETP y, por lo tanto, el déficit, son factores muy variables, conviene conocer el valor probable de los déficit mediante análisis estadísticos, de manera de obtener el déficit más probable que hay que satisfacer. Para este fin, se colocan "n" valores de déficit mensual en orden creciente, asignándole a cada uno un número de orden o rango "m" también creciente.

Luego se calcula la frecuencia o probabilidad de ocurrencia, mediante la siguiente ecuación:

$$P = \frac{m}{n+1} \times 100 \quad (5-2)$$

Ver Cuadros Nos. V-1, V-2, V-3 y V-4.

Estos valores se dibujaron en papel de probabilidades extremas (gráficos Nos. 1, 2, 3 y 4) y se compararon con la curva obtenida según la Ley de Gumbel.

Como puede observarse, en los gráficos 1, 2, 3 y 4 se ajustan muy bien a la Ley de Gumbel los puntos dibujados.

La Ley de Gumbel es de aplicación general y su uso se considera satisfactorio como distribución de variables aleatorias que sean extremas (máximas o mínimas) de un determinado fenómeno que se produce con el tiempo. (Linsley - Kohler - Paulhus, 1968).

La distribución de Gumbel se aproxima, generalmente, a una recta en papel semilogarítmico (el déficit en el eje aritmético, y la probabilidad en el logarítmico).

El desarrollo de Gumbel, es el que sigue, haciendo uso de la distribución de valores extremos: si  $X_1, X_2 \dots X_n$  son los valores extremos observados en "n" muestras de igual tamaño "N" y si "X" es una variable ilimitada, exponencialmente distribuida, entonces la teoría de los valores extremos establece que, al aproximarse "n" y "N" al infinito, la probabilidad acumulativa "P" de que cualquiera de los extremos "n" será inferior a "X" se aproxima a la expresión:

$$P = e^{-e^{-y}} \quad (5-3)$$

la cual es una probabilidad de que el suceso no ocurra, siendo:

e = base de los logaritmos Neperianos

y = variable reducida =  $a(\bar{X} - X_f)$  (5-4)

Para una muestra infinitamente grande, el modo de la distribución ( $X_f$ ) y el parámetro de dispersión (a), son funciones de la media aritmética ( $\bar{X}$ ) y de la desviación típica ( $S_x$ ).

$$X_f = \bar{X} - 0,45005 S_x \quad (5-5)$$

$$a = \frac{1,28255}{S_x} \quad (5-6)$$

Puede obtenerse el período de retorno empleando la siguiente ecuación:

$$Tr = \frac{1}{1 - P} \quad (5-7)$$

En la práctica, como las muestras no son infinitas, las ecuaciones (5-5) y (5-6) no son estrictamente aplicables. Hay varios métodos para el cálculo de "a" y "X<sub>f</sub>". El de Gumbel es uno de ellos y se basa en el análisis de los mínimos cuadrados de la ecuación (5-4) de donde resulta:

$$X_f = \bar{X} + S_x \frac{\bar{Y}_n}{S_n} \quad (5-8)$$

$$a = \frac{S_n}{S_x} \quad (5-9)$$

Las cantidades teóricas  $\bar{Y}_n$  y  $S_n$  son funciones del valor de muestra (cuadro N° V-5).

Combinando las ecuaciones (5-4), (5-8) y (5-9), se obtiene por último:

$$X = \bar{X} + \frac{S_x}{S_n} (Y - \bar{Y}_n) \quad (5-10)$$

En el cuadro N° V-6 se encuentra tabulado y por pasos el procedimiento para la aplicación de la Ley de Gumbel, que se esboza a continuación:

1. Sumatoria de las variables (déficit).
2. Tamaño de la muestra.
3. Media aritmética.
4. Sumatoria del cuadrado de las variables.
5. Operación.
6. Operación.
7. Varianza.
8. Desviación típica.
9. Desviación teórica.
10. Media teórica.

CUADRO N° V-1

PROBABILIDADES DE OCURRENCIA DE DEFICITS EXTREMOS

Tipo de Suelo: C-5

Tipo de cultivo: Hortalizas

*No debe ser menor la probabilidad de ocurrencia de déficit en mayor déficit*

Déficit	Orden	Probabilidad
137	1	2,78
139	2	5,56
139	-	---
140	4	11,11
143	5	13,89
143	-	---
143	-	---
145	8	22,22
146	9	25
148	10	27,78
149	11	30,56
153	12	33,33
153	-	---
154	14	38,89
154	-	---
154	-	---
156	17	47,22
157	18	50
158	19	52,78
159	20	55,56
160	21	58,33
162	22	61,11
162	-	---
166	24	66,67
166	-	---
168	26	72,22
168	-	---
169	28	77,78
170	29	80,56
170	-	---
176	31	86,11
179	32	88,89
184	33	91,67
184	-	---
184	-	---

CUADRO N° V-2

PROBABILIDADES DE OCURRENCIA DE DEFICITS EXTREMOS

Tipo de Suelo: C-9

Tipo de cultivo: Hortalizas

Déficit	Orden	Probabilidad
137	1	2,78
137	-	---
139	3	8,33
139	-	---
140	5	13,89
143	6	16,67
143	-	---
143	-	---
145	9	25
146	10	27,78
148	11	30,56
149	12	33,33
153	13	36,11
153	-	---
154	15	41,67
154	-	---
154	-	---
156	18	50
157	19	52,78
158	20	55,56
159	21	58,33
160	22	61,11
162	23	63,89
162	-	---
166	25	69,44
166	-	---
168	27	75
168	-	---
169	29	80,56
170	30	83,33
170	-	---
176	32	88,89
184	33	91,67
184	-	---
184	-	---

CUADRO N° V-3

PROBABILIDADES DE OCURRENCIA DE DEFICITS EXTREMOS

Tipo de Suelo: C-5

Tipo de cultivo: ~~Frutales~~

Déficit	Orden	Probabilidad
137	1	2,78
139	2	5,56
139	-	—
140	4	11,11
143	5	13,89
143	-	—
143	-	—
145	8	22,22
146	9	25
148	10	27,78
149	11	30,56
153	12	33,33
153	-	—
154	14	38,89
154	-	—
154	-	—
156	17	47,22
157	18	50
158	19	52,78
159	20	55,56
160	21	58,33
162	22	61,11
162	-	—
166	24	66,67
166	-	—
168	26	72,22
168	-	—
169	28	77,78
170	29	80,56
170	-	—
176	31	86,11
179	32	88,89
184	33	91,67
184	-	—
184	-	—

CUADRO N° V-4

PROBABILIDADES DE OCURRENCIA DE DEFICITS EXTREMOS

Tipo de Suelo: C-9

Tipo de Cultivo: Frutales

Déficit	Orden	Probabilidad
137	1	2,78
137	-	---
139	3	8,33
139	-	---
140	5	13,89
143	6	16,67
143	-	---
143	-	---
145	9	25
146	10	27,78
148	11	30,56
149	12	33,33
153	13	36,11
153	-	---
154	15	41,67
154	-	---
154	-	---
156	18	50
157	19	52,78
158	20	55,56
159	21	58,33
160	22	61,11
162	23	63,89
162	-	---
166	25	69,44
166	-	---
168	27	75
168	-	---
169	29	80,56
170	30	83,33
170	-	---
176	32	88,89
184	33	91,76
184	-	---
184	-	---

CUADRO N° V-5

"CANTIDADES TEORICAS"

N	$\bar{Y}_n$	$S_n$
7	.4758	.9453
8	.4828	.9493
9	.4897	.9533
10	.4967	.9573
11	.5008	.9735
12	.5043	.9870
13	.5075	.9994
14	.5103	1.0105
15	.5128	1.0208
16	.5172	1.0303
17	.5175	1.0392
18	.5196	1.0475
19	.5214	1.0559
20	.5236	1.0628
21	.5252	1.0695
22	.5268	1.0754
23	.5283	1.0856
24	.5296	1.086
25	.5309	1.091
26	.5320	1.0966
27	.5332	1.0999
28	.5343	1.1041
29	.5353	1.1086
30	.5362	1.1124
31	.5371	1.1159
32	.5380	1.1193
33	.5358	1.1226
34	.5380	1.1255
35	.5388	1.1285

CUADRO N° V-6

LEY DE GUMBEL - CALCULO TEORICO DE DEFICITS MAXIMOS EXTREMOS

ESTACION: MARACAIBO - LOS POZOS

N°	Operación	C-5 Hort. y Frut.	C-9 Hort. y Frut.
1	$\sum X$	5538	5496
2	N	35	35
3	$\bar{X} = (1)/(2)$	158,23	157,03
4	$\sum X^2$	882594	869322
5	$\bar{X} \cdot X = (1) \cdot (3)$	876277,74	863036,88
6	$(\bar{X} - X) = (4) - (5)$	6316,26	6285,12
7	$S_x^2 = (6)/n-1$	185,77	184,856
8	$S_x = \sqrt{(7)}$	13,63	13,596
9	$S_n$	1,1285	1,1285
10	$\bar{Y}_n$	0,5388	0,5388
11	$S_x/S_n = (8)/(9)$	12,08	12,048
12	$\bar{Y}_n \cdot S_x/S_n$	6,51	6,491
13	$\mu = \bar{X} - (12)$	151,72	150,539
14	$(11) \times 0,3665$	4,427	4,416
15	$(11) \times 1,4999$	18,119	18,071
16	$(11) \times 2,2502$	27,182	27,11
17	$X_2 = (13 + 14)$	156,147	154,955
18	$X_5 = (13 + 15)$	169,839	168,61
19	$X_{10} = (13 + 16)$	178,902	177,649

PAPEL DE PROBABILIDAD EXTREMA  
PERIODO DE RETORNO (años)

SUELO C-5  
CULTIVO HORTALIZAS  
MAXIMOS EXTREMOS

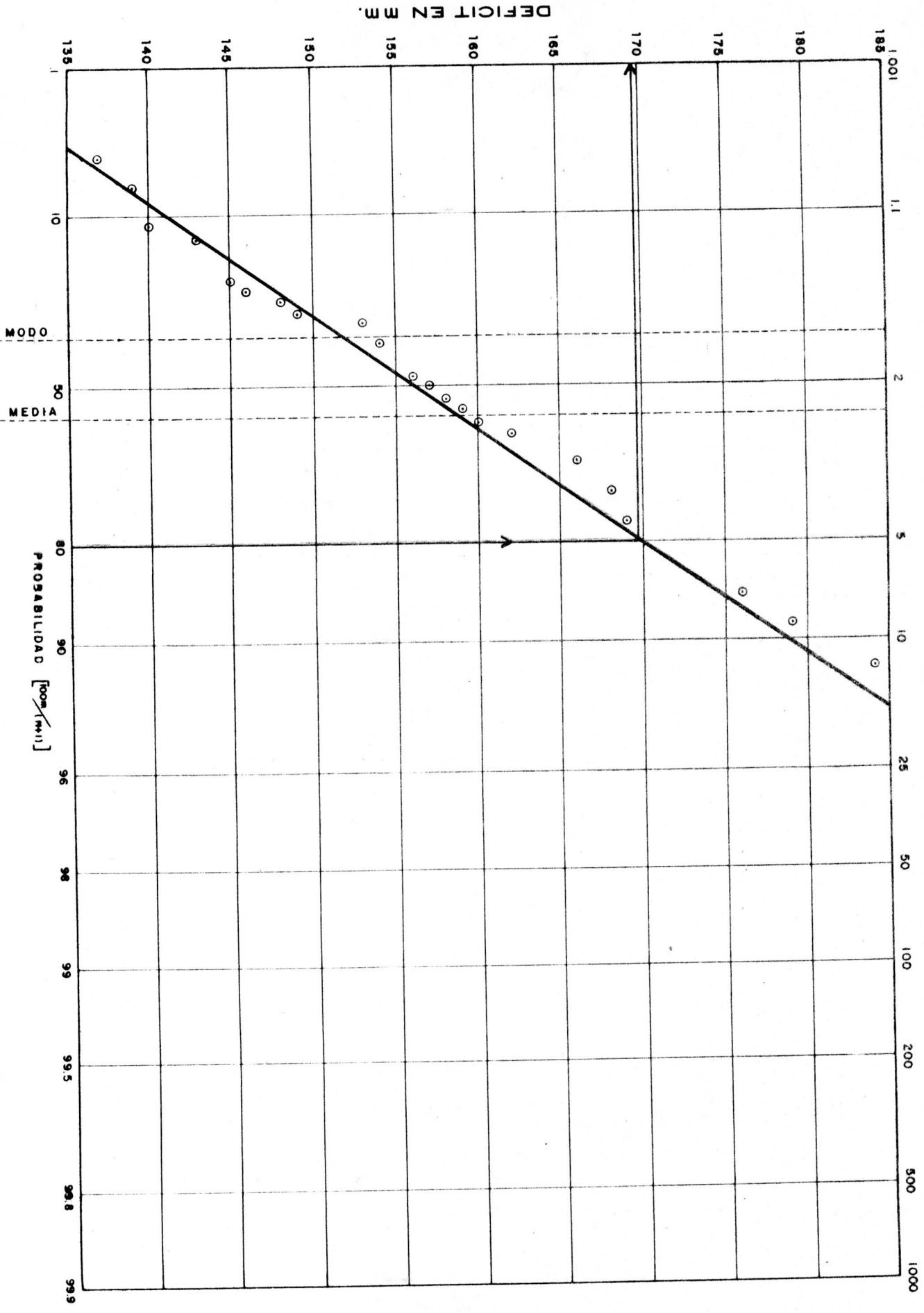
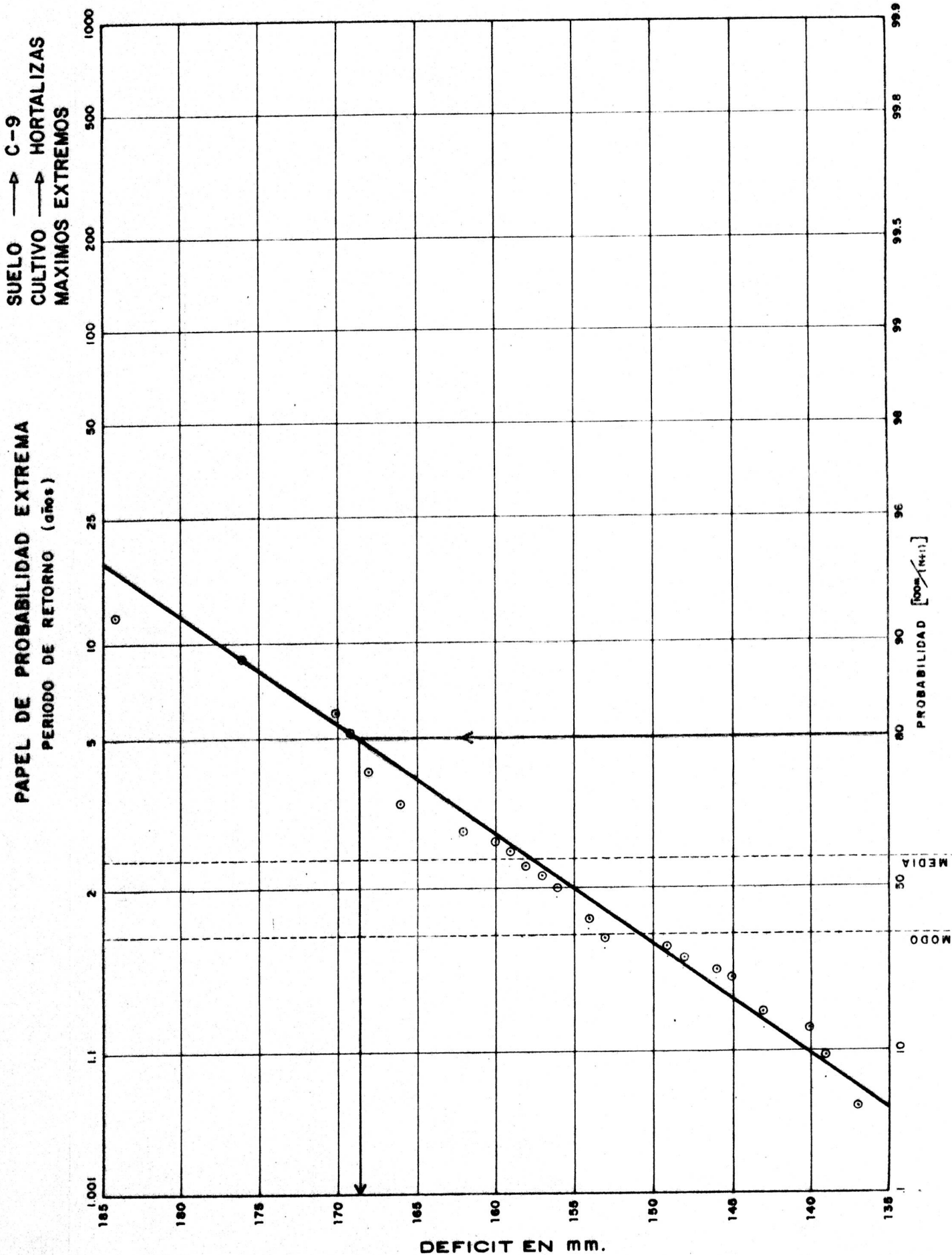


GRAFICO Nº 1



**PAPEL DE PROBABILIDAD EXTREMA**  
**PERIODO DE RETORNO (años)**

SUELO → C-5  
 CULTIVO → FRUTALES  
 MAXIMOS EXTREMOS

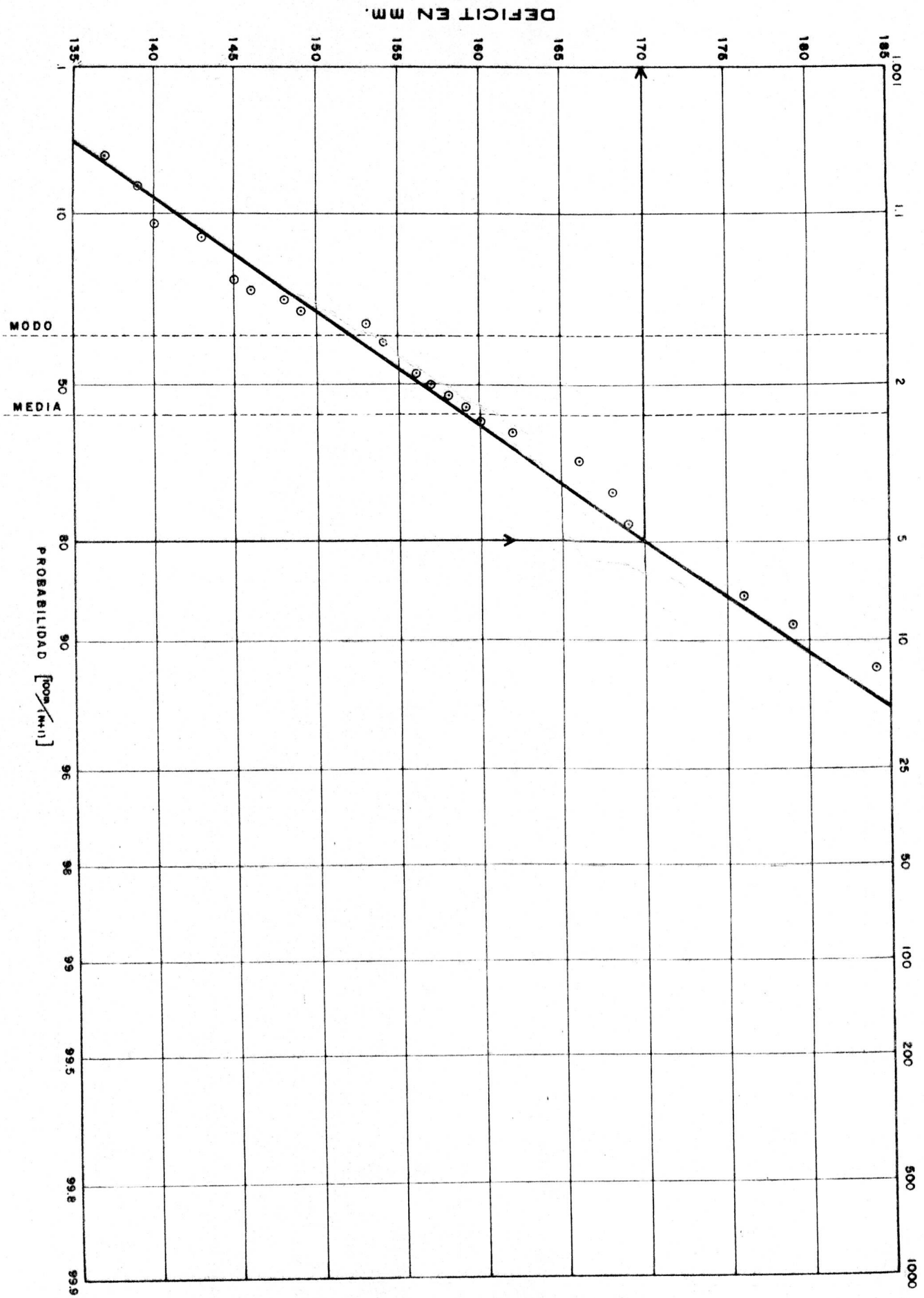
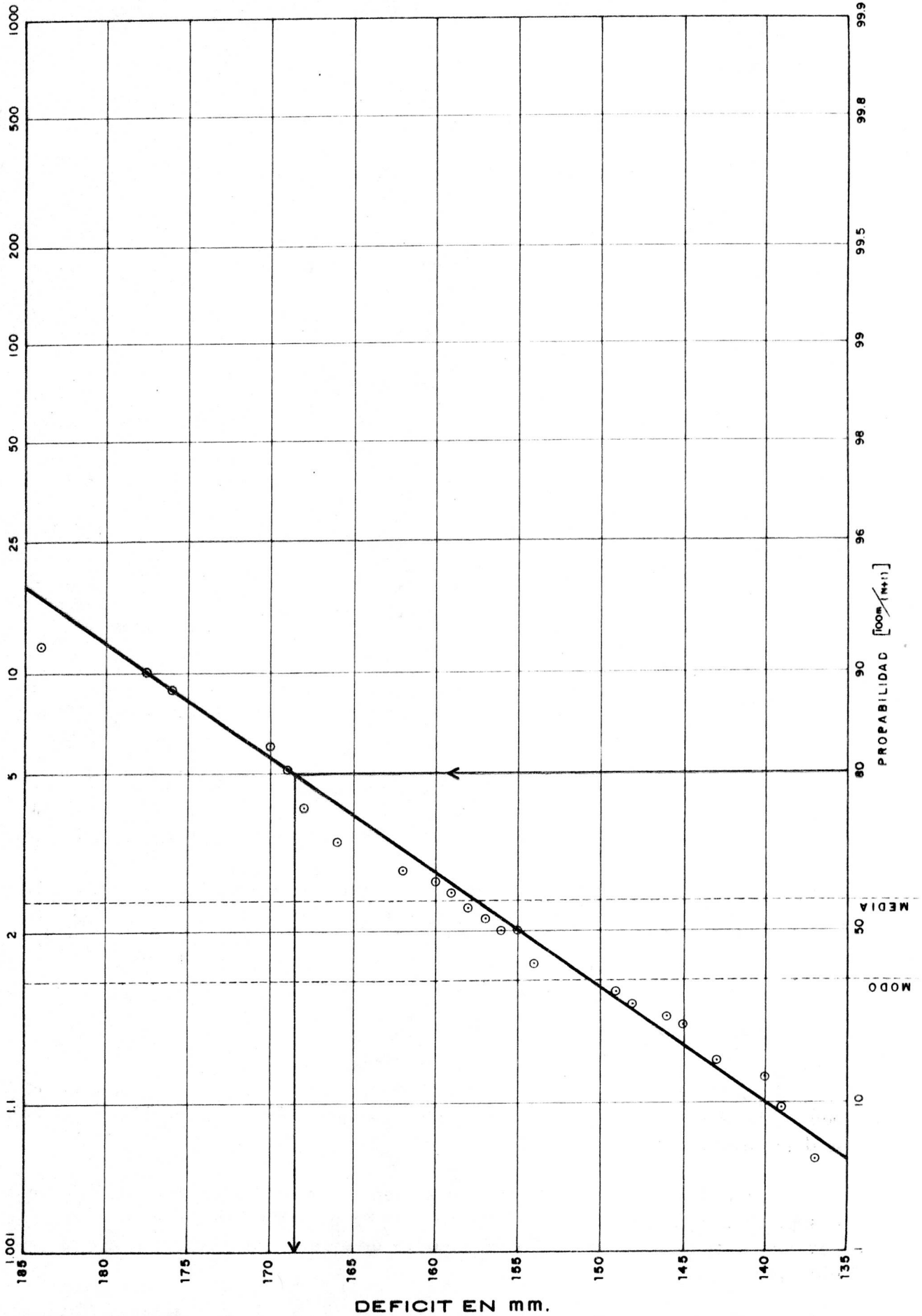


GRAFICO Nº 3

GRAFICO N° 4

SUELO → C-9  
 CULTIVO → FRUTALES  
 MAXIMOS EXTREMOS

PAPEL DE PROBABILIDAD EXTREMA  
 PERIODO DE RETORNO (años)



11. Operación.

12. Operación.

13. Modo de la distribución.

14-15-16. Operación. 2º miembros de la ecuación (5-10).

$$\frac{S_x}{S_n} (Y - \bar{Y}_n), \text{ donde } \frac{S_x}{S_n} \text{ ha sido calculado en el}$$

paso 11 y  $(Y - \bar{Y}_n)$  se despeja de la siguiente forma:

$$P = e^{-e^{-(Y - \bar{Y}_n)}} \quad (5-11)$$

$$(Y - \bar{Y}_n) = -\ln [-\ln (P)] \quad (5-12)$$

donde  $(Y - \bar{Y}_n)$  es el valor ajustado de la variable reducida y "P", la probabilidad ya definida y para valores de 0,5, 0,8 y 0,9.

17 - 18 - 19 - Operación. Valores teóricos calculados para la Ley de Gumbel de la variable (déficit), para probabilidades establecidas en el paso anterior.

Una vez hecha la recta en el papel de probabilidad extrema, se hallaron los déficits a los cuales le corresponde una probabilidad acumulada del 80% (período de retorno de 5 años).

Como en el caso que se estudia los déficit para dicha probabilidad dan muy cercanos, se tomó para el cálculo de la demanda de agua para riego de los distintos suelos y cultivos, el del suelo C-5 y cultivo de frutales, o sea 170 mm por ser el de mayor demanda. (DNR = 170 mm).

### 5.3 Métodos de Riego

Según Israelsen, 1962, el riego tiene por fin la "aplicación artificial de agua al terreno para suministrar a las especies vegetales la humedad necesaria para su desarrollo".

En el riego por superficie y en el riego por aspersión el agua penetra desde la superficie y se repone a intervalos de tiempo, generalmente de varios días, toda vez que la lámina de agua consumida alcanza un espesor adecuado para su manejo eficiente.

La diferencia entre estos dos métodos, está en que en el riego por superficie el agua penetra en el suelo a medida que escurre sobre el terreno; mientras que en el riego por aspersión, el agua se aplica fraccionando el caudal en innumerable cantidad de pequeñas gotas de agua que penetran en el suelo al tiempo que se aplica.

En el riego por superficie, se suministra un caudal desde una reguera ubicada en la cabecera de la parcela. Este caudal excede la capacidad de infiltración del área a regar, de manera que el sobrante superficial permite llegar al final y así completar el proceso "de mojado" de la parcela.

En el riego por aspersión, el agua se conduce por tuberías hasta el punto de aplicación.

En el riego por superficie, se distinguen, entre otros, dos métodos que son: el riego por surcos y el riego por inundación (melgas).

Otro método es el riego por goteo, que consiste en aplicar un caudal mínimo, en gotas, directamente en el área de utilización por la planta.

El tipo de cultivo es el que determina el método de riego que se va a utilizar. Por ejemplo, los frutales no soportan la inundación y por lo tanto deben ser regados por surco o por aspersión; lo mismo ocurre con las hortalizas (Grassi 1972).

La eficiencia que se logra regando por aspersión es alta en relación a los sistemas de riego por superficie, a tal punto de constituir éste el sistema clásicamente empleado en los casos de escasez de agua o de alto costo de este recurso. La eficiencia varía entre 60 - 80%, de acuerdo con la lámina de agua a aplicar y el clima.

El riego por aspersión presenta, además, la ventaja sobre el riego por superficie de que no se requieren mayores habilidades por parte del regante para su utilización eficiente. Los costos de instalación son elevados dada la inversión inicial requerida en tubería, aspersores, accesorios y equipos de bombeo.

En cuanto a las aguas requeridas para estos sistemas de riego, vale la pena mencionar:

- El contenido de sólidos volátiles (orgánicos) no presenta problema alguno, por el contrario su existencia es beneficiosa para el metabolismo de las plantas, sirviendo como abono orgánico.
- El contenido de sólidos no volátiles (inorgánicos) presentan serios inconvenientes en las tuberías a presión, necesarias para el riego por

aspersión, pues suelen ser altamente corrosivos; además, los sedimentos gruesos son abrasivos y los finos provocan "sellado" del suelo.

- Debido al contacto directo que existe en ambos métodos, entre el agua y los productos de consumo, se debe ser muy estricto en cuanto a la calidad biológica del líquido.

*para que  
pase en  
Marganita*

## 6. CONDUCCION DE LAS AGUAS

En este capítulo se trata de resolver el problema de la conducción de las aguas negras desde Maracaibo hasta el sitio de tratamiento.

Para este fin se escogió como la más conveniente de las tuberías la de concreto armado, ya que es la menos afectada por los gases que producen estas aguas, tales como el  $H_2S$ ,  $N_2$ ,  $CO_2$ ,  $CH_4$ , etc. Para aminorar estos efectos nocivos en las tuberías, es recomendable: (\*)

- a) Cubrir el interior de la tubería con pinturas a base de silicatos.
- (b) Colocar en lugares estratégicos (puntos más altos por ej.) dispositivos especiales que expulsen hacia el exterior el gas producido en el seno de las tuberías.

### 6.1 Cálculo de Tuberías

El procedimiento usado en los cálculos hidráulicos, con cuyos resultados se elaboró el cuadro N° VI-1, se muestra a continuación en forma de diagrama del flujo.

Donde:

$Q$  = caudal efluente de Maracaibo en l/s

$\epsilon$  = rugosidad del hormigón en m

$\nu$  = viscosidad cinemática a 26,7°C (80°F) en  $m^2/s$

$\phi$  = diámetro de la tubería en m

$\epsilon/\phi$  = rugosidad relativa (adimensional)

$A$  = área interna de la tubería en  $m^2$

$V$  = velocidad en m/s

$R$  = número de Reynolds (adimensional)

---

\* Ing. Luis Martín M., referencia oral.

$f$  = coeficiente de rozamiento (adimensional)

$L$  = longitud de la tubería en km

$g$  = aceleración de gravedad =  $9,81 \text{ m/s}^2$

$h_f$  = pérdidas por fricción en m/km calculadas sobre la base de ecuación de Darcy-Weisbach.

$$(h_f = f \frac{L}{\phi} \frac{v^2}{2g}) \quad (6-1)$$

#### NOTAS:

- 1- Todos los cálculos del coeficiente, caen en la zona de régimen turbulento.
- 2- Se despreciaron las pérdidas menores.
- la carga de presión en m. Los colectores se hallan a una cota de -3 m y el punto final de la conducción, a una cota de 50 m; por lo tanto, la carga de presión a vencer es de 53 m. Si se le añade a ésto las pérdidas por roce, se tiene la carga de presión necesaria.
- El costo del metro de tubería en Bs. fue suministrado por la casa fabricante, la cual recomendó una vida útil de 50 años. (\*)

Los precios que no aparecen en la tabla, se debe a que dichas tuberías son casi imposibles de construir, debido a las elevadas presiones a que estarían sometidas; mientras que las señaladas con un asterisco (\*) no son económicamente atractivas, ya que el valor del metro de tuberías es mayor al de otras que soportan el mismo gasto a cargar de presiones menores.

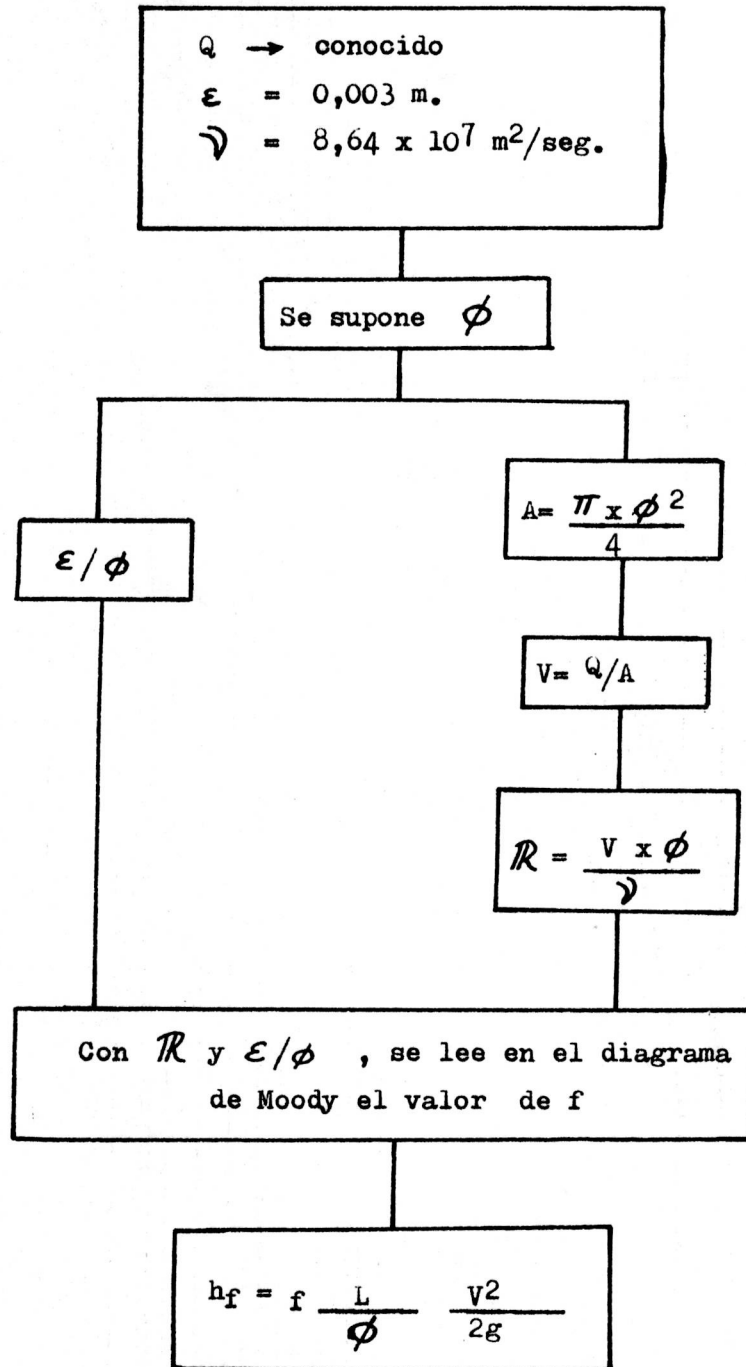
Según las normas del INOS (1975), la velocidad en una tubería de impulsión no debe ser mayor de 2,4 m/s ni menor de 0,90 m/s. Por esta razón las tuberías marcadas con una equis (x) quedan descartadas.

Por las causas ya mencionadas, de las 16 tuberías calculadas, solamente serán consideradas 5 para los estudios posteriores.

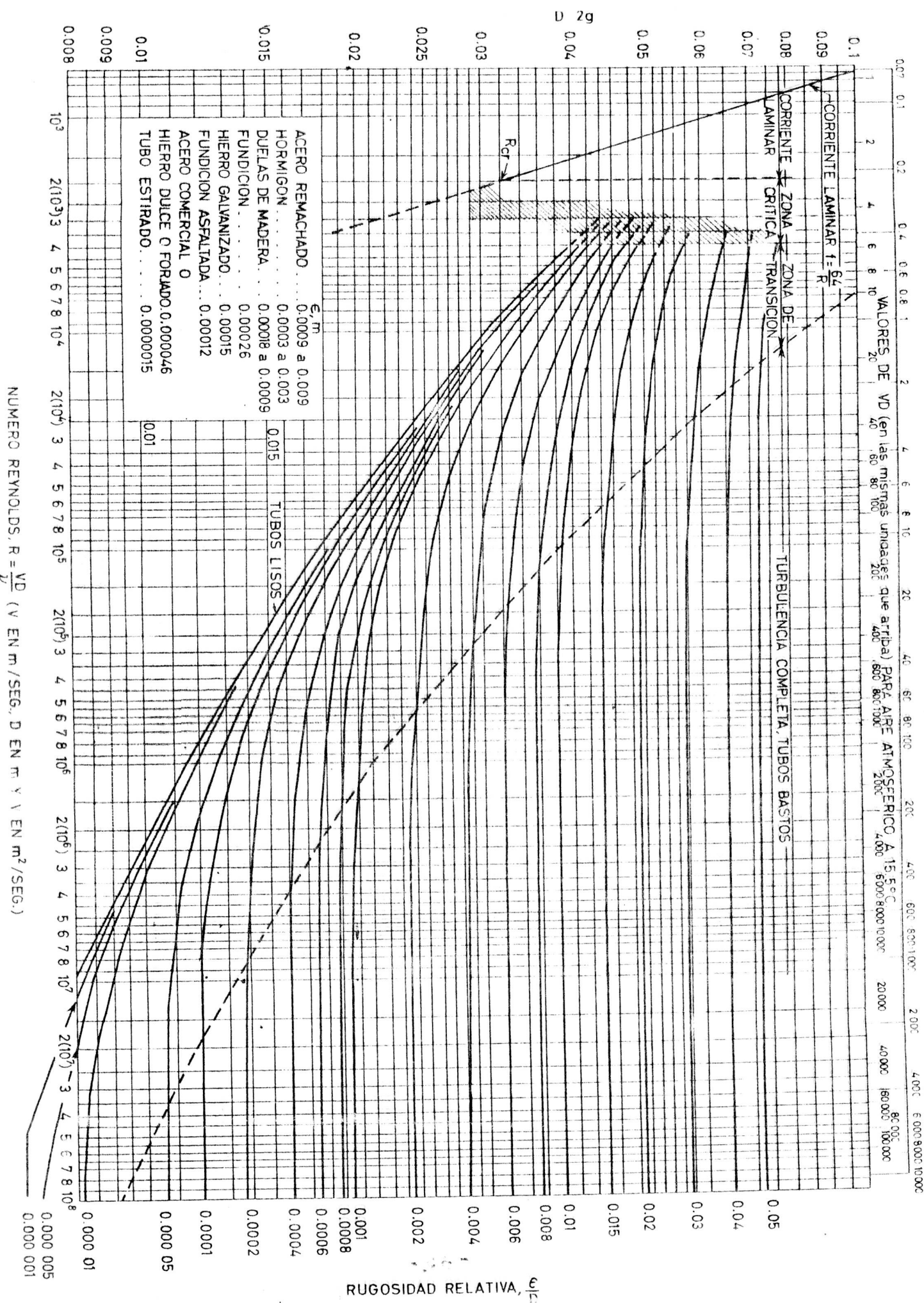
---

(\*) Ing. Carlos Acosta, referencia oral.

DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL CALCULO DE TUBERIAS  
POR LA FORMULA DE DARCY-WEISBACH



VALORES DE VD PARA AGUA A 15.5°C [VELOCIDAD EN (m/SEG) X DIAMETRO EN CENTIMETROS]



RUGOSIDAD RELATIVA,  $\frac{e}{D}$

NUMERO REYNOLDS,  $R = \frac{VD}{\nu}$  (V EN m/SEG., D EN m Y  $\nu$  EN  $m^2/SEG.$ )

CUADRO N° VI-1

CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION

Q (lts/seg.)	$\phi$ (m)	V (m/s)	$h_f$ (m/Km.)
6000	1,5	3,4	9,17
6000	1,75	2,5	4
6000	2	1,91	2
5000	1,25	4,07	16,67
5000	1,5	2,83	6,42
5000	1,75	2,08	2,83
4000	1	5,09	33,67
4000	1,25	3,26	10,83
4000	1,5	2,26	4,08
3000	0,75	6,79	88,67
3000	1	3,82	19
3000	1,25	2,44	6,08
3000	1,5	1,7	2,33
2200	0,75	4,98	47,67
2200	1	2,8	10,17
2200	1,25	1,79	3,25

Fuente original.

6.2 Costo de Tuberías

Con los datos de pérdidas calculados anteriormente para diferentes gastos y diámetros, se elaboró el cuadro N° VI-2, donde

- el gasto está en lts/seg.
- el diámetro está en mts. y pulg.

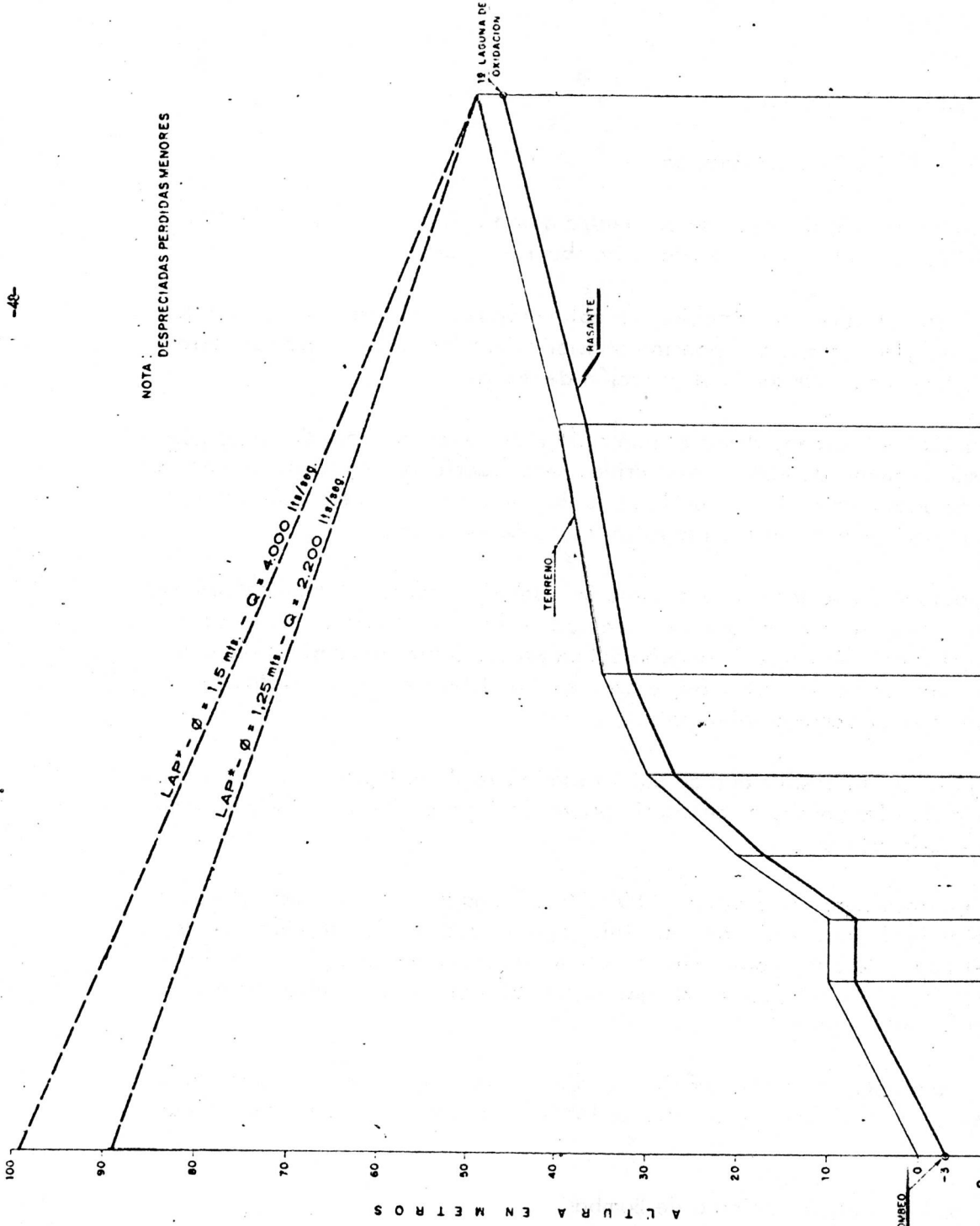
CUADRO N° VI-2

COSTOS DE TUBERIA

Q (lt/seg.)	(mts.)	D (pulg.)	P/y (mts)	Bs/m
6000	1,50	60	163	1300 *
6000	1,75	66	101	1200 x
6000	2,00	78	77	1400
5000	1,25	48	253	—
5000	1,50	60	130	1190 *
5000	1,75	66	87	1100
4000	1,00	42	457	—
4000	1,25	48	183	1200 *
4000	1,50	60	102	1000
3000	0,75	30	1117	—
3000	1,00	42	281	—
3000	1,25	48	126	810 x
3000	1,50	60	81	900
2200	0,75	30	625	—
2200	1,00	42	175	830 *
2200	1,25	48	92	650

Fuente original .

NOTA: DESPRECIADAS PERDIDAS MENORES



ESTACION DE BOMBEO 0

DATUM = - 8

PROGRESIVAS (MTS.)	TERRENO	RASANTE	BANQUEO
0+00	0	0	0
0+10	7	2	0
0+20	14	7	0
0+30	17	11	0
0+40	20	14	0
0+50	26.2	17	0
0+60	30	20	0
0+70	32.8	23.2	0
0+80	35	26.2	0
0+90	36	27	0
1+00	36	27	0
1+10	36	27	0
1+20	36	27	0
1+30	36	27	0
1+40	36	27	0
1+50	36	27	0
1+60	36	27	0
1+70	36	27	0
1+80	36	27	0
1+90	36	27	0
2+00	36	27	0
2+10	36	27	0
2+20	36	27	0
2+30	36	27	0
2+40	36	27	0
2+50	36	27	0
2+60	36	27	0
2+70	36	27	0
2+80	36	27	0
2+90	36	27	0
3+00	36	27	0
3+10	36	27	0
3+20	36	27	0
3+30	36	27	0
3+40	36	27	0
3+50	36	27	0
3+60	36	27	0
3+70	36	27	0
3+80	36	27	0
3+90	36	27	0
4+00	36	27	0
4+10	36	27	0
4+20	36	27	0
4+30	36	27	0
4+40	36	27	0
4+50	36	27	0
4+60	36	27	0
4+70	36	27	0
4+80	36	27	0
4+90	36	27	0
5+00	36	27	0
5+10	36	27	0
5+20	36	27	0
5+30	36	27	0
5+40	36	27	0
5+50	36	27	0
5+60	36	27	0
5+70	36	27	0
5+80	36	27	0
5+90	36	27	0
6+00	36	27	0
6+10	36	27	0
6+20	36	27	0
6+30	36	27	0
6+40	36	27	0
6+50	36	27	0
6+60	36	27	0
6+70	36	27	0
6+80	36	27	0
6+90	36	27	0
7+00	36	27	0
7+10	36	27	0
7+20	36	27	0
7+30	36	27	0
7+40	36	27	0
7+50	36	27	0
7+60	36	27	0
7+70	36	27	0
7+80	36	27	0
7+90	36	27	0
8+00	36	27	0
8+10	36	27	0
8+20	36	27	0
8+30	36	27	0
8+40	36	27	0
8+50	36	27	0
8+60	36	27	0
8+70	36	27	0
8+80	36	27	0
8+90	36	27	0
9+00	36	27	0
9+10	36	27	0
9+20	36	27	0
9+30	36	27	0
9+40	36	27	0
9+50	36	27	0
9+60	36	27	0
9+70	36	27	0
9+80	36	27	0
9+90	36	27	0
10+00	36	27	0
10+10	36	27	0
10+20	36	27	0
10+30	36	27	0
10+40	36	27	0
10+50	36	27	0
10+60	36	27	0
10+70	36	27	0
10+80	36	27	0
10+90	36	27	0
11+00	36	27	0
11+10	36	27	0
11+20	36	27	0
11+30	36	27	0
11+40	36	27	0
11+50	36	27	0
11+60	36	27	0
11+70	36	27	0
11+80	36	27	0
11+90	36	27	0
12+00	36	27	0

LAGUNA DE OXIDACION

## 6.3 Cálculo de Bombas

### 6.3.1 Estación de Bombeo

El punto de partida del agua se encuentra a una cota de -3 m y el de disposición final a 50 m, por lo tanto es necesario bombear el agua.

A la salida del colector principal, se colocarán rejillas con el fin de no dejar pasar objetos de gran tamaño que podrían ocasionar averías en las tuberías y estación de bombeo, además de causar la obstrucción de ambas.

La estación de bombeo, desde el punto de vista funcional, será de pozos húmedo y seco, y, desde el punto de vista constructivo, serán fabricadas en sitio, de concreto armado. Es importante mencionar que la zona de ubicación de la estación de bombeo no influya negativamente en el desarrollo futuro de esa zona.

La capacidad de bombeo de una estación, debe ser adecuada para satisfacer el gasto máximo. Debe asegurarse que la retención de las aguas servidas en el pozo húmedo no origine inconvenientes. También deben preverse futuras ampliaciones de la capacidad de bombeo de una estación, o sea, que se debe proyectar para que en el futuro se puedan instalar bombas adicionales.

Cuando existe la posibilidad de que el suministro de energía eléctrica sea discontinuo por cualquier causa, es necesario prever la instalación de un grupo diesel generador para cubrir esta falla.

Es obligatorio, según normas del INOS (1975), añadir una moderada cloración que se aplicará en un lugar suficientemente lejos aguas arriba de la estación, cerca de ésta, o en el pozo húmedo, con el fin de obtener un mezclado efectivo con las aguas servidas, antes de la producción de gases; su objetivo es el control de olores y protección de las estructuras.

Esta precloración no tiene por finalidad la eliminación de microorganismos, ya que entonces se produciría la eficiencia de las lagunas que se usarán como tratamiento.

### 6.3.2 Funcionamiento de Bombas

Con los valores del gasto medio de cada año del cuadro N° III-1, suponiendo que  $Q_{\min} = 0,5 Q_{\text{medio}}$  y  $Q_{\max} = 2,2 Q_{\text{medio}}$  (\*) y conocida la curva de descarga de aguas negras en la red (Martín M., 1964), se pueden calcular los gastos de bombeo y también el gráfico de operación de bombas para los años 1980, 1985, 1990, 1995 y 2000.

(\*) Ing. Geza A. Hibjan, referencia oral.

### 6.3.2.1 Análisis del sistema para 1980

$$Q \text{ med} = 2.296 \text{ m}^3/\text{s} = 16.530 \text{ m}^3/2 \text{ h}$$

$$Q \text{ mín} = 1.148 \text{ " } = 8.265 \text{ "}$$

$$Q \text{ máx} = 5.051 \text{ " } = 36.366 \text{ "}$$

$$\begin{array}{l} \text{De las 0 horas a las 6 horas} \\ \text{6 horas} = \end{array} \quad \text{Vol. mín. en} \quad 27.605 \text{ m}^3$$

$$Q \text{ mín bomba} = \frac{27.605.000}{3.600 \times 6} = 1.278 \text{ l/s}$$

$$1 \text{ bomba de } 1.275 \text{ l/s}$$

$$\text{De las 12 a las 18 horas} \quad V \text{ máx. en 6 horas} =$$

$$198.195 - 94.882 = 103.313 \text{ m}^3$$

$$Q \text{ máx. bomba} = \frac{103.313.000}{3.600 \times 6} = 4.783 \text{ l/s}$$

$$1 \text{ bomba de } 5.100 \text{ l/s } \acute{o}$$

$$4 \text{ bombas de } 1.275 \text{ l/s}$$

### Dimensionamiento del pozo de succión

Este pozo se diseña para el menor de los gastos considerados y para un tiempo de retención máximo de 1 hora y media, ya que para tiempos mayores se producirían condiciones sépticas indeseables para el buen funcionamiento del sistema de bombeo.

$$Q \text{ mín} = 8.265 \text{ m}^3/2\text{h} = 4.133 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V = 6.200 \text{ m}^3 \text{ para un tiempo de retención de } 1 \frac{1}{2} \text{ horas.}$$

$$\text{Tirante de aguas negras} = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = \text{largo} = \frac{\sqrt{6.200}}{1,75} = 60 \text{ m}$$

CUADRO N° VI-3

FUNCIONAMIENTO DE BOMBAS (1980)

HORAS	Q/Q Med	ENTRADA AL SISTEMA (m <sup>3</sup> )	VOLUMENES ACUMULADOS
0 - 2	0,6	9918	9918
2 - 4	0,5	8265	18183
4 - 6	0,57	9422	27605
6 - 8	0,87	14381	41986
8 - 10	1,3	21489	63475
10 - 12	1,9	31407	94882
12 - 14	2,05	33887	128769
14 - 16	2,2	36366	165135
16 - 18	2,0	33060	198195
18 - 20	1,6	26448	224643
20 - 22	0,95	15704	240347
22 - 24	0,65	10745	251092

Fuente original

Tiempo de trabajo continuo de una bomba = 6 horas.

CAPACIDAD DE BOMBAS

CUADRO N° VI-4

GASTOS DE BOMBEO

<u>t (horas)</u>	<u>Q (l/s)</u>	<u>V (m<sup>3</sup>)</u>
8	1.275	36.720
8	2.550	73.440
8	3.825	110.160
8	5.100	146.880

Fuente original.

El gráfico N° 5 muestra las curvas resultantes de los cuadros Nos. VI-3 y VI-4, este último utilizado para determinar las pendientes de las líneas de bombeo correspondientes a los diferentes gastos.

6.3.2.2 Análisis del sistema para 1985

$$Q \text{ medio} = 3,164 \text{ m}^3/\text{s} = 22.780 \text{ m}^3/2 \text{ h.}$$

$$Q \text{ mín.} = 1,582 \text{ " } = 11.390 \text{ "}$$

$$Q \text{ máx} = 6,961 \text{ " } = 50.116 \text{ "}$$

CUADRO N° VI -5

FUNCIONAMIENTO DE BOMBAS (1985)

HORAS	Q/Q Med.	ENTRADA AL SISTEMA (m3)	V acumulados
0 - 2	0,6	13.668	13.668
2 - 4	0,5	11.390	25.058
4 - 6	0,57	12.985	38.043
6 - 8	0,87	19.819	57.862
8 - 10	1,3	29.614	87.476
10 - 12	1,9	43.282	130.758
12 - 14	2,05	46.699	177.457
14 - 16	2,2	50.116	227.573
16 - 18	2	45.560	273.133
18 - 20	1,6	36.448	309.581
20 - 22	0,95	21.641	331.222
22 - 24	0,65	14.807	346.029

Fuente original.

De las 0 a las 6 horas Vol. mín. 6 horas = 38.043 m3

$$Q \text{ mín bomba} = \frac{38.043.000}{6 \times 3600} = 1.761 \text{ l/seg.}$$

1 bomba de 1.750 l/seg.

De las 12 a las 18 horas Vol. máx. 6 horas = 273.133 - 130.758 = 142.375m3

$$Q \text{ máx. bomba} = \frac{142.375.000}{3.600 \times 6} = 6.591 \text{ l/s}$$

4 bombas de 1.750 l/s ó

1 bomba de 7.000 "

### CAPACIDAD DE BOMBAS

#### CUADRO N° VI-6

#### GASTOS DE BOMBEO

<u>t (horas)</u>	<u>Q (l/s)</u>	<u>V (m<sup>3</sup>)</u>
8	1.750	50.400
8	3.500	100.800
8	5.250	151.200
8	7.000	201.600

Fuente original.

En el gráfico N° 6 se muestran las curvas resultantes de los cuadros Nos. VI-5 y VI-6.

#### 6.3.2.2 Análisis del sistema para 1990

$$Q \text{ med.} = 4,175 \text{ m}^3/\text{s} = 30.063 \text{ m}^3/2 \text{ h}$$

$$Q \text{ mín.} = 2,088 \text{ " } = 15.032 \text{ "}$$

$$Q \text{ máx.} = 9,185 \text{ " } = 66.139 \text{ "}$$

CUADRO N° VI-7

FUNCIONAMIENTO DE BOMBAS (1990)

Horas	Q/Q medio	ENTRADA AL SISTEMA (m3)	V Acumulado (m3)
0 - 2	0,6	18038	1 8038
2 - 4	0,5	15032	33070
4 - 6	0,57	17136	50206
6 - 8	0,87	26155	76361
8 - 10	1,3	39082	115443
10 - 12	1,9	57120	172563
12 - 14	2,05	61629	234192
14 - 16	2,2	66139	300331
16 - 18	2	60126	360457
18 - 20	1,6	48101	409558
20 - 22	0,95	19541	437118
22 - 24	0,65	19541	456659

Fuente original.

De las 0 a las 6 horas Vol. mín. a 6 h . = 50206 m3

$$Q \text{ mín bomba} = \frac{50206000}{6 \times 3600} = 2324 \text{ l/s}$$

1 bomba de 2.325 l/s

De las 12 a las 18 horas

$$\text{Vol. máx.} = 360.457 - 172.563$$

$$= 187.894 \text{ m}^3$$

$$Q \text{ máx. bomba} = \frac{187.894.000}{6 \times 3.600} = 8.699 \text{ l/s}$$

4 bombas de 2.325 l/s ó

1 bomba de 9.300 l/s

### CAPACIDAD DE BOMBAS

#### CUADRO N° VI-8

#### GASTOS DE BOMBEO

<u>t (horas)</u>	<u>Q (l/s)</u>	<u>V (m<sup>3</sup>)</u>
8	2.325	66.960
8	4.650	133.920
8	6.975	200.880
8	9.300	267.840

Fuente original.

En el gráfico N° 7 se muestran las curvas resultantes de los cuadros Nos. VI-7 y VI-8.

6.3.2.4 Análisis del sistema para 1995

$$Q \text{ medio} = 5,025 \text{ m}^3/\text{s} = 36.180 \text{ m}^3/2 \text{ h}$$

$$Q \text{ mín.} = 2,513 \text{ " } = 18.090 \text{ "}$$

$$Q \text{ máx.} = 11,055 \text{ " } = 79.596 \text{ "}$$

CUADRO N° VI-9

FUNCIONAMIENTO DE BOMBAS (1995)

HORAS	$Q/Q \text{ med.}$	ENTRADA AL SISTEMA ( $\text{m}^3$ )	V acumulados ( $\text{m}^3$ )
0 - 2	0,6	21.708	21.708
2 - 4	0,5	18.090	39.798
4 - 6	0,57	20.623	60.421
6 - 8	0,87	31.477	91.898
8 - 10	1,3	47.034	138.932
10 - 12	1,9	68.742	207.674
12 - 14	2,05	74.169	281.843
14 - 16	2,2	79.596	361.439
16 - 18	2	72.360	433.799
18 - 20	1,6	57.888	491.687
20 - 22	0,95	34.371	526.058
22 - 24	0,65	23.517	549.575

Fuente original

De las 0 a las 6 horas      Vol. mín. en 6 horas =  $60.421 \text{ m}^3$

$$Q \text{ mín. bomba} = \frac{60.421.000}{3.600 \times 6} = 2.797 \text{ l/s}$$

1 bomba de 2.800 l/s

$$\begin{aligned} \text{De las 12 a las 18 horas} \quad V_{\text{máx}} &= 433.799 - 297.674 \\ &= 226.125 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$Q_{\text{máx. bomba}} = \frac{226.125.000}{3.600 \times 6} = 10.469 \text{ l/s}$$

4 bombas de 2.800 l/s ó

1 bomba de 11.200 l/s

CAPACIDAD DE BOMBAS

CUADRO N° VI-10

GASTOS DE BOMBEO

t (horas)	Q (l/s)	V (m <sup>3</sup> )
8	2.800	80.640
8	5.600	161.280
8	8.400	241.920
8	11.200	322.560

En el gráfico N° 8 se muestran las curvas resultantes de los cuadros Nos. VI-9- y VI-10.

6.3.2.5 Análisis del sistema para 2000

$$Q_{\text{medio}} = 6,087 \text{ m}^3/\text{s} = 43.830 \text{ m}^3/2 \text{ h}$$

$$Q_{\text{mín.}} = 3,044 \text{ " } \quad 21.915 \text{ "}$$

$$Q_{\text{máx}} = 13,391 \text{ " } \quad 96.426 \text{ "}$$

CUADRO N° VI-11

FUNCIONAMIENTO DE BOMBAS (2000)

HORAS	Q/Q medio	ENTRADA AL SISTEMA (m <sup>3</sup> )	V Acumulado (m <sup>3</sup> )
0 - 2	0,6	26.298	26.298
2 - 4	0,5	21.915	48.213
4 - 6	0,57	24.983	73.196
6 - 8	0,87	38.132	111.328
8 -10	1,3	56.979	168.307
10 -12	1,9	83.277	251.584
12 -14	2,05	89.852	341.436
14 -16	2,2	96.426	437.862
16 -18	2	87.660	525.522
18 -20	1,6	70.128	595.650
20 -22	0,95	41.639	637.289
22 -24	0,65	28.490	665.779

De las 0 horas a las 6 horas      Vol. mín 6 horas = 73.196 m<sup>3</sup>

$$Q \text{ min. bomba} = \frac{7.3196.000}{3.600 \times 6} = 3.389 \text{ l/seg.}$$

1 bomba de 3.390 l/seg.

De las 12 a las 18 horas Vol. máx 6 h

$$525.522 - 251.584 = 273.938 \text{ m}^3$$

$$Q \text{ máx. bomba} = \frac{273.938.000}{3.600 \times 6} = 12.682 \text{ l/s}$$

4 bombas de 3.390 l/s o

1 bomba de 13.560 l/s

### CAPACIDAD DE BOMBAS

#### CUADRO N° VI-12

#### GASTOS DE BOMBEO

<u>t (horas)</u>	<u>Q (l/s )</u>	<u>V (m<sup>3</sup> )</u>
8	3.390	97.632
8	6.780	195.264
8	10.170	292.869
8	13.560	390.528

En el gráfico N° 9 se muestran las curvas resultantes de los cuadros Nos. VI-11 y VI-12.

#### 6.4 Costo del Equipo de Bombeo

El costo del equipo de bombeo instalado suele estar entre los 800 y 1.000 Bs. (\*). Se calculó a Bs. 900 el kilovatio, y la eficiencia considerada fue del 90%.

---

(\* ) Ing. Luis Martín M., referencia oral

En el cuadro N° VI-13 se presenta el cálculo de la potencia requerida por el sistema y, en consecuencia, el costo del equipo de bombeo, para las diferentes alternativas consideradas.

CUADRO N° VI-13

COSTO DEL EQUIPO DE BOMBEO

AÑO	Q (l/s)	H (m)	P. (kW)	Bs. x 10 <sup>6</sup>
1980	1.275 (A)	92	1.279	1,151
	2.550 (B)	92	2.558	2,302
	3.825	92	3.857	3,453
	5.100	92	5.116	4,604
1985	1.750 (C)	81	1.546	1,391
	3.500 (D)	81	3.091	2,782
	5.250	81	4.637	4,173
	7.000	81	6.182	5,564
1990	2.325 (E)	102	2.586	2,327
	4.650 (F)	102	5.171	4,654
	6.975	102	7.758	6,982
	9.300	102	10.343	9,309
	11.925 (G)	87	2.657	2,391
	5.600 (H)	87	5.312	4,781
	8.400	87	7.969	7,172
11.200	87	10.624	9,562	
2000	3.390 (I)	77	2.847	2,562
	6.780 (J)	77	5.692	5,123
	10.170	77	8.539	7,685
	13.560	77	11.384	10,246

Fuente original.

NOTA: las alternativas señaladas en letras mayúsculas entre paréntesis son las que posteriormente se adoptan.

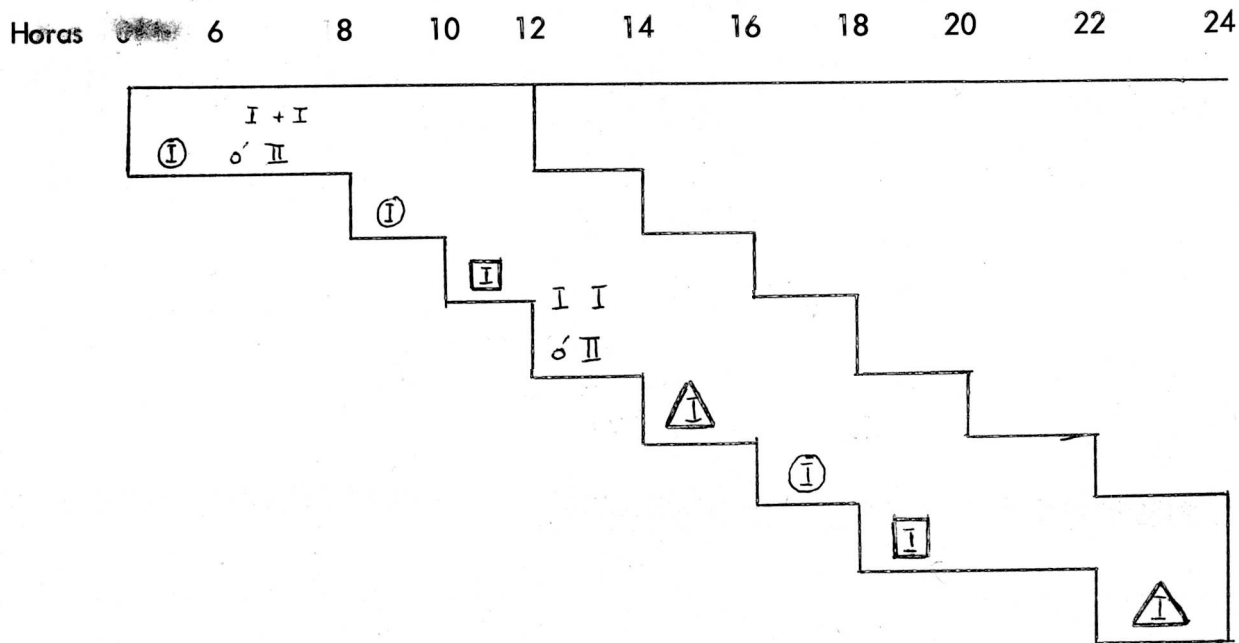
Una vez determinadas las horas de funcionamiento y la potencia de las bombas, hay que optimizar este funcionamiento para reducir al mínimo su número y, así, el costo del equipo.

Para este fin se hizo un modelo empírico (que se muestra a continuación), el cual está basado en los resultados de los gráficos Nos. 5, 6, 7, 8 y 9.

Sea:

- I. la bomba de menor potencia
- II. bomba de potencia igual a 2 veces la de I
- III. bomba de potencia igual a 3 veces la de I
- IV. bomba de potencia igual a 4 veces la de I

Si a cada bomba se le asigna un tiempo máximo de funcionamiento continuo e igual a 6 horas, y un tiempo de reposo de 2 horas, se tendrá el modelo esquematizado de la siguiente manera:

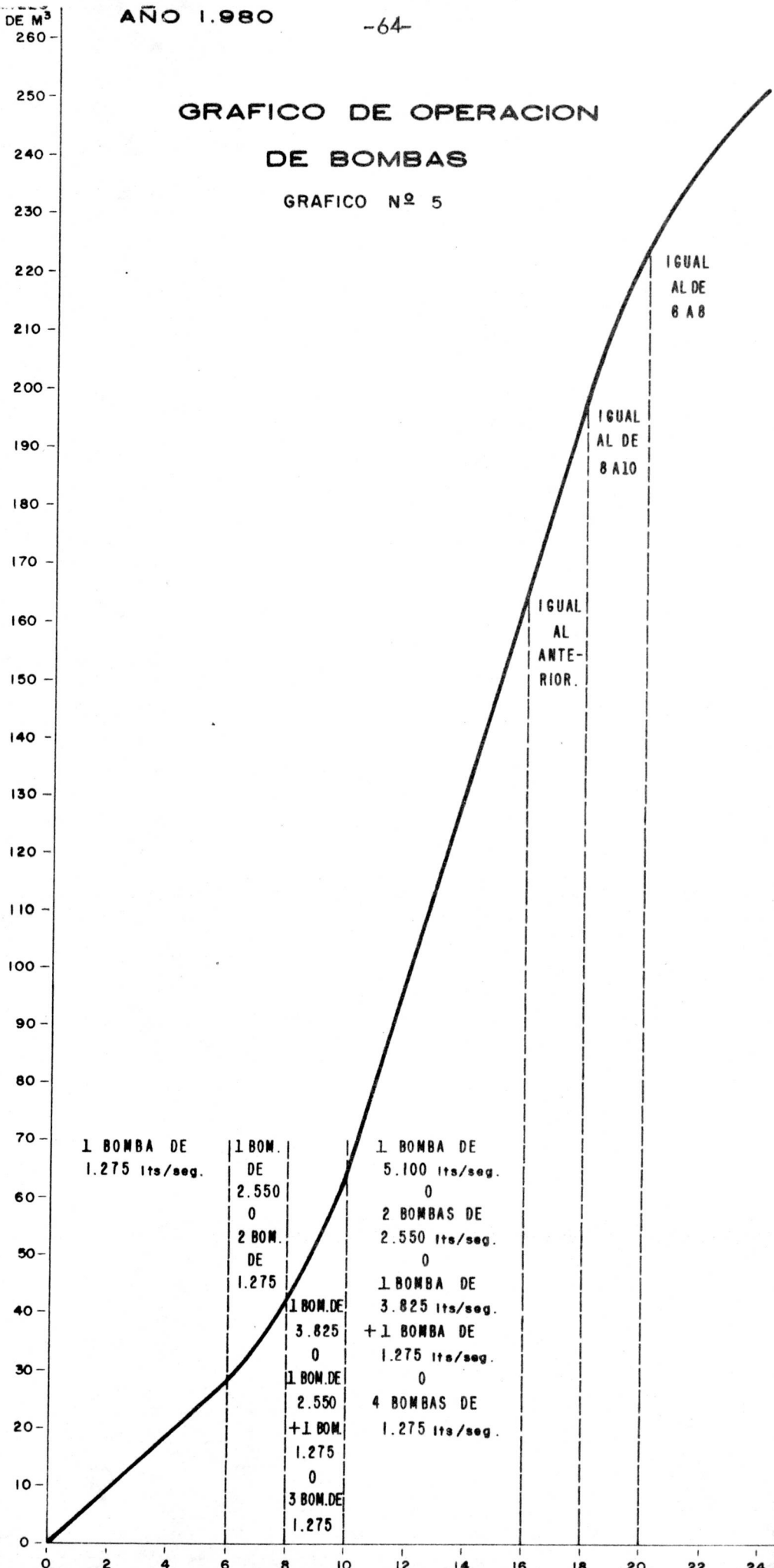
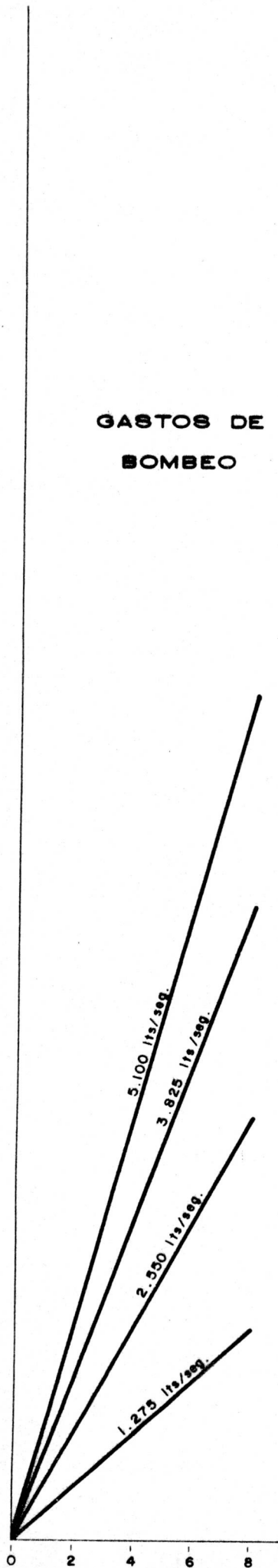


Los símbolos dentro de un círculo, rectángulo o triángulo, representan la misma bomba, de lo cual se puede concluir que el mínimo de bombas es 3 del tipo I y 2 del tipo II. Además, hay que añadir algunas de reserva para el caso de cualquier eventualidad; estas bombas pueden ser 1 del tipo I y 1 del tipo II.

GRAFICO DE OPERACION  
DE BOMBAS

GRAFICO N<sup>o</sup> 5

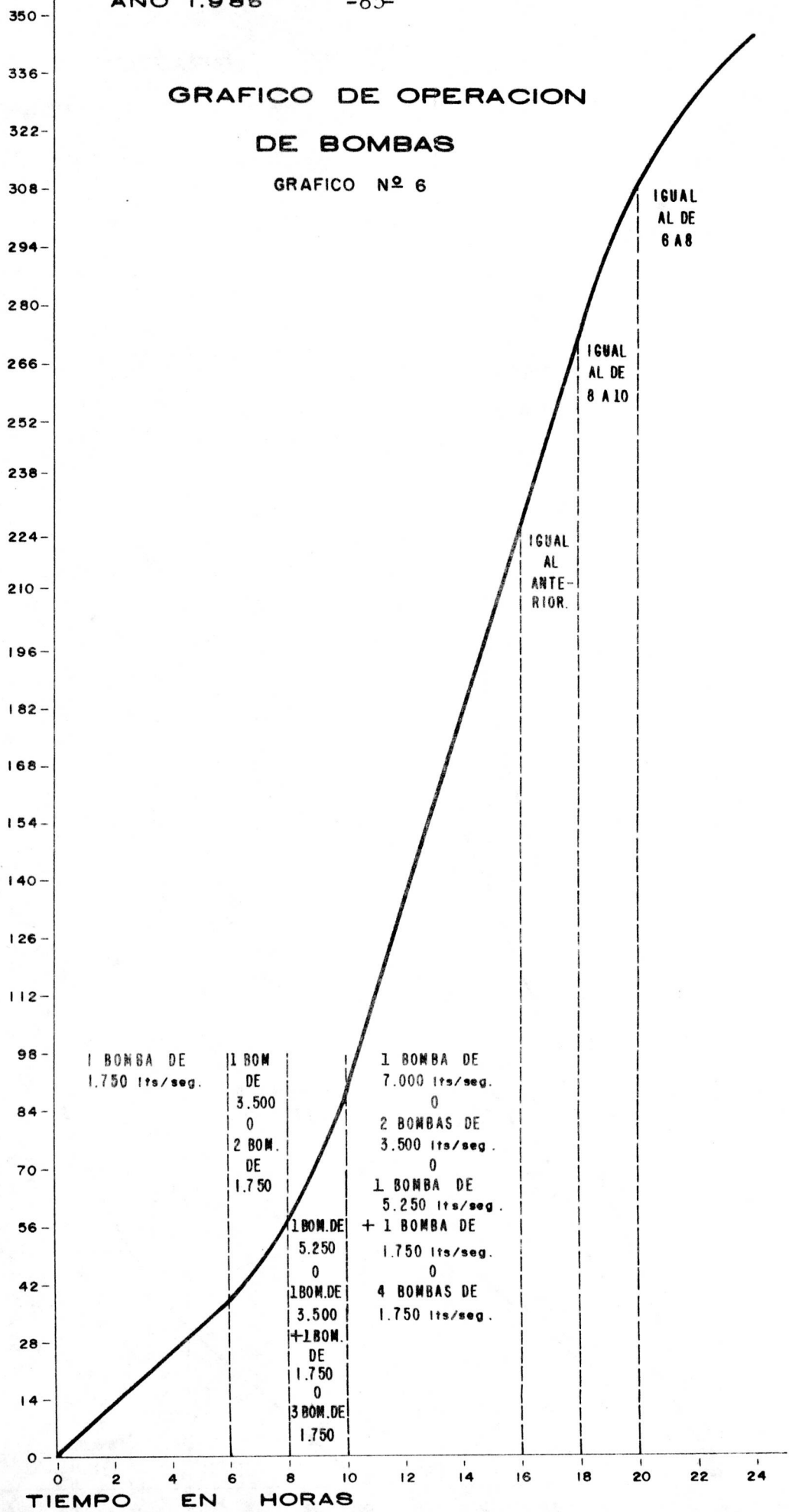
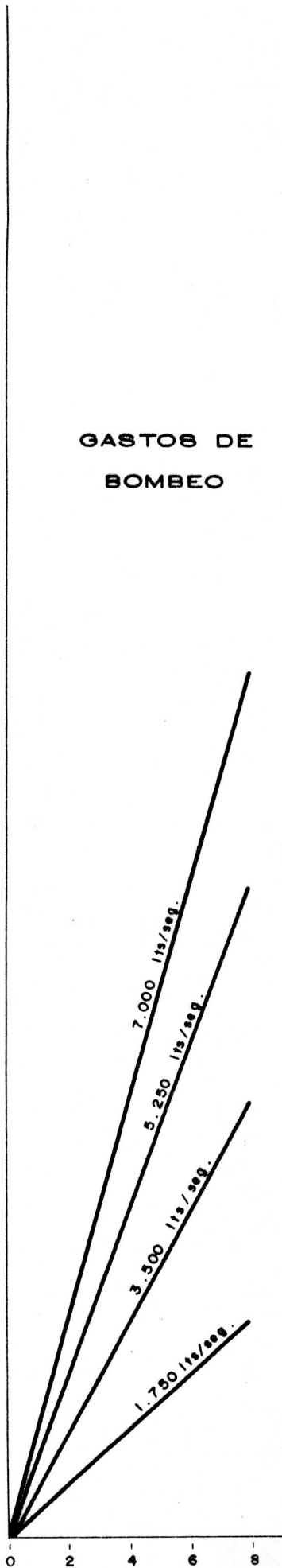
GASTOS DE  
BOMBEO



# GRAFICO DE OPERACION DE BOMBAS

GRAFICO N<sup>o</sup> 6

## GASTOS DE BOMBEO



IGUAL AL DE 6 A 8

IGUAL AL DE 8 A 10

IGUAL AL ANTE-RIOR.

1 BOMBA DE 1.750 lts/seg.

1 BOM DE 3.500 + 2 BOM DE 1.750

1 BOM DE 5.250 + 1 BOM DE 1.750 + 1 BOM DE 3.500 + 1 BOM DE 1.750

1 BOMBA DE 7.000 lts/seg. + 2 BOMBAS DE 3.500 lts/seg. + 1 BOMBA DE 5.250 lts/seg. + 1 BOMBA DE 1.750 lts/seg.

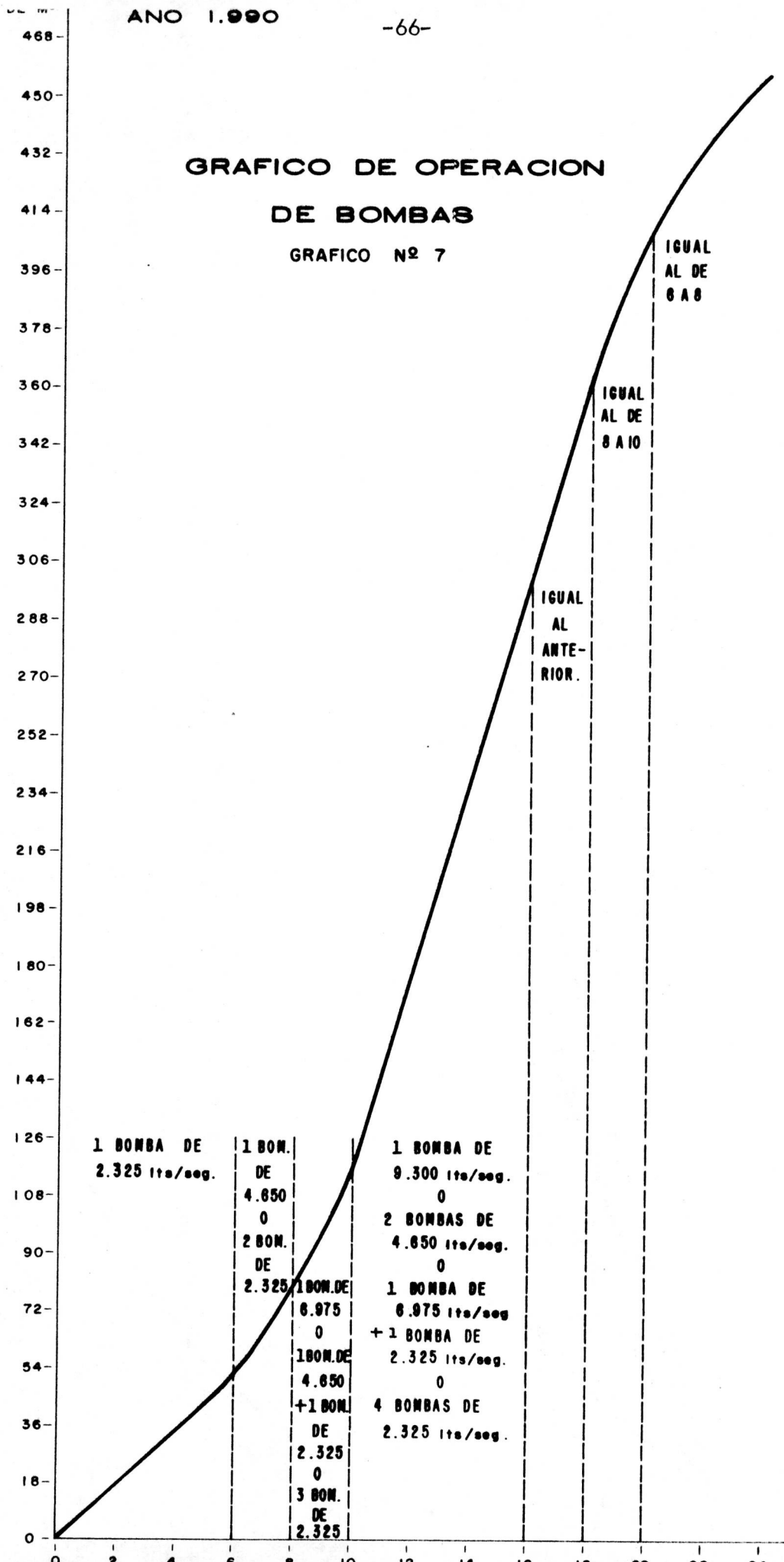
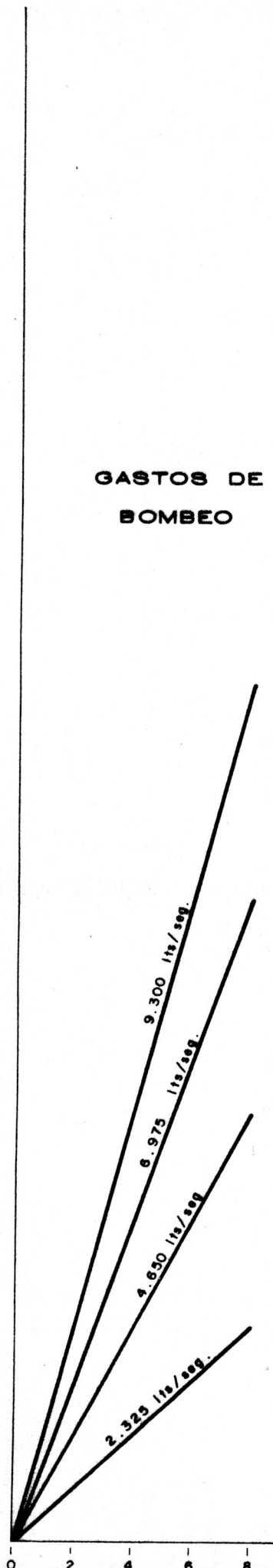
4 BOMBAS DE 1.750 lts/seg.

TIEMPO EN HORAS

**GRAFICO DE OPERACION  
DE BOMBAS**

GRAFICO Nº 7

**GASTOS DE  
BOMBEO**



MILES DE M<sup>3</sup>

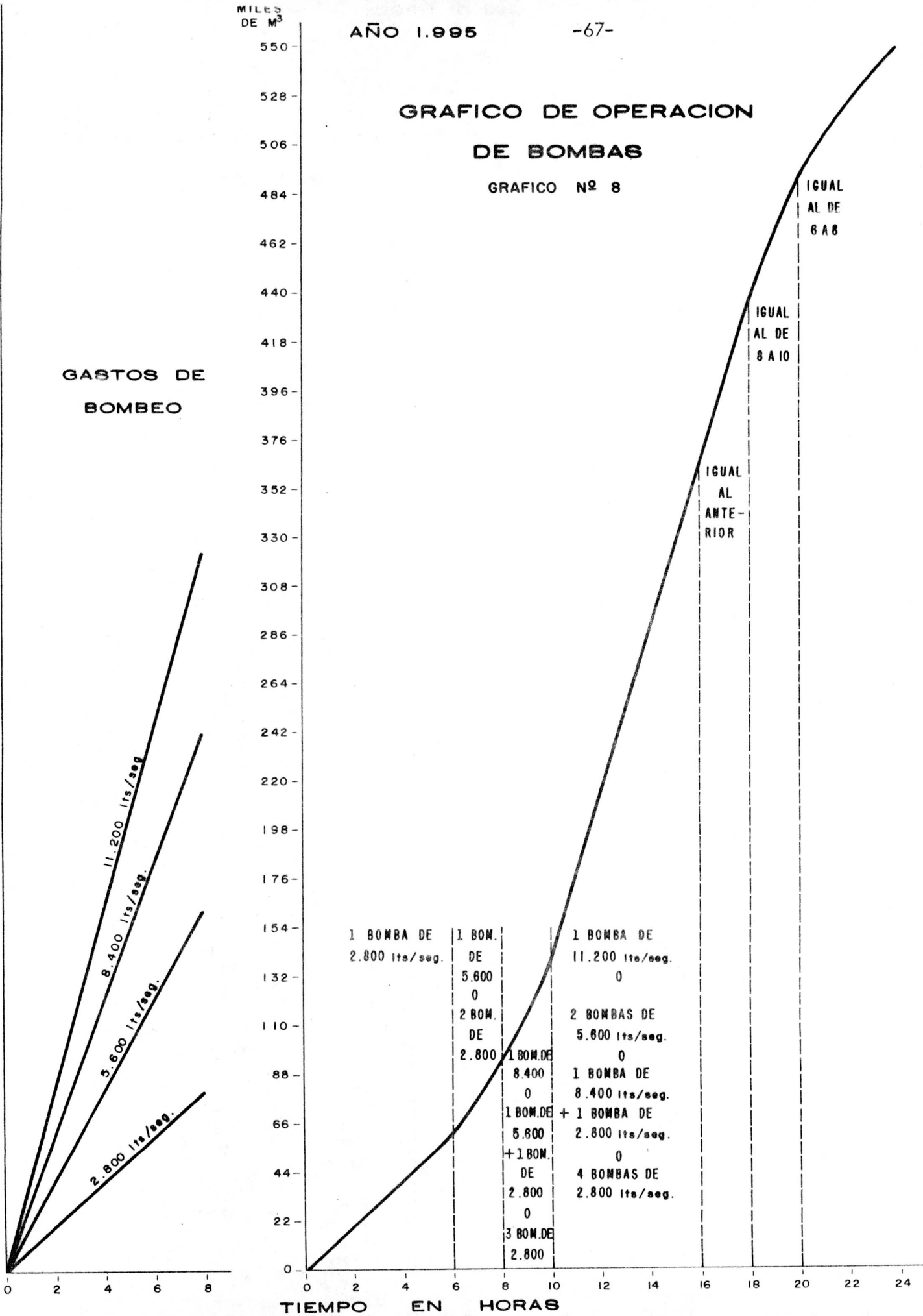
AÑO 1.995

-67-

GRAFICO DE OPERACION DE BOMBAS

GRAFICO Nº 8

GASTOS DE BOMBEO



1 BOMBA DE 2.800 lts/seg.	1 BOM. DE 5.600 0 2 BOM. DE 2.800	1 BOM. DE 8.400 0 1 BOM. DE + 1 BOMBA DE 5.600 + 1 BOM. DE 2.800 0 3 BOM. DE 2.800	1 BOMBA DE 11.200 lts/seg. 0 2 BOMBAS DE 5.600 lts/seg. 0 1 BOMBA DE 8.400 lts/seg. + 1 BOMBA DE 2.800 lts/seg. 0 4 BOMBAS DE 2.800 lts/seg.
------------------------------	---	--	--

IGUAL AL DE 6 A 8

IGUAL AL DE 8 A 10

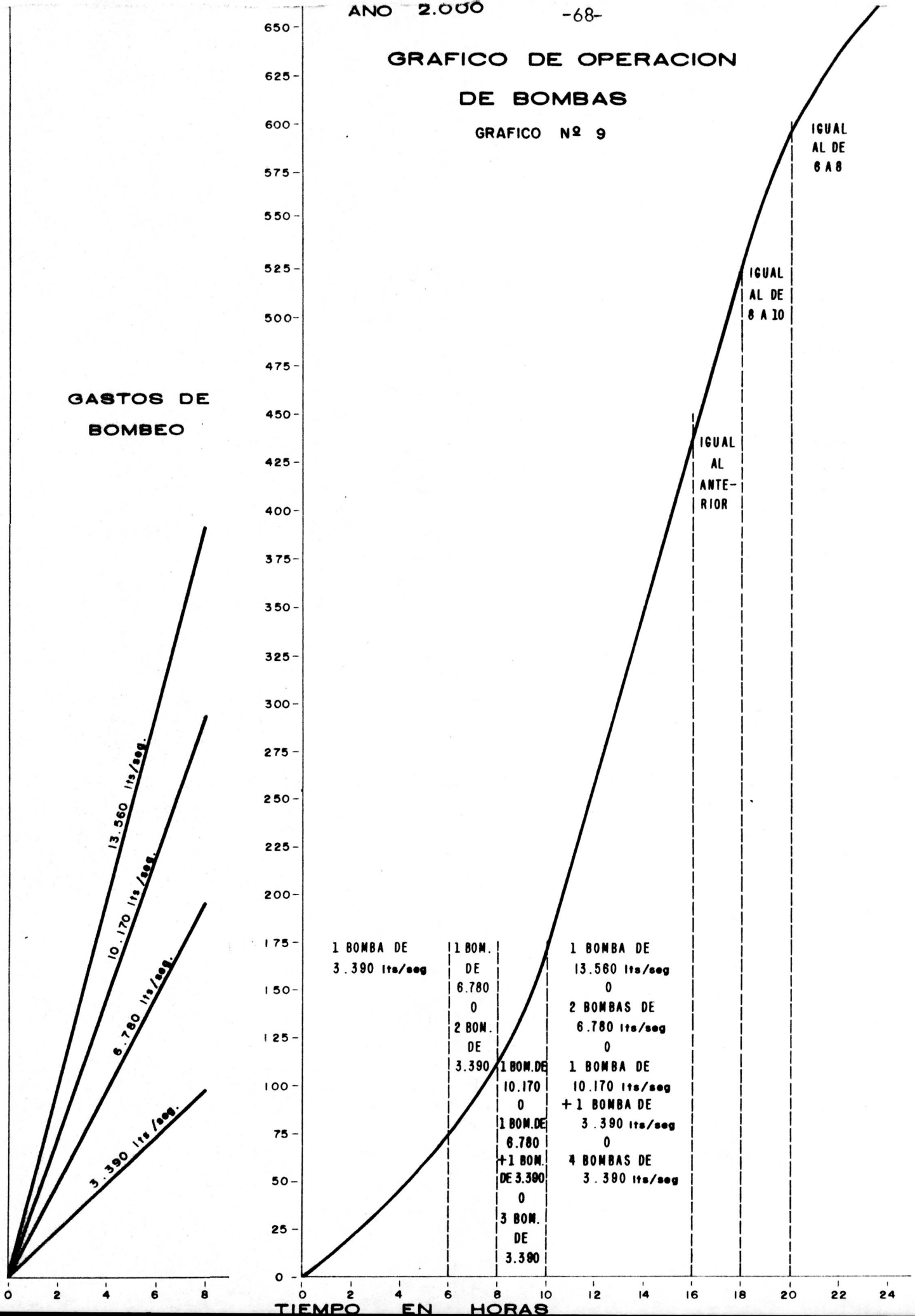
IGUAL AL ANTE-RIOR

TIEMPO EN HORAS

# GRAFICO DE OPERACION DE BOMBAS

GRAFICO Nº 9

## GASTOS DE BOMBEO



1 BOMBA DE  
3.390 lts/seg

1 BOM. DE  
6.780  
0  
2 BOM. DE  
3.390  
1 BOM. DE  
10.170  
0  
1 BOM. DE  
6.780  
+1 BOM. DE  
3.390  
0  
3 BOM. DE  
3.390

1 BOMBA DE  
13.560 lts/seg  
0  
2 BOMBAS DE  
6.780 lts/seg  
0  
1 BOMBA DE  
10.170 lts/seg  
+1 BOMBA DE  
3.390 lts/seg  
0  
4 BOMBAS DE  
3.390 lts/seg

IGUAL  
AL DE  
6 A 8

IGUAL  
AL DE  
8 A 10

IGUAL  
AL  
ANTE-  
RIOR

TIEMPO EN HORAS

## 7. TRATAMIENTO DE LAS AGUAS

### 7.1 Consideraciones Generales

Basado en el Reglamento citado en el aparte 1.4.4, donde se aclara que los efluentes industriales deben ser tratados dentro de las propias industrias antes de su disposición a la red cloacal, se propone un tratamiento de aguas residuales domiciliarias con fines de desarrollo agrícola.

El estudio se hizo **basado en dos** alternativas de tratamiento y fueron impuestas normas muy rígidas en la calidad del efluente (Índice coliforme, IC, 100 (\*)). Debido a los tipos de cultivos propuestos, los cuales usualmente se consumen en crudo, se requiere un agua de riego de excelentes condiciones bacteriológicas (COPLANARH, 1975). *porque no usarlo en frutales*

La escogencia del sistema de tratamiento, basado en lagunas de estabilización, se hizo en función de tres razones fundamentales:

1. Las lagunas de estabilización actúan por sí mismas, sin intervención de operadores.
2. No se requiere personal especializado para su mantenimiento.
3. Los terrenos, en su mayoría baldíos, son de poco valor, lo que hace más atractivo este tipo de tratamiento.

Para el mejor funcionamiento de las lagunas de estabilización, es recomendable proteger los taludes de las lagunas recubriéndolos con rocas u otro material, o mantenerlos limpios cortando la maleza con la frecuencia necesaria para evitar que esta sirva de habitat apropiado al desarrollo de vectores.

Entre las desventajas principales de las lagunas de estabilización están:

1. Producción de olores desagradables.
2. Ocupación de grandes áreas.

### 7.2 Alternativas de Tratamiento

A continuación se analizan, en forma preliminar, dos alternativas de tratamiento que se consideran factibles de servir a los efectos del desarrollo propuesto.

(\*) Ing. Géza A. Hibján, referencia oral.

La primera alternativa consta de tres lagunas en serie; las dos primeras de oxidación simple y la última, tipo "flujo pistón".

La segunda alternativa consta, igualmente, de tres lagunas en serie, la primera de las cuales es aireada artificialmente, la siguiente es simple y la última, tipo "flujo pistón".

### 7.3 Generalidades de Lagunas de Estabilización

En lagos de poca profundidad y en cursos de poca corriente, a pesar de la carga bentónica, o sea, carga putrescible de depósitos de largos períodos de tiempos, de sólidos y cienos malsanos, con frecuencia se observa hasta una sobresaturación de oxígeno disuelto en la superficie. En efecto, la carga bentónica se convierte en alimento de la vida acuática, en especial de las algas, hasta el punto de producir un excedente de oxígeno disuelto, indicando, por lo tanto, que rigen condiciones aeróbicas. Así pues, la fauna y la flora acuática han podido lograr establecer un régimen saludable en la presencia de la polución proveniente de las aguas negras.

#### 7.3.1 Lagunas de oxidación o estabilización (Barnes, 1967)

Este es un mecanismo bastante útil para el tratamiento de las aguas cloacales y es utilizado en la práctica bajo el nombre de "tratamiento en lagunas de estabilización o de oxidación".

Los factores primordiales que gobiernan el diseño de las lagunas de estabilización son varios:

1. Prevalencia, intensidad, duración y extensión de la penetración de la luz solar en el agua.
2. La profundidad de la laguna.
3. La precipitación y evaporación en la región.
4. Los vientos.
5. La permeabilidad del suelo.
6. La naturaleza y fructificación de las algas necesarias para buenos resultados.

En resumen, se puede decir que, en circunstancias convenientes y favorecidas por la luz solar, la temperatura y la riqueza de la propia materia orgánica putrescible, se produce el crecimiento de manera profusa de ciertas algas que aportan

cantidades sobrantes de oxígeno, hasta el punto que las aguas pueden sobresaturarse. En estas condiciones, la materia putrescible es oxidada y estabilizada bajo la acción bacteriana, ya sea por acción anaeróbica en el fondo de las lagunas o por acción aeróbica en las capas superiores del agua.

### 7.3.2 Lagunas Flujo Pistón

En cuanto al tipo de laguna (flujo pistón), cabe mencionar que está diseñada específicamente para que el flujo avance de una manera uniforme por una serie de cámaras separadas por tabiques, evitándose turbulencia que conlleve a una mezcla parcial del afluente con el efluente. De esta manera, se remueve la materia orgánica muy lentamente debido al agotamiento de la materia degradable por los organismos presentes, supuesto que el tiempo de residencia del agua en la laguna es suficientemente largo.

La finalidad de la colocación de los tabiques es evitar que el viento interfiera en el mecanismo y, por su acción, produzca algún tipo de mezcla.

### 7.3.3 Lagunas con aeración artificial

Las lagunas con aeración artificial difieren de las lagunas de estabilización simples en que el oxígeno no proviene del metabolismo de las algas, sino es de origen atmosférico, disolviéndolo por medio de agitación de la masa de agua, los aireadores son colocados en el interior de las lagunas y al mismo tiempo que suministran oxígeno al agua, provocan suficiente turbulencia para que la dilución del mismo se haga en toda la masa del líquido.

La principal ventaja de este método es la ausencia de olores desagradables. Esto se debe a que todos los metabolismos efectuados en el seno de la laguna se llevan a cabo en condiciones aeróbicas.

## 7.4 Dimensionamiento Preliminar de los Sistemas de Tratamiento

El dimensionamiento de las lagunas se hizo para el caudal efluente a tratar en el año 2000, año elegido como horizonte del estudio, ya que además de que se cuenta con la información necesaria para ello, permitiría compararlo con los resultados en términos de superficies regables de los trabajos de Gómez y Lobo (1972) y Méndez Arocha (1974), que tienen por horizonte también el año 2000.

### 7.4.1 Primera Alternativa

Consta de dos lagunas de estabilización simples, más una de "flujo pistón" colocadas en serie.

Datos Básicos:

$$Q = 5,78 \text{ m}^3/\text{s} = 5,78 \times 86.400 \text{ m}^3/\text{d} = 499.392 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$\text{DBO}_5 = 250 \text{ mg/l (Battelle, 1974)}$$

#### 7.4.1.1 Primera laguna

Carga unitaria admisible (°) = 800 kg DBO<sub>5</sub>/ha x d. Con este valor se entra el gráfico N° 10, el cual relaciona la eficiencia con la carga orgánica, y se corta la recta de certeza 84% (\*), leyéndose en el eje de las ordenadas el valor de la eficiencia en lagunas de estabilización.

$$\text{Eficiencia} = 57\%$$

$$\begin{aligned} \text{Carga total diaria} &= 499.392 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \times \frac{250}{1.000} \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \text{ DBO}_5 \\ &= 124.848 \text{ kg DBO}_5/\text{d} \end{aligned}$$

$$\text{Area de la laguna} = \frac{124.848 \text{ kg DBO}_5/\text{d}}{800 \text{ kg DBO}_5/\text{ha x d}} = \underline{\underline{156,06 \text{ ha}}}$$

$$\text{DBO}_5 \text{ en el efluente} = 124.848 (1-0,57) = 53.685 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{d}}$$

Se supone una profundidad de 2,5 m (\*), con lo que el tiempo de retención

$$= \frac{1.560.600 \text{ m}^2 \times 2,5 \text{ m}}{499.392 \text{ m}^3/\text{d}} = 7,81 \text{ días}$$

#### 7.4.1.2 Segunda laguna

Suponemos la profundidad de la laguna en 2 m(\*). Carga unitaria admisible (\*) = 600 kg DBO<sub>5</sub>/ha/d.

$$\text{Eficiencia (con un 84\% de certeza) (**)} = 61\%$$

$$\text{Area de la laguna} = \frac{53.685}{600} \frac{\text{kg DBO}_5/\text{d}}{\text{kg DBO}_5/\text{ha x d}} = 89,48 \text{ ha}$$

---

(°) Ing. Géza A. Hibján, referencia oral

(\*) Ing. Géza A. Hibján

(\*\*) Ver gráfico N° 10

$$\text{DBO}_5 \text{ en el efluente} = \frac{53.685 (1-0,61)}{f^{***}}$$

para  $f = 0,9$

$$\text{DBO}_5 \text{ efluente} = 23.264 \text{ kg DBO}_5/\text{d}$$

$$\text{Tiempo de retención} = \frac{894.800 \times 2 \text{ m}^3}{499.392 \text{ m}^3/\text{d}} = 3,58 \text{ días}$$

### 7.4.1.3 Tercera laguna

Para el cálculo del IC del afluente a la tercera laguna, se usó la fórmula

$$P_2 = \frac{P_i}{(K R_2 + 1) (K R_1 + 1)}$$

$$P_i = \text{IC de las aguas negras} = 10^8 \text{ (Hibján, 1968)}$$

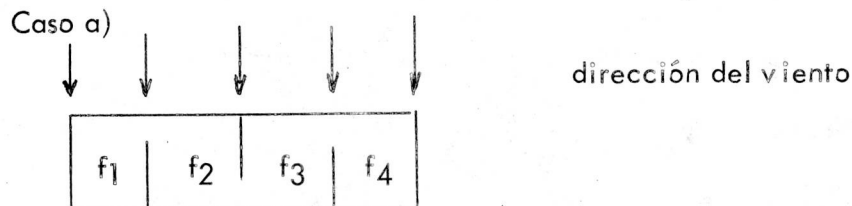
$$K = \text{rata de mortalidad de microorganismos} = 2/\text{d}$$

$$R = \text{tiempo de retención}$$

$$P_2 = \frac{10^8}{(2 \times 3,58 + 1) (2 \times 7,81 + 1)} = 737.359 \frac{\text{org}}{100 \text{ ml}}$$

La dirección del viento tiene una muy marcada influencia en el comportamiento de este tipo de lagunas. Así pues, si el viento sopla en dirección paralela a los tabiques, se considera que la laguna está compuesta por cuatro pequeñas lagunas o cámaras de mezcla total.

Si por el contrario, el viento sopla en dirección perpendicular a los tabiques, la laguna actúa como una sola cámara de flujo pistón. Estos dos casos son estudiados a continuación.



(\*\*\*) factor de disminución debido al agotamiento de la materia orgánica; este factor tiene su justificación, puesto que a medida que el agua avanza en la laguna, o sea, se pasa de una cámara a otra, va siendo más escasa la materia orgánica susceptible a degradarse.

Valores de f (\*)

$$f_1 = 0,8$$

$$f_2 = 0,7$$

$$f_3 = 0,6$$

$$f_4 = 0,5$$

$$\bar{f} = 0,65$$

El tiempo de retención en cada cámara se calcula con la relación siguiente:

$$\bar{f} P_n = \frac{P_i}{(KR + 1)^n}$$

donde:

$$P_n = \text{IC del efluente final} = 100 \frac{\text{org}}{100 \text{ ml}}$$

n = número de cámaras

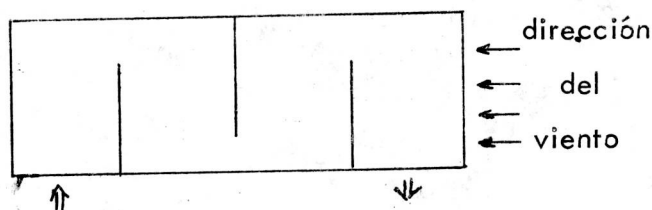
$P_i$  = IC del afluente de la tercera laguna

R = tiempo de retención

K = rata de mortalidad (k = 2)

$$0,65 \times 100 = \frac{737359}{(2R + 1)^4}; R = 4,66 \text{ días}$$

Caso b)



Se considera como si fuera una sola cámara.

$$\text{Tiempo de retención } P_n = P_i e^{-kt}$$

(\*) Ing. Géza A. Hibjan, referencia oral

$$0,65 \times 100 = 737.359 \times e^{-2t} \quad t = 4,67 \text{ días}$$

Previendo que el viento podrá soplar de cualquier dirección, se elegirá como solución final un dimensionamiento promedio.

$$\text{Tiempo promedio de retención} = \frac{4 \times 4,66 + 4,67}{2} = 11,66 \text{ días}$$

La profundidad de la laguna se supuso en 1,5 m (°).

$$\text{Area de la laguna} = \frac{t \times Q}{h}$$

$$A = \frac{11,66 \text{ d} \times 499.392 \text{ m}^3}{1,5 \text{ m} \times 10^4 \text{ d}} = 388,19 \text{ ha}$$

#### 7.4.2 Segunda alternativa

Consta de una laguna aireada, más una laguna de estabilización simple, más una batería de 4 lagunas tipo "flujo tapón", en serie.

##### 7.4.2.1 Primera laguna

###### a) Dimensionamiento

$$\text{Profundidad de la laguna} = 3 \text{ m (*)}$$

$$\text{Tiempo de retención} = 2 \text{ d (*)}$$

$$\text{Volumen de la laguna} = Q \times t = 499.392 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 2 \text{ días} = 998.784 \text{ m}^3.$$

$$\text{Area de la laguna} = \frac{V}{h} = \frac{998.784 \times 10^4 \text{ ha}}{3} = 33,3 \text{ ha}$$

Cantidad de DBO removida (Bartsch, 1971)

$$Le = Lo \left( \frac{1}{1 + kt} \right)$$

en donde:

(°) Ing. Géza A. Hibján, referencia oral

(\*) Ing. Marco A. Matute, referencia oral

Le = DBO efluente

Lo = DBO afluyente

K = rata de remoción de DBO en lagunas facultativas. En este caso, se usará  $K = 3,5$  que corresponde a una temperatura de agua de  $25^{\circ}\text{C}$  (Bartsch, 1971)

t = tiempo de retención en días

$\text{DBO}_5 = 0,68 \text{ DBO}$

$$Lo = \frac{124.848}{0,68} = 183.600 \text{ kg DBO/d}$$

t = 2 días

$$L_2 = 183.600 \left( \frac{1}{1 + 3,5 \times 2} \right) = 22.950 \text{ kg DBO/d}$$

$$\text{DBO removida} = Lo - Le = 183.600 - 22.950 = 160.650 \text{ kg } \frac{\text{DBO}}{\text{d}}$$

y eficiencia = 88% expresada como porcentaje de DBO removida

b) Equipo aireador

i) Aireación requerida

El oxígeno normal requerido (NOR), es la cantidad de oxígeno necesario para reducir el  $\text{DBO}_5$  al límite propuesto y que debe ser suministrado por el equipo aireador.

$$\text{NOR} = L \times P \times D \text{ (Bartsch, 1971)}$$

donde:

L = relación entre DBO final y  $\text{DBO}_5$

D =  $\text{DBO}_5$  del afluyente en lb/hr.

P = DBO removido (expresado como fracción)

$$\begin{aligned} \text{NOR} &= \frac{1}{0,68} \times \frac{160.650}{183.600} \times \frac{2,2046 \times 124.848}{24} = \\ &= 14.757 \text{ lb/hr} = 6.700 \text{ kg/hr} \end{aligned}$$

ii) Potencia del equipo **aireador**

Se calcula la potencia de los equipos **aireadores**, necesaria para suministrar el oxígeno normal requerido calculado en el punto anterior.

$$\text{HPS} = \text{NOR}/R_s \quad (\text{Bartsch, 1971})$$

$$R_s = R_a \left( \frac{C_{sw} - C_L}{9,17} \right) (1,024^{T - 20}) \alpha$$

donde:

$R_a$  = cantidad de oxígeno transferida a 20°C y en ausencia de oxígeno (lb/hp/hr).

$R_s$  = cantidad de oxígeno transferida en condiciones de campo.

$C_{sw}$  = valor de saturación del oxígeno disuelto en mg/l de aguas servidas a la temperatura de operación de la laguna.

$C_L$  = concentración de oxígeno disuelto en la laguna, mg/l

$T$  = temperatura de operación de la laguna, °C

$\alpha$  = relación de oxígeno transferido de aguas contaminadas a aguas limpias, usualmente 0,8 a 0,85 en aguas servidas domésticas.

$R_a$  = 3,3 lb/hp x hr (Metcalf & Eddy, 1972)

$C_L$  = 2 mg/l (\*)

$T$  = 25°C

$\alpha$  = 0,82 (Permutit, 1961)

$C_{sw}$  = 8,18 mg/l

(\*) Ing. Marco A. Matute, referencia oral

$$R_s = 3,3 \times \left(\frac{8,18 - 2}{9,17}\right) \times 1,024^{25-20} \times 0,82 = 2,05 \text{ lb/hp/hr}$$

$$\text{HPS} = \frac{\text{NOR}}{R_s} = \frac{14.757 \text{ lb/h}}{2,05 \text{ lb/hp/h}} = 7.200 \text{ hp}$$

Costo del equipo aireador a Bs. 1.400,00 el HP (\*\*)

$$\text{Costo total} = 1.400 \frac{\text{Bs.}}{\text{HP}} \times 7.200 \text{ HP} = 10,08 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

En vista del valor tan alto que tienen estos equipos, frente a la primera alternativa que no posee costo alguno por equipo especial, y considerando que los demás costos son similares en ambas alternativas al igual que sus beneficios, se descartó la segunda alternativa. Sin embargo, se seguirá con los cálculos y comentarios referentes a ésta, para complementar el presente capítulo.

#### 7.4.2.2 Segunda laguna

$$\text{Profundidad de la laguna} = 2 \text{ m (*)}$$

$$\text{Carga unitaria admisible} = 400 \text{ kg DBO}_5/\text{ha} \times \text{d} \text{ (*)}$$

$$\text{Eficiencia (con el 84\% de certeza)} = 67\%$$

$$\text{Area de la laguna} = \frac{\text{DBO}_5 \text{ afluente}}{\text{carga unitaria}} = \frac{22.950}{400} = 57,38 \text{ ha}$$

$$\text{Tiempo de residencia} = \frac{A \times h}{Q} = \frac{57,38 \times 10^4 \times 2 \text{ m}^3}{499.392 \text{ m}^3/\text{d}} = 2,3 \text{ d}$$

$$\text{DBO}_5 \text{ efluente} = 0,68 \times 22.950 (1 - 0,67) = 5.149 \text{ kg}$$

#### 7.4.2.3 Tercera laguna

En las dos primeras lagunas el IC se modificará según la relación siguiente:

$$P_2 = \frac{P_1}{(KR_2 + 1)(KR_1 + 1)}$$

donde:

$$P_2 = \text{IC afluente}$$

(\*) Ing. Géza A. Hibján, referencia oral

(\*\*) Ing. Luis Martín M., referencia oral

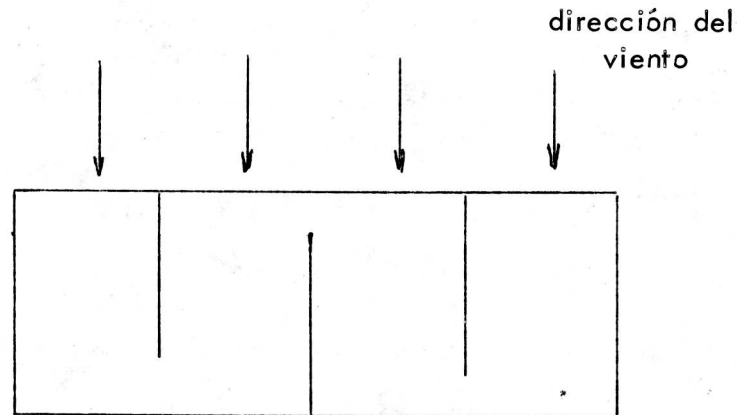
$$P_i = \text{IC de las aguas negras} = 10^8 \quad (*)$$

$$K = \text{rata de mortalidad} \quad (K = 2)$$

$$R = \text{tiempo de retención}$$

$$P_2 = \frac{10^8}{(2 \times 2 + 1) \cdot (2 \times 2,3 + 1)} = 3.571.429 \text{ org/100 ml}$$

Caso a)



El tiempo de retención de cada cámara se calcula con la relación siguiente:

$$P_n = \frac{P_i}{(KR + 1)^n}$$

donde:

$$P_n = \text{IC del efluente} = 100$$

$$P_i = \text{IC del afluente}$$

$$K = \text{rata de mortalidad} = 2$$

$$R = \text{tiempo de retención}$$

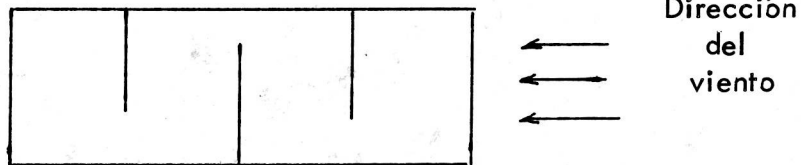
$$n = \text{N}^\circ \text{ de cámaras}$$

(\*) Ing. Géza A. Hibján, referencia oral

$$100 (2 R + 1)^4 = 3.571.429$$

$$R = 6,37 \text{ días (en c/cámara)}$$

Caso b)



Tiempo de retención:

$$P_n = P_i e^{-Kt}$$

$$100 = 3.571.429 e^{-2t}$$

$$t = 5,24 \text{ días}$$

Tiempo de retención promedio del caso a) y caso b):

$$t = \frac{4 \times 6,37 + 5,24}{2} = 15,36 \text{ días}$$

$$\text{Profundidad de la laguna} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Area de la laguna} = \frac{t \times Q}{h \times 10^4} = 511,4 \text{ ha}$$

# RELACION DE LA CARGA ORGANICA CON LA EFICIENCIA EN LAGUNAS DE ESTABILIZACION

(ANALISIS DE LOS DATOS OBTENIDOS POR EL ING. LUIS A. SUAREZ G.)

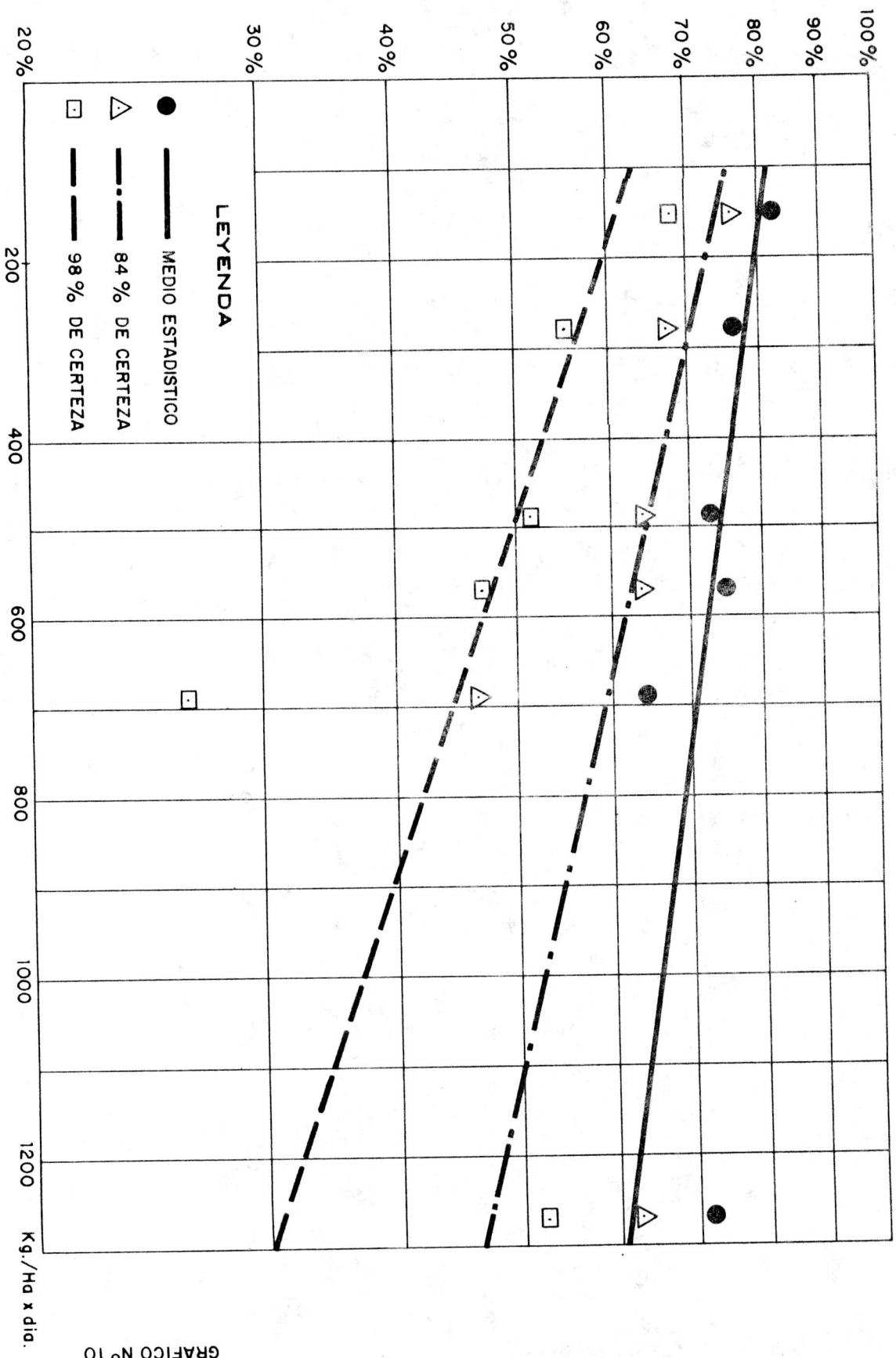
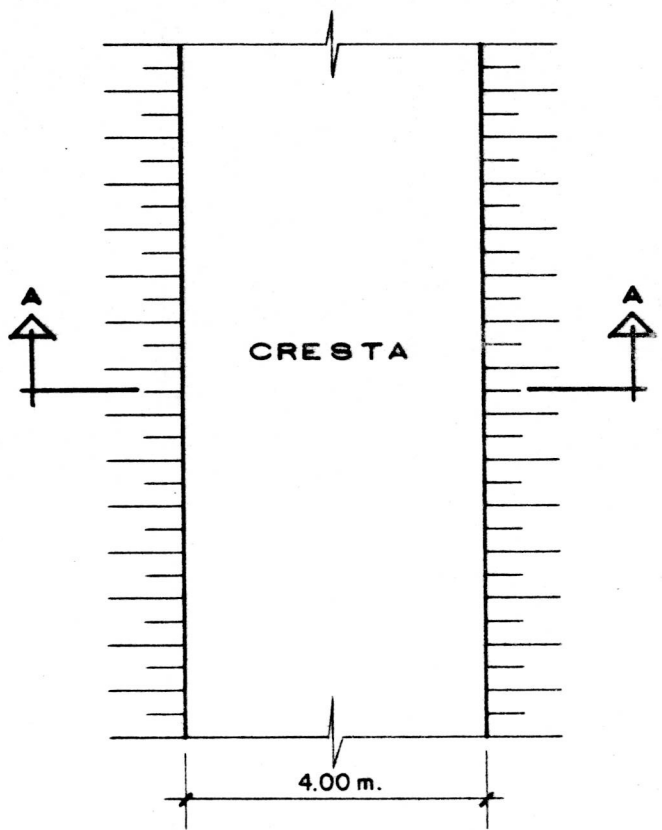
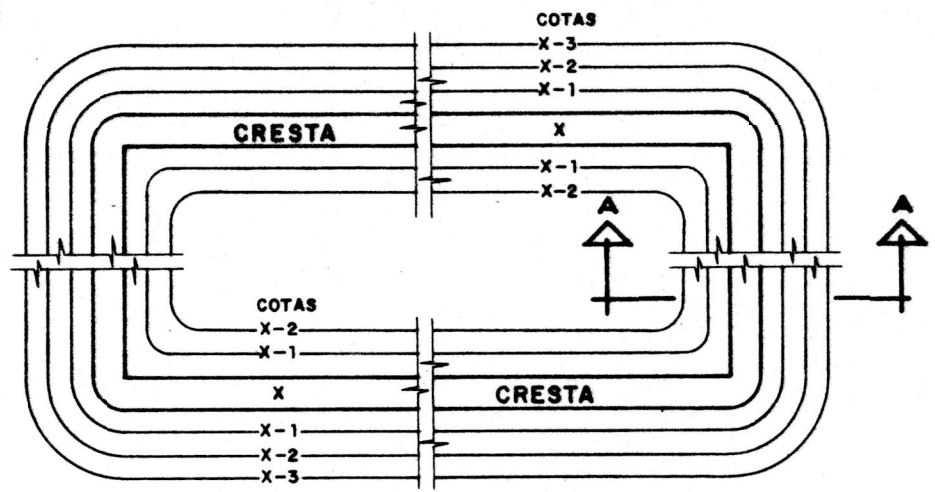


GRAFICO Nº 10

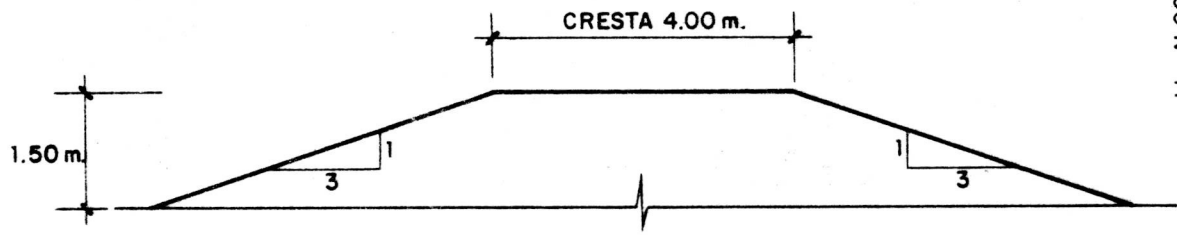
SECCION TIPICA DE LOS TERRAPLENES  
QUE CONFORMAN LAS LAGUNAS  
ESCALAS GRAFICAS



PLANTA



PLANTA DE UNA LAGUNA DE 2 m.  
DE PROFUNDIDAD



CORTE A-A

## 8. ANALISIS ECONOMICO

Al determinar la base de comparación de alternativas de inversión, una de las posibilidades es utilizar un índice que refleje las diferencias entre las mismas, teniendo en cuenta el valor del dinero en el tiempo. Es posible calcular en cualquier punto en el tiempo, una sola cantidad que equivalga en valor a un determinado flujo de efectivo. Puesto que dicho valor resume el valor de un flujo de efectivo, es adecuado utilizarlo como base de comparación.

El Valor Presente o actual es una cantidad en el presente ( $t = 0$ ) que equivale a un flujo de efectivo de inversión para una tasa de interés "i".

El valor actual de una inversión  $F_j$  a una tasa de interés "i" en un tiempo de n años es:

$$VP_i(i) = F_{j0} (1+i)^{-t_0} + F_{j1} (1+i)^{-t_1} + \dots + F_{jn} (1+i)^{-n}$$

o sea:

$$VP_i(i) = \sum_{t=0}^n F_{jt} (1+i)^{-t} \quad (8-1)$$

Las razones por las cuales el Valor Presente es adecuado como base de comparación son:

- a) Considera el valor del dinero en el tiempo de acuerdo al valor de la tasa de interés escogida.
- b) Sitúa el valor equivalente de cualquier flujo de efectivo en un punto particular en el tiempo ( $t = 0$ ).
- c) El valor de la cantidad expresada en términos de Valor Presente es siempre único, independientemente de la forma como esté estructurado el flujo de efectivo de la inversión.

Se usó tasa de interés anual del 6%, ya que este valor es el que generalmente se usa para el cálculo de inversiones por parte del Estado (\*).

---

(\*) Econ. Flavio Aguilar, referencia oral.

8.1 Estimación de las áreas de riego

Calculadas sobre la base de la primera alternativa de tratamiento.

Area total de las lagunas = 633,73 ha.

Evaporación media diaria (\*) = 6,31 mm/día.

Pérdidas por evaporación =  $633,73 \times 10^{-4} \times 6,31 \times 10^{-3}$  m<sup>3</sup>/día  
= 40.000 m<sup>3</sup>/día = 463 l/seg.

CUADRO N° VIII-1

DETERMINACION DEL CAUDAL EFLUENTE DE LAS LAGUNAS

AÑOS	Q. efluente a las lagunas (l/s)	Pérdida por evaporación (l/s)	Q. efluente de las lagunas. (l/s)
1980	2.200	463	1,737
1985	3.000	463	2537
1990	4.000	463	3537
1995	5.000	463	4537
2000	6.000	463	5537

Fuente original

---

(\*) Balance hídrico. Ver anexo.

Como se vió en el aparte 5.2, la demanda neta de riego es igual a 170 mm/mes. Con estos datos, suponiendo riego todo el año y considerando diferentes eficiencias de riego dependientes del sistema a emplear, se obtuvo el cuadro N° VIII-2 que serán las superficies a beneficiar. Así, el riego de superficie (surcos) tiene una eficiencia del 50%, el riego por aspersión una de 75% y el riego por goteo una de 85%. A los fines de este informe se evaluarán solamente las alternativas de riego por superficie y por aspersión.

CUADRO N° VIII-2

ESTIMACION DEL AREA REGABLE

		A R E A S (Has).					
AÑOS	Q l/s	8 horas de riego Eficiencias			12 horas de riego Eficiencias		
		50	75	85	50	75	85
1980	1737	441,45	662,18	750,47	662,18	993,27	1125,71
1985	2537	644,77	967,16	1096,11	967,16	1450,74	1644,17
1990	3537	898,92	1348,38	1528,16	1348,38	2022,57	2290,95
1995	4537	1153,07	1792,60	1960,21	1729,60	2594,40	2940,32
2000	5537	1407,21	2110,82	2392,27	2110,82	3166,23	3588,40

Fuente Original.

## 8.2 Análisis de costos

### 8.2.1 Costos de los equipos de bombeo a usar

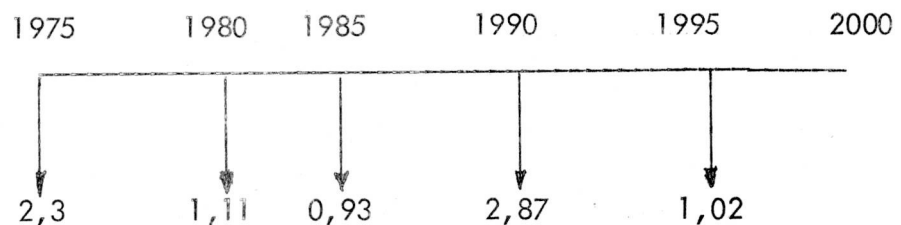
Se requiere ahora el costo de los equipos de bombeo necesarios para los diferentes años. Con tal fin se elaboró el Cuadro No. VIII-3, tratándose de disminuir al máximo el costo de los equipos utilizando los comprados en años anteriores, suponiendo que el tiempo de vida útil del motor eléctrico es de 25 años, el de los impulsores de 8 años y el de la columna de 16 años (\*), en el caso de **utilizar** bombas tipo turbina. En esta suposición se basan las estimaciones que **siguen**, las cuales no arrojarían resultados muy diferentes a si se considerasen equipos con bombas centrífugas horizontales.

Hay que recordar que, tanto el modelo del Capítulo 6, como el Cuadro N° VIII-3 no tienen fundamentos teóricos, sino que, por el contrario, fueron elaborados empíricamente dentro de un grado de certeza aceptable para el alcance preliminar que se pretende dar a la realización de este trabajo.

Los costos de los equipos obtenidos a partir de los cuadros N° VIII-3 y VI-13 se llevaron a Valor Presente, al igual que se hará con los diferentes costos y beneficios que se desarrollarán en el transcurso de este capítulo. Estos cálculos se pueden apreciar en la siguiente actualización de las inversiones en equipos de bombeo, suponiendo que del costo total, 20% lo representa el motor, 40% los impulsores y 40% la columna. Además, las inversiones se efectúan en el quinquenio anterior al comienzo de la utilización de los equipos.

#### Flujo de Inversiones

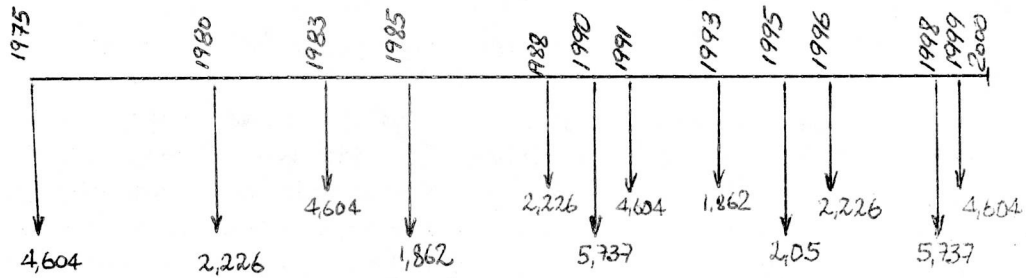
##### a) Motores



$$\begin{aligned} VP &= 2,3 + 1,11 \times 0,7473 + 0,93 \times 0,5584 + 2,87 \times 0,4173 + 1,02 \times 0,3118 \\ &= 5,165 \times 10^6 \text{ Bs.} \end{aligned}$$

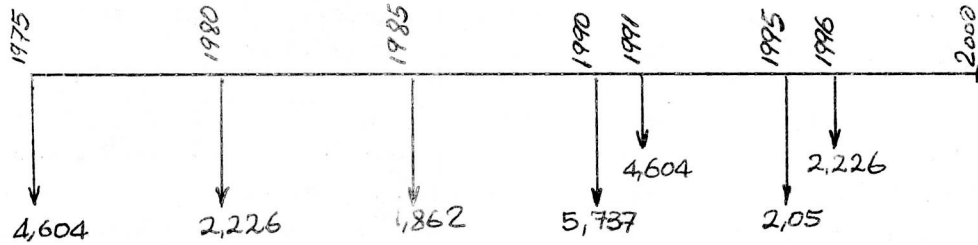
(\*) Referencia: Alió Mingo, Adolfo. Factor'.

b) Impulsosres



$$VP = 4,604 + 2,226 \times 0,7473 + 4,604 \times 0,6274 + 1,862 \times 0,5584 + 2,226 \times 0,4688 + 5,737 \times 0,4173 + 4,604 \times 0,3937 + 1,862 \times 0,3504 + 2,05 \times 0,3118 + 2,226 \times 0,2942 + 5,737 \times 0,2618 + 4,604 \times 0,2470 = 20,032 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

c) Columna:



$$VP = 4,604 + 2,226 \times 0,7473 + 1,862 \times 0,5584 + 5,737 \times 0,4173 + 4,604 \times 0,3937 + 2,05 \times 0,3118 + 2,226 \times 0,2942 = 12,808 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

En total, el costo de los equipos de bombeo en VP, será:

$$VP = 5,165 + 20,032 + 12,808 = 38,005 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

CUADRO N° VIII -3

COSTO DE BOMBAS A USAR

AÑO	POTENCIA (lts/seg.)	CLASE	N° DE BOMBAS NECESARIAS	COMBINACIONES DE BOMBAS YA COMPRADAS	N° DE BOMBAS A COMPRAR
1980	1275	A	3 + 1	-o-	4
1980	2550	B	2 + 1	-o-	3
1985	1750	C	3 + 1	-o-	4
1985	3500	D	2 + 1	3 ( A + B )	-
1990	2325	E	3 + 1	3 ( B ) + 1 ( 2A )	-
1990	4650	F	2 + 1	2 ( 2C + A )	1
1995	2800	G	3 + 1	4 ( A + C )	-
1995	5600	H	2 + 1	-o-	3
2000	3390	I	3 + 1	2 ( 2C )	2
2000	6780	J	2 + 1	3 ( H + A )	-

Fuente Original

8.2.2 Costo de la energía eléctrica

El costo de la energía eléctrica se calculó a razón de Bs. 0,07 el Kwh. Se hizo un análisis económico para calcular su costo en términos de Valor Presente para el año 1975 ( t=0 ).

Este análisis se hizo considerando que las bombas funcionan según el modelo del punto 6.4, el cual es equivalente a decir que durante un total de 38 horas al día trabaja una bomba tipo I, y durante 12 horas una bomba tipo II.

Para este fin se escogió el siguiente método:

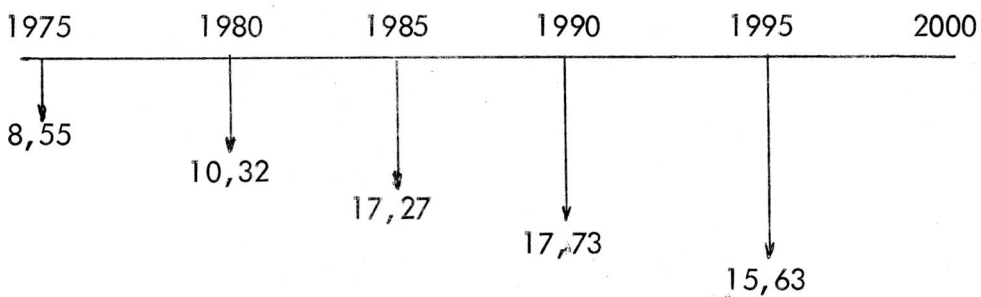
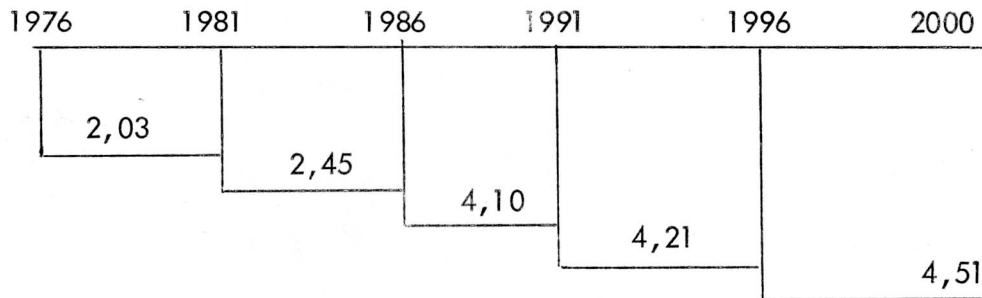
- Se considera como costo anual el del primer año de cada quinquenio. La razón de esta determinación se basa en el desconocimiento exacto de la forma de la curva de variación, presumiblemente exponencial. Este

razonamiento conlleva a la disminución de los costos reales, pero será solventada al darse un tratamiento similar a los beneficios. En esta forma el costo correspondiente al quinquenio será  $\left[ (1,86)^{-1} + (1,06)^{-2} + (1,06)^{-3} + (1,06)^{-4} + (1,06)^{-5} \right]$  veces el costo anual, o sea, 4,21 veces el costo anual.

- Estos costos anuales se llevan a Valor Presente, correspondiente a cada quinquenio.

- Una vez conseguidos esos valores, son pasados de Valor Futuro a Valor Presente para 1975, según se indica de seguidas.

Actualización de los gastos en energía eléctrica:



$$VP = 8,55 + 7,71 + 9,64 + 7,40 + 4,87 = 38,18 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

### 8.2.3 Alternativa de conducción

Las alternativas girarán en torno al suelo lls y a los distintos casos de conducción.

Las alternativas de conducción son las siguientes:

- a) Construir una tubería para 2.200 l/s en una primera etapa, más una tubería igual a partir de 1980, más otra igual a partir de 1990.
- b) Construir una tubería para 2.200 l/s en una primera etapa y otra para 4000 lts/seg a partir del año 1980.
- c) Construir una tubería para 3.000 l/s en una primera etapa y otra igual a partir de 1985.
- d) Construir una tubería para 4.000 l/s en una primera etapa y otra de 2200 lts a partir del año 1990.
- e) Construir en una primera y única etapa, una tubería para 6.000 l/s

Cálculo económico de alternativas por el método del Valor Presente

- (a) VP = 7,80 + 5,83 + 3,25 = 16,88
- (b) VP = 7,80 + 8,97 = 16,77
- (c) VP = 10,8 + 6,03 = 16,83
- (d) VP = 12 + 3,25 = 15,25
- (e) VP = 16,8

El análisis económico hecho por el método del Valor Presente, arroja como mejor resultado el de la alternativa (d) o sea, en la etapa inicial una tubería de 4.000 l/s ( $\varnothing$  1,50 m) a un precio de Bs.  $12 \times 10^6$  y añadirle otra tubería de 2.200 l/s ( $\varnothing$  1,25 m) en 1990 a un costo de  $7,8 \times 10^6$  Bs. resultando el valor presente de los gastos de tuberías para 1975 de Bs.  $15,25 \times 10^6$ .

#### 8.2.4 Costo del movimiento de tierra de la tubería

Se calcula basado en la alternativa de materiales seleccionada (alt. d).

Se supone una zanja de 3 mts. de ancho por 3 mts. de profundidad. Costo de excavación por m<sup>3</sup> = Bs 10, relleno por m<sup>3</sup> = Bs. 13.

$$L = 12.000 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Volumen total de excavación} &= 3 \times 3 \times 12.000 \text{ m}^3 \\ &= 108.000 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Costo total de la excavación} &= 108.000 \text{ m}^3 \times 10 \frac{\text{Bs.}}{\text{m}^3} \\ &= 1.080.000 \text{ Bs.}\end{aligned}$$

Volumen total de relleno y compactación =

Volumen de la zanja - Volumen ocupado por la tubería =

$$\left( 9 - \frac{\pi \times 1,5^2}{4} \right) 12.000 = 86.795 \text{ m}^3$$

$$\text{Costo total del relleno y compactación} = 86.795 \text{ m}^3 \times 13 \frac{\text{Bs.}}{\text{m}^3} = 1.128.335 \text{ Bs.}$$

Para el año 1990, la tubería a usar es la de  $\varnothing = 1,25 \text{ m}$ , por lo tanto el volumen total de relleno y compactación será:

$$\left( 9 - \frac{\pi \times (1,25)^2}{4} \right) 12.000 = 93.274 \text{ m}^3$$

Costo total de relleno y compactación

$$93.274 \text{ m}^3 \times 13 \frac{\text{Bs.}}{\text{m}^3} = 1.212.562 \text{ Bs.}, \text{ los cuales llevados a VP}$$

$$\text{da: } VP = (1.212.562 + 1.080.000) \times 0,4173 = 956.686 \text{ Bs.}$$

El costo total del movimiento de tierra en las tuberías, expresado en VP, es

$$\text{de: } 1,08 \times 10^6 \text{ Bs.} + 1,128 \times 10^6 \text{ Bs.} + 0,957 \times 10^6 \text{ Bs.} = 3,17 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

### 8.2.5 Costo de colocación de tuberías

Fue calculado como el 40% del precio de las mismas (\*)

$$\text{Costo (en VP)} = 15,25 \times 0,4 \times 10^6 = 6,1 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

---

(\*) Helios Silvestre, referencia oral.

### 8.2.6 Costo de las lagunas

#### 8.2.6.1 Costo de los estudios

Estos costos incluyen los estudios de suelos, los de topografía, anteproyecto y proyecto, valorados de la siguiente manera:

Estudio de suelo =  $630 \text{ ha} \times 1,2 \times 4.000 \text{ Bs/ha} = 3,02 \times 10^6 \text{ Bs.}$

Estudio topográfico =  $630 \text{ ha} \times 1,2 \times 1.600 \text{ Bs/ha} = 1,21 \times 10^6 \text{ Bs.}$

Anteproyecto = 400.000 Bs.

Proyecto = 800.000 Bs.

Lo que sumado da Bs.  $5,43 \times 10^6$

#### 8.2.6.2 Costo de construcción de las lagunas

Para el estudio de gastos que acarrea la construcción, acondicionamiento, protección y mantenimiento de las lagunas de estabilización, se decidió dividir cada una de las mismas en cuatro lagunas de dimensiones iguales (\*) y que aparecen de manera esquemática en el gráfico No. 12.

De esta manera, los costos de construcción y acondicionamiento se ven disminuidos.

Así las lagunas quedan numeradas de la siguiente forma:

Laguna I : Lagunas I-1, I-2, I-3, I-4.

Laguna II : Lagunas II-1, II-2, II-3, II-4.

Laguna III: Lagunas III-1, III-2, III-3, III-4.

De las cuales, las lagunas 1 y 2 de cada tipo son construidas en 1975, las 3 en 1985 y las 4 en 1990.

##### 8.2.6.2.1 Costo del terreno

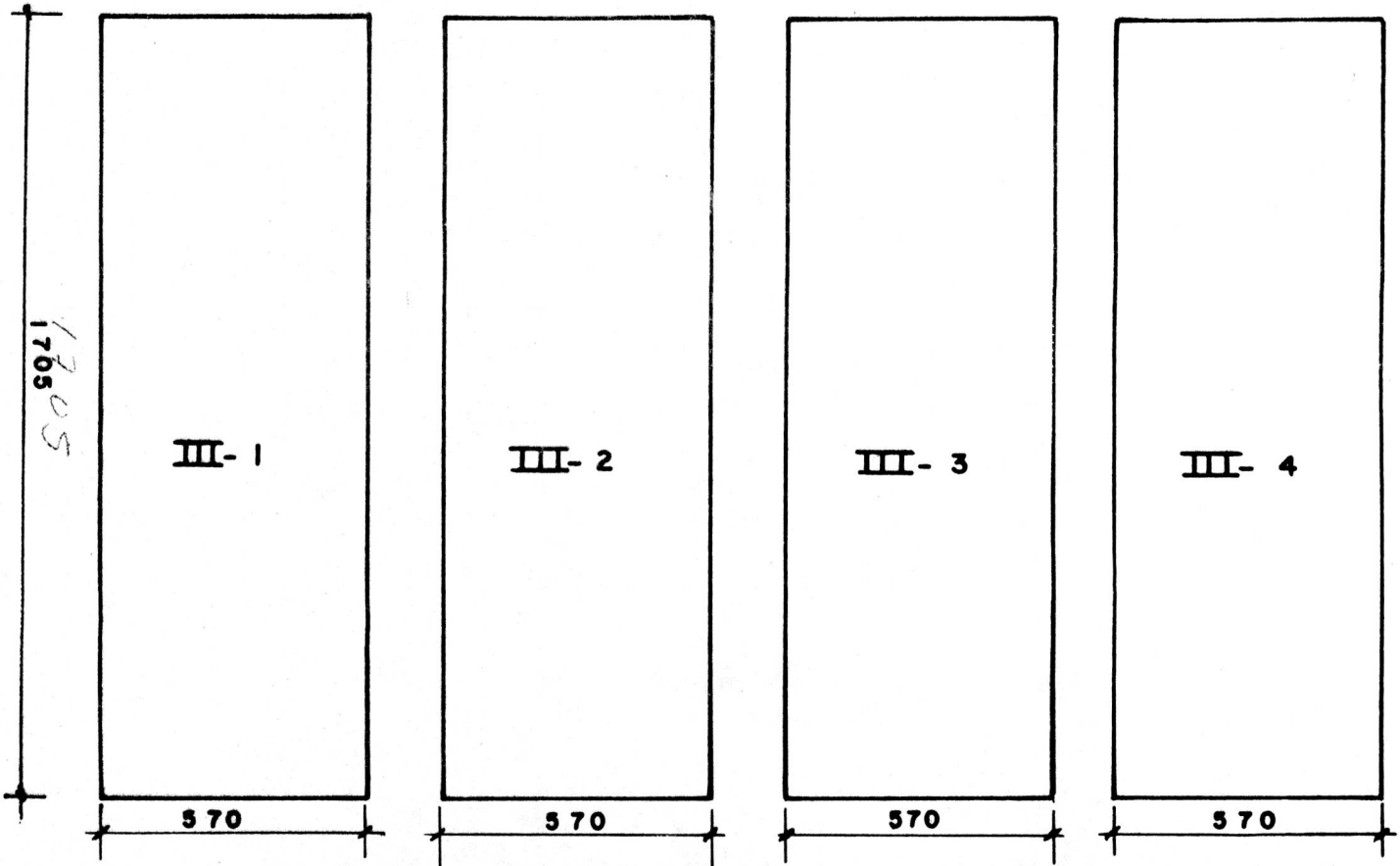
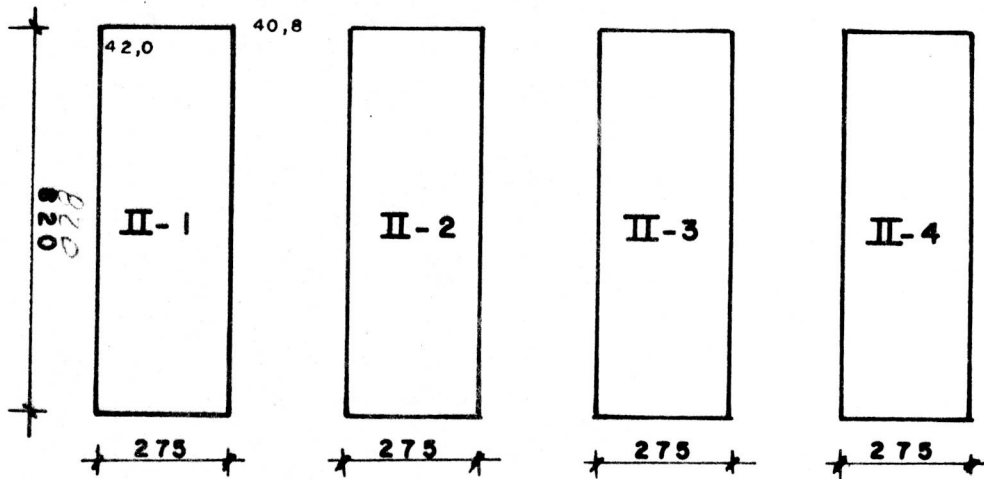
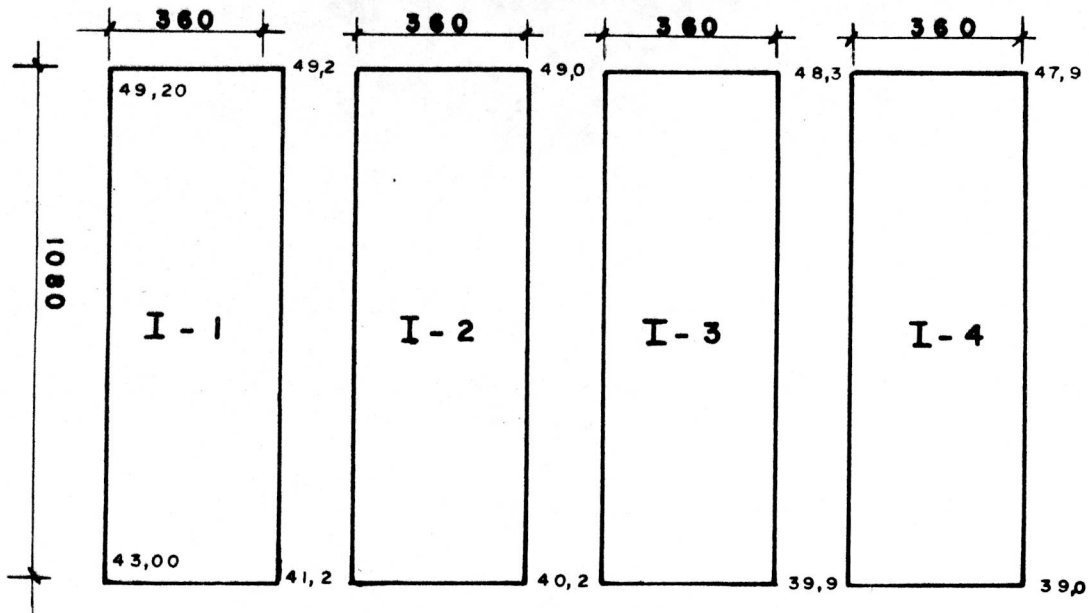
Se consideró el costo de la ha de terreno virgen a un precio de Bs. 400,00 (\*\*) y el área se incrementó en un 20%.

Costo =  $633,73 \times 1,2 \times 400 = 304.190 \text{ Bs.}$

---

(\*) Ing. Geza A. Hibján, referencia oral.

(\*\*) Patiño, Hugo, referencia oral



#### 8.2.6.2.2 Costo de deforestación

En este renglón se contempla la tala y acondicionamiento del terreno. Fue calculado a Bs. 800 la hectárea.

$$\text{Superficie total} = 156,06 + 89,48 + 388,19 = 633,73 \text{ ha.}$$

$$\text{Costo} = 633,73 \times 800 = 506.984 \text{ Bs.}$$

Más un incremento del 20% del área, destinados para mantenimiento, operación, resguardo, etc. de las lagunas; lo que arroja un costo total de :

$$1,2 \times 506984 = 608.381 \text{ Bs.}$$

#### 8.2.6.2.3 Costo de las cercas

La cerca a usar, consta de estantillos de madera con 6 pelos de alambre de púa.

El costo de los estantillos de madera varía entre Bs. 2 y 3 c/u. Se usará alambre de púa N° 10 (grueso), el cual cuesta Bs. 70,00 el rollo de 400 m. Las grapas salen a Bs. 5,00 el kilo. La distancia promedio entre estantillas es de 3 a 4 metros.

$$\text{Perímetro: } 11.000 \text{ m}$$

$$\text{Alambre} = \frac{11.000 \times 6 \times 70}{400} = 11.550 \text{ Bs.}$$

$$\text{Grapa} = 220 \text{ kg} \times 5 \text{ Bs/kg} = 1.100 \text{ Bs.}$$

$$\text{Estantes} = 2.750 (@ 4 \text{ m}) \times 3 = 8.250 \text{ Bs.}$$

Aparte, la mano de obra, que incluye excavación de huecos, colocación de estantes y colocación de los 6 pelos de alambre, tiene un precio aproximado de Bs. 5 por cada estante, o sea:

$$\text{Mano de obra} = 2.750 \times 5 = 13.750 \text{ Bs.}$$

$$\text{Total general de costo de cerca} = 34.650 \text{ Bs.}$$

#### 8.2.6.2.4 Movimiento de tierra en las lagunas

El cálculo del movimiento de tierra en las lagunas se hizo en dos partes:

En la primera parte se calculó el costo de los diques, y en la otra el costo de la excavación dentro de las lagunas.

Para esta última, se hicieron los gráficos Nos. 13, 14 y 15, donde se representan los perfiles de las lagunas según el plano N° 2.

#### Movimiento de tierra para las lagunas

Los costos que se dan a continuación, representan el promedio de las características de los diques de las lagunas.

Costo de diques:

Altura de dique = 3 m

Taludes de 3:1

Cresta de 4 m de ancho

Volumen de tierra por metro:

$$\frac{4 + 22}{2} \times 3 = 39 \text{ m}^3/\text{m}$$

Calculado el m<sup>3</sup> removido y transportado a distancias menores de 3 km a un precio de Bs. 7,00 (\*), da el siguiente resultado en el cuadro N° VIII-4.

---

(\*) Este valor es tomado de contratos recientes celebrados por el MOP, el cual incluye excavación, corte, carga, acarreo hasta 200 mts, colocación y compactación.

GRAFICO Nº 13

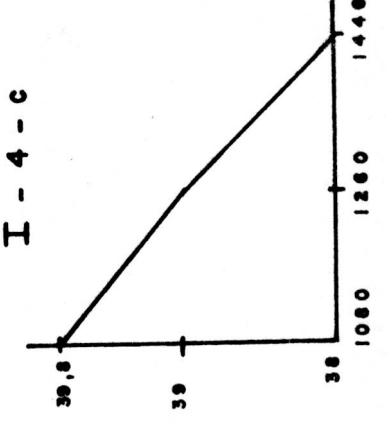
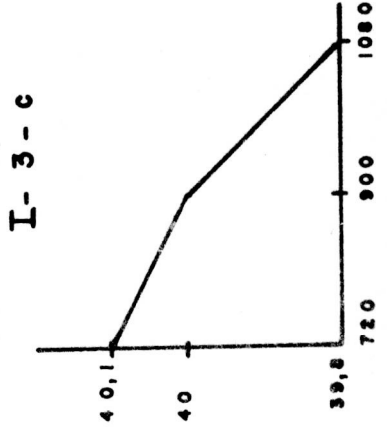
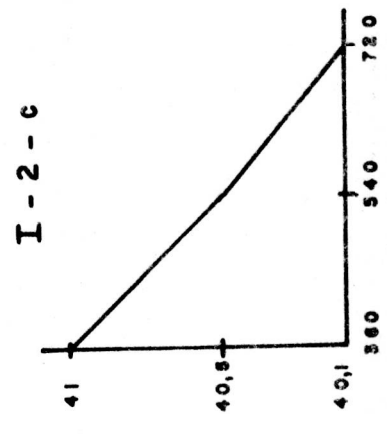
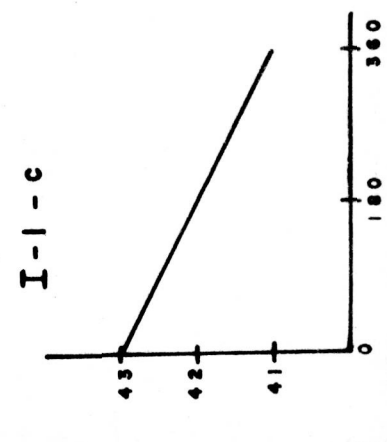
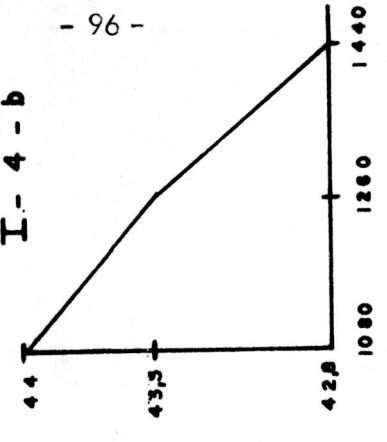
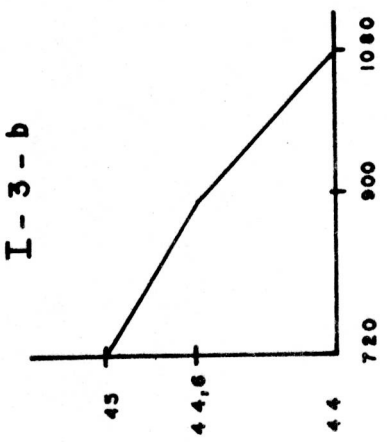
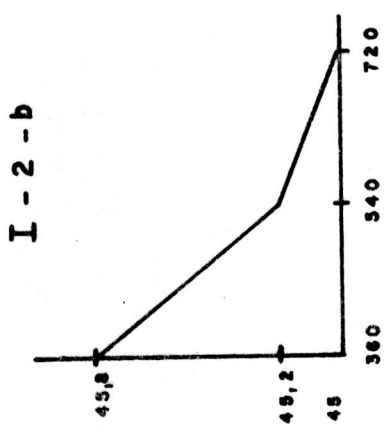
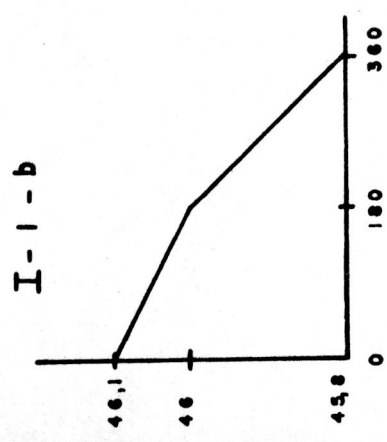
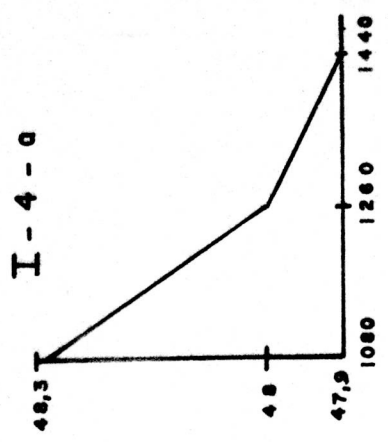
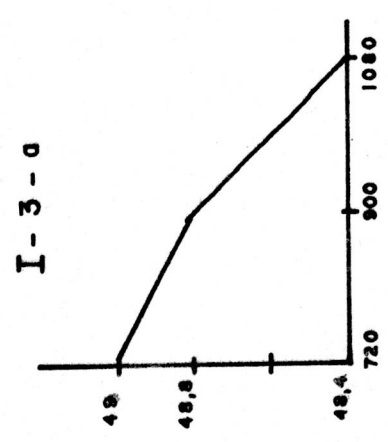
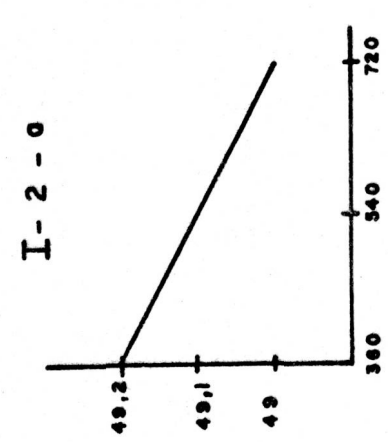
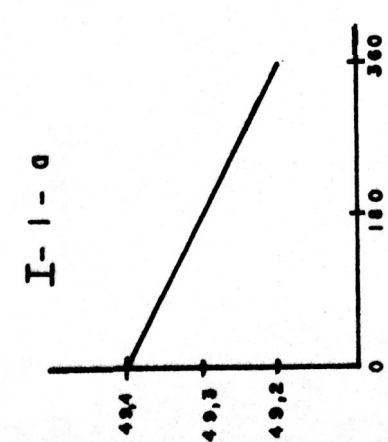


GRAFICO Nº 14

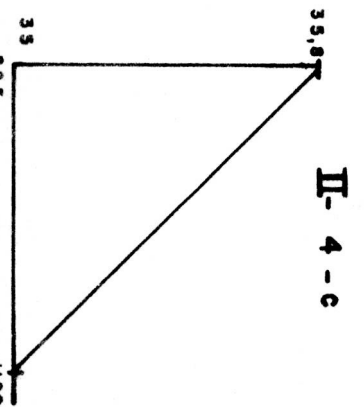
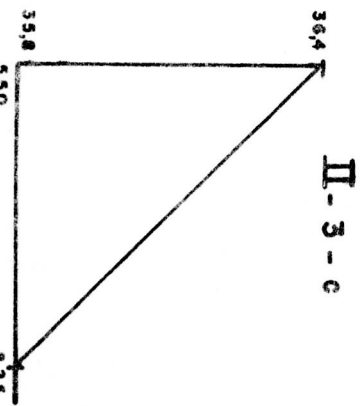
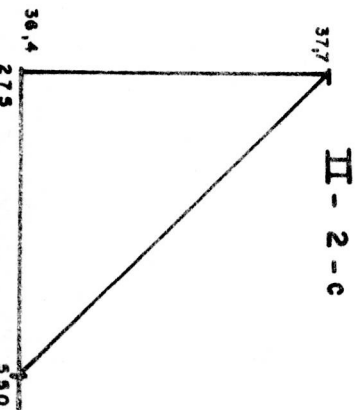
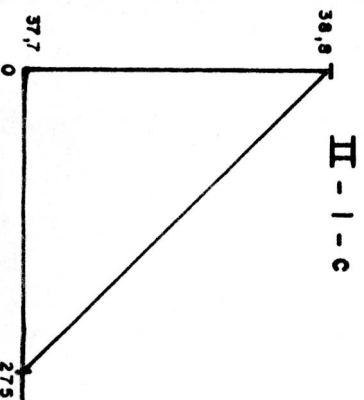
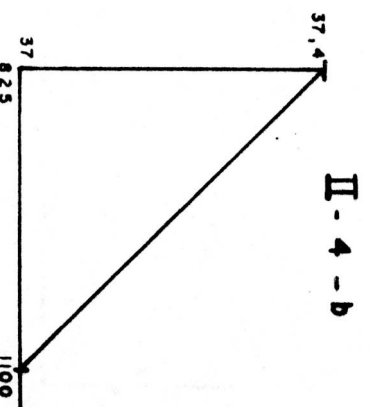
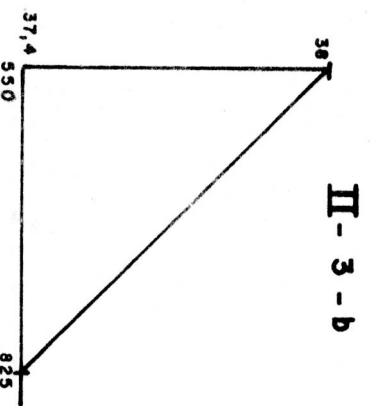
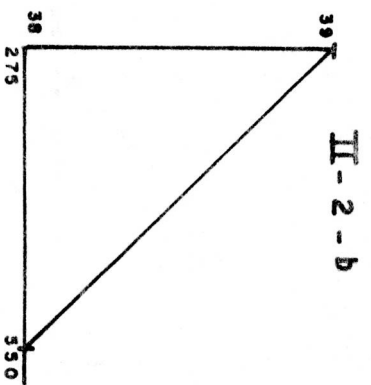
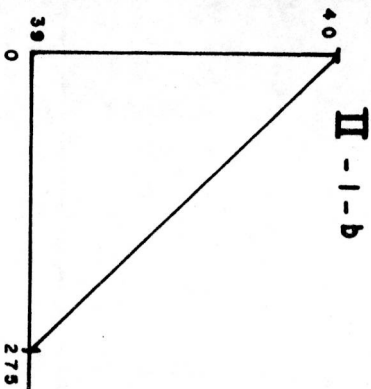
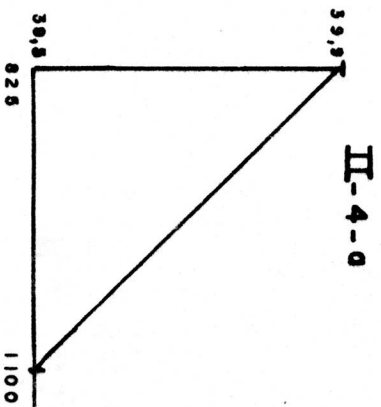
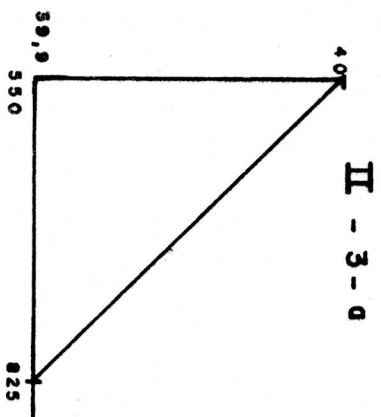
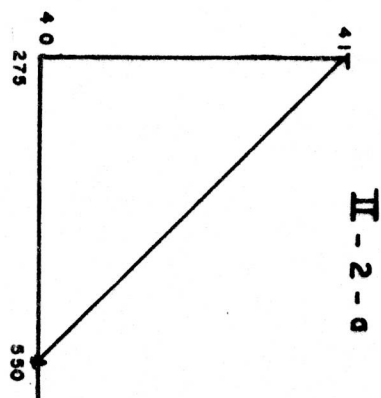
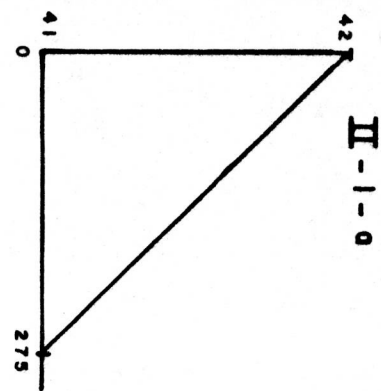
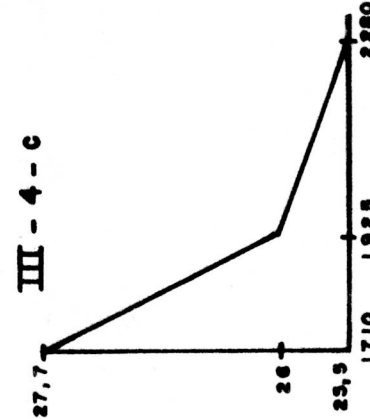
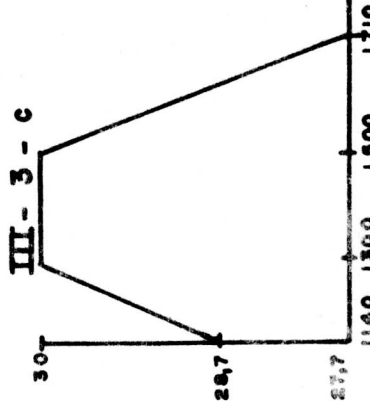
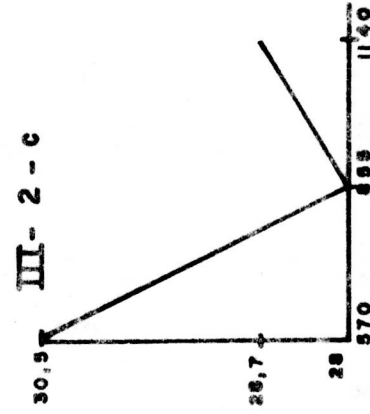
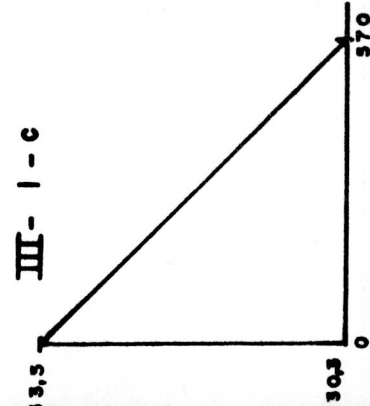
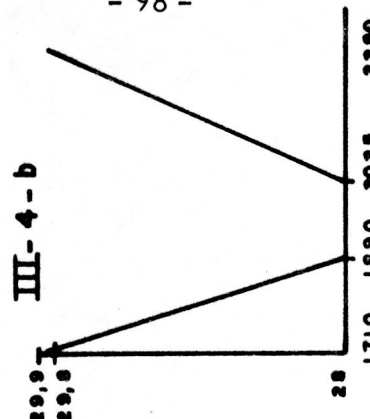
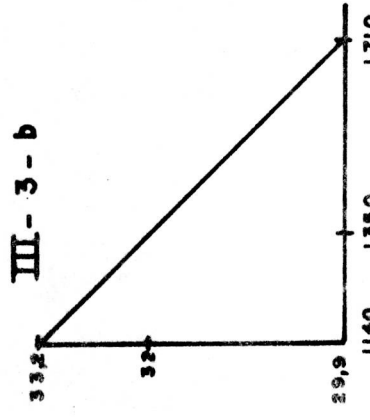
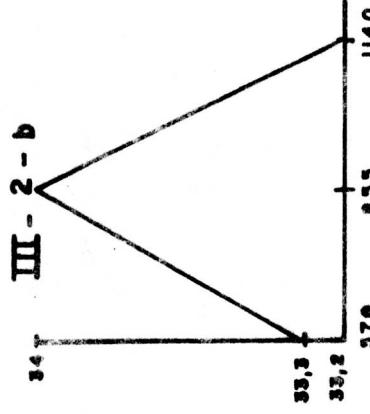
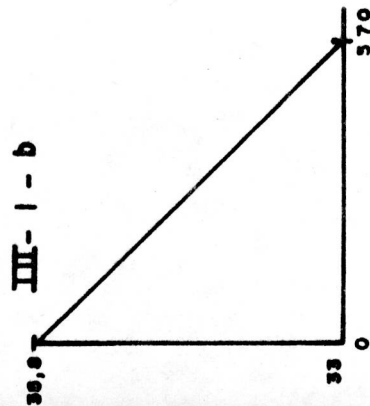
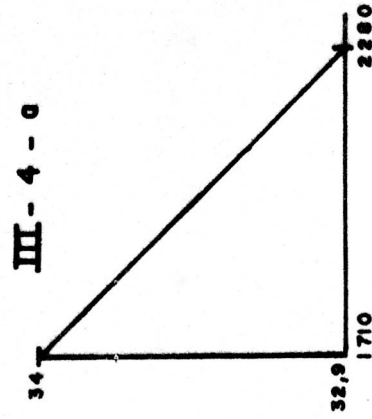
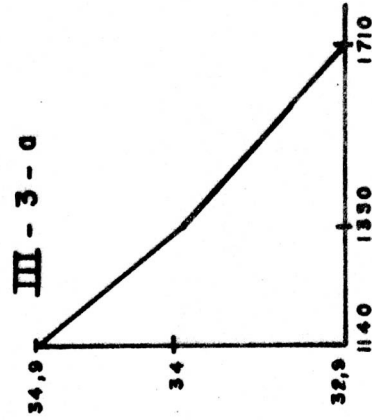
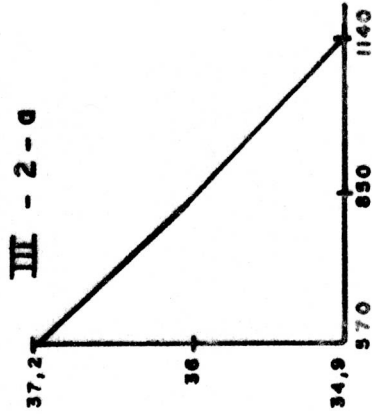
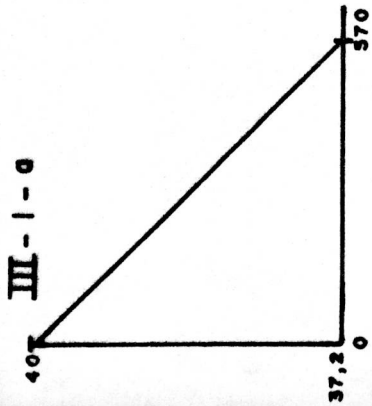


GRÁFICO Nº 15



CUADRO N° VIII-4

<u>AÑO</u>	<u>LAGUNA</u>	<u>PERIMETRO</u>	<u>VOLUMEN</u>	<u>COSTO</u>	<u>V.P (Bs.)</u>
1975	I-1	1.440	56.160	393.120	393.120
	I-2	1.440	56.160	393.120	393.120
	II-1	1.095	42.705	298.935	298.935
	II-2	1.095	42.705	298.935	298.935
	III-1	2.275	88.725	621.075	621.075
	III-2	2.275	88.725	621.075	621.075
1985	I-3	1.440	56.160	393.120	219.517
	II-3	1.095	42.705	298.935	166.927
	III-3	2.275	88.725	621.075	346.808
1990	I-4	1.440	56.160	393.120	164.048
	II-4	1.095	42.705	298.935	124.746
	III-4	2.275	88.725	621.075	259.175
				Total:	3.907.481

Costo del movimiento de tierra dentro de las lagunas.

Este costo se ha determinado por el método siguiente:

1. Se han establecido 3 secciones transversales por laguna, las cuales están representadas en los gráficos Nos. 13,14,15.
2. Se ha elegido la cota de fondo de la laguna, de manera que las áreas de corte y las de relleno se igualen lo máximo posible y también hay que tomar en cuenta que la cota de fondo de las lagunas tipo I sea superior a las tipo II y éstas a su vez a las tipo III y así sucesivamente, ya que en este orden se efectuará el flujo entre lagunas.
3. Se han calculado los volúmenes de corte y relleno, con las áreas de secciones transversales correspondientes.

PERFIL	COTA DE FONDO	A corte	A. rell	V. corte	V. rell
I-1-a		1.274,4		445.176	0
I-1-b	45,76	374,4	0	6.739,2	340.956
I-1-c		0	1.353		
Totales		1.648,8	1.353	451.915,2	340.956
I-2-a		1.485	0	432.054	0
I-2-b	44,98	115,2	0	4.474,37	370.734,41
I-2-c		0	1.603,8		
Totales		1.600,2	1.603,8	436.528,37	370.734,41
I-3-a		1.557	0	439.519,5	649
I-3-b	44,43	70,85	27,95	2.096,89	440.572,5
I-3-c		0	1.603,8		
Totales		1.627,85	1.631,75	441.616,39	441.221,5
I-4-a		1.644	0	457.015,5	1.986,22
I-4-b	43,48	48,65	59,5	1.138,41	631.341
I-4-c		0	2.278,8		
Totales		1.692,65	2.338,3	458.153,91	633.327,22

Volumen de corte = 1.788.213,87

Volumen de relleno = 1.786.239,13

PERFIL	COTA DE FONDO	A. corte	A. rell	V. corte	V. rell
II-1-a		481,25	0	102.180,2	3.963,68
II-1-b	39,75	17,19	77,34	383,04	100.417,2
II-1-c		0	412,5		
Totales		498,44	489,84	102.563,24	104.380,88
II-2-a		500,5	0	105.398,7	2.998,03
II-2-b	38,68	13,64	64,52	344,15	105.117,85
II-2-c		0	448,25		
Totales		514,14	512,77	105.742,85	108.115,88
II-3-a		558,25	0	114.756,95	2.521,09
II-3-b	37,92	1,54	61,49	11,48	115.207,95
II-3-c		0	500,5		
Totales		559,79	561,99	114.768,43	117.729,04
II-4-a		660	0	136.005,2	656,14
II-4-b	37,3	3,44	30,94	29,38	113.455,2
II-4-c		0	522,5		
Totales		663,44	553,44	136.034,58	114.111,34

Volumen de corte = 459.109,1

Volumen de relleno = 444.337,14

PERFIL	COTA DE FONDO	A. corte	A. rell	V. corte	V. rell
III-1-a		2.069,1	0	911.446,11	47.650,09
III-1-b	34,97	69,19	397,22	10.642,85	915.209,9
III-1-c		0	1.749,9		
Totales		2.138,29	2.147,12	922.088,96	962.859,99
III-2-a		1.718,5	0	884.362,2	0
III-2-b	33	356,25	0	25.308,6	848.344,1
III-2-c		0	2.394		
Totales		2.074,75	2.394	909.670,8	843.344,1
III-3-a		1.321,5	0	663.969,6	611.327,8
III-3-b	31,5	236,2	233,7	31.119,4	31.876,7
III-3-c		0	1.200,5		
Totales		1.557,7	1.434,2	695.089,0	643.204,5
III-4-a		2.285,7	0	980.554,03	67.104,71
III-4-b	29,44	14,72	455,27	655,96	989.782,34
III-4-c		0	1.866,8		
Totales		2.300,42	2.322,07	981.209,99	1.056.887,05

El movimiento de tierras se calculó a Bs. 7,00 el m<sup>3</sup>. Los resultados que se obtuvieron, aparecen en el siguiente cuadro:

AÑO	LAGUNAS	Vol. REMOVIDO (M <sup>3</sup> )	(x10 <sup>6</sup> Bs.)	V. P
1975	I-2	451.915	3,16	3,16
	I-2	436.530	3,05	3,05
	II-1	104.380	0,73	0,73
	II-2	108.115	0,76	0,76
	III-1	962.860	6,75	6,75
	III-2	909.670	6,36	6,36
			=2.973.470	=20,80
1985	I-3	441.615	3,08	1,71
	II-3	117.730	0,81	0,45
	III-3	695.090	4,87	2,72
		1.254.435	=8,79	=4,90
1990	I-4	633.325	4,42	1,85
	II-4	136.035	0,95	0,39
	III-4	1.056.885	7,39	3,08
		=1.826.245	=12,80	=5,32
TOTAL		=6.054.150		=31,02

#### 8.2.6.3 Resumen de los costos iniciales y actualizados de las lagunas (millones de bolívares)

	Costo efectivo	Valor presente
Estudio	5,43	5,43
Terreno	0,304	0,304
Deforestación	0,608	0,608
Cercas	0,035	0,035
Diques	5,252	3,907
Mov. de tierra dentro de lagunas	42,379	31,02
	<u>54,01</u>	<u>41,30</u>

8.2.7 Costo de habilitación del terreno

8.2.7.1 En riego por superficie (surcos).

El costo de habilitación de tierras fue propuesto en 2.500 Bs/h (\*)

Resumiendo estos costos en forma tabulada para cada jornada de riego, se

tiene:

CUADRO Nº VIII - 5

COSTO DE HABILITACION DEL TERRENO EN RIEGO POR SUPERFICIE

Jornadas de Riego (horas)	Eficiencias %	Costo de habilitación (Bs)				
		1975	1980	1985	1990	1995
(1) 8	50	1.103.625	508.300	635.375	635.375	635.350
(2) 12	50	1.655.450	762.450	953.050	953.050	953.050

Fuente original

---

(\*) Ing. Augusto Rausseo, referencia oral.

Estos valores llevados a Valor Presente, arrojan los siguientes resultados:

$$VP (1) = 1,1+0,38+0,36+0,27+0,2 = 2,31 \times 10^6 \text{ Bs}$$

$$VP (2) = 1,66+0,57+0,53+0,4+0,3 = 3,46 \times 10^6 \text{ Bs}$$

### 8.2.7.2 Riego por aspersión

El costo corresponde solamente a labores de deforestación, estimadas en 800 Bs/ha. (\*)

Resumiendo estos costos en forma tabulada, se tiene:

CUADRO N° VIII - 6

### COSTO DE HABILITACION DEL TERRENO EN RIEGO POR ASPERSION

Jornadas de riego (h)	Eficiencia. %	Costo de Habilitación (Bs)				
		75	80	85	90	95
(1) 8	75	529.744	243.984	304.976	355.376	254.576
(2) 12	75	794.616	365.976	457.464	457.464	457.464

Fuente original

Estos valores llevados a Valor Presente, arrojan los siguientes resultados:

$$VP (1) = 0,53 + 0,18 + 0,17 + 0,15 + 0,08 = 1,11 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

$$VP (2) = 0,79 + 0,28 + 0,26 + 0,19 + 0,14 = 1,66 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

8.2.8 Costos de los equipos de riego por aspersión  
(incluye bombas)

Se calculó el equipamiento de una hectárea para el riego por aspersión a Bs. 2.500 (\*). Estos costos aparecen en el Cuadro N°VIII-7 y también son llevados a Valor Presente como en el aparte 8.2.1

CUADRO N° VIII-7

COSTO DE EQUIPO DE RIEGO POR ASPERSION  
(incluye costos llevados a VP)

Jornadas de riego (horas)	A Ñ O S					VP (10 <sup>6</sup> Bs.)
	1975	1980	1985	1990	1995	
8	1.655.450	762.450	953.050	1.110.550	795.550	3,47
12	2.483.175	1.143.675	1.429.575	1.429.575	1.429.575	5,18

Fuente Original

(\*) Empresa Ravit, referencia oral.

### 8.2.9 Salarios

#### SUELDOS ANUALES

Estación de bombeo	S.A. (Bs.)	Lagunas	S.A. (Bs.)	Sistema de Riego	S.A. (Bs.)
1 Ingeniero	42.000	1 Ingeniero	42.900	1 Ingeniero	42.900
1 Mecánico	21.600	1 Operador	18.000	1 Operador	18.000
1 Electricista	24.600	1 Caporal	11.760	1 Caporal	11.760
1 Chofer	13.848	3 Vigilantes	38.080	6 Obreros	53.640
3 Vigilantes	28.080	1 Chofer	13.848	1 Chofer	13.848
6 Obreros	53.640	6 Obreros	53.640	3 Vigilantes	28.080
	<u>184.068</u>		<u>178.228</u>		<u>168.228</u>

En salarios, habrá que pagar Bs. 530.524 durante cada uno de los 25 años considerados, que llevados a VP, arrojan el siguiente resultado:

$$VP = 530.524 \times 12,7834 = 6,78 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

### 8.3 Análisis de Beneficios

En este estudio se han propuesto para el análisis de factibilidad, dos tipos diferentes de cultivos: hortalizas y frutales, y se tomaron como cultivos índices tomates y cítricos respectivamente.

Asimismo, se estudiaron dos posibilidades de jornadas de riego: 8 y 12 horas y diferentes métodos de riego, correspondiéndole a cada uno de ellos distintas eficiencias que arrojaron como resultado diferentes áreas a beneficiar.

Basado en lo anterior, se hará un análisis económico de los beneficios de esos cultivos por el método del Valor Presente.

Los beneficios probables fueron obtenidos de "Cuarenta Cultivos" (MOP, 1968), actualizándose de acuerdo a las fluctuaciones de mercado (\*).

(\*) Pto. Agr. Julio Rojas, referencia oral.



8.3.2.3 Cultivo hortalizas. Riego por superficie (surcos)

$$VP = 21,99 + 23,98 + 25 + 23,96 + 4,89 = 99,83 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

8.3.2.4 Cultivos hortalizas. Riego por aspersión

$$VP = 32,97 + 35,98 + 37,49 + 35,93 + 7,34 = 149,7 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

8.4 Análisis Beneficio - Costo

Una vez calculados todos los costos y beneficios y llevados a Valor Presente, se elaboró el Cuadro N° VIII-8, donde en forma tabulada se observan los resultados de los apartes 8.2 y 8.3.

Estos resultados se analizaron por la relación Beneficio - Costo (B/C) y por el Beneficio Neto (B-C).

Este estudio se hizo para cada caso observándose dos grupos de resultados:

a)  $B/C < 1$  ó  $B - C < 0$ , lo cual significa que los costos de las distintas obras superan a los beneficios obtenidos por los productos agrícolas. Por lo tanto, son descartadas desde el punto de vista económico, todas las alternativas cuyos resultados estén comprendidos en este aparte.

b)  $B/C > 1$  ó  $B - C > 0$ , indica que los beneficios son mayores a los costos de las obras ejecutadas. Por lo tanto, las alternativas que cumplan con estas relaciones, son atractivas desde el punto de vista económico.

## CUADRO N°VIII-8

## COMPARACION BENEFICIO - COSTO

	RIEGO POR ASPERSION				RIEGO POR SUPERFICIE			
	FRUTALES		HORTALIZAS		FRUTALES		HORTALIZAS	
Jornadas de riego (horas)	8	12	8	12	8	12	8	12
Costo de equipos de bombeo.	38,00	38,00	38,00	38,00	38,00	38,00	38,00	38,00
Costo de energía eléctrica.	38,18	38,18	38,18	38,18	38,18	38,18	38,18	38,18
Costo de movimiento de tierra de la tubería	3,17	3,17	3,17	3,17	3,17	3,17	3,17	3,17
Costo de la tubería	15,25	15,25	15,25	15,25	15,25	15,25	15,25	15,25
Costo de colocación de la tubería.	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1
Costos previos	5,43	5,43	5,43	5,43	5,43	5,43	5,43	5,43
Costo del terreno de las lagunas	0,30	0,30	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Costo de deforestación en las lagunas	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61
Costo del movimiento de tierra en las lagunas.	31,02	31,02	31,02	31,02	31,02	31,02	31,02	31,02
Costo de diques de las lagunas.	3,91	3,91	3,91	3,91	3,91	3,91	3,91	3,91
Costo del cercado de las lagunas.	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
Salarios	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78
Costo de habilitación de terreno.	1,11	1,66	1,11	1,66	2,31	3,46	2,31	3,46
Costo de equipos de riego.	3,47	5,18	3,47	5,18	-	-	-	-
Costo total	153,36	155,62	153,36	155,62	151,09	152,24	151,09	152,24
Beneficios	51,63	76,78	100,66	149,7	34,10	51,18	66,54	99,83
B/C	0,34	0,49	0,66	0,96	0,23	0,34	0,44	0,66
B-C	-101,73	-78,84	-52,70	-5,92	-116,99	-101,06	-84,55	-52,41

Fuente original.

### 8.5. Análisis de Sensibilidad Económica

En el transcurso de todo el trabajo, se ha sido sumamente conservador, por lo que ahora se aumentarán los porcentajes de habitantes servidos por cloacas. De esta forma aumentan los efluentes de la ciudad de Maracaibo, con lo que se puede tener una visión más optimista de la solución planteada.

El método a seguir es idéntico al realizado en los apartes 8.2 y 8.3, por lo que se obviarán comentarios.

#### 8.5.1 Cálculo del Area Regable

##### 8.5.1.1 Cálculo del agua efluente

CUADRO N° VIII - 9

#### CAUDALES EFLUENTES

Año	% de poblac. servida por cloacas	Poblac. servida por cloacas	Demanda per-cápita	Agua efluente ( $\times 10^6$ m <sup>3</sup> /año)
1980	65	640,9	153	78,45
1985	67	816,06	160	104,46
1990	70	1.039,5	163	135,55
1995	75	1.348,5	163	175,84
2000	80	1.732	163	225,85

Fuente original

8.5.1.2 Caudal efluente de las lagunas

CUADRO N°VIII - 10

GASTO EFLUENTE DE LAS LAGUNAS

AÑO	Q efluente de Maracaibo (l/s)	Pérdidas por evaporación (l/s)	Q efluente de las lagunas (l/s)
1.980	2.490	463	2.027
1.985	3.310	463	2.847
1.990	4.300	463	3.837
1.995	5.575	463	5.112
2.000	7.160	463	6.697

Fuente original

8.5.1.3 Estimación del Area Regable

CUADRO N°VIII - 11

ESTIMACION DEL AREA REGABLE

AÑO	Q (l/s)	AREA (ha)			
		8 horas de riego eficiencia		12 horas de riego eficiencia	
		50	75	50	75
1.980	2.027	515	773	773	1.160
1.985	2.847	723	1.085	1.085	1.628
1.990	3.837	975	1.463	1.463	2.195
1.995	5.112	1.299	1.949	1.949	2.924
2.000	6.697	1.702	2.553	2.553	3.830

Fuente original

### 8.5.2 Análisis de costos

#### 8.5.2.1 Costos de tubería

Haciendo el mismo análisis hidráulico del punto 6.1, pero con nuevos valores de Q y para  $\epsilon = 0,0003$ , se obtiene el Cuadro N°VIII-12.

El valor de la rugosidad  $\epsilon$  del concreto se disminuyó por las siguientes causas:

- a) Es un parámetro que debe incluirse en el análisis de sensibilidad.
- b) El valor que se le había dado en puntos anteriores (0,003), es el más desfavorable.
- c) Como las tuberías son de gran magnitud se requiere que sean bastante lisas (\*)

Debe aclararse, que la nueva rugosidad ( $\epsilon = 0,0003$ ), cae dentro de los valores obtenidos en la práctica y aparece en el diagrama de Moody incluido en este trabajo.

CUADRO N°VIII - 12

#### COSTO DE TUBERIAS

AÑO	Q (l/s)	$\phi$ (m)	V (m/s)	hf(m/km)	Costo (x 10 <sup>6</sup> Bs)
1.980	2.490	1,15	2,4	3,7	7,8
1.985	3.310	1,35	2,31	2,88	
1.990	4.300	1,55	2,28	2,4	
1.995	5.575	1,75	2,32	2,08	10,5
2.000	7.160	2,00	2,28	1,7	

Fuente original.

$$VP = 7,8 + 4,38 = 12,18 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

(\*) Ing. Carlos Acosta, referencia oral

8.5.2.2 Costo de colocación de tuberías

$$\text{Costo} = 12,18 \times 10^6 \times 0,4 = 4,87 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

8.5.2.3 Costo de los equipos de bombeo

CUADRO N° VIII -13

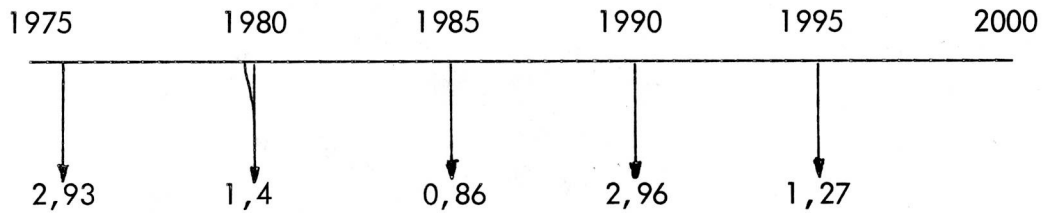
COSTOS DE BOMBAS

AÑO	Q(l/s)	Δ H (m)	P (Kw)	Bs x 10 <sup>6</sup>	N° bombas
1980	1.385	97	1.463	1,463	4
	2.770	97	2.928	2,928	3
1985	1.830	88	1.754	1,754	4
	3.660	88	3.509	3,509	-
1990	2.395	82	2.140	2,140	-
	4.790	82	4.280	4,280	1
1995	3.106	78	2.640	2,640	-
	6.212	78	4.941	4,941	3
2000	3.990	73	3.173	3,173	2
	7.980	73	6.348	6,348	-

Fuente original

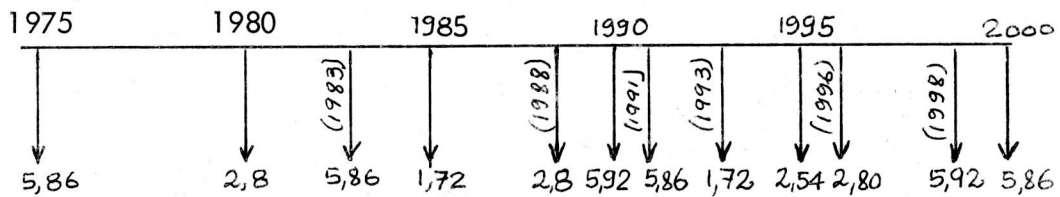
Flujo de Inversiones:

a) Motores



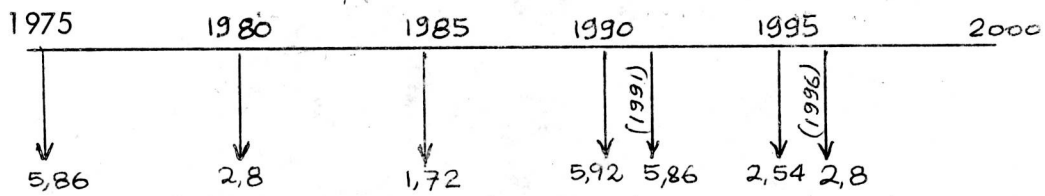
$$VP = 6,09 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

b) Impulsores



$$VP = 23,90 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

c) Columnas



$$VP = 15,31 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

En total , el costo de los equipos de bombeo en VP será:

$$VP = 45,30 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

8.5.2.4 Costo de la energía eléctrica

CUADRO N°VIII - 14

COSTO DE LA ENERGIA ELECTRICA

AÑOS	Valor Anual (Bs. x 10 <sup>6</sup> )	Valor Presente (Bs x 10 <sup>6</sup> )
1975	-	9,77
1976 - 81	2,32	-
1980	-	11,71
1981 - 86	2,78	-
1985	-	14,28
1986 - 91	3,39	-
1990	-	17,19
1991 - 96	4,08	-
1995	-	17,43
1996 - 2000	5,03	-

Fuente original

$$VP = 9,77 + 8,75 + 7,97 + 7,17 + 5,43 = 39,10 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

8.5.2. 5 Costo zanja para las tuberías

a) En 1975 se instala tubería  $\varnothing$  1,15 m

Costo de la excavación 3,00 x 3,00 m:

$$3 \times 3 \times 12.000 \times 10 = \text{Bs. } 1.080.000 = 1,08 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

Costo del relleno

$$\left( 9 - \frac{\pi \times 1,15^2}{4} \right) \times 12.000 \times 13 = \text{Bs. } 1,24 \times 10^6$$

b) En 1995 se instala tubería  $\varnothing$  1,75 m.

Costo de la excavación =  $1,08 \times 10^6$  Bs.

Costo del relleno

$$\left( 9 - \frac{\pi \times 1,75^2}{4} \right) \times 12.000 \times 13 = \text{Bs. } 1,03 \times 10^6$$

$$\text{VP} = (1,08 + 1,24) 1,00 + (1,08 + 1,03) 0,3118$$

$$= 2,98 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

8.5.2.6 Costo de las lagunas

Se suponen lagunas iguales a las anteriores, por lo tanto los costos seran los mismos.

8.5.2.7 Costo de habilitación del terreno.

a) Riego por superficie: del Cuadro VIII-15 se obtienen los VP para 8 y 12 horas de riego:

$$\text{VP (1)} = 1,29 + 0,39 + 0,35 + 0,34 + 0,31 = 2,68 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

$$\text{VP (2)} = 1,93 + 0,58 + 0,53 + 0,51 + 0,47 = 4,02 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

CUADRO N° VIII - 15

COSTO DE HABILITACION DEL TERRENO  
(Riego por superficie)

Jornadas de riego (horas)	Efi-ciencia	1975	1980	1985	1990	1995
(1) 8	50	1,29	0,52	0,63	0,81	1,01
(2) 12	50	1,93	0,78	0,95	1,22	1,51

b) Riego por aspersión

CUADRO N° VIII - 16

COSTO DE HABILITACION DEL TERRENO  
(Riego por aspersión)

Jornadas de riego (horas)	Efi-ciencia	1975	1980	1985	1990	1995
(1) 8	75	0,62	0,25	0,30	0,39	0,48
(2) 12	75	0,93	0,37	0,45	0,58	0,72

Fuente original

$$VP(1) = 0,62 + 0,19 + 0,17 + 0,16 + 0,15 = 1,29 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

$$VP(2) = 0,93 + 0,28 + 0,25 + 0,24 + 0,22 = 1,92 \times 10^6 \text{ Bs.}$$

CUADRO N° VIII - 17

COSTO DE EQUIPOS DE ASPERSION

Jornadas de riego (horas)	A Ñ O S					VP (x10 <sup>6</sup> Bs)
	1975	1980	1985	1990	1995	
8	1,93	0,78	0,95	1,22	1,51	4,02
12	2,9	1,17	1,42	1,82	2,27	6,03

Fuente original.

8.5.3. Análisis de beneficios en Valor Presente

CUADRO N° VIII - 18

BENEFICIOS EN VALOR PRESENTE

	FRUTALES		HORTALIZAS	
	Por Superficie	Aspersión	Por Superficie	Aspersión
VP - 8 horas	38,14	57,72	75,05	112,62
VP - 12 horas	57,72	86,61	112,62	168,97

Fuente original

8.6 Análisis beneficio - costo del estudio de sensibilidad económica

Con los resultados del aparte 8.5, se elaboró el Cuadro N° VIII-19, de manera semejante a lo realizado en el aparte 8.4.

Puede observarse que los resultados difieren a los del Cuadro N° VIII-8, ya que en este no hay alternativa atractiva, mientras que en el N° VIII-19 es atractivo desde el punto de vista económico el riego por aspersión con jornadas de 12 horas y cultivo de hortalizas.

CUADRO N°VIII-19

COMPARACION BENEFICIO - COSTO  
(Análisis de Sensibilidad)

	RIEGO POR ASPERSION				RIEGO POR SUPERFICIE			
	FRUTALES		HORTALIZAS		FRUTALES		HORTALIZAS	
Jornadas de riego (horas)	8	12	8	12	8	12	8	12
Costo de equipos de bombeo.	45,3	45,3	45,3	45,3	45,3	45,3	45,3	45,3
Costo de la energía eléctrica.	39,10	39,10	39,10	39,10	39,10	39,10	39,10	39,10
Costo del movimiento de tierra de la tubería	2,98	2,98	2,98	2,98	2,98	2,98	2,98	2,98
Costo de la tubería	12,18	12,18	12,18	12,18	12,18	12,18	12,18	12,18
Costo de colocación de la tubería	4,87	4,87	4,87	4,87	4,87	4,87	4,87	4,87
Costos previos	5,43	5,43	5,43	5,43	5,43	5,43	5,43	5,43
Costo del terreno de las lagunas.	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Costo de deforestación en las lagunas.	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61
Costo del movimiento de tierra en las lagunas	31,02	31,02	31,02	31,02	31,02	31,02	31,02	31,02
Costo de diques de las lagunas.	3,91	3,91	3,91	3,91	3,91	3,91	3,91	3,91
Costo del cercado de las lagunas.	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
Salarios	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78
Costo de habilitación del terreno.	1,29	1,92	1,29	1,92	2,68	4,02	2,68	4,02
Costo de equipos de riego.	4,02	6,03	4,02	6,03	-	-	-	-
Costo total	157,82	160,46	157,82	160,46	155,19	156,53	155,19	156,53
Beneficios	57,72	86,61	112,62	168,97	38,14	57,72	75,05	112,62
B/C	0,37	0,54	0,71	1,05	0,25	0,37	0,48	0,72
B - C	-100,10	-73,85	-45,20	8,51	-117,05	-98,81	-80,14	-43,91

Fuente original.

## CONCLUSIONES

En vista del alcance preliminar que tiene el presente trabajo, en el cual no se dan soluciones definitivas (1.5), las conclusiones a las que se llegó no podrán ser del todo determinantes.

a) En cuanto a la localización de la zona:

- La zona de riego escogida es de excelentes condiciones para su desarrollo agrícola (2). La ubicación de la misma, asegura el mercado de los productos obtenidos abasteciendo a centros poblados de gran tamaño e importancia, como son la ciudad de Maracaibo y poblaciones vecinas.

b) En cuanto a conducción de las aguas:

- La conducción por tuberías de concreto armado, es de relativa facilidad de trabajo, y su vida útil es mayor a otras de diferente material.

c) En cuanto a tratamiento de las aguas:

- El sistema de tratamiento se calculó para la remoción de la DBO y la reducción del I.C., sin tomar en consideración las descargas industriales.
- La posibilidad de utilizar lagunas de estabilización en el tratamiento de grandes volúmenes de aguas servidas, ha sido informada por el Ing. L. Malnati y el Dr. A. Aguirre M. (1975), experiencia que ha sido aplicada con éxito al sur de Lima, Perú, con fines de riego.
- La evaporación tan elevada que ocurre en las lagunas, hace pensar en tratamientos cerrados. Esto disminuiría dichas pérdidas, que son muy altas en la región, aunque produciría fuertes olores dentro de la planta de tratamiento.
- Las áreas que ocupan las lagunas y sus fuertes olores hacen de las mismas soluciones dudosas, a pesar de su bajo costo.

d) En cuanto a sistemas de riego:

- El método de riego a emplear debe ser determinado por la mayor eficiencia, debido al alto costo del agua en la zona.

e) En cuanto al análisis económico:

- Por los análisis de sensibilidad económicos realizados en el Capítulo VIII, se puede concluir que:

i) Para pequeñas variaciones del caudal con el tiempo, no se notan cambios significativos en cuanto al atractivo económico de las diferentes alternativas.

ii) Las alternativas se hacen más atractivas si el caudal es aumentado; en otras palabras, el incremento de población servida por cloacas dará como resultado mayores relaciones B/C para todas las alternativas.

f) El "no hacer nada":

- Esta alternativa, debida al alto costo del agua potable y a la serie de grandes perjuicios que conlleva y comparándola con las alternativas propuestas, no es atractiva ni económica ni socialmente.

## RECOMENDACIONES

Las recomendaciones giran alrededor de estudios que posteriormente deben efectuarse para pasar a etapas más detalladas del problema, como son a nivel de anteproyecto y proyecto.

a) En cuanto a conducción y bombeo de las aguas:

- Sistemas nuevos y conducción y bombeo deben ser desarrollados, y analizadas sus factibilidades en referencia a:

i) Alineamiento de la conducción.

ii) Número y potencia de bombas.

iii) Número y diámetro de tuberías, etc.

b) En cuanto a la agricultura:

- Es necesario precisar con mayor profundidad, el tipo de cultivo a implantar en la zona, de acuerdo a la calidad de los recursos agua y suelo.

c) En cuanto al riego:

- Los métodos de riego estudiados deben ser profundizados y complementados, analizando la conveniencia de su aplicación para los suelos y cultivos escogidos.

d) En cuanto al tratamiento de las aguas:

- Se debe determinar muy bien la calidad del agua, a la salida de Maracaibo, para poder aplicar tratamientos especiales para la remoción de sustancias tóxicas específicas.

- Estudios de diferentes sistemas de tratamiento, tal como filtros percoladores, tanques Imhoff y recirculación de lodos, entre otros, son recomendables desde el punto de vista económico, técnico y social.

e) En cuanto al análisis económico:

- Se requiere mayor precisión referente a beneficios tangibles e intangibles que puedan obtenerse con la puesta en práctica de las obras y labores recomendadas.
- Es recomendable servir con cloacas a un mayor porcentaje de la población, con lo cual se hará más efectiva cualquier alternativa para el tratamiento de las aguas residuales domiciliarias y su posterior utilización en el riego; aparte los beneficios referentes a la salud de la población.

f) En cuanto a la ejecución de las obras:

- Es recomendable adelantar la fecha del tratamiento de las aguas servidas de Maracaibo, propuesta para 1990 por los Ings. J. Gómez y E. Lobo. Tal afirmación se hace por tres razones fundamentales:
  - i) Para tal fecha, si continúa la descarga de aguas residuales al lago, presumiblemente, su población será muy escasa y precaria. Por la misma causa, personas que viven cerca del lago, estarán en **peligro** perenne de contraer cualquier infección.
  - ii) La Nación cuenta con los medios suficientes para la ejecución de este estudio u otros similares.
  - iii) Al sector agrícola debe dársele prioridad, debido a la escasez de agua y suelos aptos para el mismo y a la gran demanda de sus productos.

g) En cuanto a consecuencias de la ejecución:

- El estudio de los efectos que acarrearía el riego de esta zona, deben ser determinados con gran certeza.

BIBLIOGRAFIA

a) Referencias escritas

AYRES, FRANK. 1971. "Matemáticas Financieras. Teoría y Problemas". México. Mc Graw-Hill.

BARNES, GOERGE E. 1967. "Tratamiento de Aguas Negras y Desechos Industriales". México. UTEHA.

BARTSCH, ERICH y CLIFFORD W., RANDALL. 1971. "Aerated Lagoons, A Report on the State of the Art". Journal Water Pollution Control Federation.

BATTELLE. 1974. "Study of effect of Oil Discharges and Domestic and Industrial Wastewaters on the Fisheries of Lake Maracaibo, Venezuela". Washington, U.S.A.

CALDENTEY, LORENZO y CASTILLO, CARLOS. 1972. "Estudio Preliminar de Proyectos de Conducción de Agua por Tubería de Acero". MOP. Dirección General de Recursos Hidráulicos. Oficina de Planeamiento. Caracas, Venezuela.

GOMEZ, JESUS y LOBO, EUGENIO. 1972. "Estudio Básico para la Planificación de los Recursos Hidráulicos de la Región Zuliana". MOP. Dirección General de Recursos Hidráulicos. Oficina de Planeamiento. Caracas, Venezuela.

GRANT, EUGENE L. y GRANT IRESON, W. 1964. "Principes of Engineering Economy". USA. The Ronald Press Company. Fourth edition. New York, USA.

GRASSI, CARLOS J. 1972. "Estimación de los Usos Consuntivos de Agua y Requerimientos de Riego con fines de Formulación y Diseño de Proyectos". CIDIAT, Mérida, Venezuela.

GRASSI, CARLOS J. 1972. "Métodos de Riego". CIDIAT. Mérida, Venezuela.

HIBJAN, GEZA A. 1972. "Maturín, Edo. Monagas; Ampliación de Cloacas y Colector de Descarga". INOS. Caracas, Venezuela.

HIBJAN, GEZA A. 1975. "Estudio del Aprovechamiento de las Aguas Servidas de Maracaibo". Caracas, Venezuela.

- KING, H. W. y BRATER, E.F. 1962. "Manual de Hidráulica". México. UTEHA
- LINSLEY; KOWLER; PAULHUS. 1968. "Hidrología para Ingenieros". Madrid, España. Mc. Graw-Hill.
- LUISIANA POLYTECHNIC INSTITUTE. 1968. "Municipal Sewage Effluent for Irrigation". Agricultural Engineering Department.
- MALNATI, LUIS y AGUIRRE M., AUGUSTO. 1975. "Sistema de Tratamiento de Aguas Servidas de las Urbanizaciones del Sur de la Ciudad de Lima, su Importancia y su Influencia sobre el Medio Ambiente". Lima, Perú. Trabajo presentado al Primer Seminario Internacional sobre Reutilización del Agua, celebrado en Mérida, Venezuela.
- MENDEZ AROCHA, JOSE L. 1964. "Investigación Metodológica para la Planificación de los Recursos Hidráulicos en Venezuela". Montpellier, Francia.
- NUCETE, MIGUEL; VOLCAN, JOSE M. y ESCALONA, PEDRO. 1972. "Método para la Determinación de Usos Consuntivos y Demandas de Riego". Barquisimeto, Venezuela. FUDECO. Boletín Informativo, Suplemente Técnico.
- PHILLIPS, W.J. 1974. "La Reutilización de Aguas Servidas Tratadas; pros, contras y alternativas". J.A.W.W.A, April 1974.
- RODRIGUEZ S., CARLOS; MENDOZA DE ARMAS, CESAR; RIVAS A., EDDIE y OTROS. 1968. "Cuarenta Cultivos". Venezuela. MOP. Dirección General de Obras Hidráulicas. División de Edafología.
- THUESEN, H.G.; FABRYCKY, W.J. y THUESEN, G.J. 1974. "Economía del Proyecto en Ingeniería". Bogotá, Colombia. Prentice/Hall Internacional.
- VENEZUELA, COPLANARH. 1972. "Plan Nacional de Aprovechamiento de los Recursos Hidráulicos". Caracas.
- VENEZUELA, CORPOANDES. 1973. "Estudio de Posibilidades de Riego en el Area, Sta. Bárbara-Capitanejo, entre los ríos Sta. Bárbara-Capitanejo-Suripa y la Carretera Troncal N° 5". Mérida.
- VENEZUELA, MAC. 1973. "Anuario Estadístico Agropecuario. 1972". Caracas.

VENEZUELA, COPLANARH. 1974. "Inventario Nacional de Tierras - Región del Lago de Maracaibo". Publicación N° 34. Caracas.

VENEZUELA, INOS. 1975. "Normas e instructivos para el Proyecto de Alcantarillado". Dirección General de Proyectos. Caracas.

ALYO MINGO, ERNESTO, 1967. "Estudio de las alternativas en relación con los recursos hidrológicos y usos múltiples del agua dentro de una cuenca hidrográfica". Programa de Educación de Ingeniería Sanitaria VEN-6400.

FACTOR, ADOLFO, 1971. "Costos de bombeo". X Curso Interamericano, Mérida.

b Referencias orales

ACOSTA, Carlos	Ingeniero Civil	Capítulo VI
AGUILAR, Flavio	Economista	Capítulo VIII
AVELLAN, Francisco	Ingeniero Civil	Capítulo III
AZPURUA, Pedro P.	<b>Ingeniero Civil</b>	Capítulo VII - VIII
BONILLA, Luis C.	Ingeniero Civil	Capítulo VII
CASTILLO, Carlos	Ingeniero Civil	Capítulo VI
CEGARRA, Diego	Ingeniero Civil	Capítulo II
CURIEL, Eduardo	Ingeniero Civil	Capítulo VI
CHACON, Fradique	Hidrometeorologista	Capítulo V
DOUDELET, André	Ingeniero Químico	Capítulo VIII
FERNANDEZ, Evelio	Ingeniero Agrónomo	Capítulo II
GOMEZ, Jesús	Ingeniero Civil	Capítulo III
GONZALEZ, Marixsa	Ingeniero Agrónomo	Capítulo III
HIBJAN, Geza A.	Ingeniero Civil	Capítulo VII
LARA, Carlos	Ingeniero Civil	Capítulo VII
LASCURAIN, Joseba	Ingeniero Civil	Capítulo VI
LISCANO, Carlos	Ingeniero Agrónomo	Capítulo II
MARTIN M., Luis	Ingeniero Civil	Capítulo VI - VII
MATUTE, Marco A.	Ingeniero Civil	Capítulo VII
MEIER, Henrique	Abogado	Capítulo I
MENDEZ A., José L.	<b>Ingeniero Agrónomo</b>	Capítulo V
MENDEZ, Ramón	Ingeniero Civil	Capítulo III
MENGUAL, Mario	Ingeniero Civil	Capítulo VI
PATIÑO, Hugo	Ingeniero Agrónomo	Capítulo II
PEREZ, Carlos Eloy	<b>Ingeniero Civil</b>	Capítulo VIII
PORTILLO, Beatriz de	Ingeniero Civil	Capítulo III
RAUSSEO, Augusto	Ingeniero Agrónomo	Capítulo VIII
RIVAS C., Yubirí	Ingeniero Civil	Capítulo VII
RODRIGUEZ, Valmore	Ingeniero Agrónomo	Capítulo II
ROJAS, Julio	Perito Agrónomo	Capítulo VIII
SILVESTRE, Helios	<b>Ingeniero Civil</b>	Capítulo VI
USECHE K., Aurelio	Ingeniero Civil	Capítulo VII y VIII

# ANEXO I

## BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-5

Tipo de cultivo: Hortalizas

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1960	Enero	0	237	166	---	166	---
	Febrero	0	252	176	---	176	---
	Marzo	1	264	185	---	184	---
	Abril	18	242	172	---	154	---
	Mayo	60	234	171	---	111	---
	Junio	136	222	171	---	35	---
	Julio	13	235	167	---	154	---
	Agosto	92	239	179	---	87	---
	Septiem.	76	216	160	---	84	---
	Octubre	65	210	153	---	88	---
	Nov.	63	186	136	---	73	---
	Dic.	74	166	123	---	49	---

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1961	Enero	0	231	162	---	162	---
	Febrero	0	240	168	---	168	---
	Marzo	0	263	184	---	184	---
	Abril	46	231	166	---	120	---
	Mayo	1	242	169	---	168	---
	Junio	58	217	158	---	100	---
	Julio	9	232	165	---	156	---
	Agosto	4	269	188	---	184	---
	Sept.	122	234	178	---	56	---
	Octubre	239	174	143	48	---	48
	Nov.	72	146	108	12	---	---
	Dic.	3	170	119	---	104	---

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-5

Tipo de cultivo: Hortalizas

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1962	Enero	0	219	153	---	153	---
	Febrero	0	220	154	---	154	---
	Marzo	46	223	161	---	115	---
	Abril	29	242	172	---	143	---
	Mayo	80	174	129	---	49	---
	Junio	236	191	157	48	---	31
	Julio	12	227	161	---	101	---
	Agosto	91	220	165	---	74	---
	Septiem.	80	183	135	---	55	---
	Octubre	149	166	128	21	---	---
	Nov.	217	146	118	48	---	72
	Dic.	0	181	127	---	79	---

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1963	Enero	4	205	144	---	140	---
	Febrero	1	210	147	---	146	---
	Marzo	4	248	174	---	170	---
	Abril	34	196	141	---	107	---
	Mayo	156	156	122	34	---	---
	Junio	45	212	153	---	74	---
	Julio	43	228	164	---	121	---
	Agosto	80	238	176	---	96	---
	Sept.	87	212	157	---	70	---
	Octubre	129	167	127	2	---	---
	Nov.	44	138	99	---	53	---
	Dic.	12	169	120	---	108	---

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-5

Tipo de cultivo: Hortalizas

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1964	Enero	0	211	148	---	148	---
	Febrero	0	219	153	---	153	---
	Marzo	0	242	169	---	169	---
	Abril	74	215	159	---	85	---
	Mayo	98	179	134	---	36	---
	Junio	48	168	121	---	73	---
	Julio	21	209	148	---	127	---
	Agosto	65	179	131	---	66	---
	Septiem.	128	165	125	3	---	---
	Octubre	65	123	90	---	22	---
	Nov.	72	180	133	---	61	---
	Dic.	8	173	121	---	113	---

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1965	Enero	1	151	106	---	105	---
	Febrero	6	188	132	---	126	---
	Marzo	0	237	166	---	166	---
	Abril	8	236	165	---	157	---
	Mayo	77	154	114	---	37	---
	Junio	18	180	128	---	110	---
	Julio	7	209	146	---	139	---
	Agosto	33	226	163	---	130	---
	Setiem.	135	171	132	3	---	---
	Octubre	80	180	133	---	50	---
	Nov.	116	134	102	14	---	---
	Dic.	3	126	88	---	71	---

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de Suelo: C-5

Tipo de cultivo: Hortalizas

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1966	Enero	2	175	123	—	121	—
	Febrero	3	199	139	—	136	—
	Marzo	0	229	160	—	160	—
	Abril	27	205	146	—	119	—
	Mayo	138	168	129	9	—	—
	Junio	238	176	144	48	—	55
	Julio	20	164	116	—	48	—
	Agosto	7	184	129	—	122	—
	Septiem.	41	167	120	—	179	—
	Octubre	168	140	109	48	—	11
	Nov.	187	111	88	48	—	99
	Dic.	44	121	87	5	—	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1967	Enero	0	172	120	—	115	—
	Febrero	0	194	136	—	136	—
	Marzo	10	218	155	—	145	—
	Abril	34	150	108	—	74	—
	Mayo	12	193	137	—	125	—
	Junio	40	163	117	—	77	—
	Julio	21	194	138	—	117	—
	Agosto	18	218	155	—	137	—
	Sept.	96	163	122	—	26	—
	Octubre	34	146	105	—	71	—
	Nov.	26	146	104	—	78	—
	Dic.	2	170	119	—	117	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-5

Tipo de cultivo: Hortalizas

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1968	Enero	0	195	137	—	137	—
	Febrero	2	197	138	—	136	—
	Marzo	46	219	158	—	112	—
	Abril	78	172	127	—	49	—
	Mayo	82	158	117	—	35	—
	Junio	131	155	119	12	—	—
	Julio	49	203	146	—	85	—
	Agosto	65	191	141	—	56	—
	Septiem.	207	165	132	48	—	27
	Octubre	20	148	105	—	37	—
	Nov.	4	146	102	—	98	—
	Dic.	0	180	126	—	126	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1969	Enero	7	172	120	—	113	—
	Febrero	0	181	127	—	127	—
	Marzo	30	216	156	—	126	—
	Abril	35	157	113	—	78	—
	Mayo	16	184	131	—	115	—
	Junio	37	151	109	—	72	—
	Julio	6	213	149	—	143	—
	Agosto	93	173	130	—	37	—
	Septiem.	166	163	127	39	—	—
	Octubre	282	115	97	48	—	176
	Nov.	189	107	-85	48	—	152
	Dic.	19	120	85	—	18	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-5

Tipo de cultivo: Hortalizas

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1970	Enero	2	171	120	—	118	—
	Febrero	1	192	134	—	133	—
	Marzo	2	228	160	—	158	—
	Abril	9	217	152	—	143	—
	Mayo	14	189	134	—	120	—
	Junio	40	206	148	—	108	—
	Julio	43	200	144	—	101	—
	Agosto	73	194	144	—	71	—
	Septiem.	112	169	128	—	16	—
	Octubre	223	139	113	48	—	62
	Nov.	56	115	84	20	—	—
	Dic.	41	124	89	—	28	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1971	Enero	2	175	123	—	121	—
	Febrero	0	193	135	—	135	—
	Marzo	0	243	170	—	170	—
	Abril	2	230	161	—	159	—
	Mayo	96	158	119	—	23	—
	Junio	6	221	155	—	149	—
	Julio	2	234	164	—	162	—
	Agosto	15	217	154	—	139	—
	Septiem.	49	120	86	—	37	—
	Octubre	44	167	120	—	76	—
	Nov.	26	164	116	—	90	—
	Dic.	0	189	132	—	132	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-9

Tipo de cultivo: Hortalizas

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1960	Enero	0	237	166	—	166	—
	Febrero	0	252	176	—	176	—
	Marzo	1	264	185	—	184	—
	Abril	18	242	172	—	154	—
	Mayo	60	234	171	—	111	—
	Junio	136	222	171	—	35	—
	Julio	13	235	167	—	154	—
	Agosto	92	239	179	—	87	—
	Septiem.	76	216	160	—	84	—
	Octubre	65	210	153	—	73	—
	Nov.	63	186	136	—	73	—
	Dic.	74	166	123	—	49	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evapor.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1961	Enero	0	231	162	—	162	—
	Febrero	0	240	168	—	168	—
	Marzo	0	263	184	—	184	—
	Abril	46	231	166	—	120	—
	Mayo	1	242	169	—	168	—
	Junio	58	217	158	—	100	—
	Julio	9	232	165	—	156	—
	Agosto	4	269	188	—	184	—
	Septiem.	122	234	178	—	56	—
	Octubre	239	174	143	84	—	12
	Nov.	72	146	108	48	—	—
	Dic.	3	170	119	—	68	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de Suelo: C-9

Tipo de cultivo: Hortalizas

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1962	Enero	0	219	153	---	153	---
	Febrero	0	220	154	---	154	---
	Marzo	46	223	161	---	115	---
	Abril	29	242	172	---	143	---
	Mayo	80	174	129	---	49	---
	Junio	236	191	157	79	---	---
	Julio	12	227	161	---	70	---
	Agosto	91	220	165	---	74	---
	Septiem.	80	183	135	---	55	---
	Octubre	149	166	128	21	---	---
	Nov.	217	146	118	84	---	36
	Dic.	0	181	127	---	43	---

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1963	Enero	4	205	144	---	140	---
	Febrero	1	210	147	---	146	---
	Marzo	4	248	174	---	170	---
	Abril	34	196	141	---	107	---
	Mayo	156	156	122	34	---	---
	Junio	45	212	153	---	74	---
	Julio	43	228	164	---	121	---
	Agosto	80	238	176	---	96	---
	Septiem.	87	212	157	---	70	---
	Octubre	129	167	127	2	---	---
	Nov.	44	138	99	---	53	---
	Dic.	12	169	120	---	108	---

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-9

Tipo de cultivo: Hortalizas

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1964	Enero	0	211	148	—	148	—
	Febrero	0	219	153	—	153	—
	Marzo	0	242	169	—	169	—
	Abril	74	215	159	—	85	—
	Mayo	98	179	134	—	36	—
	Junio	48	168	121	—	73	—
	Julio	21	209	148	—	127	—
	Agosto	65	179	131	—	66	—
	Septiem.	128	165	125	3	—	—
	Octubre	65	123	90	—	22	—
	Nov.	72	180	133	—	61	—
	Dic.	8	173	121	—	113	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1965	Enero	1	151	106	—	105	—
	Febrero	6	188	132	—	126	—
	Marzo	0	237	166	—	166	—
	Abril	8	236	165	—	157	—
	Mayo	77	154	114	—	37	—
	Junio	18	180	128	—	110	—
	Julio	7	209	146	—	139	—
	Agosto	33	226	163	—	130	—
	Septiem.	135	171	132	3	—	—
	Octubre	80	180	133	—	50	—
	Nov.	116	134	102	14	—	—
	Dic.	3	126	88	—	71	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-9

Tipo de cultivo: Hortalizas

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1966	Enero	2	175	123	—	121	—
	Febrero	3	199	139	—	136	—
	Marzo	0	229	160	—	160	—
	Abril	27	205	146	—	119	—
	Mayo	138	168	129	9	—	—
	Junio	238	176	144	84	—	19
	Julio	20	164	116	—	12	—
	Agosto	7	184	129	—	122	—
	Septiem.	41	167	120	—	79	—
	Octubre	168	140	109	59	—	—
	Nov.	187	111	88	84	—	74
	Dic.	44	121	87	41	—	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1967	Enero	0	172	120	—	79	—
	Febrero	0	194	136	—	136	—
	Marzo	10	218	155	—	145	—
	Abril	34	150	108	—	74	—
	Mayo	12	193	137	—	125	—
	Junio	40	163	117	—	77	—
	Julio	21	194	138	—	117	—
	Agosto	18	218	155	—	137	—
	Septiem.	96	163	122	—	26	—
	Octubre	34	146	105	—	71	—
	Nov.	26	146	104	—	78	—
	Dic.	2	170	119	—	117	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-9

Tipo de cultivo: Hortalizas

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacén.	Déficit	Exceso
1968	Enero	0	195	137	—	137	—
	Febrero	2	197	138	—	136	—
	Marzo	46	219	158	—	112	—
	Abril	78	172	127	—	49	—
	Mayo	82	158	117	—	35	—
	Junio	131	155	119	12	—	—
	Julio	49	203	146	—	85	—
	Agosto	85	191	141	—	56	—
	Septiem.	207	165	132	75	—	—
	Octubre	20	148	105	—	10	—
	Nov.	4	146	102	—	98	—
	Dic.	0	180	126	—	126	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacén.	Déficit	Exceso
1969	Enero	7	172	120	—	113	—
	Febrero	0	181	127	—	127	—
	Marzo	30	216	156	—	126	—
	Abril	35	157	113	—	78	—
	Mayo	16	184	131	—	115	—
	Junio	37	151	109	—	72	—
	Julio	6	213	149	—	143	—
	Agosto	93	173	130	—	37	—
	Septiem.	166	163	127	39	—	—
	Octubre	282	115	97	84	—	140
	Nov.	189	107	85	84	—	104
	Dic.	19	120	85	18	—	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-9

Tipo de cultivo: Hortalizas

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1970	Enero	2	171	120	—	100	—
	Febrero	1	192	134	—	133	—
	Marzo	2	228	160	—	158	—
	Abril	9	217	152	—	143	—
	Mayo	14	189	134	—	120	—
	Junio	40	206	148	—	108	—
	Julio	43	200	144	—	101	—
	Agosto	73	194	144	—	71	—
	Septiem.	112	169	128	—	16	—
	Octubre	223	139	113	84	—	26
	Nov.	56	115	84	56	—	—
	Dic.	41	124	89	8	—	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1971	Enero	2	175	123	—	113	—
	Febrero	0	193	135	—	135	—
	Marzo	0	243	170	—	170	—
	Abril	2	230	161	—	159	—
	Mayo	96	158	119	—	23	—
	Junio	6	221	155	—	162	—
	Julio	2	234	164	—	162	—
	Agosto	15	217	154	—	139	—
	Septiem.	49	120	86	—	37	—
	Octubre	44	167	120	—	76	—
	Nov.	26	164	116	—	90	—
	Dic.	0	189	132	—	132	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-5

Tipo de cultivo: Frutales

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1960	Enero	0	237	166	—	166	—
	Febrero	0	252	176	—	176	—
	Marzo	1	264	185	—	184	—
	Abril	18	242	172	—	154	—
	Mayo	60	234	171	—	111	—
	Junio	136	222	171	—	35	—
	Julio	13	235	167	—	154	—
	Agosto	92	239	179	—	87	—
	Septiem.	76	216	160	—	84	—
	Octubre	65	210	153	—	88	—
	Nov.	68	186	136	—	73	—
	Dic.	74	166	123	—	49	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1961	Enero	0	231	162	—	162	—
	Febrero	0	240	168	—	168	—
	Marzo	0	263	184	—	184	—
	Abril	46	231	166	—	120	—
	Mayo	1	242	169	—	168	—
	Junio	58	217	158	—	100	—
	Julio	9	232	165	—	156	—
	Agosto	4	269	188	—	184	—
	Septiem.	122	234	178	—	56	—
	Octubre	239	174	143	96	—	—
	Nov.	72	146	108	60	—	—
	Dic.	3	170	119	—	56	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-5

Tipo de cultivo: Frutales

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1962	Enero	0	219	153	—	153	—
	Febrero	0	220	154	—	154	—
	Marzo	46	223	161	—	115	—
	Abril	29	242	172	—	143	—
	Mayo	80	174	129	—	49	—
	Junio	236	191	157	79	—	—
	Julio	12	227	161	—	70	—
	Agosto	91	220	165	—	74	—
	Septiem.	80	183	135	—	55	—
	Octubre	149	166	128	21	—	—
	Nov.	217	146	118	120	—	—
	Dic.	0	181	127	—	7	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1963	Enero	4	205	144	—	140	—
	Febrero	1	210	147	—	146	—
	Marzo	4	248	174	—	170	—
	Abril	34	196	141	—	107	—
	Mayo	156	156	122	34	—	—
	Junio	45	212	153	—	74	—
	Julio	43	228	164	—	121	—
	Agosto	80	238	176	—	96	—
	Septiem.	87	212	157	—	70	—
	Octubre	129	167	127	2	—	—
	Nov.	44	138	99	—	53	—
	Dic.	12	169	120	—	108	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-5

Tipo de cultivo: Frutales

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1964	Enero	0	211	148	—	148	—
	Febrero	0	219	153	—	153	—
	Marzo	0	242	169	—	169	—
	Abril	74	215	159	—	85	—
	Mayo	98	179	134	—	36	—
	Junio	48	168	121	—	73	—
	Julio	21	209	148	—	127	—
	Agosto	65	179	131	—	66	—
	Septiem.	128	165	125	3	—	—
	Octubre	65	123	90	—	22	—
	Nov.	72	180	133	—	61	—
	Dic.	8	173	121	—	113	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1965	Enero	1	151	106	—	105	—
	Febrero	6	188	132	—	126	—
	Marzo	0	237	166	—	166	—
	Abril	8	236	165	—	157	—
	Mayo	77	154	114	—	37	—
	Junio	18	180	128	—	110	—
	Julio	7	209	146	—	139	—
	Agosto	33	226	163	—	130	—
	Septiem.	135	171	132	3	—	—
	Octubre	80	180	133	—	50	—
	Nov.	116	134	102	14	—	—
	Dic.	3	126	88	—	71	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-5

Tipo de cultivo: Frutales

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1966	Enero	2	175	123	—	121	—
	Febrero	3	199	139	—	136	—
	Marzo	0	229	160	—	160	—
	Abril	27	205	146	—	119	—
	Mayo	138	168	129	9	—	—
	Junio	238	176	144	103	—	—
	Julio	20	164	116	7	—	—
	Agosto	7	184	129	—	115	—
	Septiem.	41	167	120	—	179	—
	Octubre	168	140	109	59	—	—
	Nov.	187	111	88	158	—	—
	Dic.	44	121	87	115	—	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1967	Enero	0	172	120	—	5	—
	Febrero	0	194	136	—	136	—
	Marzo	10	218	155	—	145	—
	Abril	34	150	108	—	74	—
	Mayo	12	193	137	—	125	—
	Junio	40	163	117	—	77	—
	Julio	21	194	138	—	117	—
	Agosto	18	218	155	—	137	—
	Septiem.	96	163	122	—	26	—
	Octubre	34	146	105	—	71	—
	Nov.	26	146	104	—	78	—
	Dic.	2	170	119	—	117	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-5

Tipo de cultivo: Frutales

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1968	Enero	0	195	137	—	137	—
	Febrero	2	197	138	—	136	—
	Marzo	46	219	158	—	112	—
	Abril	78	172	127	—	49	—
	Mayo	82	158	117	—	35	—
	Junio	131	155	119	12	—	—
	Julio	49	203	146	—	85	—
	Agosto	85	191	141	—	56	—
	Septiem.	207	165	132	75	—	—
	Octubre	20	148	105	—	10	—
	Nov.	4	146	102	—	98	—
	Dic.	0	180	126	—	126	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1969	Enero	7	172	120	—	113	—
	Febrero	0	181	127	—	127	—
	Marzo	30	216	156	—	126	—
	Abril	35	157	113	—	78	—
	Mayo	16	184	131	—	115	—
	Junio	37	151	109	—	72	—
	Julio	6	213	149	—	143	—
	Agosto	93	173	130	—	37	—
	Septiem.	166	163	127	39	—	—
	Octubre	282	115	97	224	—	—
	Nov.	189	107	85	236	—	92
	Dic.	19	120	85	170	—	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-5

Tipo de cultivo: Frutales

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1970	Enero	2	171	120	52	—	—
	Febrero	1	192	134	—	81	—
	Marzo	2	228	160	—	158	—
	Abril	9	217	152	—	143	—
	Mayo	14	189	134	—	120	—
	Junio	40	206	148	—	108	—
	Julio	43	200	144	—	101	—
	Agosto	73	194	144	—	71	—
	Septiem.	112	169	128	—	16	—
	Octubre	223	139	113	110	—	—
	Nov.	56	115	84	82	—	—
	Dic.	41	124	89	34	—	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1971	Enero	2	175	123	—	87	—
	Febrero	0	193	135	—	135	—
	Marzo	0	243	170	—	170	—
	Abril	2	230	161	—	159	—
	Mayo	96	158	119	—	23	—
	Junio	6	221	155	—	149	—
	Julio	2	234	164	—	162	—
	Agosto	15	217	154	—	139	—
	Septiem.	49	120	86	—	37	—
	Octubre	44	167	120	—	76	—
	Nov.	26	164	116	—	90	—
	Dic.	0	189	132	—	132	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-9

Tipo de cultivo: Frutales

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1960	Enero	0	237	166	—	166	—
	Febrero	0	252	176	—	176	—
	Marzo	1	264	185	—	184	—
	Abril	18	242	172	—	154	—
	Mayo	60	234	171	—	111	—
	Junio	136	222	171	—	35	—
	Julio	13	235	167	—	154	—
	Agosto	92	239	179	—	87	—
	Septiem.	76	216	160	—	84	—
	Octubre	65	210	153	—	88	—
	Nov.	63	186	136	—	73	—
	Dic.	74	166	123	—	49	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1961	Enero	0	231	162	—	162	—
	Febrero	0	240	168	—	168	—
	Marzo	0	263	184	—	184	—
	Abril	46	231	166	—	120	—
	Mayo	1	242	169	—	168	—
	Junio	58	217	158	—	100	—
	Julio	9	232	165	—	156	—
	Agosto	4	269	188	—	184	—
	Septiem.	122	234	178	—	56	—
	Octubre	239	174	143	96	—	—
	Nov.	72	146	108	60	—	—
	Dic.	3	170	119	—	56	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-9

Tipo de cultivo: Frutales

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1962	Enero	0	219	153	—	153	—
	Febrero	0	220	154	—	154	—
	Marzo	46	223	161	—	115	—
	Abril	29	242	172	—	143	—
	Mayo	80	174	129	—	49	—
	Junio	236	191	157	79	—	—
	Julio	12	227	161	—	70	—
	Agosto	91	220	165	—	74	—
	Septiem.	80	183	135	—	55	—
	Octubre	149	166	128	21	—	—
	Nov.	217	146	118	99	—	—
	Dic.	0	181	127	—	28	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1963	Enero	4	205	144	—	140	—
	Febrero	1	210	147	—	146	—
	Marzo	4	248	174	—	170	—
	Abril	34	196	141	—	107	—
	Mayo	156	156	122	34	—	—
	Junio	45	212	153	—	74	—
	Julio	43	228	164	—	121	—
	Agosto	80	238	176	—	96	—
	Septiem.	87	212	157	—	70	—
	Octubre	129	167	127	2	—	—
	Nov.	44	138	99	—	53	—
	Dic?	12	169	120	—	108	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-9

Tipo de cultivo: Frutales

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1964	Enero	0	211	148	—	148	—
	Febrero	0	219	153	—	153	—
	Marzo	0	242	169	—	169	—
	Abril	74	215	159	—	85	—
	Mayo	98	179	134	—	36	—
	Junio	48	168	121	—	73	—
	Julio	21	209	148	—	127	—
	Agosto	65	179	131	—	66	—
	Septiem.	128	165	125	3	—	—
	Octubre	65	123	90	—	22	—
	Nov.	72	180	133	—	61	—
	Dic.	8	173	121	—	113	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1965	Enero	1	151	106	—	105	—
	Febrero	6	188	132	—	126	—
	Marzo	0	237	166	—	166	—
	Abril	8	236	165	—	157	—
	Mayo	77	154	114	—	37	—
	Junio	18	180	128	—	110	—
	Julio	7	209	146	—	139	—
	Agosto	33	226	163	—	130	—
	Septiem.	135	171	132	3	—	—
	Octubre	80	180	133	—	50	—
	Nov.	116	134	102	14	—	—
	Dic.	3	126	88	—	71	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-9

Tipo de cultivo: Frutales

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1966	Enero	2	175	123	—	121	—
	Febrero	3	199	139	—	136	—
	Marzo	0	229	160	—	160	—
	Abril	27	205	146	—	119	—
	Mayo	138	168	129	9	—	—
	Junio	238	176	144	103	—	—
	Julio	20	164	116	7	—	—
	Agosto	7	184	129	—	115	—
	Septiem.	41	167	120	—	79	—
	Octubre	168	140	109	59	—	—
	Nov.	187	111	88	158	—	—
	Dic.	44	121	87	115	—	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1967	Enero	0	172	120	—	5	—
	Febrero	0	194	136	—	136	—
	Marzo	10	218	155	—	145	—
	Abril	34	150	109	—	74	—
	Mayo	12	193	137	—	125	—
	Junio	40	163	117	—	77	—
	Julio	21	194	138	—	117	—
	Agosto	18	218	155	—	137	—
	Septiem.	96	163	122	—	26	—
	Octubre	34	146	105	—	71	—
	Nov.	26	146	104	—	78	—
	Dic.	2	170	119	—	117	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-9

Tipo de cultivo: Frutales

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1968	Enero	0	195	137	—	137	—
	Febrero	2	197	138	—	136	—
	Marzo	46	219	158	—	112	—
	Abril	78	172	127	—	49	—
	Mayo	82	158	117	—	35	—
	Junio	131	155	119	12	—	—
	Julio	49	203	146	—	85	—
	Agosto	85	191	141	—	56	—
	Septiem.	207	165	132	75	—	—
	Octubre	20	148	105	—	10	—
	Nov.	4	146	102	—	98	—
	Dic.	0	180	126	—	126	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1969	Enero	7	172	120	—	113	—
	Febrero	0	181	127	—	127	—
	Marzo	30	216	156	—	126	—
	Abril	35	157	113	—	78	—
	Mayo	16	184	131	—	115	—
	Junio	37	151	109	—	72	—
	Julio	6	213	149	—	143	—
	Agosto	93	173	130	—	37	—
	Septiem.	166	163	127	39	—	—
	Octubre	282	115	97	224	—	—
	Nov.	189	107	85	300	—	28
	Dic.	19	120	85	234	—	—

BALANCE HIDRICO

Estación Maracaibo - Los Pozos

Tipo de suelo: C-9

Tipo de cultivo: Frutales

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1970	Enero	2	171	120	116	—	—
	Febrero	1	192	134	—	17	—
	Marzo	2	228	160	—	158	—
	Abril	9	217	152	—	143	—
	Mayo	14	189	134	—	120	—
	Junio	40	206	148	—	108	—
	Julio	43	200	144	—	101	—
	Agosto	73	194	144	—	71	—
	Septiem.	112	169	128	—	16	—
	Octubre	223	139	113	110	—	—
	Nov.	56	115	84	82	—	—
	Dic.	41	124	89	34	—	—

Año	Mes	Precipit. Media	Evaporac.	ETP	Almacen.	Déficit	Exceso
1971	Enero	2	175	123	—	87	—
	Febrero	0	193	135	—	135	—
	Marzo	0	243	170	—	170	—
	Abril	2	230	161	—	159	—
	Mayo	96	158	119	—	23	—
	Junio	6	221	155	—	149	—
	Julio	2	234	164	—	162	—
	Agosto	15	217	154	—	139	—
	Septiem.	49	120	86	—	37	—
	Octubre	44	167	120	—	76	—
	Nov.	26	164	116	—	90	—
	Dic.	0	189	132	—	132	—

IMPRESO EN EL DEPARTAMENTO  
DE  
REPRODUCCION GRAFICA  
DE LA  
DIRECCION GENERAL SECTORIAL  
DE  
PLANIFICACION Y ORDENACION

MINISTERIO DEL AMBIENTE  
Y LOS  
RECURSOS NATURALES RENOVABLES  
CARACAS - VENEZUELA

