

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES



ESCUELA DE GRADUADOS

Evaluación de la Calidad del Agua en la Bahía de Acapulco, Gro.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

TESIS PRESENTADA

EN OPCION AL GRADO DE

MAESTRO EN CIENCIAS

CON ESPECIALIDAD EN

"INGENIERIA AMBIENTAL"

POR

ING. JOSE LUIS BUENO ZAMORA



MONTERREY, N. L.

MAYO-1978

GRADUADOS

TM

Z6834

.C5

FIC

1978

B8



1020091238



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



DIRECCIÓN GENERAL DE
ESTUDIOS DE POSTGRADO

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

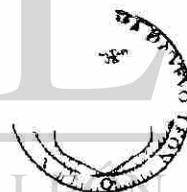
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES



Evaluación de la Calidad del Agua en la Bahía de Acapulco, Gro.



UANL



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

TESIS PRESENTADA
EN OPCION AL GRADO DE

D

OS



E
ADO

DIRECCIÓN GENERAL DE INVESTIGACIONES Y TECNICAS

MAESTRO EN CIENCIAS
CON ESPECIALIDAD EN
"INGENIERIA AMBIENTAL"

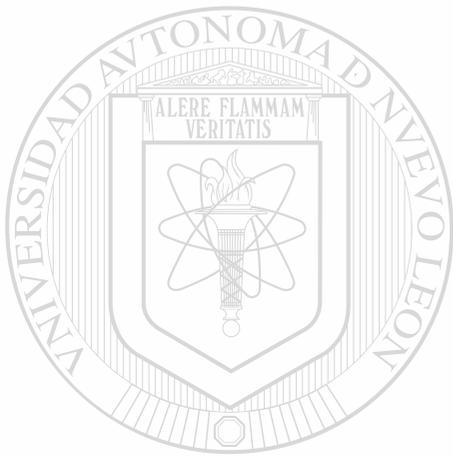
POR

ING. JOSE LUIS BUENO ZAMORA

MONTERREY, N. L.

MAYO-1978

c



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

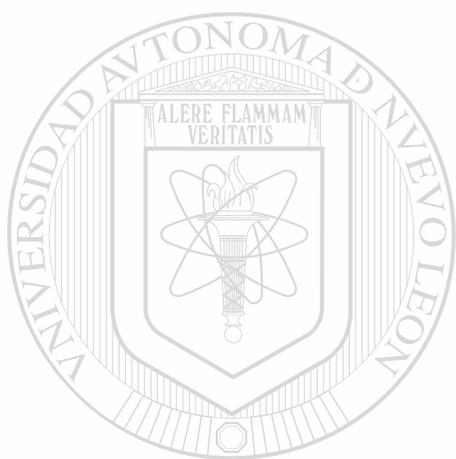
3

4

ONDO IS

63 4

A la gente que de alguna manera me ha estimulado durante mi vida, y muy especialmente a la familia Bueno y a mi padre el Sr. José Bueno Flores.



UANL

AGRADECIMIENTOS:

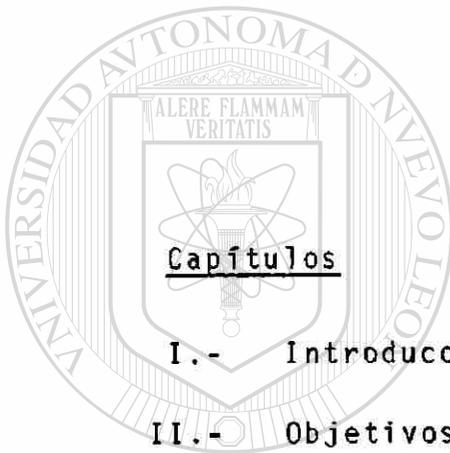
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Al Ing. Horacio González Santos director de esta tesis, Ing. Hugo Higareda Zavaleta (Residente General de Ordenación y Protección Ecológica, SARH, en Acapulco, Gro.), a las sritas, Sonia Paz, Angeles Tamez y Sra. Norma S.B. de Armendáriz por la mecanografía de este trabajo, Ing. Salvador Sáenz (residencia de ordenación y protección ecológica, Monterrey, N.L.), Ing. Manuel Ocampo (Residente de ordenación y protección ecológica en Acapulco, Gro.) y a los Sres. Arturo Alcaraz y Darío Flores. A todos ellos por su contribución desinteresada para el logro de esta tesis.

EVALUACION DE LA CALIDAD DEL AGUA EN LA BAHIA
DE ACAPULCO, GRO.

C O N T E N I D O



- Capítulos
- I.- Introducción
- II.- Objetivos
-
- III.- Descripción del Sistema Tierra-Mar
- IV.- Caracterización y Cuantificación de las descargas de agua en la Bahía.
- V.- Sondeo del Fondo de la Bahía.
- VI.- Monitoreo de la Bahía.
- VII.- Discusión de los resultados, conclusiones y recomendaciones.
- VIII.- Saneamiento de cauces.
- IX.- Dimensionamiento de la Planta de Tratamiento de Aguas Negras.
- Bibliografía.

CAPITULO I

Introducción.-

La Ciudad de Acapulco, Gro, es el centro turístico más importante del País y a el concurre el turismo Nacional e Internacional para disfrutar de sus encantos naturales y su clima.

Según se aprecia en la gráfica #1 (Oficina de Catastro de la Ciudad de Acapulco Guerrero), el crecimiento de la Población ha ido en aumento, ese aumento acelerado en el crecimiento de la población, así como del flujo de turistas fig.#2 (Oficina Federal de Turismo en el Estado de Guerrero), ha propiciado una mayor producción de desechos, principalmente en forma de agua negra y basura. En el primer caso, casi la totalidad de ese desecho es recolectado por medio de atarjeas hasta unos subcolectores y de estos a un colector principal el cual descarga al oeste de la Ciudad de Acapulco a mar abierto alterando el ecosistema marino, este tipo de contaminación se puede evitar en la medida que no afecte las especies marinas y a los usos recreacionales del agua de la Bahía.

El parámetro principal que denota inmediatamente la calidad de un agua es su aspecto, en este caso la transparencia del agua y los sólidos flotantes. La coloración del agua es producida por los sólidos en suspensión y sólidos coloidales que son transportados por los escurrimientos pluviales, descargas de aguas negras y por los organismos vegetales y animales. La basura es transportada hasta -

la Bahía de Acapulco principalmente por los escurrimientos pluvia le y en menor medida por las corrientes de aguas de infiltración. Esa basura se encuentra inicialmente depositada en calles y en los arroyos que drenan las distintas cuencas que componen el anfiteatro de la Bahía de Acapulco.

La gráfica de la figura dos fué obtenida con datos de la delegación federal de turismo en el Estado de Guerrero, e involucra el turismo nacional e internacional, el primero es preponderante en verano, mientras que el segundo es preponderante en invierno. El turismo nacional proviene principalmente del centro del País mientras que el turismo Internacional, proviene principalmente de los Estados Unidos de Norteamérica y de Canadá.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

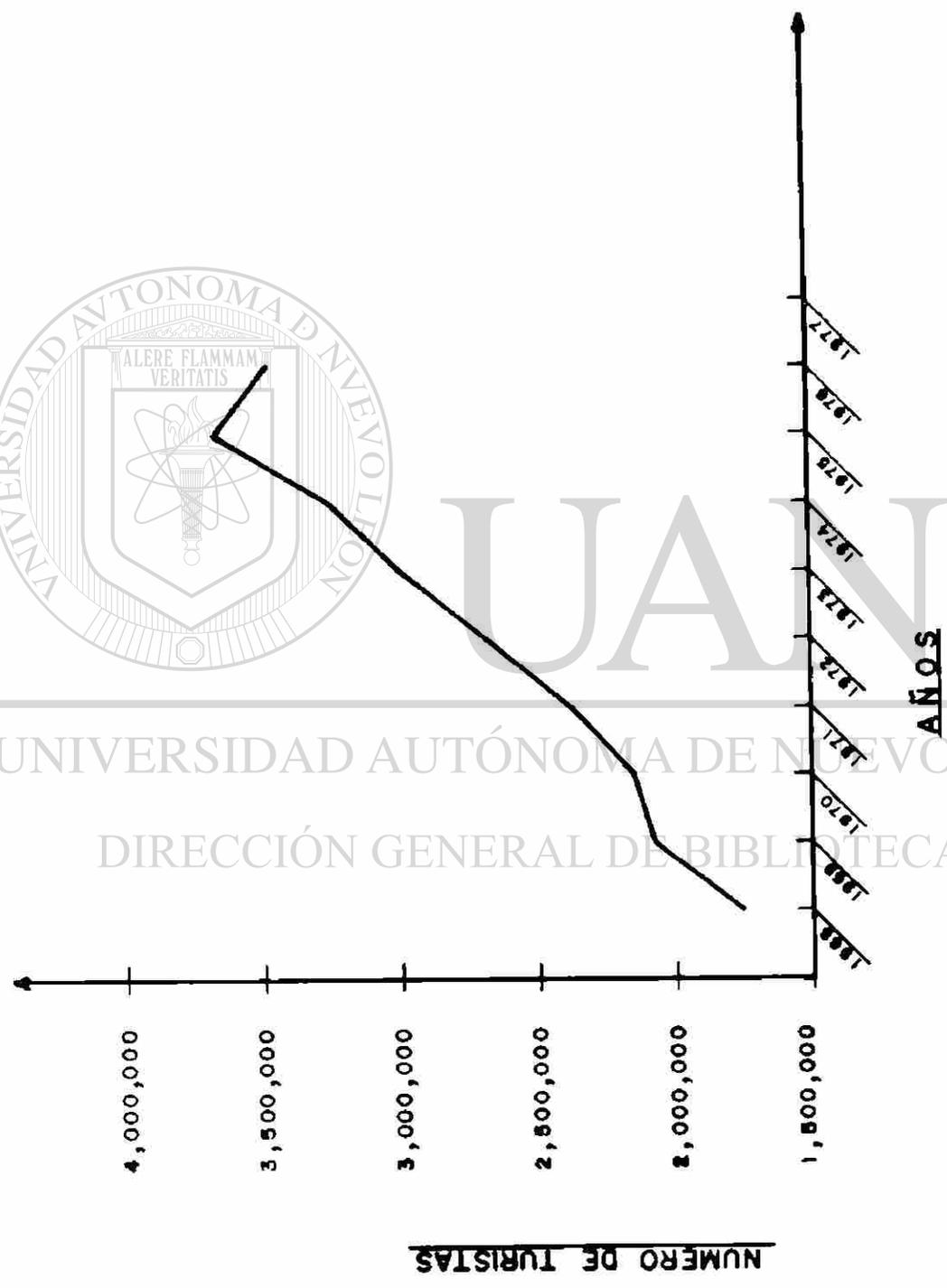
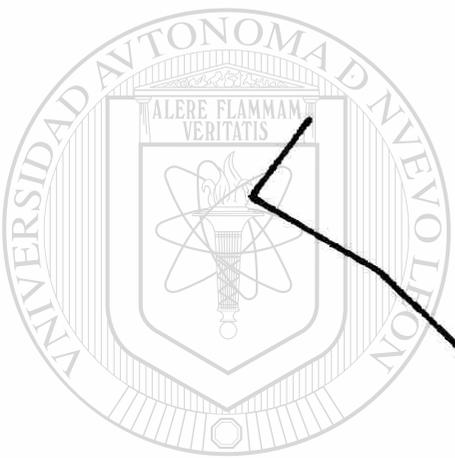


FIG. NUMERO 2

TURISMO QUE HA LLEGADO A LA CIUDAD DE ACAPULCO, GRO.
(Delegación Federal de Turismo en el Estado de Guerrero.)

CAPITULO II

Objetivos.-

- 1.- Conocer las zonas que originan las mayores cargas de contaminantes.
- 2.- Evaluar los parámetros que regulan la calidad del agua en la Bahía.
- 3.- Conocer la calidad del agua en cada lugar del programa de Monitoreo.
- 4.- Evaluar el impacto que causan las descargas en el agua de la Bahía.
- ~~5.- Conocer el comportamiento de los materiales que sedimentan en la Bahía.~~
- 6.- Dar a conocer la metodología para hacer un estudio de tal [®] - naturaleza.
- 7.- Proponer soluciones a los problemas encontrados.

CAPITULO III

Descripción del Sistema Tierra-Mar.-

3.1.- Localización:

El Puerto de Acapulco, Gro, se encuentra al Sur del estado a los $16^{\circ}50'35''$ de latitud norte y $90^{\circ}54'44''$ de longitud oeste del meridiano de Greenwich.

3.2.- Topografía:

El anfiteatro de la Bahía de Acapulco es un terreno sumamente accidentado el cual tiene una pendiente media calculada de 17% (sube 17 metros el nivel del terreno por cada 100 metros medidos horizontalmente) lo cual nos proporcionará una idea de su forma.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

3.3.- Hidrología:

Está constituido por siete cuencas hidrológicas (fig.#3)- las cuales captan todos los escurrimientos pluviales que escurren en el anfiteatro y los cuales llegan a la Bahía, las cuencas con sus respectivas áreas son las siguientes (Gómez, 1977).

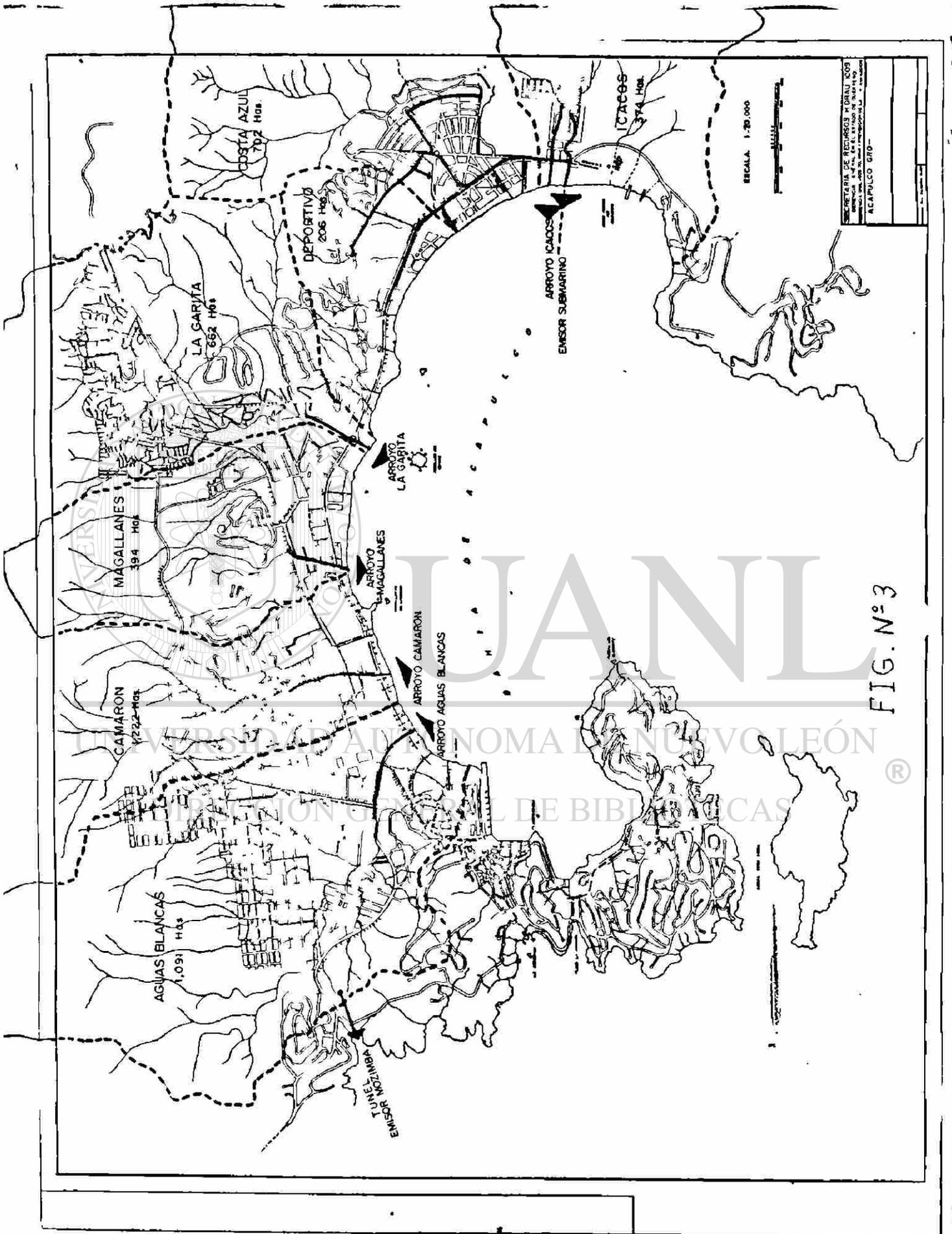


FIG. N° 3

SECRETARIA DE RECURSOS HUMANOS
 INSTITUTO FEDERAL DE ESTADISTICA Y CENSOS
 ACAPULCO 670

CUENCA	AREA QUE DRENA (has)
1.- Aguas Blancas	1,091.0
2.- Camarón	1,222.0
3.- Magallanes	394.0
4.- Garita	662.0
5.- Deportivo	206.0
6.- Costa Azul	702.0
7.- Icacos	374.0
T o t a l	4,651.0

—Analizando los datos promedios anuales de las precipitaciones pluviales ocurridas desde 1921 hasta el año de 1978 se tiene lo siguiente: El rango de las precipitaciones pluviales oscila entre 627mm. (1972) hasta 2,325mm. (1955). El valor promedio anual obtenido es 1419.17mm, lo anterior se representa en la gráfica # 4.

De acuerdo a las precipitaciones pluviales medias mensuales en la fig. #5 se deduce que; el rango de las precipitaciones pluviales varía de 0.68 a 366.35mm. (Sept.) de aquí se observa que los meses de lluvia son de Junio a Oct. por lo cual se seleccionan estos meses como época de avenidas y los restantes meses para época de estiaje, esto nos servirá para hacer las evaluaciones de

los estudios que se describirán más adelante. El volúmen escurrido medio mensual se presenta en la figura No. 6.

3.4.- Climatología:

Al igual que los datos de precipitaciones pluviales, los datos de temperatura del medio ambiente fueron proporcionados por la oficina de climatología de la Dirección de Hidrología de la S.A.R.H. De los promedios medios anuales calculados se obtuvo que el rango de temperatura oscila entre los 26.46°C . (1974) hasta 28.6°C . (1948 y 1952), la temperatura media calculada hasta 1978 es de 28.08°C ., esto se muestra en la fig. #7.

De los promedios mensuales se obtiene la fig. #8 y se deduce que la temperatura aumenta (partiendo del mes de enero) de los 26.73°C . hasta los 29.17°C ., en los meses de Julio y Agosto, disminuyendo notoriamente en el mes de Septiembre principalmente a causa de las lluvias y posteriormente tiene un comportamiento normal descendente en los meses de Octubre y Noviembre, y Diciembre.

Velarde (1974) reporte que el régimen de vientos dominantes son del oeste (270°), con una velocidad predominante de 10 nudos (1 nudo= 1 milla marina/hr.=852m/hr), prevaleciendo condiciones de calma (velocidades menores de 5 nudos) de las 6 a las 14 horas y llegándose a medir vientos de 18 a 20 nudos por la tarde (18:00 horas), la dirección del vien

to es un factor muy importante en el movimiento de las capas de agua las cuales son afectadas por el (Mc Lellan -- 1975).

3.5.- Información Hidráulica:

3.5.1.- Sistema de Agua Potable

El agua potable que consume actualmente Acapulco, proviene de 4 fuentes de abastecimiento que se describen a continuación:

Sistema Papagayo.- La captación consta de un pozo del tipo Ranney y 8 pozos someros localizados en la margen del Río Papagayo; de aquí el agua es conducida a través de una tubería de asbesto-cemento de 1.07m. de diámetro y una longitud de 26km. hasta la planta de rebombeo Papagayo y de aquí al Tunel Bajo de las Cruces el cual abastece por gravedad la zona baja localizada entre las cotas 0 y 25m. sobre el nivel del mar; la extracción de esta fuente es del orden de los 950 l.p.s. y parte de esta agua se deriva al Tunel Alto.

Sistema La Sabana.- La captación consta de pozos profundos en la margen derecha del río La Sabana, aguas abajo del poblado del mismo nombre, con un gasto total de 400-1.p.s.: de aquí el agua es conducida a la estación de --rebombear de Las Cruces, de donde es elevada al denominado Tunel Alto que abastece por gravedad la red de distribución de la zona media comprendida entre las cotas 25 y 100m. sobre el nivel del mar.

Este sistema también abastece el tanque de almacenamiento de Puerto Marqués de donde 200 1.p.s. al tanque de La Bandera que a su vez abastece la zona media este de Acapulco, Puerto Marqués y la zona de El Revolcadero.

El agua de este sistema y del anterior se potabiliza en la estación de rebombear de Las Cruces por el proceso de adición de hexametáfosfato de sodio, filtración y cloración®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Sistema El Chorro.- Las aguas son captadas de una presa -derivadora localizada en un manantial de la cuenca alta del río Coyuca; la conducción es por gravedad en una distancia de 48km, hasta un tanque de almacenamiento en la colonia --Hornos-Insurgentes, el cual abastece la red de distribución de la zona alta sobre la cota 100 y 250m. sobre el nivel del mar con un gastos de 150 1.p.s. Estas aguas son cloradas en la colonia Lázaro Cárdenas.

Sistema Papagayo II.- Este sistema es de reciente creación y consta de una toma directa en la margen derecha del río Papagayo con capacidad de extracción de $4\text{m}^3/\text{seg.}$, una línea de conducción de 21.470 km. de longitud y diámetro de 1.50m. hasta una planta potabilizadora Pelletier que en su primera etapa tiene capacidad para potabilizar 1000 l.p.s. que son los que actualmente se bombean de la Planta Pelletier a los tuneles alto y bajo para abastecer la zona media y baja de Acapulco, respectivamente.

En virtud de que el sistema general de Agua Potable abastece aproximadamente al 80% de la población y en forma deficiente en cuanto a la dotación por habitante por día, se tienen programadas para 1980 y en ejecución, obras de ampliación y rehabilitación, tanto de la red de distribución de las fuentes de abastecimiento, en la siguiente forma:

Ampliación del Sistema Papagayo II: 1500 l.p.s. ejecución inmediata, 1500 l.p.s. ejecución mediata.

Rehabilitación del Sistema El Chorro: 1500 l.p.s. ejecución inmediata.

Por último, cabe hacer notar que en Acapulco existen pozos profundos y norias de propiedad privada y manantiales de uso directo, que en conjunto se les calcula un gasto del orden de 1500 l.p.s.

3.5.2.- Sistema de Alcantarillado Sanitario:

El alcantarillado sanitario de Acapulco está constituido en su estructura básica por tres grandes colectores, 5 cárcamos de bombeo y sus respectivas líneas de presión y una línea de conducción consistente en un tunel emisor - que descarga en Playa Olvidada (Plano No. 2).

El colector I se inicia en el Club de Yates: recibe primeramente la descarga de la línea de presión de 12 pulgadas (30.5cm) del cárcamo caleta. Este cárcamo consta de 3 equipos de bombeo de 10 H.P. y capacidad de 40 lp.s. - c/u para vencer una carga de 8m, y recibe las aportaciones de los sistemas de atarjeas Tambuco, Caleta, Caletilla, y parte del fraccionamiento Las Playas; el colector se desarrolla sobre la costa hasta la playa manzanillo y cruza la Ave. Alemán para luego continuar en un pequeño tunel y por las calles Alemán-Roberto Posada-5 de Mayo-Alemán y descargar finalmente en el cárcamo general de la calle Malespina; en todo este tramo trabaja por gravedad conservando un diámetro de 1.2m y recibe las aportaciones de las redes de atarjeas de las colonias Península de Las Playas, La Pinzona, La Quebrada, Los Tepetales, La Adobería, Acapulco Viejo y el Centro, Las Crucitas, Cuernería, Pozo de la Nación, Petaquillas, Fraccionamiento Hornos y la franja costera del tramo.

El colector II se inicia en la Base Naval de Icacos recibiendo las aportaciones de las instalaciones y casas habitación de esa Base Naval por medio de una línea de presión de 6 pulgadas (15.24cm) provenientes de un cárcamo que consta de 2 equipos de bombeo de 3 H.P. y 5 l.p.s. de capacidad para vencer una carga de 10m. Este colector se desarrolla por gravedad y con un diámetro de 38cm. hasta la Ave. Escénica y continúa con diámetro de 61 cm. por las calles Alemán-Carabela Sta. María-Comandante Siliceo, hasta su descarga en el cárcamo de la calle Nao Victoria; en este recorrido recibe las aportaciones de las colonias Icacos, parte de la Costa Azul y la franja costera de este tramo. El cárcamo Nao Victoria consta de 3 equipos de bombeo de 75 H.P. y capacidad de 145 l.p.s. c/u para vencer una carga de 26m. y recibe directamente las aportaciones de los sistemas de atarjeas de las colonias Lomas de Costa Azul, Fraccionamiento Deportivo, Lomas del Mar, Fraccionamiento Roca Sola de la franja costera en el tramo de su línea de presión de 30 pulgadas (76.2cm). El colector continúa por gravedad con diámetro de 91cm., desde la calle Roca Sola y sobre la Ave. Alemán hasta su unión con el colector I en la calle Vasco Nuñez de Balboa; en este tramo recibe las aportaciones de las colonias El Mirador, Farallón, Plan de los Amates, Magallanes, Fraccionamiento El Morro, Fraccionamiento Hornos, de la franja costera La Diana-Malespina y del cárcamo la Condesa, que consta de una bom-

ba de 5 H.P. y capacidad de 12 l.p.s. para vencer una carga de 10mts. y bombea las aguas de varios restaurantes y negocios ubicados en esa playa.

El cárcamo general de Malespina consta de 4 equipos de bombeo de 75 H.P. y capacidad de 200 l.p.s. c/u contra una carga de 15mts. y bombea las aguas provenientes de los colectores I y II al colector III en el cruce de las calles Cuauhtémoc y Artículo 27, mediante una línea de presión de 45 pulgadas (1.14m.) de diámetro.

El colector III en todo su desarrollo trabaja por gravedad; se inicia prácticamente en la calle Felipe II y sobre la Ave. Cuauhtémoc con un diámetro de 1.52m. recibiendo la descarga

de una atarjea madrina de 30 y 45cm. de diámetro que recorre la Ave. Cuauhtémoc desde la colonia Garita y recibe las aportaciones de las colonias La Garita, La Laja, El Roble y el Fraccionamiento Marroquín. Continúa sobre la Ave. Cuauhtémoc hasta desviarse en la Col. Florida, con diámetro de 1.83m. y recorre las calles Sonora 16 de Sept. aguas blancas hasta conectarse en la calle de Malpaso como línea de conducción al túnel emisor mediante un tramo de tubería colada en sitio de 401m. de longitud y 2.20m. de diámetro; a lo largo de todo este recorrido recibe las aportaciones de las redes de atarjeas de las colonias Hornos-Insurgentes, Florida, Progreso, Alta--

Progreso, Vista Alegre, Sta. Cruz, Cuauhtémoc, Bella Vista Guerero, Morelos, Ejido, Las Granjas, Mozimba, Hogar Moderno, Garibaldi y otras más.

Finalmente el tunel emisor tiene una longitud de 1140m y - descarga a Playa Olvidada a una caja de control seguida de un canal de sección rectangular que conduce las aguas al - mar en la caleta de Playa Olvidada.

3.6.- Oceanografía:

La Bahía de Acapulco presenta profundidades desde 0 metros en la costa hasta 50 metros en la entrada (bocana) de la misma los $3,464.10\text{km}^2$ que constituyen su superficie se encuentran distribuidos de la siguiente manera un 10% tiene profundidades de 0-10m; 20% de 10-20m; 20% de 20-30m; 35% de 30-40m. y 15% - de 40-50mts. La batimetría de la Bahía de Acapulco se muestra en la figura # 9.

No existe ningún estudio de corrientes en la Bahía de Acapulco, no obstante que es uno de los factores de mayor importancia en los cambios fisicoquímicos de un cuerpo de agua parcialmente - cerrado.

El volúmen de la Bahía de Acapulco se muestra en la figura (#10).

De un estudio de estratificación por densidad hecho por -- López T. (S.A.R.H.-1976), encontró una variación brusca en la densidad (picnóclina) en la sección EE' (fig.#9) y a 40 - metros de profundidad en época de lluvias. Los estudios de estratificación por densidad se utilizan como un control de contaminación. Cuando existe una variación brusca en el -- cambio uniforme usual en la densidad, los desechos descarga dos bajo esta capa son impedidos por esta de ascender a la superficie.

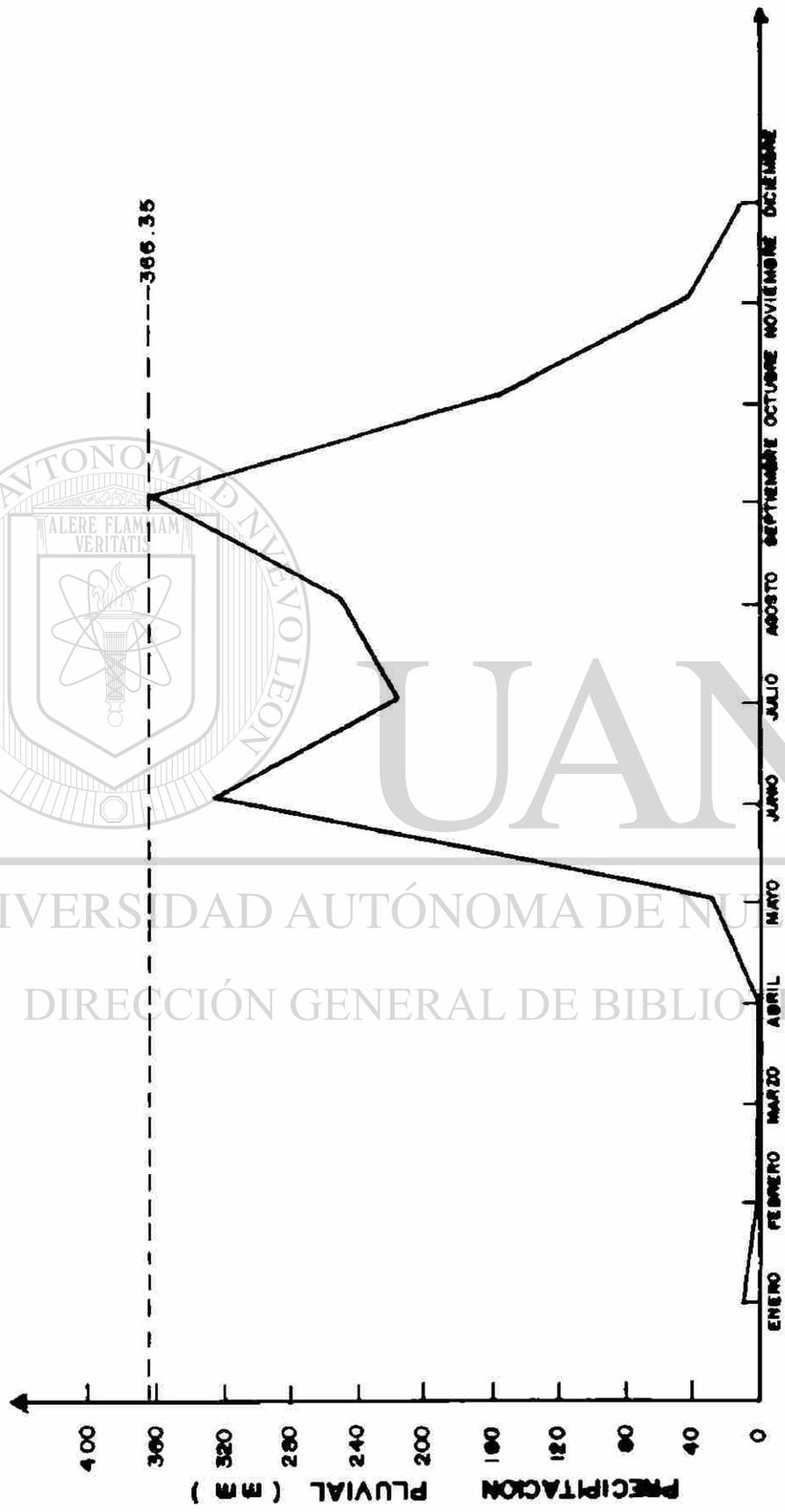
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



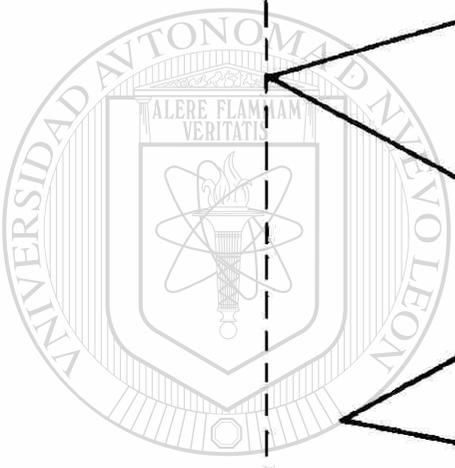
AÑOS
FIGURA NUMERO 4
PRECIPITACIONES PLUVIALES MEDIAS ANUALES EN EL PUERTO DE ACAPULCO, GRO.
OFICINA DE CLIMATOLOGIA DE LA D RECCION DE HIDROLOGIA DE LA S A. R. H., ACAPULCO, GRO.



EPOCA DE AVENIDAS

MESES DEL AÑO
FIG. NUMERO 5

PRECIPITACION PLUVIAL MENSUAL EN LA CIUDAD DE ACAPULCO, GRO.
 (CON DATOS RECOPIADOS DESDE 1921 A 1977)
 (Oficina de Climatología de la Dirección de Hidrología de la S.A.R.H., Acapulco, Gro.)



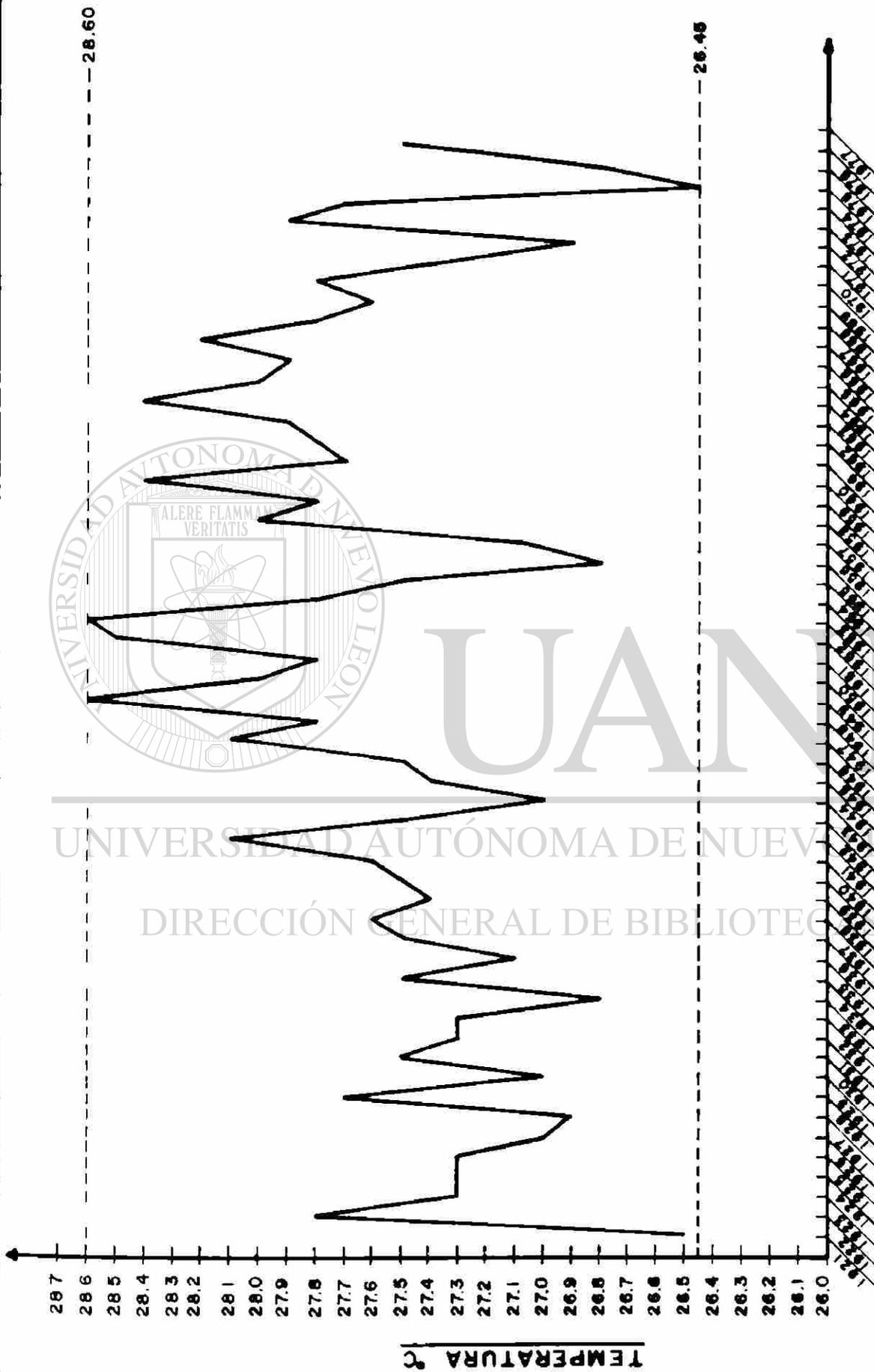
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



MESES DEL AÑO
 FIG. NUMERO 6

VOLUMEN QUE ESCURRE A LA BAHIA DE ACAPULCO, GRO.
 (OBTENIDOS DE LAS PRECIPITACIONES PLUVIALES MENSUALES, Y CON DATOS DE 1921A1977)
 (Oficina de la Climatología de la Dirección de Hidrología de la S.A.R.H, Acapulco, Gro.)



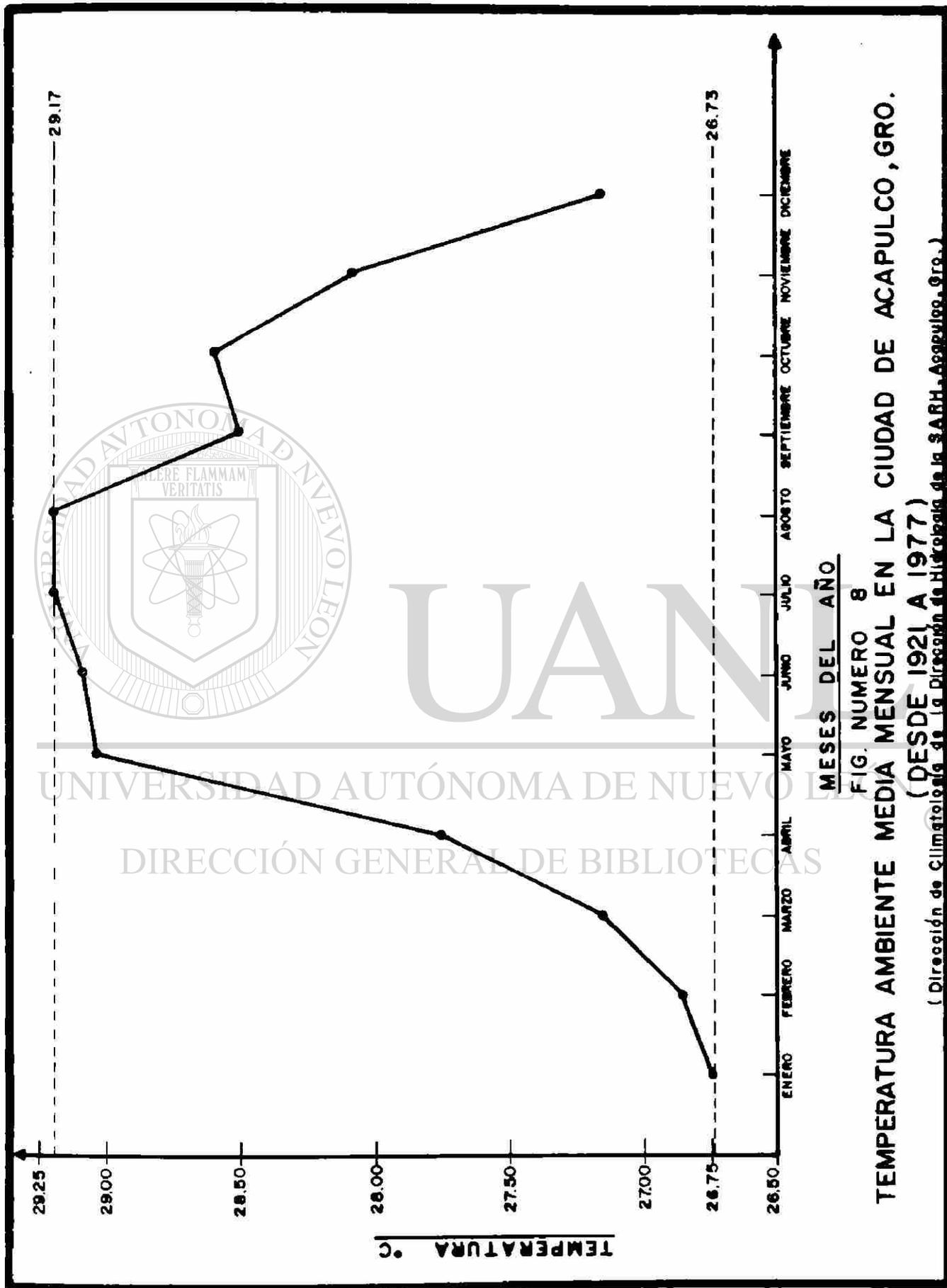


AÑOS

FIG. NUMERO 7

TEMPERATURA MEDIA ANUAL DEL PUERTO DE ACAPULCO, GRO.

(Oficina de Climatología de la Dirección de Hidrología de la SARH, Acapulco, Gro.)



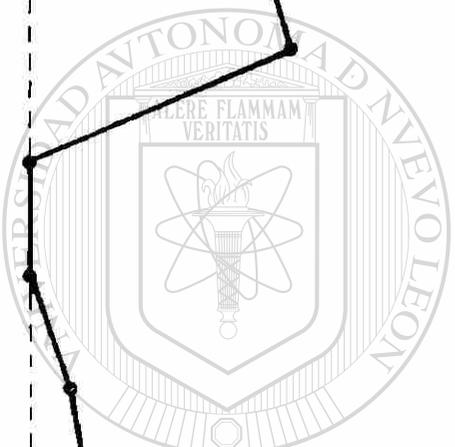
MESES DEL AÑO

FIG. NUMERO 8

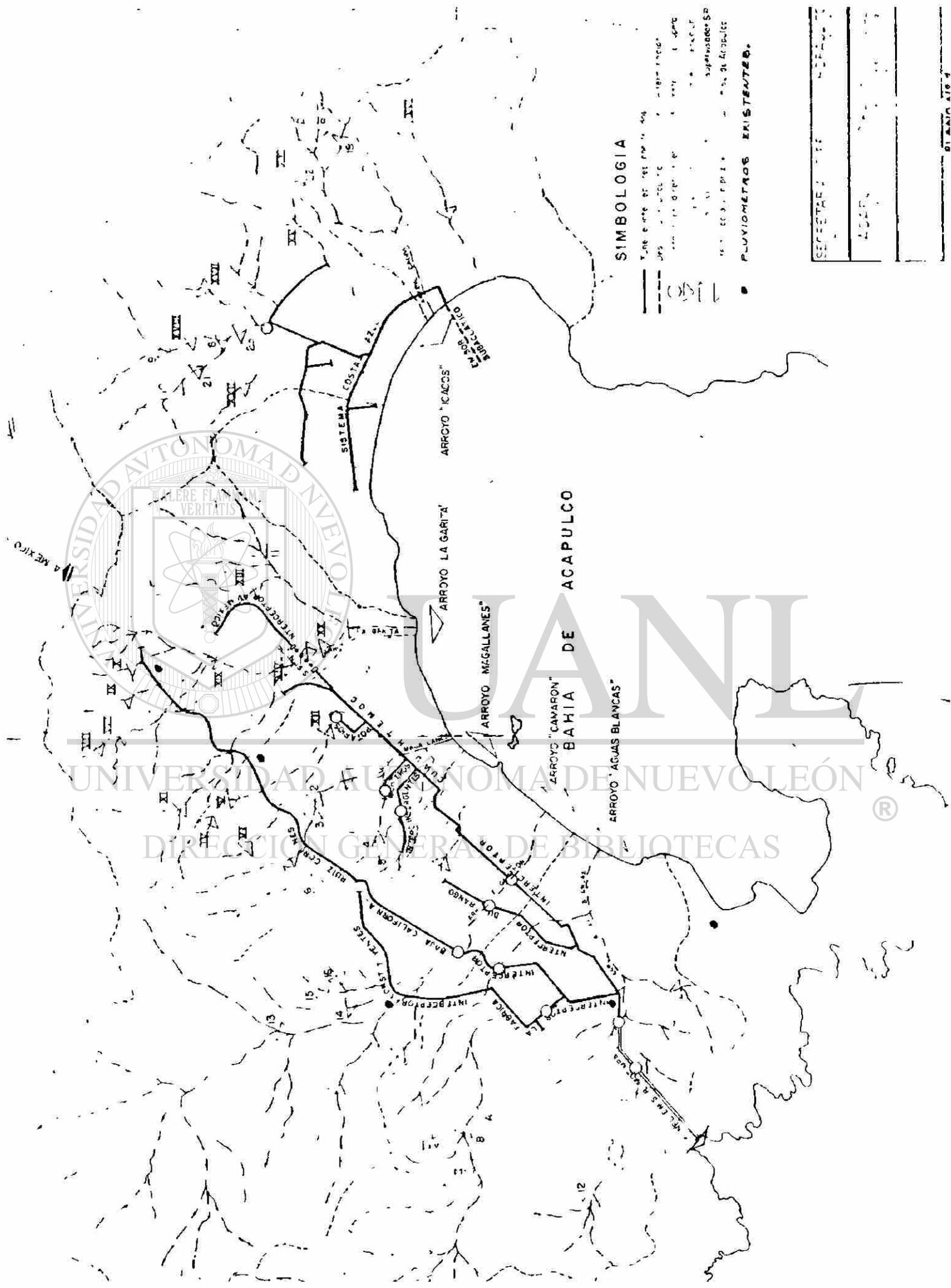
TEMPERATURA AMBIENTE MEDIA MENSUAL EN LA CIUDAD DE ACAPULCO, GRO.

(DESDE 1921 A 1977)

(Dirección de Climatología de la Dirección de Hidrología de la SARH, Acapulco, Gro.)



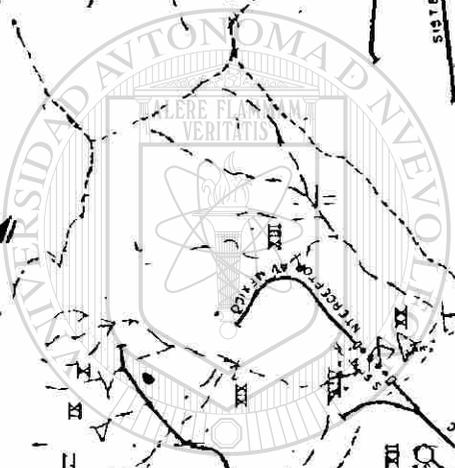
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



SIMBOLOGIA

- Línea gruesa de 1 cm. de esp. (línea principal)
- Línea de 0.5 cm. de esp. (línea secundaria)
- PUNTIEROS EXISTENTES

SECRETARÍA DE AGRICULTURA
ASISTENTE TÉCNICO



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

AREA DE COTAS Y VOLUMENES CORRESPONDIENTES A ELLAS- EN LA BAHIA DE ACAPULCO (HASTA LA SECCION A-A')*

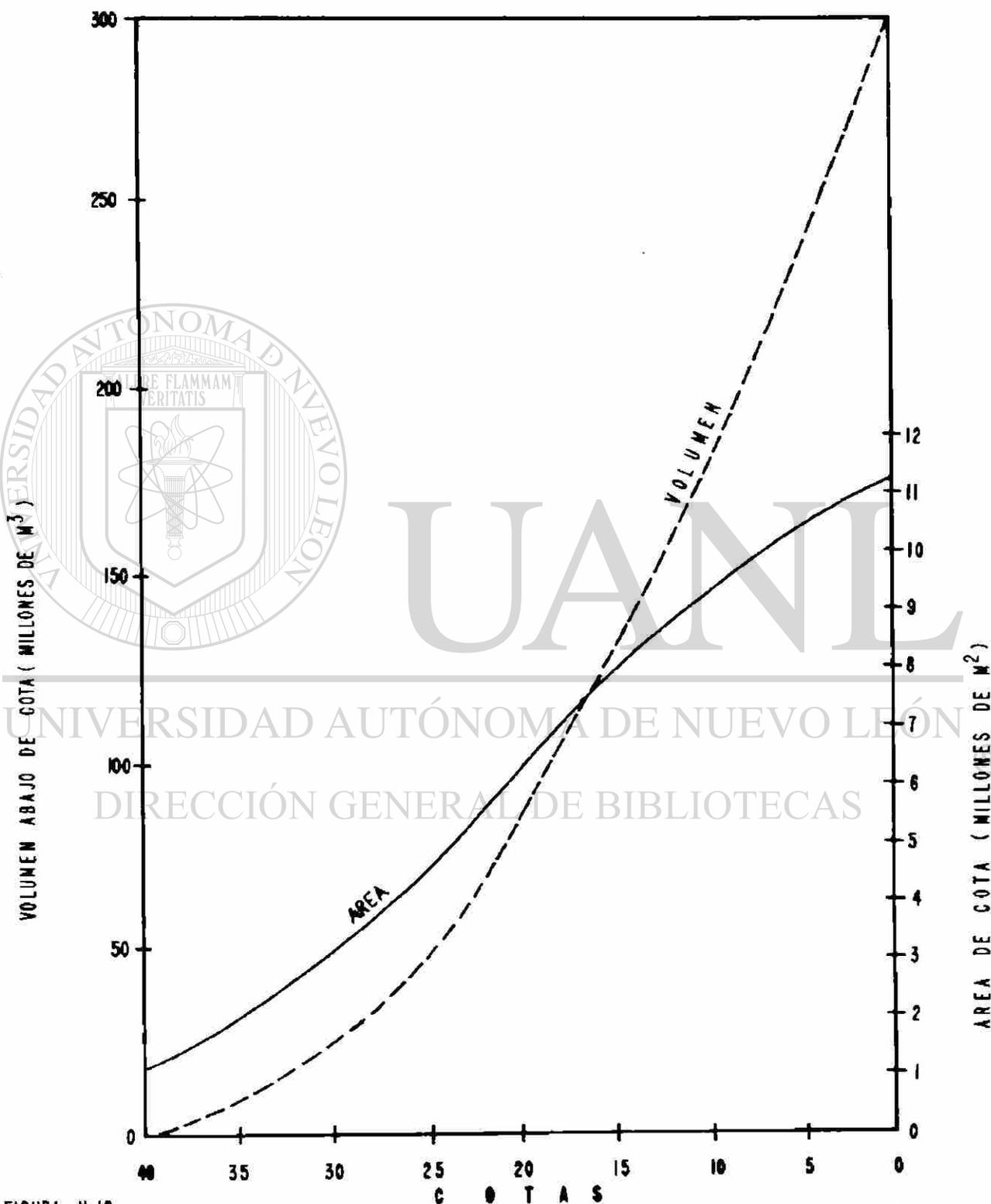


FIGURA # 10

C O T A S

REFERIDO A LA PRIMERA ETAPA DEL ESTUDIO PARA EL CONTROL DE LA
CALIDAD DEL AGUA EN LA BAHIA DE ACAPULCO, ORO. (S.R.H.) 1972

* VER LA FIGURA # 9

CAPITULO IV

Caracterización y cuantificación de las descargas de agua en la Bahía de Acapulco, Gro.:

De primordial importancia es el papel que juegan las descargas de agua en el acarreo de materiales, para lo cual se hizo la caracterización de dichas descargas.

4.1.- Procedencia:

El agua que llega a la Bahía transporta una alta concentración de material fecal lo que indica procedencia humana, -- esto se debe a la falta de servicios de drenaje doméstico -- en algunas partes pobladas de la ciudad; por otro lado existen infiltraciones de agua las cuales aumentan el caudal de esas descargas.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

4.2.- Localización:

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Las descargas se encuentran distribuidas en toda la Bahía de Acapulco (fig. # 11), pero la parte sur-oeste de la ciudad es la que aporta mayor cantidad de todo tipo de materia en época de avenidas, ya que ahí se localizan las dos cuencas más grandes del anfiteatro (Aguas Blancas y Camarón) y por encontrarse las mayores densidades de población.

Las descargas que se muestrearon continuamente en el transcurso del año fueron:

- 1.- Caletilla.
- 2.- A. Continental (Garita)
- 3.- Mini Brisas.
- 4.- Las Brisas.

Las descargas que se muestrearon intermitentemente fueron:

- 1.- Ritz
- 2.- Nao Victoria
- 3.- Emisor Submarino
- 4.- Playa Honda

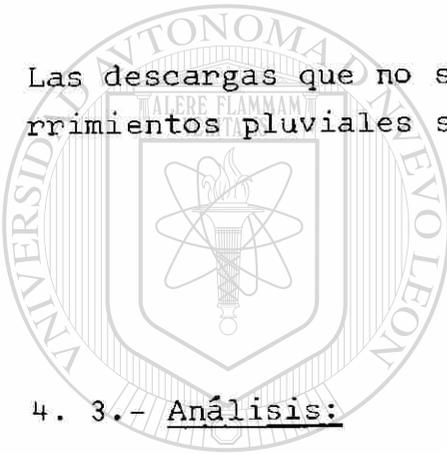
Las descargas que no se mostraron, pero que transportaban los escu-
rrimientos pluviales son:

- 1.- Aguas Blancas
- 2.- Camarón
- 3.- Icacos

4. 3.- Análisis:

Los análisis propuestos son los siguientes:

- Temperatura
- PH
- OD
- DBO
- DQO
- Grasas
- ABS
- N - NO₃
- N - NH₃
- N - Org.
- P. Totales
- Coliformes totales y fecales
- Estreptococos fecales



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS





FIG. N° 11

Lat. 16°50' Long 99° 53'

4. 4.- Muestreo:

30

Se llevaron a cabo 10 muestreos mensuales del 10. de Febrero al 13 de Diciembre de 1977, se utilizaron frascos de un litro de boca ancha para la determinación de grasas y aceites, frascos con tapón esmerilado y esterilizados para los análisis bacteriológicos, botes de plástico para los análisis fisicoquímicos (preservados) y para DBO; todos ellos se preservaban en hielo para su análisis posterior, se hicieron 528 determinaciones en el laboratorio y 41 determinaciones de -

4. 5.- Los resultados se muestran en las Figs. 12 a 24.

4. 6.- Observaciones:

4. 6.1.- Temperatura Y PH:

Los requisitos que de temperatura y PH son exigidos por -
reglamento para la Prevención y Control de la Contamina--
ción de aguas, son cumplidos por todas las descargas en -
todos los muestreos que se hicieron todo el año. Los máxi
mos tolerables son los siguientes:

Temperatura 35° C.

PH 4.5 - 10.0

Las figuras números 12 y 13 no presentan comportamientos definidos, lo cual es indicativo de cuerpos de agua inestables. Desde el punto de vista de estos dos parámetros, las descargas existentes no representan problema para el ecosistema de Acapulco, ya que los flujos aportados son diluídos en el volumen de la bahía.

4. 6.2.- DBO₅

El rango encontrado en las descargas varía desde 8 mg/l - hasta 43 mg/l., en la época de estiaje se presentan las mayores concentraciones de DBO₅. (Fig. # 14) lo cual indica que las lluvias efectúan una dilución en las aguas de las descargas disminuyendo de esa manera la concentración

de DBO₅. Las descargas de las Brisas y Nao Victoria son las que tienen los valores más altos, esto se debe a que en la primera se descarga el efluente de una planta de tratamiento de aguas negras y en la segunda existe un cámara de bombeo de aguas negras. En general las descargas tienen altos valores de DBO₅ lo cual es síntoma de descargas mezcladas. (agua negra y agua relativamente sin DBO₅).

4. 6.3.- DQO

Los resultados de DQO (Fig. # 15) comprueban lo expuesto

para la DBO_5 . Las relaciones de DQO/DBO_5 en época de esti-³²
aje y en época de avenidas son respectivamente 2.36 y 3.6
lo cual es lógico observando que los escurrimientos pluvi-
ales arrastran materia vegetal que es considerada en el va-
lor de DQO , para éste parámetro también existen mayores va-
lores para la época de estiaje, que para la época de aveni-
das, lo cual es indicio de que las lluvias hacen una lim-
pieza del anfiteatro de Acapulco, y que al muestrear las -
descargas posterior a una lluvia se obtengan bajos valores
tanto de DBO_5 como de DQO .

4. 6.4.- Grasas y Aceites:

Las precipitaciones pluviales causan un efecto de dilución
en las descargas, disminuyendo la concentración de las gra-
sas y aceites (Fig. # 16); todas las descargas cumplen con
el reglamento que para las grasas y aceites tiene un máxi-
mo permisible de 70 mg/l., en época de estiaje se presen-
tan las mayores concentraciones de grasas y aceites, dismi-
nuyendo en época de avenidas, todas las descargas presen-
tan bajos valores, pero la descarga del Acapulco Continen-
tal presenta en época de estiaje un valor promedio de 64.62
mg/l., lo cual se considera alto porque la playa a la cual
descarga es una de las más concurridas por el turismo.

4. 6.5.- Detergentes:

A causa de las lluvias, existe un lavado de la tierra y ésta a su vez proporciona detergentes (Fig. # 17) los cuales son producto principalmente de los arroyos, los que son usados por algunas personas para tirar principalmente los desechos de lavado de ropa. Los detergentes es el parámetro más influenciado por los escurrimientos pluviales y el cual aumenta a causa de estos, muy especialmente en Playa Honda donde se tiene un valor promedio de 9.2 mg/l., en general en todas las descargas se tienen altos valores de detergentes.

4. 6.6.- Nitrógenos:

Es invariable que las concentraciones de las diversas formas en las cuales se presenta el nitrógeno son mayores en época de estiaje que en época de avenidas, lo cual es indicio de las diluciones que producen los escurrimientos pluviales (Fig. # 18, 19 y 20).

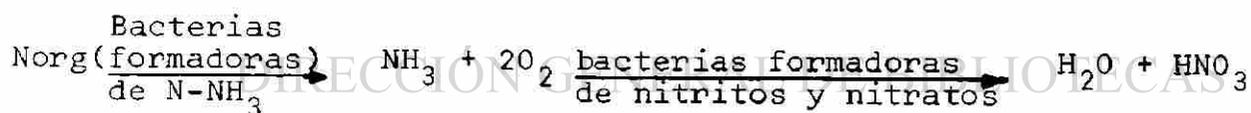
El N - NH_3 varía de 0.57 a 2.35 mg/l. Con un valor promedio de 1.7 mg/l. en época de estiaje y en época de avenidas varía de 0.665 a 2.24 mg/l. con un valor promedio de 1.27 mg/l.

El N - NO₃ varía de 1.51 a 12.74 mg/l. con un valor promedio de 5.76 mg/l. en época de estiaje y en época de --
avenidas varía de 0.456 a 4.28 mg/l. con un valor promedio de 1.94 mg/l.

El N - Org. varía de 0.65 a 3.11 mg/l. con un valor promedio de 1.53 mg/l. en época de estiaje y en época de aveni
das varía de 0.78 a 2.85 mg/l. con un valor promedio de
1.57 mg/l.

Bioquímicamente no se pueden establecer relaciones directas entre las distintas formas de nitrógeno ya que además de bacterias intervienen factores fisicoquímicos, la siguiente reacción se utilizaría para hacer una interpretación bioquímica:

ción bioquímica:



De acuerdo a los resultados obtenidos se pensaría que en época de avenidas debe haber mayor actividad biológica - con respecto al nitrógeno y por consecuencia una mayor - concentración de N en sus diversas formas, pero la dura
ción de las precipitaciones pluviales es tan corta y los escurrimientos tan rápidos que prácticamente existe una limpia del sistema tierra y así posterior a cada lluvia

existen bajas concentraciones de materia en el agua, excepto para los detergentes. El $N-NH_3$ se considera como una medida de la edad de la descarga, de acuerdo a los valores obtenidos de $N-NH_3$ y $N-org.$, se pueden considerar las descargas de poco tiempo de escurrimiento principalmente la Mini Brisas y la Nao Victoria (tienen mayores valores de $N-Org$ que de $N-NH_3$). La descarga de caletilla se puede considerar como un contribuyente muy importante en $N-NO_3$ (casi equivalente a una descarga de aguas negras).

4. 6.7.- Fosfatos Totales:

Su comportamiento es similar al de los nitrógenos, varía desde 0.38 hasta 1.68 mg/l. con un valor promedio de 1.06

mg/l. en época de estiaje y en época de avenidas tiene una variación desde 0.35 hasta 0.52 mg/l. con un promedio de 0.70 mg/l. (Fig. # 21).

La relación que existe de NO_3/PO_4 en época de estiaje es de 5.43 y en época de avenidas de 2.8.

4. 6.8.- Organismos Coliformes:

Existen organismos patógenos que pueden ser descargados -- por las gentes infectadas con enfermedades. Cada persona -- descarga de 100 a 440 billones de organismos coliformes --

(bacterias) por día y que se encuentran en su tracto intestinal, además de otras clases de bacterias.

Debido a que el número de organismos patógenos son pocos y difíciles de aislar, el organismo coliforme el cual es más numeroso y más fácilmente identificable, es usado como un organismo indicador. La presencia de organismos coliformes es tomada como una indicación de que organismos patógenos pueden también estar presentes, y la ausencia de organismos coliformes es tomada como una indicación de que el agua está libre de organismos productores de enfermedades.

Tanto los coliformes totales, fecales y estreptococos fecales son menores en época de avenidas que en época de estiaje, lo cual indica que las precipitaciones pluviales efectúan una limpia de la superficie de la tierra y de esa manera las descargas transportan menor carga de organismos.

4. 6.9.- Gastos:

De un aforo efectuado al 24 de Noviembre de 1977 se obtuvieron los siguientes resultados de las descargas muestreadas:

DESCARGAQ(l/seg.)

37

Caletilla	5.62
Acapulco Continental	32.00
Las Brisas	20.00
Mini-Brisas	1.00

Considerando que las descargas aforadas conservan un flujo aproximadamente constante, se pueden calcular las cargas

de materia que llega a la bahía por ese conducto; para

la DBO_5 se tiene lo siguiente:

<u>DESCARGA</u>	<u>DBO_5 (mg/l)</u>	<u>Q(l/seg)</u>	<u>Carga (mg/s)</u>	<u>Carga Kg/día</u>
Caletilla	9.33	5.62	52.43	4.53
Mini-Brisas	34.85	1.00	34.85	3.01
A. Continental	13.96	32.00	22.98	1.98
Las Brisas	29.89	20.00	24.94	2.15
			TOTAL:	9.52

La descarga de Mozimba tiene las siguientes características $Q=0.5 \text{ M}^3/\text{seg.}$ y $DBO_5=203 \text{ mg/l.}$, con una carga de 101.5 gr/seg.

Comparando los datos anteriores se tiene lo siguiente; la descarga de Mozimba en 94.0 segundos supe las 4 descargas que llegan a la Bahía (la) además comparando su volumen de escurrimiento con el volumen de la Bahía y el olea n r presentan un problema en su autopurificación.

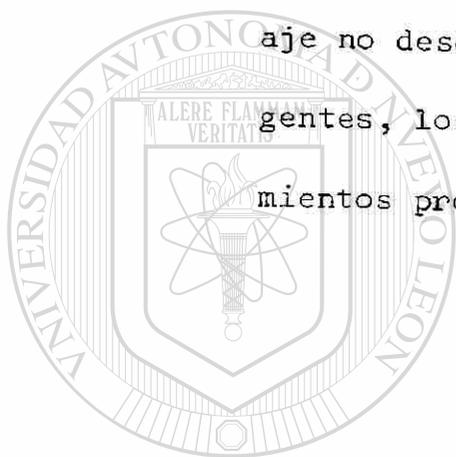
De acuerdo a los parámetros temperatura y potencial de hidrógeno las descargas muestreadas, no representan ningún problema para el ecosistema de Acapulco, puesto que los cambios que de temperatura y potencial de hidrógeno pueden producir en el agua de la Bahía de Acapulco son muy insignificantes, esto debido principalmente a la -- ausencia de descargas industriales.

Con los valores altos que se tienen de DBO_5 Y DQO se indica la presencia de descargas de agua negra, se obtiene una idea de la fuerza de la descarga con respecto a la DBO_5 si se compara ésta con un drenaje común débil,

el cual tiene un valor de 100 mg/l (Metcalf, tabla 7-3), las descargas Las Brisas y Nao Victoria para nuestro caso en particular las consideramos como descargas de aguas negras puesto que la DBO_5 que transportan así como la cantidad del agua requerida para su uso, así lo justifican.

La descarga del Acapulco Continental es la que representa los valores más altos en grasas y aceites y casi se aproximan al límite máximo permisible (70 mg/l) para descargas de uso industrial a los cuerpos de agua. Estos va

lores altos son a causa de que todas las descargas transportan agua que de alguna manera es usada por los pobladores; de los lugares aledaños a ellas, estas transportan los desechos de agua de esos pobladores ocasionando en este caso altas concentraciones de detergentes. En Playa Honda se registran los valores más altos en época de avenidas, lo cual se debe a que en este riachón no descarga pero se acumulan en su cauce los detergentes, los cuales al ser arrastrados por los escurrimientos producen altos valores de ese parámetro.

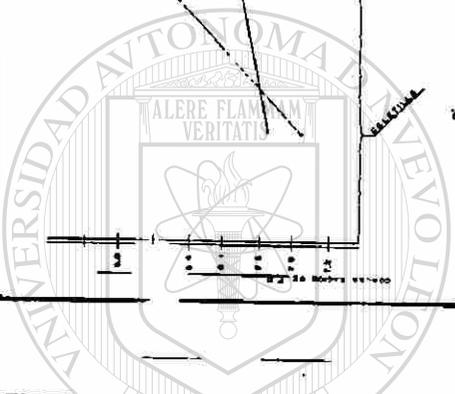
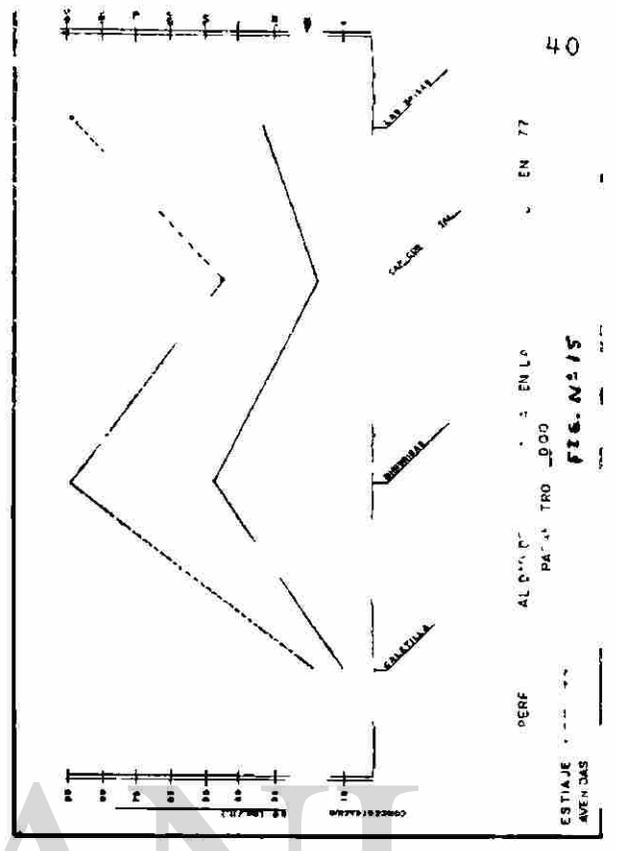
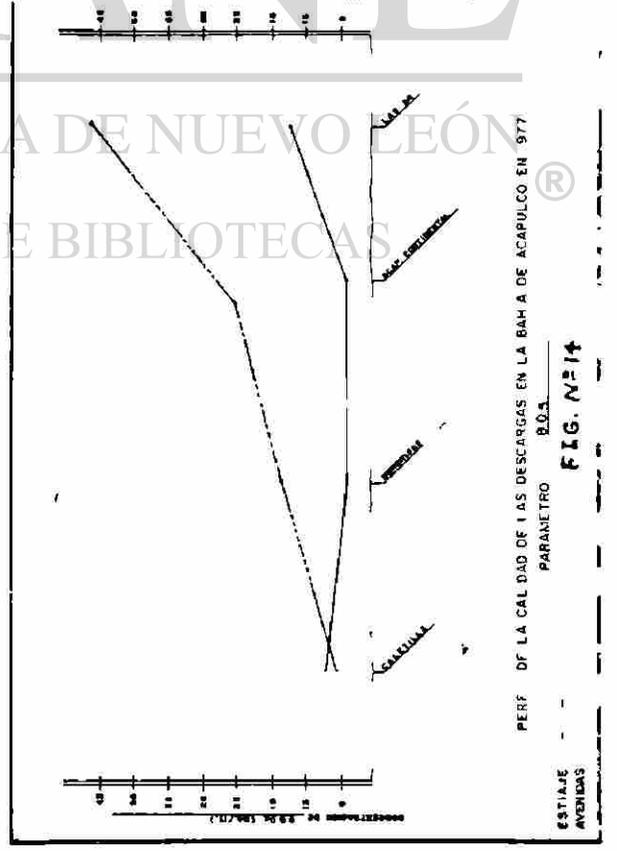
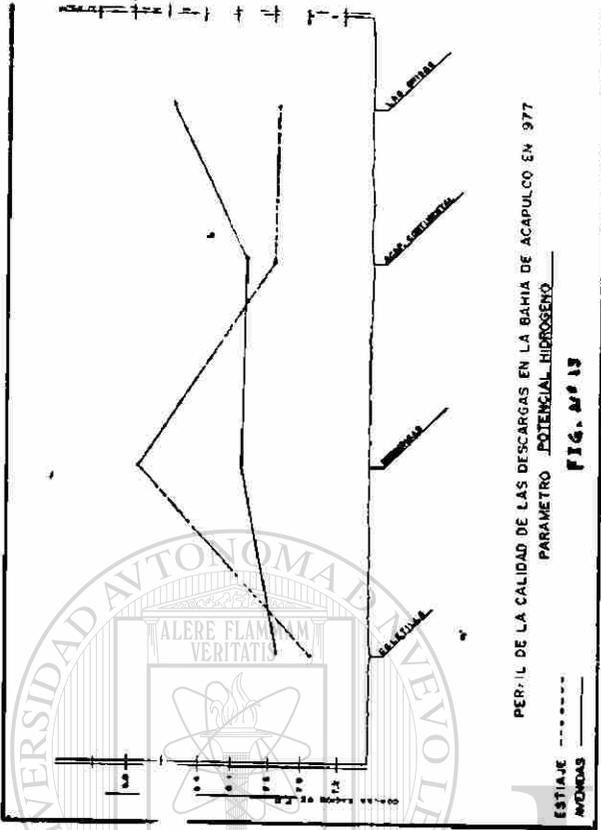
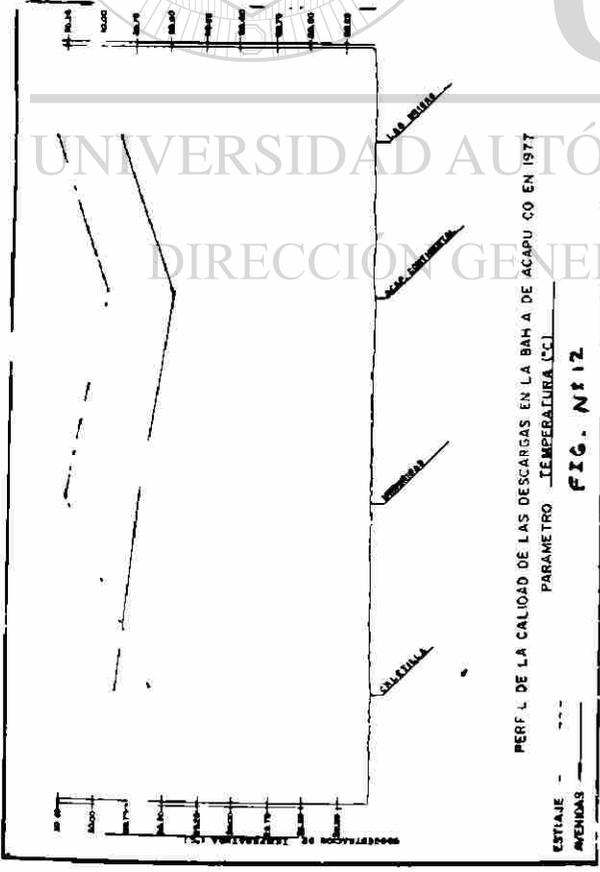


UANL

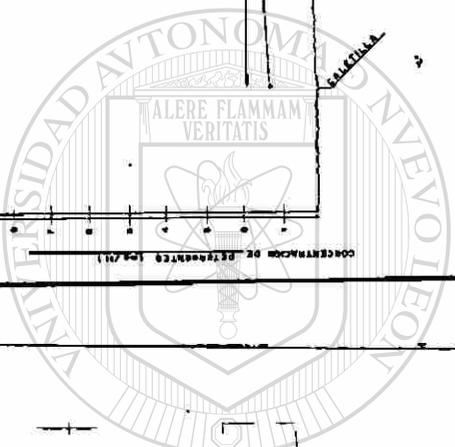
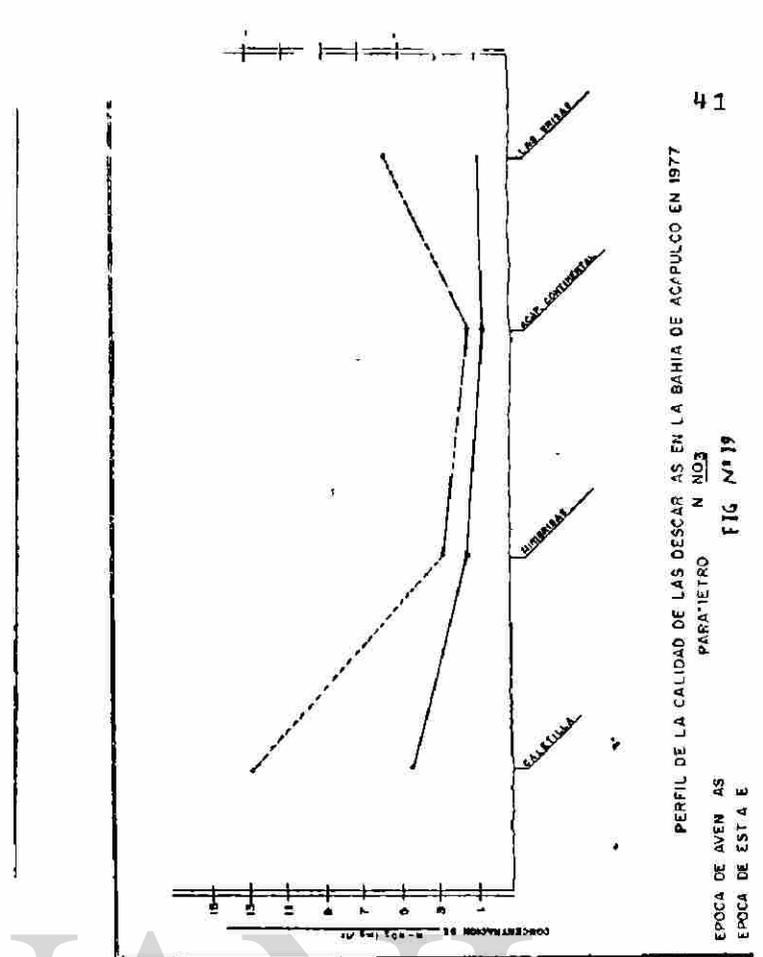
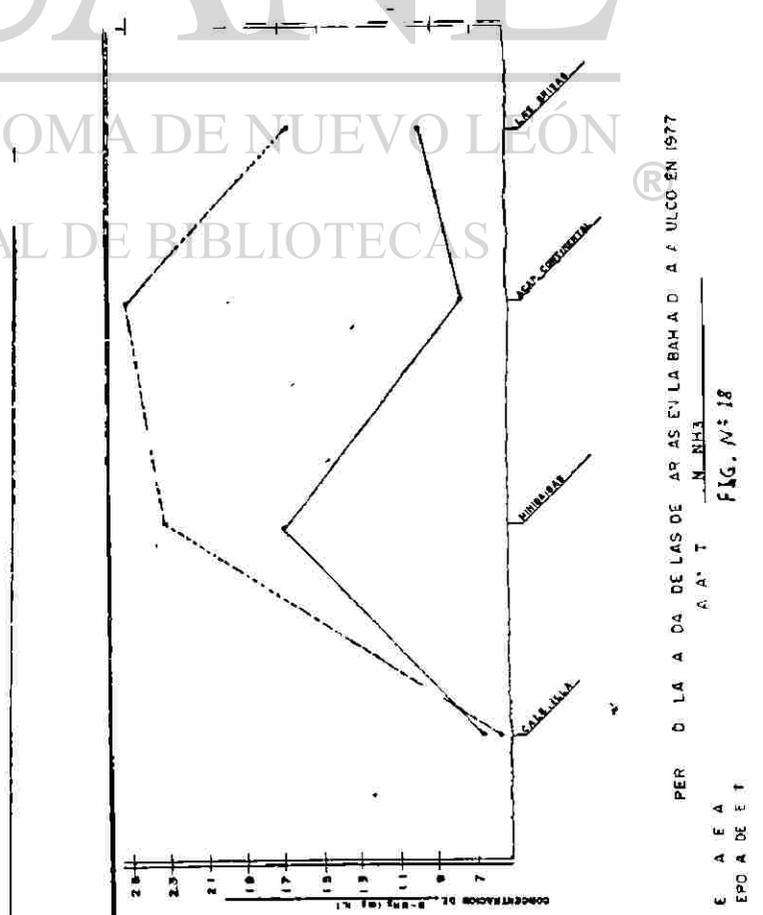
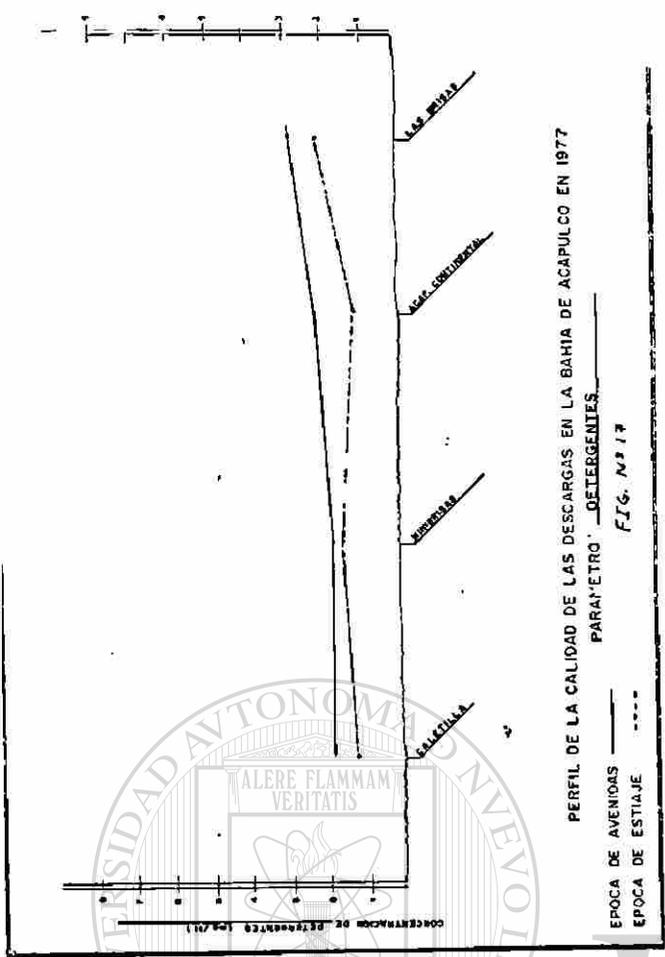
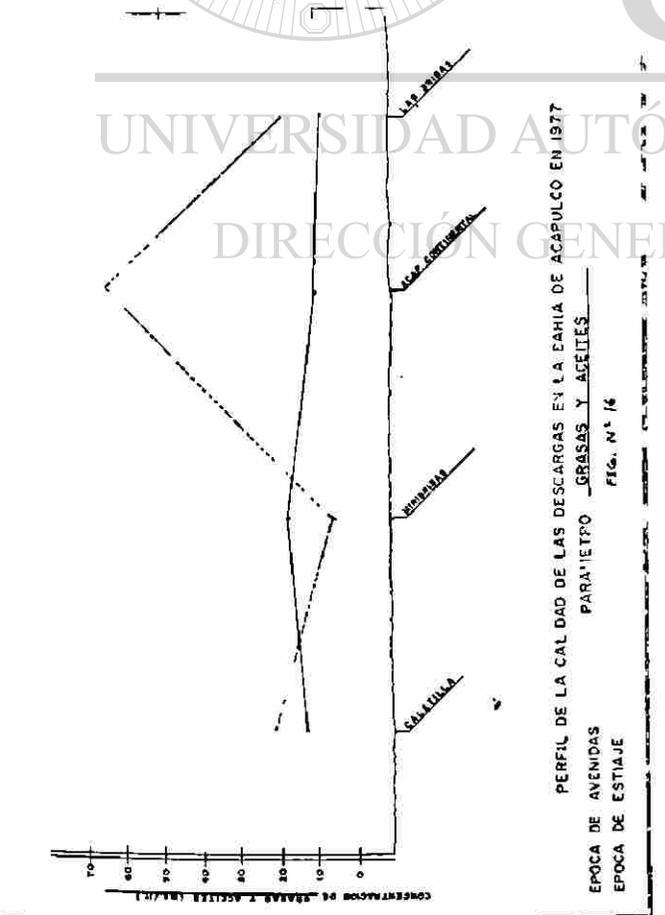
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



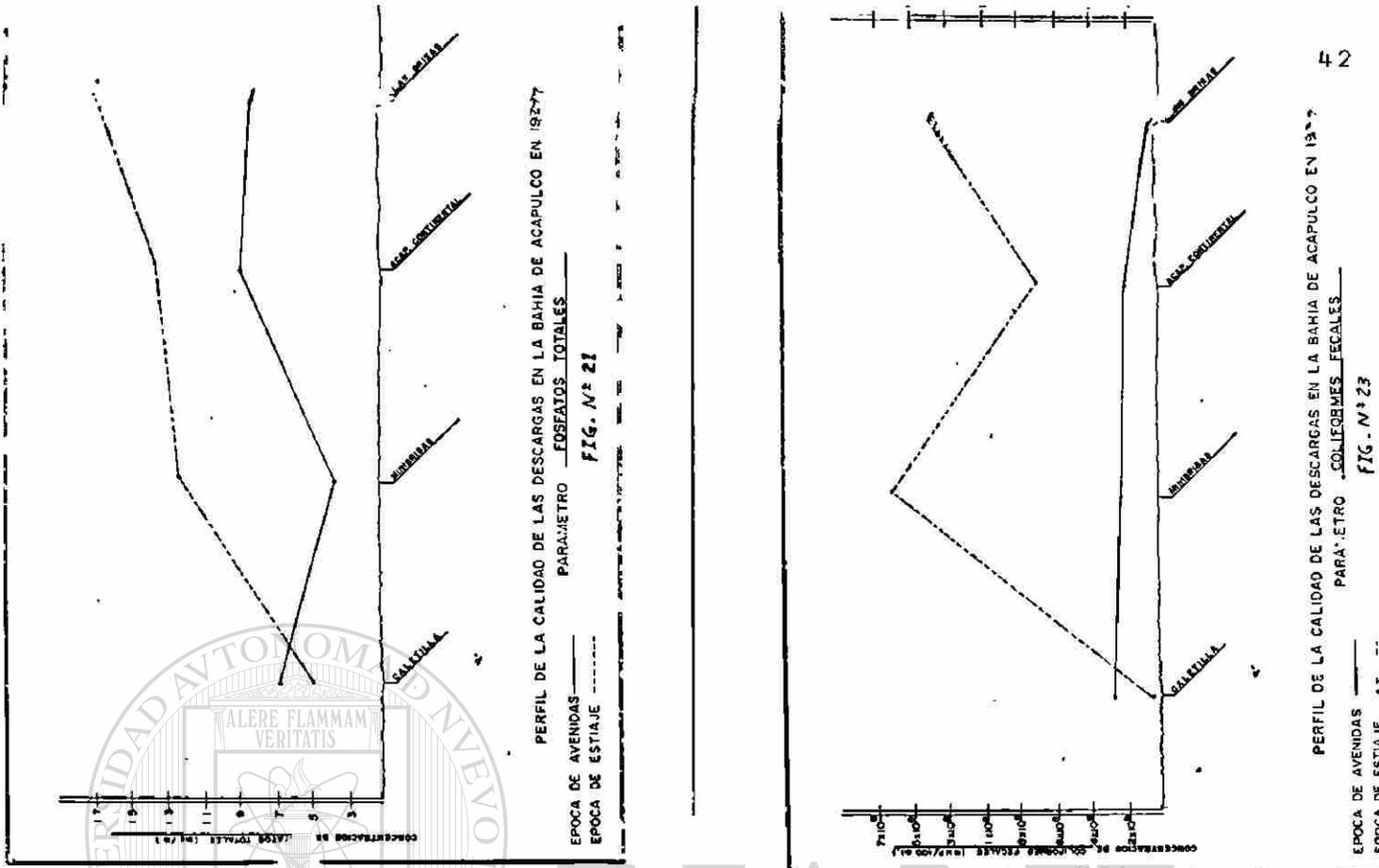
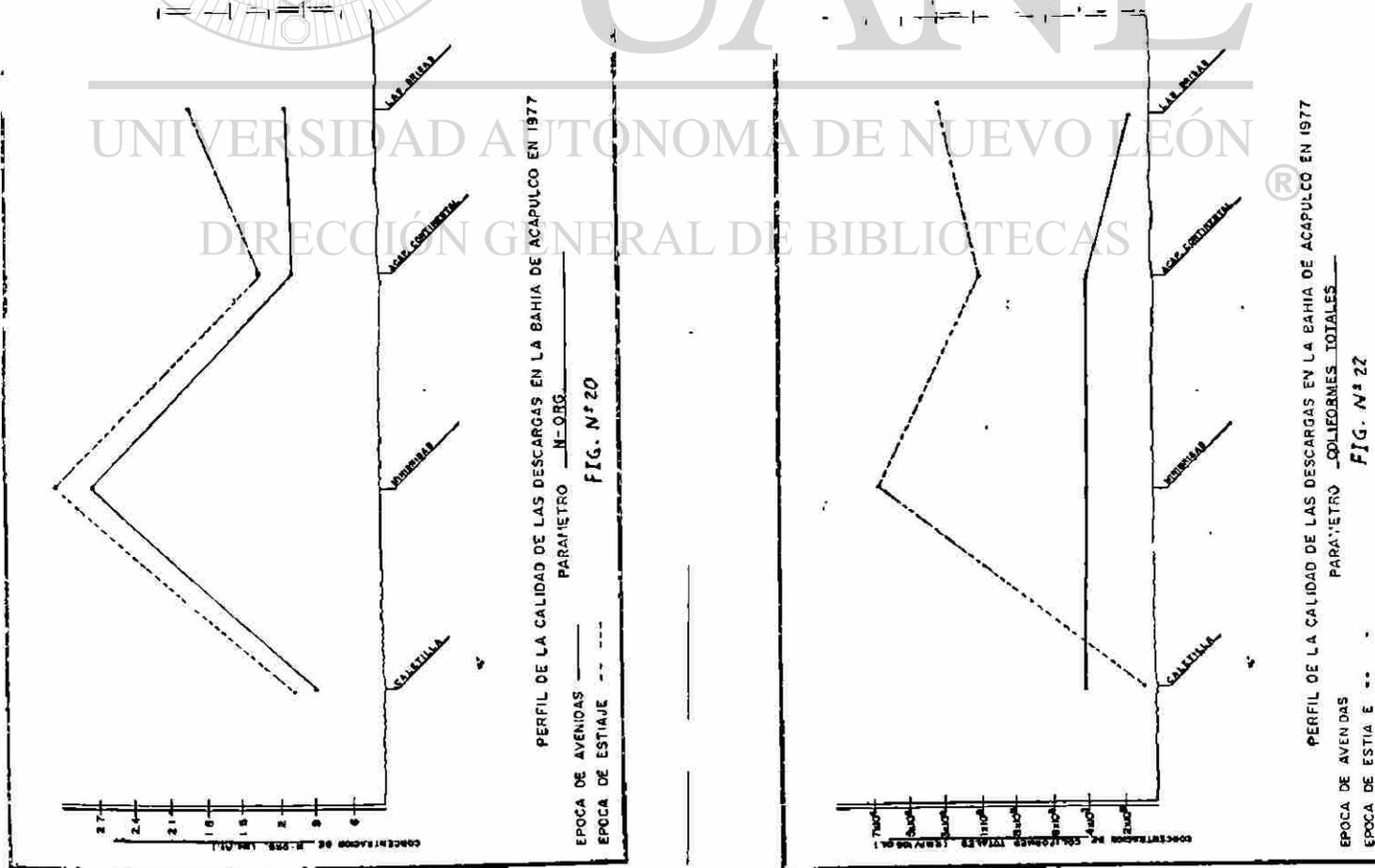
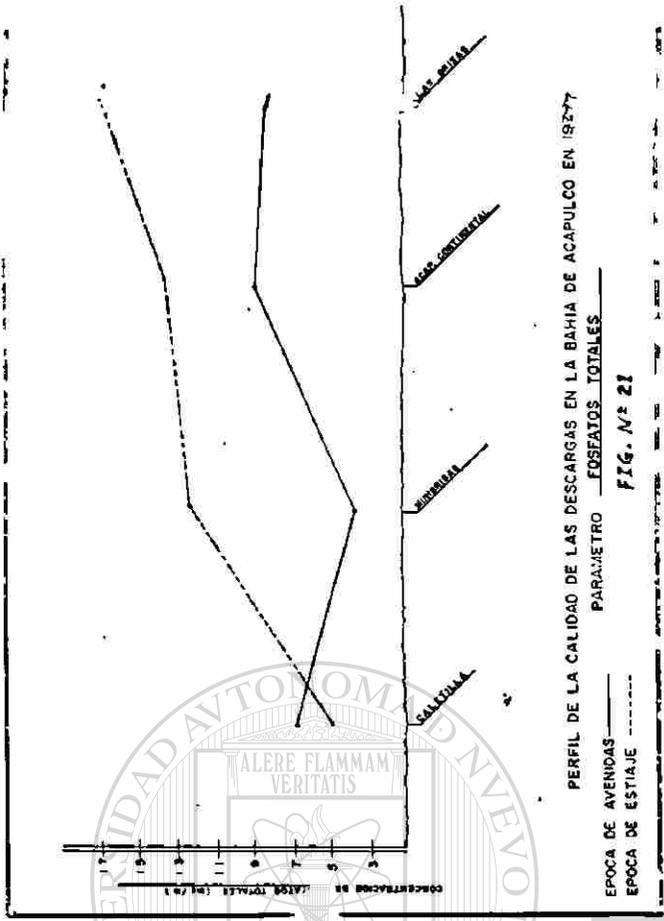
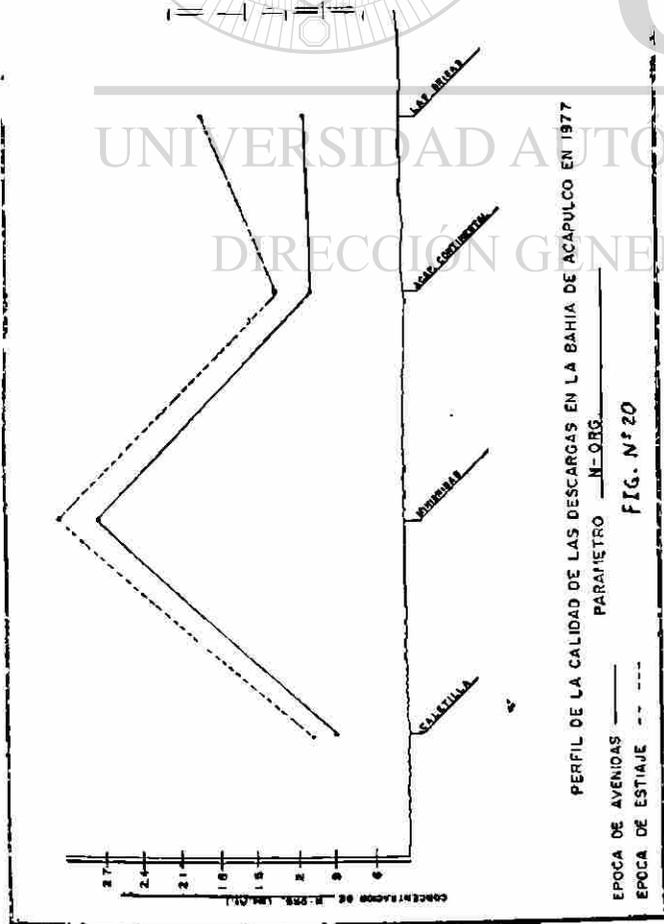
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCION GENERAL DE BIBLIOTECAS



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



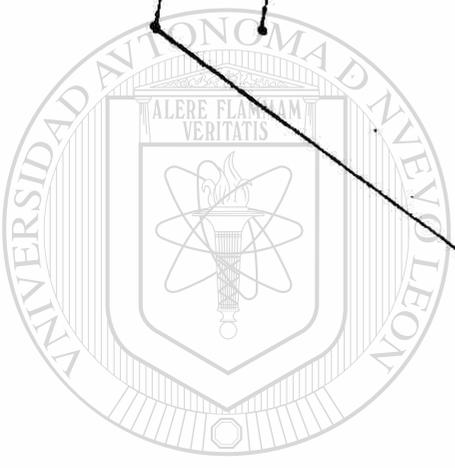


PERFIL DE LA CALIDAD DE LAS DESCARGAS EN LA BAHIA DE ACAPULCO EN 1977.

PARÁMETRO: ESTREPTOCOCOS FECALES

EPOCA DE AVENIDAS —————
 EPOCA DE ESTIAJE - - - - -

FIG. N: 24



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

CAPITULO V

Sondeo del Fondo de la Bahía de Acapulco, Gro.-

Los sedimentos son introducidos a la Bahía por arroyos, erosión de las costas, por actividad biológica y por el mar. En la mayoría de los estuarios y bahías las descargas por lavado de la tierra han sido la principal fuente de sedimento.

Las acumulaciones de sedimento pueden ser movidas por las corrientes oscilatorias de marea, cualquier movimiento es debido principalmente a las diferentes trayectorias de porciones de agua en el reflejo y flujo de corrientes.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Como es el caso de la Bahía de Acapulco, la actividad del hombre puede afectar la entrada de sedimentos. El espacio de tierra para cultivos o construcciones incrementan la producción de sedimentos.

Terminología sugerida para las partículas.

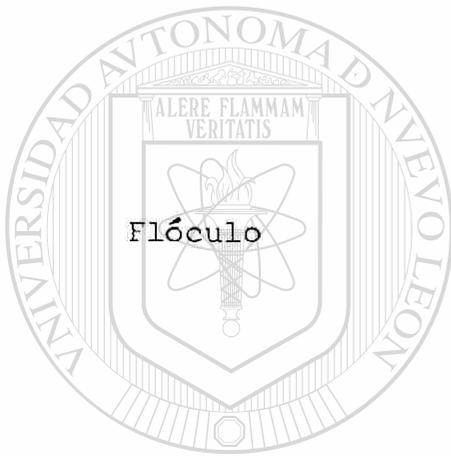
Término

Definición

45

Aglomerado

Es una partícula compuesta de dos o más partículas individuales mantenidas juntas por fuerzas cohesivas relativamente débiles. Los aglomerados pueden ser desligados por técnicas de dispersión ordinarias.



Flóculo

Es un aglomerado unido por fuerzas electrostáticas.

NOTA: Los flóculos forman un subconjunto del conjunto de todos los aglomerados.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Agregado

Es una partícula comprendida de dos o más partículas individuales unidas fuertemente por fuerzas cohesivas. Los agregados son estables a las técnicas de dispersión normal incluyendo ultrasonización.

No se ha establecido un método para determinar cualitativa o cuantitativamente el grado de aglomeración de material suspendido en aguas naturales.

La aglomeración de partículas suspendidas juega un papel muy importante en la depositación de sedimento fino en la bahía.

Estudios de algunos organismos bentónicos han demostrado su importancia en la aglomeración y en la sedimentación.

Las bacterias son también importantes en la aglomeración de partículas suspendidas. Su importancia ha sido demostrada.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

De acuerdo a Simmons (1966) las evidencias indican que las acumulaciones de sedimentos generalmente se forman en regiones de excesiva área de sección transversal, adyacente a las islas, bifurcaciones en canales, etc.

El sondeo en la bahía se realizó desde la curva batimétrica (de profundidad) de 35 metros aproximadamente, hasta la curva batimétrica de 5 metros aproximadamente, además de la Bahía de Acapul

co (que se dividió en 4 zonas) se consideró un muestreo de sedim entos en el canal de Boca Chica y dos muestreos en dos zonas desde el canal Boca Chica hasta Mozimba.

Los siete muestreos considerados se llevaron a cabo del 14 - de Julio hasta el 21 de Noviembre de 1977. Las zonas son las siguientes y se muestran en la figura # 25.

La metodología fué la siguiente; se dividió la Bahía de Acapulco en 4 zonas el área de estas se consideró de acuerdo a su situación, así tenemos que la zona de atracadero y la de Aguas - Blancas - Hornos son las más pequeñas, con respecto a la de Ritz ondesa y la de Costa Azul - ICacos. En la zona de atracadero - se tienen pocas corrientes, por lo cual la basura sedimentada - que es arrojada en esa zona tiende a permanecer en ese lugar.

En la zona Aguas Blancas - Hornos descargan los arroyos que drenan las dos cuencas más grandes del anfiteatro, como son el arroAguas Blancas y El Camarón, que transportan una cantidad de todo tipo de materiale .

Las zonas seleccionadas son:

- 1.- Atracadero
- 2.- Aguas Blancas - Hornos
- 3.- Ritz - Acapulco Continental - Condesa
- 4.- Costa Azul - Icacos
- 5.- Canal Boca Chica
- 6.- La Angosta
- 7.- La Playa Olvidada - Mozimba

Posteriormente a la selección de las zonas, se seleccionan los puntos de inspección y muestreo, el número de estos se determin

nó en base principalmente al equipo disponible; su localización se logró de acuerdo a una disposición en un plano cuadrulado[®] lo cual facilita por su simetría cualquier análisis que de las observaciones hechas y de los resultados de laboratorio se quieren hacer.

5. 1.- Análisis de los sedimentos

Se consideraron los siguientes análisis de los sedimentos:

- Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO_5)
- Demanda Química de Oxígeno (DQO)

- Materia Orgánica
- Materia Inorgánica
- Peso de Sales

5.2.- Mediciones de campo

- Profundidad del sondeo
- Espesor del sedimento

5.3. Equipo utilizado

- Una lancha
- Un equipo completo de buceo
- Una hielera para conservar las muestras a 4°C.

5.4.- Frascos de boca ancha

- Una varilla para medir el espesor del sedimento
- Una cuerda para medir la profundidad del sondeo

5.4.- Como tomar las Muestras

Estando el material en la lancha se procedía a tomar puntos de referencia para localizar los lugares de muestreo, logrando esto, bajaba el buzo con un frasco y la varilla (graduada y con una argolla corrediza de hule para fijar el espesor del sedimento) amarrada de una cuerda con la -

cual se medía la profundidad del sondeo, después la muestra se metía en la hielera para conservarse y llevarse y llevarla posteriormente a el LABCOBA (S.A.R.H.) para su análisis. Se anotaban las observaciones efectuadas.

5.5.- Análisis y Mediciones

En los siete muestreos se obtuvieron 67 muestras y se hicieron 323 determinaciones en el laboratorio. En el campo se efectuaron 134 mediciones.

5.6.- Los resultados y las conclusiones se muestran a continuación:

(ver figuras VI. 1. a IV. 48)

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

5.7.- Características de las áreas muestreadas y de los lugares a los que se les ocasiona daños a ellas.

5.7.1.- Zona de Atracadero; es el lugar usado para el establecimiento de todas las embarcaciones que navegan por la Bahía de Acapulco, las cuales es común que eliminan sus desechos en ese lugar, así mismo existen algunas descargas de aguas pluviales en el muelle y en playa honda. Ese lugar se caracteriza por

tener corrientes de agua lentas. La mayor parte del área poblada del club de Yates se caracteriza por disponer sus aguas residuales en fosas sépticas. Se localiza en la parte oeste de la Bahía (Fig. 26)

5.7.2.- En la zona del Agua Blancas - Hornos; el área poblada es la más densa de la ciudad de Acapulco y además posee las dos cuencas más grandes y por lo tanto los dos arroyos más grandes del anfiteatro, los cuales arrastran con los escurrimientos pluviales la mayor cantidad de materiales que llegan a la Bahía por ese conducto. Se localiza al este de la zona de atracadero (Fig. 27)

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

5.7.3.- La zona Ritz - Acapulco Continental - Condesa; se caracteriza por ser el área de corrientes de agua más fuertes (y en el sentido de oeste a este), tiene dos arroyos el Magallanes y El Garita, este último que es una descarga continua de agua a la Bahía, la clase de población que habita en el lugar es principalmente de clase media. Se localiza al este de la zona de Aguas Blancas - Hornos. (Fig. 28)

- 5.7.4.- La zona de Icacos; Es la zona de atracadero de los barcos de la Armada y de barcos petroleros, es un lugar de poca corrientes de agua y en el lugar descarga el arroyo Icacos el cual arrastra los materiales que arrojan los pobladores de las zonas altas, debido a los pocos servicios públicos que existen. Se localiza en la parte este de la Bahía y - al este de la zona Ritz - A. Continental - Condesa (Fig.- 29).
- 5.7.5.- Canal Boca Chica es la comunicación que existe del mar abierto (parte oeste) con la bocana de la Bahía (sur) por lo cual es un lugar de corrientes de agua fuertes con escurrimientos pluviales de la isla Roqueta y de las partes altas de Caleta y Caletilla, el lugar tiene la menor densidad de población de la ciudad (Fig. 30).
- 5.7.6.- Zona del Canal Boca Chica y Mozimba, es la zona de mayor cantidad de corriente ya que se encuentra en mar abierto y sus orillas son acantilados, el lugar es muy poco poblado, ahí -- descargan los emisores del sistema del alcantarillado pluvial y del sistema de alcantarillado sanitario. El fondo de ese lugar es sumamente rocoso y arenoso (Fig. 31).

5.8.- ZONA DE ATRACADERO

DISCUSION

14 JULIO DE 1977.

5.8.1.- Observaciones:

Se seleccionaron 12 puntos de observación y de muestreo, los cuales quedaron distribuidos en toda la zona, separados entre sí cada 300 metros.

De acuerdo a las observaciones, en los puntos de muestreo se encontró que frente al muelle y al lado norte y este del Club de Yates existen algunos materiales conocidos -

como basuras. La característica general es la presencia

de fango en toda la zona, la cual es un indicador de poco movimiento del agua y de un tiempo largo de oxidación de la materia orgánica depositada en la zona.

5.8.2.- Curvas de espesor de sedimento:

De acuerdo a las curvas de espesor de sedimento obtenidas, estas tienen una distribución lógica de acuerdo a la batimetría de la zona, aumentando en espesor a ir en aumen

to la profundidad, ya que hay un transporte de sedimento por acción de las fuerzas de gravedad y por las corrientes submarinas, hasta las partes más profundas de la zona.

5.8.3.- DBO_5

Tal parece que las descargas de escurrimientos pluviales del muelle y de Manzanillo son los principales contribuyentes de DBO_5 a esa zona. La materia biodegradable se deposita en la zona, esos depósitos se oxidan mayormente en la orilla de la zona ya que hay una mayor turbulencia por el movimiento propio del agua y por las embarcaciones, dis-

minuyendo la aereación hacia el centro y por lo tanto ocasionando un aumento de DBO_5 en ese lugar.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Existe un movimiento lento tanto del sedimento como del agua en el club de Yates, lo cual ocasiona una mayor DBO_5 en ese lugar.

5.8.4.- Sólidos totales y sólidos inorgánicos.

Las distribuciones de las curvas de concentración de sólidos totales aumentan rumbo al muelle y disminuyen rumbo a la playa Manzanillo, respecto a estas dos distribuciones -

se puede decir lo siguiente: en la playa Manzanillo, debido a una mayor turbulencia, existe una disminución en los sólidos orgánicos y poca compactación, lo cual ocasiona una baja concentración de los sólidos totales en el lugar o en el muelle a causa de que hay un lento movimiento del fondo y poca aereación esto ocasiona una compactación del sedimento y por lo tanto un aumento en la concentración de sólidos totales y sólidos inorgánicos.

8.5.- Sólidos orgánicos.

Tienen una distribución muy semejante a la de los sólidos totales y sólidos inorgánicos, se acumulan gradualmente en las descargas del muelle y en el Club de Yates lo cual ocasiona un aumento en la materia orgánica en esos lugares; en el Club de Yates hay poca aereación por lo tanto alta concentración de materia orgánica y frente al muelle por la aereación que proporcionan las lanchas y poca profundidad existe una baja concentración de materia orgánica.

5.8.6.- Inventario de los parámetros determinados en la zona de Atracadero.

Area muestreada	=	407,288.84 m ²
Volúmen de lodo	=	142,244.63 m ³
Carga de D B O	=	130,252.90 Kg.

MUESTREO EFECTUADO EL 14 DE JULIO DE 1977.

Sólidos orgánicos	=	342.12 Ton.
Sólidos inorgánicos	=	7062.33 Ton.
Sales	=	136.04 Ton.

Sólidos totales = 7557.82 Ton.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

NOTA: Todos los inventarios de los parámetros analizados[®] - fueron calculados por el autor de esta tesis y se encuentran en el CEEBA (Centro de Estudios ecológicos de la Bahía de Acapulco, S.A.R.H.).

5.9.- ZONA AGUAS BLANCAS - HORNOS.

5.9.1.- Observaciones:

Se encontró que en la descarga del arroyo Aguas - Blancas, son depositadas las basuras que transporta, las cuales - - tienen una distancia de influencia de hasta 250 mts. de la Playa el arroyo Camarón, proporciona a los sedimentos menor cantidad de basura.

5.9.2.- Espesor de Sedimentos.

De acuerdo al primer sondeo se tiene que el material sedimentable que transporta el arroyo Aguas - Blancas, sedimenta más notoriamente a los 350 mts. de la playa hasta 21 -- cms. de profundidad de sedimento.

De acuerdo al segundo sondeo (una semana después), se observó que la mayor capa de sedimento en la zona se localiza a 800 mts. de la playa lo cual nos muestra la dinámica del sedimento ya que se tienen distribuciones de la profundidad del sedimento, completamente diferentes.

Se observa en los dos sondeos que se tiene una mayor influencia en la zona del arroyo Aguas - Blancas que del Camarón.

5.9.3.- DBO_5

De acuerdo a su distribución la DBO_5 se acumula a 700 metros de la playa y entre los dos arroyos Aguas - Blancas y Camarón; pero se nota una cierta mayor influencia del arroyo Aguas - Blancas, ayudado aparentemente por una corriente submarina paralela a la playa y que viaja del oeste al este.

5.9.4.- DQO

De acuerdo a una distribución en la zona, hasta 700 mts. - frente a el arroyo Aguas - Blancas la DQO vá en aumento gradual y así mismo a 300 mts. de la playa, el arroyo Camarón proporciona una distribución la cual aparentemente se encuentra influenciada por una corriente paralela a la playa y que se dirige del oeste a el este, desplazando de esa manera el sedimento hacia esa dirección.

5.9.5.- Materia orgánica.

Existe un aumento gradual hacia mar afuera, la materia orgánica vá desde la playa y llega hasta 800 mts. de ella, de lo cual se puede deducir que existe una oxidación gradual que -

va de la playa hacia afuera de la misma.

5.9.6.- Sólidos totales y Sólidos inorgánico .

Existe una variación gradual en la concentración u volumen aumento, al aumentar en profundidad y en distancia de la playa, esa mayor cantidad de sólidos totales se encuentra a 7 mts. de la playa y entre los arroyos Aguas - Blancas y Camarón, por otro lado también existe una influencia grande de la corriente submarina que vá del oeste a el este y que acumula sedimentos al este del arroyo Camarón.

5.9.7. Sales.

El peso de las sales en el sedimento aumentan de acuerdo a la profundidad de la columna de agua, lo cual es corroborado por estudio de estratificación por densidad (Lizasoain, A.R.H. 1976).

9 8. Inventario de los parámetros determinados en la zona.

Aguas Blanca Horno 15 de Agosto 1976.

muestra trepada 1100 HAS
Volúmen de todo - 36.29 m

Materia inorgánica	=	7747.48 Ton.
Sólidos totales	=	8251.79 Ton.
Sales en el lodo	=	109.08 Ton.
Carga de D Q O	=	737.24 Ton.
Carga de D B O	=	108.98 Ton.
Relación DQO/DBO	=	8.02

5.10.- Ritz - Acapulco Continental - Condesa 25 Agosto 1977.

5.10.1.- Observaciones:

Frente a la playa Condesa se encontró un alto porcentaje de arena, lo cual puede ser interpretado como que en el lugar

existe una fuerte corriente submarina la cual tiene indicios de dirigirse de oeste a este paralela a la playa, lo cual es deducido por los surcos en la arena que forman las corrientes submarinas fuertes.

5.10.2.- Profundidad de sedimento.

Existe una variación gradual en la profundidad de sedimento, incrementándose al aumentar la profundidad de la columna de agua, esa variación en aumento termina a 850 mts. de la playa

y frente al Farallón del Obispo, está acumulación de sedimento en ese lugar es debido principalmente en que allí se encuentra una depresión del terreno, lo cual hace que el sedimento por acción de la gravedad se desplace a ese lugar.

5.10.3.- DBO_5

El arroyo Magallanes presenta una distribución ascendente de DBO_5 al aumentar la profundidad lo cual resulta en una distribución lógica de acuerdo a como disminuye el grado de aereación; el arroyo Garita presenta el mismo fenómeno, pero a una mayor profundidad de columna de agua.

5.10.4.- DQO

De acuerdo a las curvas de distribución de la DQO, se presenta una variación ascendente de acuerdo a como disminuye el grado de aereación, ambos arroyos el Magallanes y La Garita presentan sus respectivas acumulaciones el Magallanes presenta una acumulación de DQO a 950 mts. de la playa y la Garita presenta una acumulación de DQO a 1,200 mts. de la playa.

5.10.5.- Sólidos totales y Sólidos inorgánicos.

En la zona, de acuerdo a lo encontrado en los anteriores -
muestreos no se obtiene un aumento en los sólidos totales
al aumentar la profundidad en la columna de agua, aquí no
se obtiene una compresión del sedimento, para lo cual se -
puede pensar que es afectada por las corrientes submarinas
más fuertes que en las otras zonas y que provocan una re -
suspensión de material sedimentado.

5.10.6.- Sólidos orgánicos.

Existe en la zona una distribución completamente lógica res
pecto a la materia aumentando su concentración al ir aumen-
tando la profundidad en la columna de agua y disminuyendo -
de esa manera la aereación , las curvas de isoconcentración[®]
de materia orgánica se distribuyen uniformemente paralelas
a la playa, por lo cual no se presenta alguna preponderancia
por parte de alguno de los arroyos.

5.10.7.- Sales.

La concentración de sales aumenta uniformemente con la pro--
fundidad, excepto frente al Hotel Acapulco Continental, en -

donde la concentración es afectada por el arroyo Garita.

5.10.8.- Inventarios de los Parámetros determinados en la zona Ritz - A. Continental - Condesa.

Area muestreada	=	300.0 HAS.
Volúmen de lodo	=	347,397 m ³
Sólidos totales	=	18,084.67 Tons.
Sólidos inorgánicos	=	17,365.87 Tons.
Sólidos orgánicos	=	529.71 Tons/
Sales	=	226.75 Tons.
Carga de D B O	=	204,813.62 Tons.

Carga de D Q O = 1,090.14 Tons.

Relación DQO/DBO = 5.19

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Muestreo efectuado el 25 de Agosto de 1977.

5.11.- Costa Azul - Icacos 9 de Sep. de 1977.

5.11.1.- Observaciones:

Frente a la Playa Costa Azul y a un lado de la Playa Cond_ sa se encontró una pequeña zona de arena la cual es una --

continuidad del lugar localizado en el muestreo anterior -
y que está frente a la Playa Condesa.

Esa zona tiene las mismas características encontradas anteriormente como son franjas o surcos de arena paralelos a la playa y esto nos hace suponer con bastante exactitud que la corriente submarina es bastante fuerte y que además va dirigida del oeste al este.

El agua en el fondo frente a la playa Brisas es bastante --
fría por lo que se podría pensar en una corriente de agua -
que proviene de mar adentro o bien de agua con poco movi--
miento.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

.11.2.- Profundidad de Sedimento.

Frente a la playa del Secreto a 300 mts. (lado norte), se -
encuentra una depresión del fondo la cual ocasiona que haya
una acumulación de sedimento por acción de la gravedad en -
ese lugar.

5.11.3.- DB 5

Frente a la playa Costa Azul se presenta un aumento gradual

en la distribución de DBO_5 la cual concuerda con la disminución de la aereación con el aumento en la profundidad de la columna de agua.

Así mismo de la Playa Brisas hacia la zona de Icacos existe una disminución de la DBO_5 en su distribución, lo cual nos hace pensar en un aumento gradual en la aereación desde la zona de Icacos hasta la playa Brisas por la presencia de una corriente desde el mar adentro lo cual aumenta la renovación de agua y por lo tanto la oxidación del sedimento y además por movimiento de corrientes provocadas cerca de la costa.

Es notorio una mayor DBO_5 frente a la Base Naval, lo cual nos indica una lenta aereación del lugar.

5.11.4.- DQO

Tiene un comportamiento inverso que el de la DBO_5 con excepción de la zona de Icacos en la cual hay una variación gradual aumentando en ese lugar la DQO. Por lo que respecta a la variación de la DQO esta va disminuyendo con respecto a un aumento en la profundidad de la columna de agua y disminuyendo de igual manera de las Brisas hasta frente a la - -

playa del Secreto.

5.11.5.- Sólidos totales y Materia inorgánica.

Las curvas de distribución tienen una variación de disminución con respecto a un aumento en la profundidad de la columna de agua, lo cual nos indica que el movimiento del flujo y reflujo del agua no influyen en las partes bajas, pero tal parece que existe una resuspensión del material sedimentado que se encuentra alejado de la playa, por lo que haya una disminución en la concentración de sólidos.

5.11.6.- Sólidos orgánicos.

Existe frente a Costa Azul una distribución de aumento en la concentración de la materia orgánica al ir aumentando la profundidad de la columna de agua esto se debe a que existe una mayor aereación del lado de la playa disminuyendo al alejarse de ella; de la misma manera existe un aumento del Brisas a la Playa del Secreto, lo cual indica un desplazamiento lento de la materia orgánica de enfrente de la playa del Secreto a las Brisas o bien que existe una alta oxidación que va en aumento de la Playa del Secreto a las Brisas.

5.11.7.- Sales.

Esta tiene una distribución la cual nos muestra que aumenta al ir en aumento la profundidad de la columna de agua.

5.11.8.- Inventario de los Parámetros determinados en la Zona Costa Azul - Icacos.

Arena muestreada	=	145.0 HAS.
Volúmen de lodo	=	257,746.3 m ³
Sólidos orgánicos	=	378.67 Ton.
Sólidos inorgánicos	=	15,594.87 Ton.
Sólidos totales (suma)	=	15,973.54 Ton.

Sólidos totales (calculados)= 15,858.93 Ton.

Carga de DBO₅ = 227.54 Ton. ®

Carga de DQO = 1,101.44 Ton.

Relación de DQO/DBO = 4.73

5.12.- Observaciones:

5.2.1.- Existen arrastres de sedimento de los lados del Canal hacia el centro y principalmente frente a Caleta y Caletilla.

Se encontró algo de basura en la ensenada la Palmita consistente principalmente en botellas, los cuales tienen su -

origen en las embarcaciones de paseos turísticos que navegan por ese lugar.

5.12.2.- Profundidad de Sedimento.

A causa de la pronunciada pendiente que existe en medio del canal y que se desplaza hacia la bocana de la Bahía de Acaapulco, existe una tendencia de movimiento de la sedimentos en esa dirección y por lo tanto una distribución que aumenta con la profundidad de la columna de agua.

5.12.3.- DBO_5

Hay una tendencia de DBO_5 de aumento hacia la ensenada la

Palmita la cual por sus características de poco movimiento produce una disminución de la aereación y por consiguiente un aumento en la DBO_5 en el lugar. Así mismo en el centro del canal y frente a las Playas Caleta y Caletilla, a causa de la extrema profundidad que existe en el lugar, hay poca aereación y esto proporciona una alta DBO_5 .

5.12.4.- DQO

A la entrada del canal existe una considerable corriente

marina, la cual proporciona turbulencia y disminución de DQO, la cual va en aumento al aumentar la profundidad de la columna de agua y esto ocasionado por una disminución en la fuerza de la corriente submarina y por lo tanto una disminución en la turbulencia lo cual ocasiona una disminución en la aereación y por lo tanto una disminución en la oxidación de la materia orgánica.

5.12.5.- Sólidos totales, Sólidos inorgánicos.

Según la distribución presentada, en las zonas de mayor turbulencia se obtiene menores concentraciones de sólidos totales e inversamente a mayor profundidad, mayor quietud y mayor concentración de sólidos totales, esto se observa frente a las Playas de Caleta y Roqueta y en la ensenada La Palmita lo mismo con respecto a la distribución de materia inorgánica. Las zonas de quietud proporcionan mayores densidades y mayores concentraciones de sólidos totales.

5.12.6.- Materia Orgánica.

Según la distribución tanto en la ensenada La Palmita como en el centro del canal se presentan zonas de quietud y por

lo tanto se tienen mayores concentraciones de materia orgánica.

.12.7.- Sales

En la entrada del canal (lado oeste) y en el centro del mismo se presenta un marcado aumento en la concentración de sales en relación a un aumento en la profundidad.

5.12.8.- Inventario de los Parámetros determinados en el Canal - Boca Chica.
4 de Octubre 1977.

Area muestreada	=	1000 HAS.
Volúmen de sedimento	=	95,599.4 m ³
Carga de DBO ₅	=	41,888 Kgs.
Carga de DQO	=	513.95Tons.
Carga de materia orgánica	=	141.49Tons.
Carga de materia inorgánica	=	4,493.81Tons.
Carga de Sólidos totales	=	4,650.92Tons.
Carga de sales	=	41.19Tons.
Relación DQO/DBO	=	12.53

5.13.- Zona La Angosta-Mozimba.

17 Oct. de 1977.

5.13.1.- Espesor de sedimento.

El espesor del sedimento se incrementa al aumentar la profundidad de la columna de agua frente a la Playa La Angosta. En los otros lugares muestreados existe sólo una mezcla de arena con fango.

5.13.2.- DBO_5

No hay una correlación uniforme a lo largo de los puntos de muestreo, pero si existen algunos valores altos frente a la Playa La Angosta, lo cual es lógico puesto que el lugar está encajonado y no hay corrientes tan fuertes como en los otros lugares.

5.13.3.- DQO

Existe un valor uniforme a lo largo de la costa a 4.0 gr/l. y se observa un aumento uniforme hacia la Playa La Angosta hasta un valor de 10.0 gr/l.

5.13.4.- Materia Inorgánica y sólidos totales.

Presentan valores que van desde 36.64 gr/1. hasta 64.9 - gr/1. pero estos se presentan sin simetría alguna, sin embargo existen varios valores altos frente a la Playa La - Angosta.

5.13.5.- Materia Orgánica.

Al igual que la DQO va en aumento desde la parte sur hacia el norte hasta la Playa La Angosta en donde existe pocas - corrientes y menos oxidación de la materia orgánica, en -- ese mismo sentido los valores varían desde 1.28 gr/1 hasta

2.38 gr/1.

5.13.6.- Sales.

Existe una curva de 0.6 gr/1. a lo largo de costa en la zona de muestreo, así mismo existe un ligero incremento de - sales con la profundidad.

5.13.7.- Inventario de los Parámetros determinados en la zona La Angosta - Mozimba.

Oct. 17 de 1977.

Area muestreada	=	361,683	M ²
Volúmen de sedimento	=	49,513	M ³
Carga de DBO ₅	=	29,685.4	Kg.
Carga de DQO	=	222.3	Tons.
Sales	=	29.45	Tons.
Materia orgánica	=	52.84	Tons.
Materia inorgánica	=	2,522.0	Tons.
Sólidos totales	=	2,588.8	Tons.
Relación DQO/DBO = 7.34			

5.14.- Playa Olvidada - Mozimba

21 Nov. de 1977.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

5.14.1.- DQO₅

En general hay un desplazamiento de DBO₅ desde Mozimba y - Playa Olvidada hasta La Quebrada este desplazamiento es un proceso de autopurificación puesto que los valores que hay hasta la quebrada son muy bajos (185 mg/1.) frente a Mozimba hay una variación uniforme de la DBO₅ la cual disminuye al alejarse de la playa, lo cual demuestra una oxidación en

el transporte de sedimentos de la Playa Garrobo hacia mar abierto desde valores de 1500 mg/1. en una longitud de 200 metros.

Frente a la Playa Olvidada son menores las concentraciones de DBO_5 , pero los sedimentos tienen el mismo comportamiento que en Mozimba.

5.14.2.- DQO

La DQO disminuye gradualmente desde Mozimba, aumentado en Playa Olvidada y disminuyendo hasta llegar a la quebrada.

Frente a Mozimba en una longitud de 200 mts. la DQO disminuye de 38.95 gr/1. a 7.0 gr/1. lo cual nos demuestra una degradación y dispersión de los sedimentos muy efectiva, - de igual manera de Playa Olvidada hasta la quebrada la DQO presenta una variación de 8.41 gr/1. hasta 1.36 gr/1.

5.14.3.- Materia Orgánica.

Tiene una variación de 2.5 gr/1. a 1.0 gr/1. frente a Mozimba. Existen curvas paralelas a la costa desde Mozimba hasta Punta Prietilla con valores de 2.0 gr/1. cerca de la costa

y de 1.5 gr/1. más alejada de ella.

5.14.4.- Materia orgánica y sólidos totales.

Tanto en Mozimba como en Playa Olvidada se obtuvieron curvas bien definidas paralelas a la costa y con valores de -

42 gr/1. a 66 gr/1. (en 200 mts.) en Mozimba en este lugar

hay un aumento de sólidos al alejarse de la costa, lo cual se traduce a una compresión gradual hacia ese lugar. Lo --

mismo sucede a Playa Olvidada con el mecanismo de variación de los sólidos.

5.14.5.- Inventario de los parámetros determinados en la zona Playa Olvidada - Mozimba.

21 Oct. de 1977.

Area muestreada	=	406,372	M ²
Volúmen de sedimento	=	33,053	M ³
Carga de DBO ₅	=	13,935.6	Kgs.
Carga de DQO	=	250.7	Tons.
Materia orgánica	=	42.78	Tons.
Materia inorgánica	=	2,080.82	Tons.

Sólidos totales = 2,157.05 Tons.

Relación DQO/DBO = 19.67

5.15.- Conclusiones y observaciones generales.

5.15.1.- Análisis generales de la relación DQO/DBO del sedimento en las siguientes zonas.

ZONA	RELACION DQO/DBO
1.- Aguas Blancas-Hornos-----	8.02
2.- Ritz-Continental-Condesa-----	5.19
3.- Costa Azul-Icacos-----	4.73 Rango
4.- Canal Boca Chica-----	12.53 (12.67 - 4.73)
5.- La Angosta-Mozimba-----	7.33 Valor Promedio=7.56
6.- Playa Olvidada-Mozimba-----	19.67

La relación DQO/DBO nos proporciona la preponderancia que tienen las descargas de escurrimiento pluviales sobre las descargas domésticas.

Los escurrimientos pluviales transportan principalmente materia inorgánica y materia orgánica vegetal y animal la cual

es una fuente preponderante en la producción de DQO. Las descargas domésticas son portadoras principalmente de DQO y DBO, las cuales en este caso son transportadas principalmente por los escurrimientos a la Bahía.

De tal manera que observando los resultados obtenidos se deduce que en el canal Boca Chica y en la zona Aguas Blancas - Hornos se tienen las mayores escurrimientos pluviales en proporción a descargas domésticas; en la zona del canal Boca Chica escurren las lluvias que caen en la isla Roqueta y en la parte de arriba de las Playas Caleta y Caletilla, como esa zona que es de primera clase tanto la densidad de población que

es baja como por el sistema de alcantarillado que está construido, no hay escurrimiento de drenajes domésticos. En la zona es notoria la disminución de la DBO respecto a las otras zonas, lo cual es indicio de un mayor movimiento del agua y de una entrada de agua dulce menor que en otras zonas.

Respecto a la zona Ritz-Acapulco Continental-Condesa, esta soporta una menor entrada de escurrimientos pluviales y a la vez existe una mayor aportación de DBO_5 por ser la zona en la que no hay buen sistema de drenaje y doméstico, lo cual com

binado nos proporciona una baja relación de DQO/DBO_5 .

La zona Costa Azul-Icacos tiene altos aportes de DBO_5 lo cual se observa en las curvas de DBO_5 del sedimento en esa zona, la zona no tiene mucho arrastre de tipo vegetal porque no está muy urbanizado y todo esto nos proporciona la menor relación DQO/DBO_5 de las zonas.

Un factor muy importante que se tiene que considerar es el movimiento del agua en el fondo, lo cual proporciona un movimiento del sedimento y a la vez una renovación de agua con un mayor contenido de oxígeno disuelto que la renovada y un poder de oxidación mayor dando como resultado bajos va

lores de DBO_5 y mayores relaciones de DQO/DBO_5 , teoría que se puede aplicar en la zona del canal Boca Chica y en los lugares al norte de la zona Acapulco-Continental-Condesa y Costa Azul y por otro lado el efecto adverso de poca oxidación por causa de las corrientes profundas se observa en las zonas del atracadero que se traduce en una alta DBO_5 y en la zona de Icacos en la cual hay más baja relación DQO/DBO_5 .

5.15.2.- Uno de los factores de primordial importancia que originó hacer este sondeo en la Bahía de Acapulco fué el de investigar en que áreas existen acumulaciones de basura, cual es su procedencia y hacer un estudio para evitarlas.

De tal manera se encontraron lugares en que la basura tiene tiempos de residencia largos lo cual se demuestra por su aspecto (color y cambios en su forma principalmente), esos lugares están localizados al oeste del club de yates, frente al muelle y en la descarga del arroyo Aguas Blancas (sondeo del 20 de Enero de 1978).

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

5.15.3.- Se encontraron acumulaciones de fango principalmente en la descarga del arroyo Aguas Blancas, en el atracadero, en el centro del canal Boca Chica y en las descargas de Mozimba y Playa Olvidada estas zonas se pueden controlar en el aspecto de producción de sedimentos a excepción del canal Boca Chica, para la cual se hace necesario un análisis cualitativo y otros cuantitativos de las descargas de esas zonas. Por otro lado en esas mismas zonas existe una

capa de fango comprimido (de aproximadamente 25cms.) la cual es susceptible de seguir aumentando en zonas protegidas de corrientes marinas y escurrimientos pluviales (sondeo del 20 Enero de 1978.).

5.15.4.- De acuerdo a las cargas de DBO en cada zona, estas nos proporcionan altos valores en el centro de la Bahía de Sta. Lucia, descarga del arroyo Magallanes y en Mozimba, lo cual es indicativo de descargas de aguas combinadas (pluviales y desechos domésticos) en esos lugares.

5.15.5.- Todas las zonas tienen aproximadamente las mismas cargas de DBO por lo cual todas las descargas contribuyen a ellas sobresaliendo la descarga del arroyo Aguas Blancas y en mucha mayor proporción la descarga de Mozimba.

5.15.6.- Los sólidos totales y las sales en los sedimentos no nos proporcionan ideas tan claras como hacer este tipo de evaluación desde el punto de vista fisicoquímico y bioquímico, por lo cual no las trataremos sino desde el punto -

de vista puramente teórico y en referencia para los otros tipos de evaluaciones.

5.15.7.- Las zonas de arena gruesa son lugares donde la energía del oleaje es mayor, las zonas de granos finos son lugares tranquilos con poca energía de oleaje, las características de grano grueso se dan en las playas del A. Continental a Nao Victoria, las otras playas se consideran tranquilas.

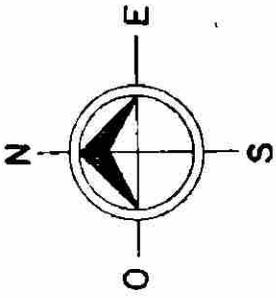


UANL

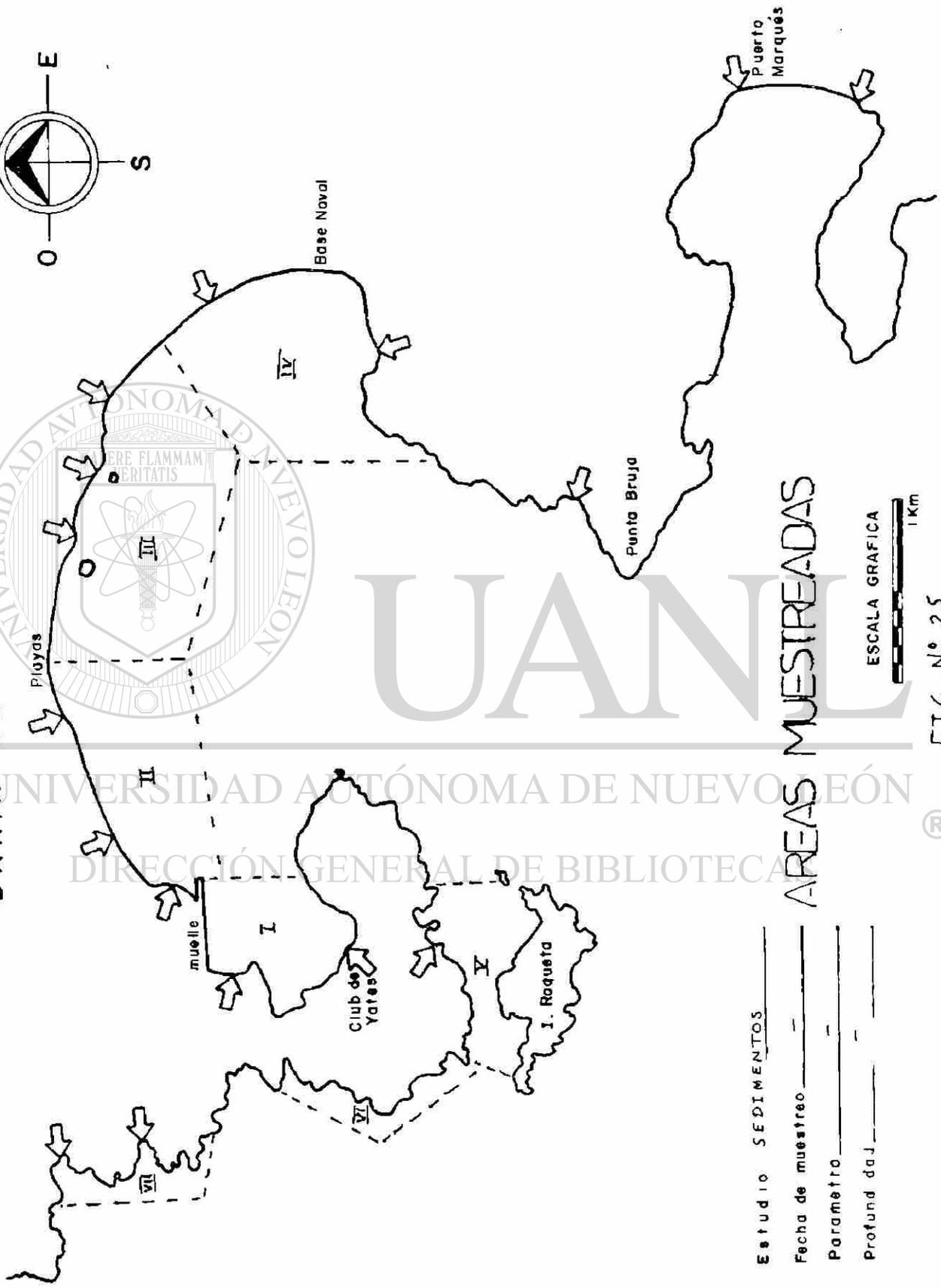
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



BAHIA DE ACAPULCO.



Estudio SEDIMENTOS _____
 Fecha de muestreo _____
 Parametro _____
 Profundidad _____

AREAS MUESTREADAS



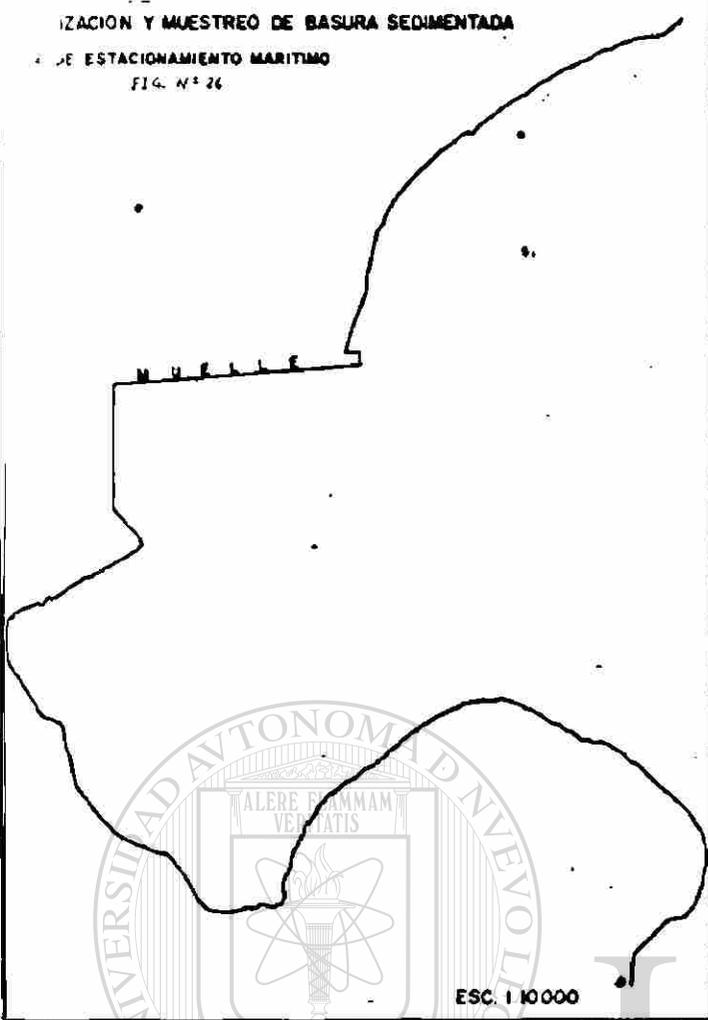
FIG. N° 25

Lat. 16°50' Long 99° 53'

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECA
 UANL

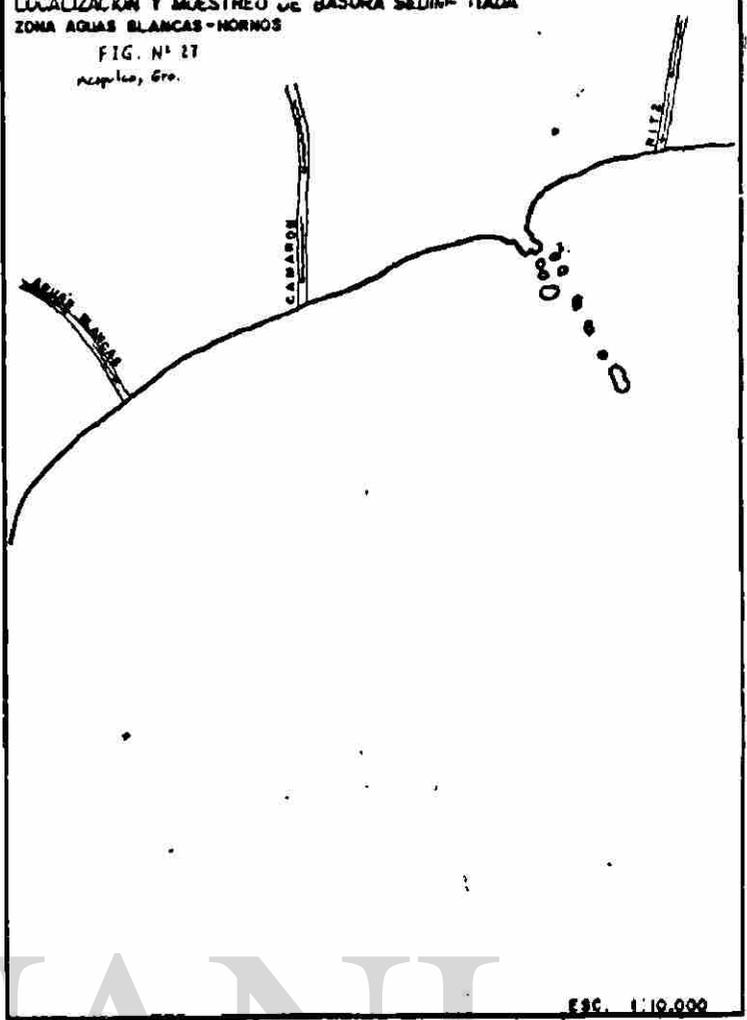
LOCALIZACIÓN Y MUESTREO DE BASURA SEDIMENTADA

DE ESTACIONAMIENTO MARITIMO
FIG. N° 26



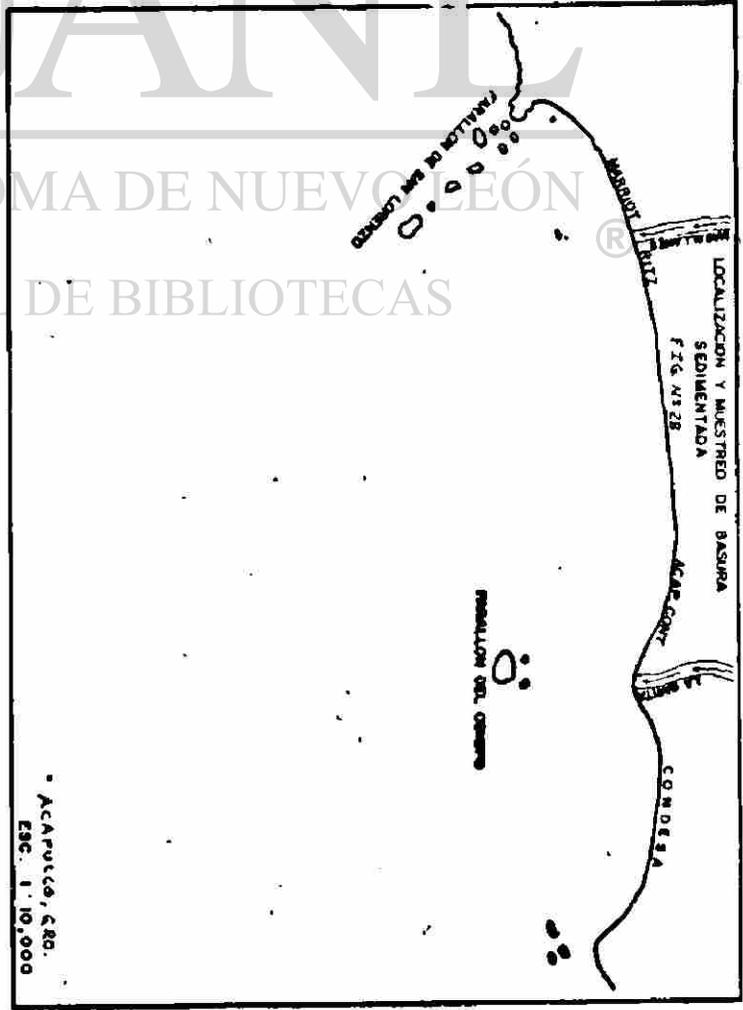
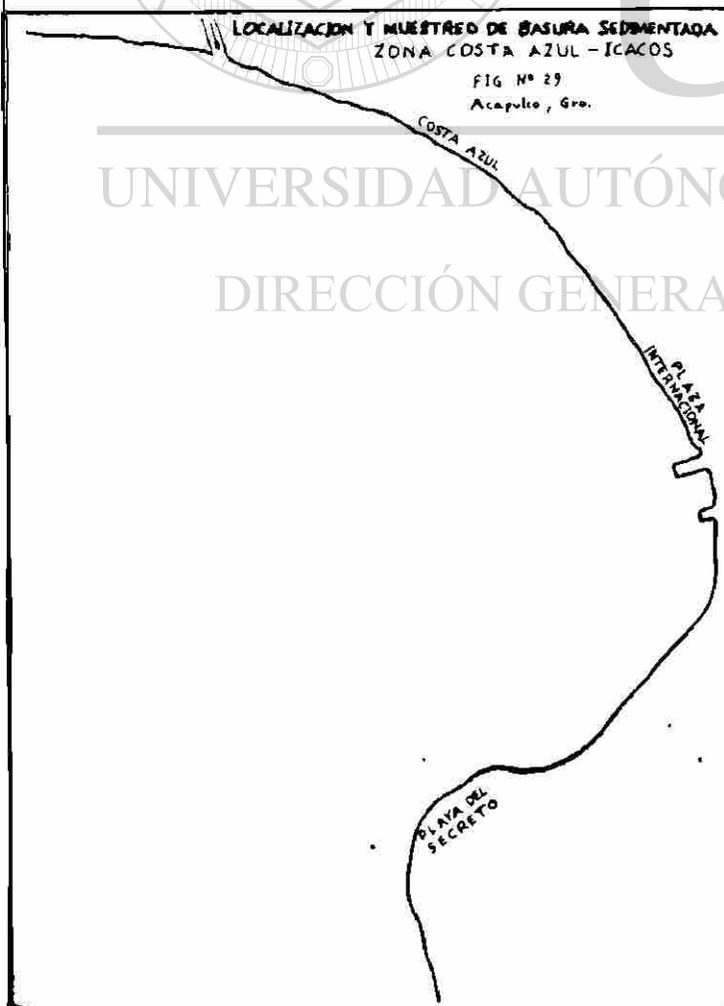
LOCALIZACIÓN Y MUESTREO DE BASURA SEDIMENTADA
ZONA AGUAS BLANCAS-MORNOS

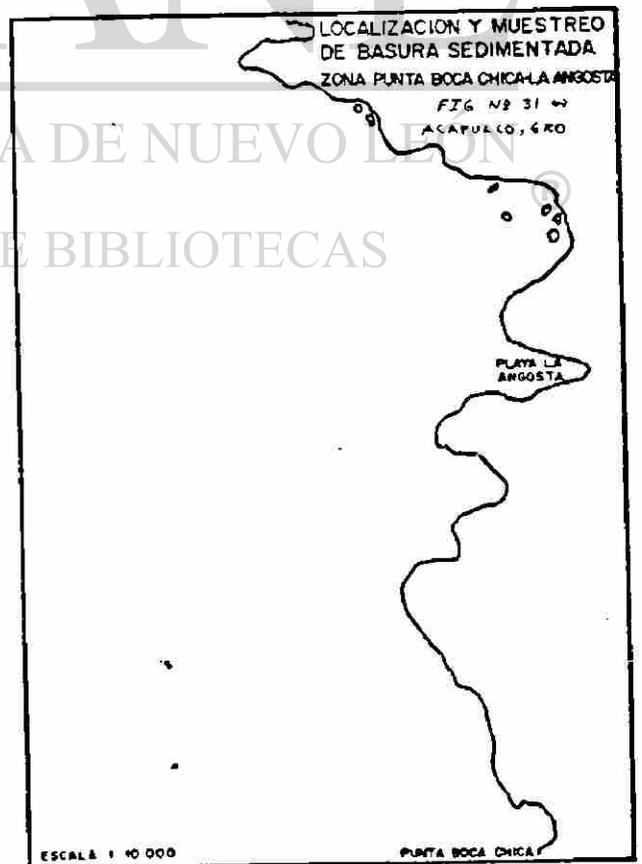
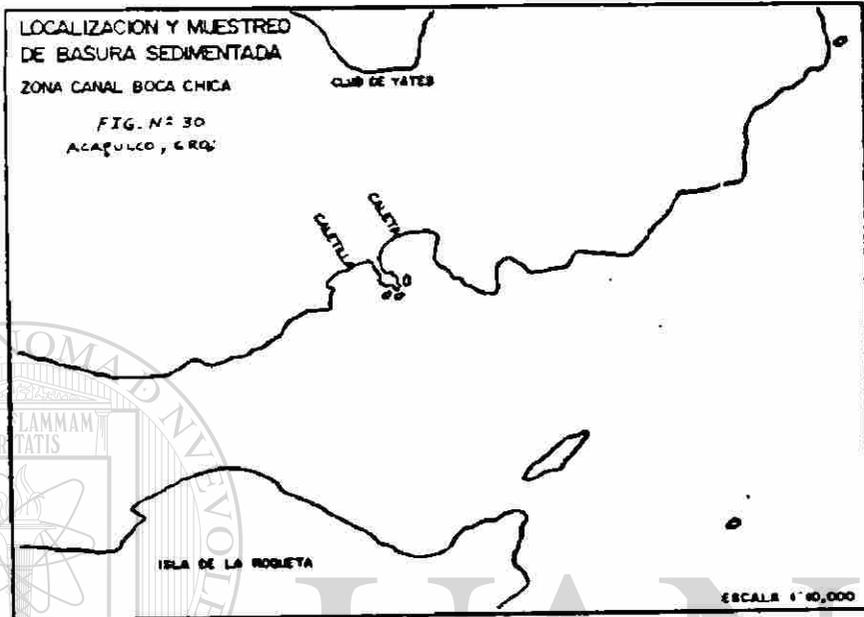
FIG. N° 27
Acapulco, Gro.



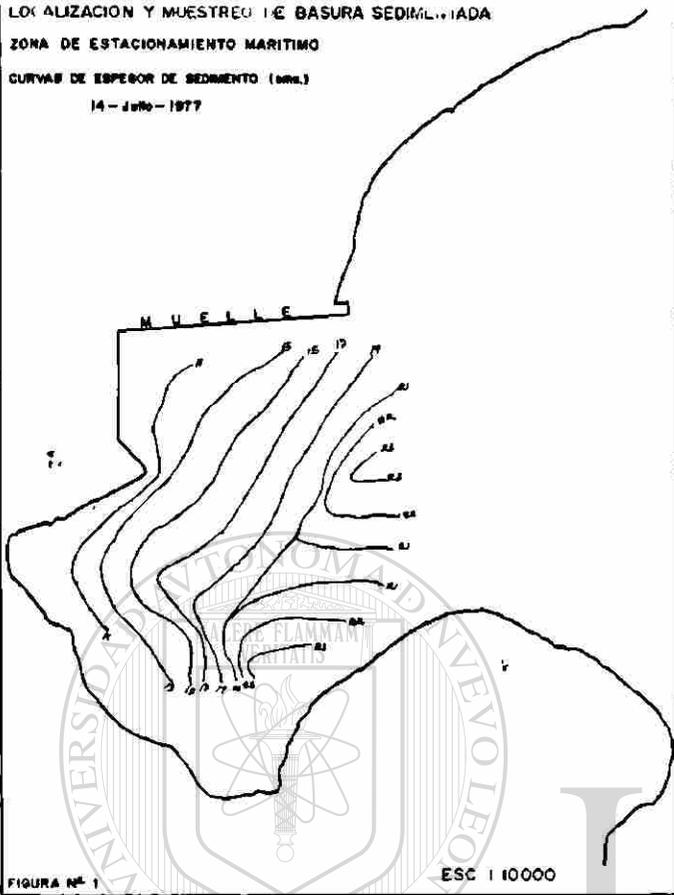
LOCALIZACIÓN Y MUESTREO DE BASURA SEDIMENTADA
ZONA COSTA AZUL-ICACOS

FIG. N° 29
Acapulco, Gro.

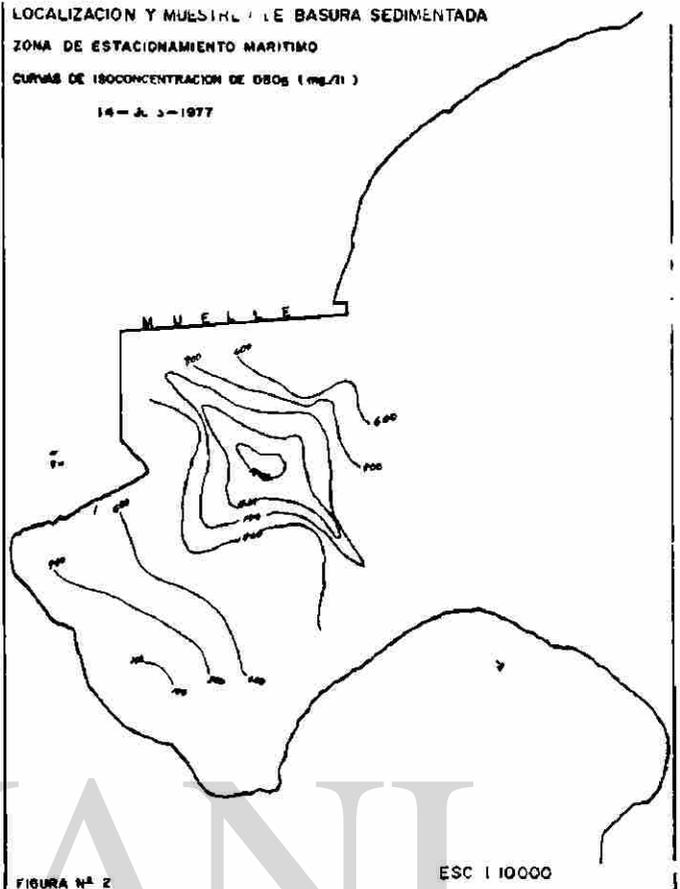




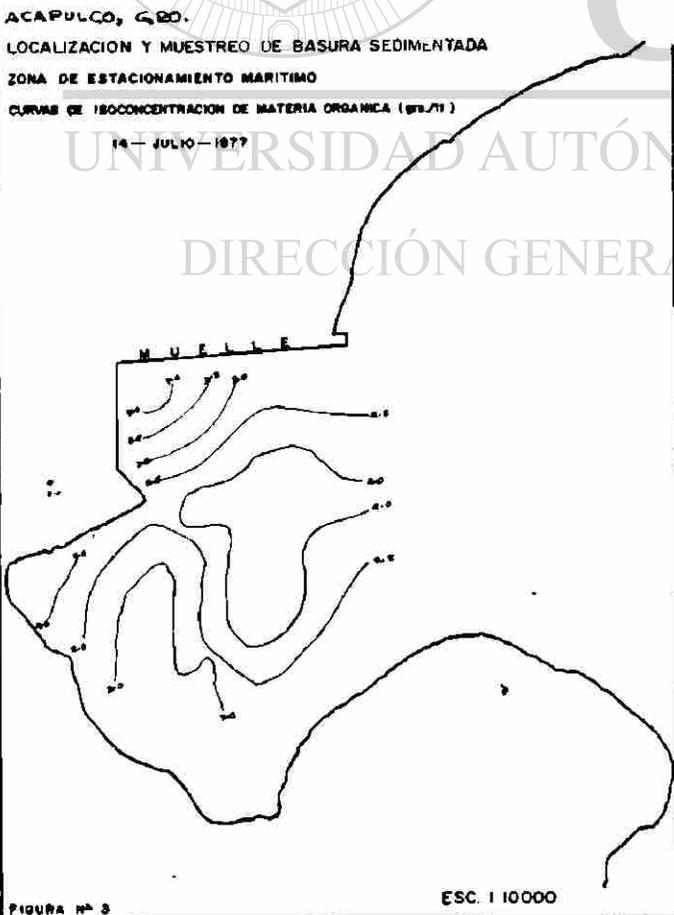
LOCALIZACION Y MUESTREO DE BASURA SEDIMENTADA
ZONA DE ESTACIONAMIENTO MARITIMO
CURVAS DE ESPESOR DE SEDIMENTO (cm.)
14 - Julio - 1977



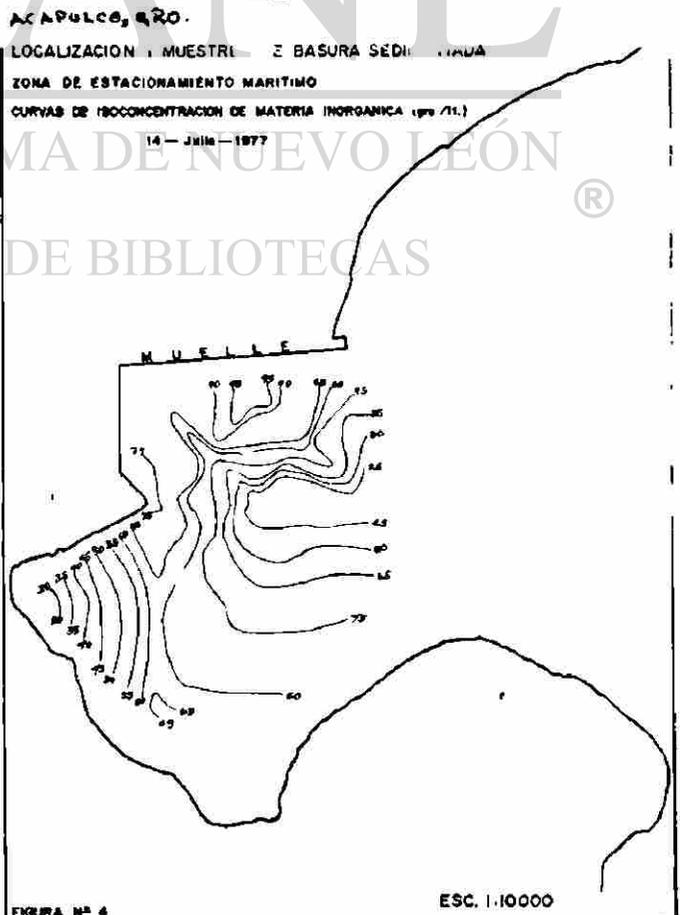
LOCALIZACION Y MUESTREO DE BASURA SEDIMENTADA
ZONA DE ESTACIONAMIENTO MARITIMO
CURVAS DE ISOCONCENTRACION DE DBOs (mg/l.)
14 - Julio - 1977



ACAPULCO, GRO.
LOCALIZACION Y MUESTREO DE BASURA SEDIMENTADA
ZONA DE ESTACIONAMIENTO MARITIMO
CURVAS DE ISOCONCENTRACION DE MATERIA ORGANICA (grs./l.)
14 - Julio - 1977



ACAPULCO, GRO.
LOCALIZACION Y MUESTREO DE BASURA SEDIMENTADA
ZONA DE ESTACIONAMIENTO MARITIMO
CURVAS DE ISOCONCENTRACION DE MATERIA INORGANICA (grs./l.)
14 - Julio - 1977



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

ACAPULCO, GRO.

LOCALIZACION Y MUESTREO DE BASURA SEDIMENTADA
ZONA DE ESTACIONAMIENTO MARITIMO
CURVAS DE ISOCONCENTRACION DE SÓLIDOS TOTALES (mg/lit.)
14 - Julio - 1977

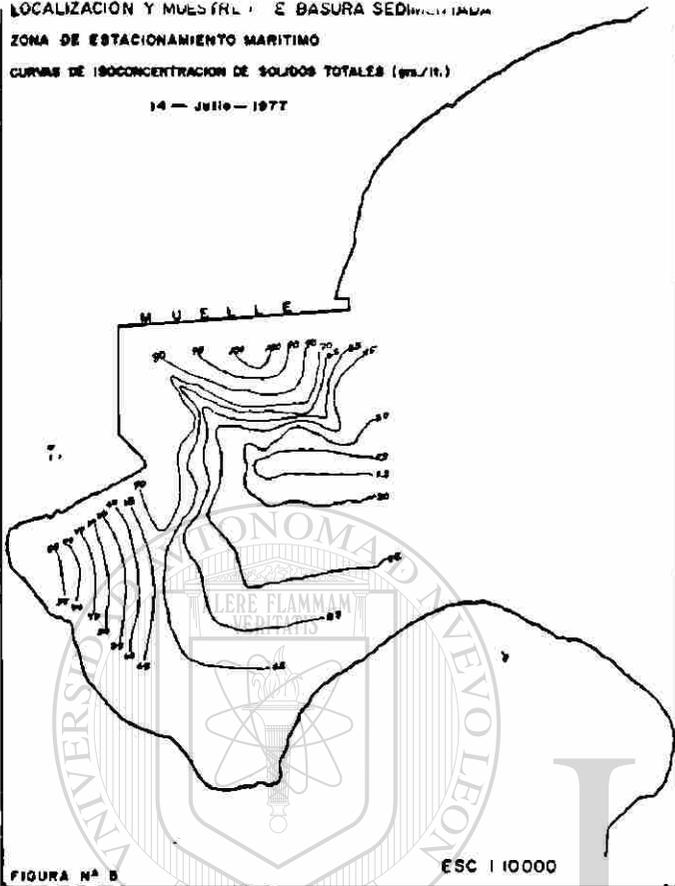
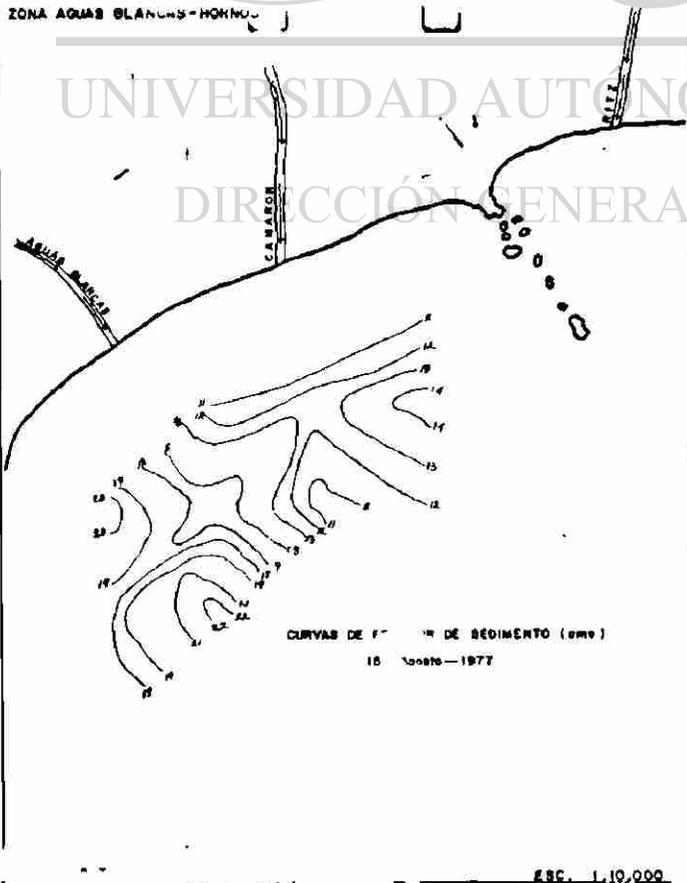


FIGURA N° 5 ESC. 1:10,000

ACAPULCO, GRO.

ZONA AGUAS BLANCAS-MORRUCO



ESC. 1:10,000

ACAPULCO, GRO.

ZONA AGUAS BLANCAS-MORRUCO

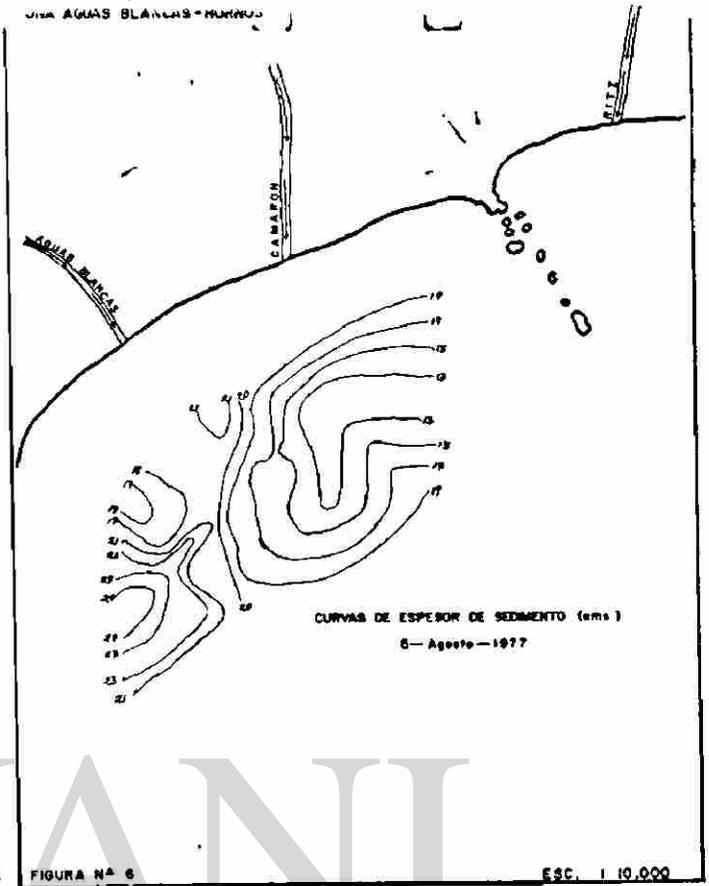


FIGURA N° 6 ESC. 1:10,000

ACAPULCO, GRO.

ZONA AGUAS BLANCAS-MORRUCO

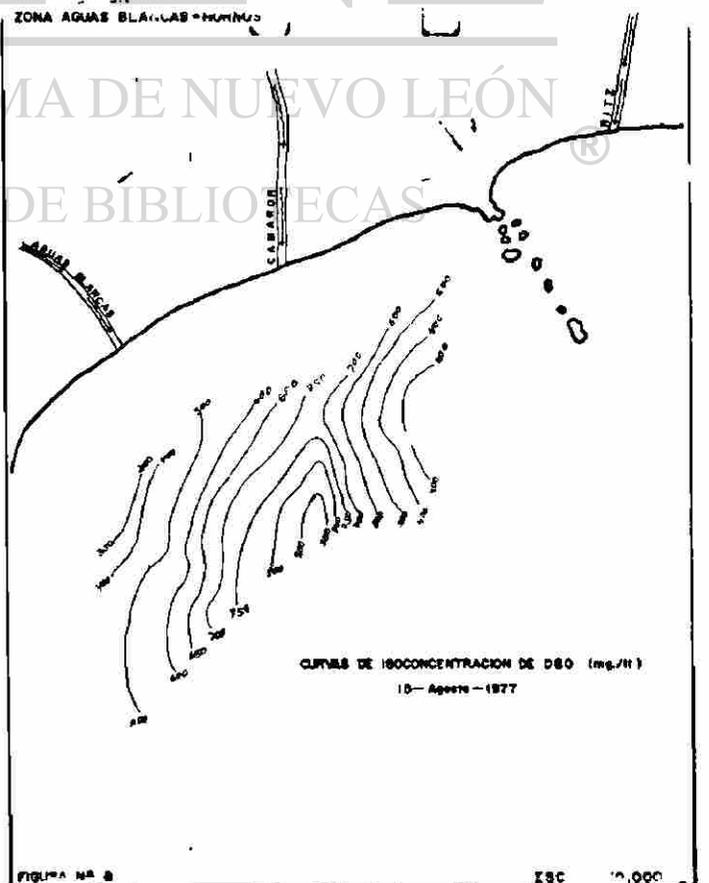
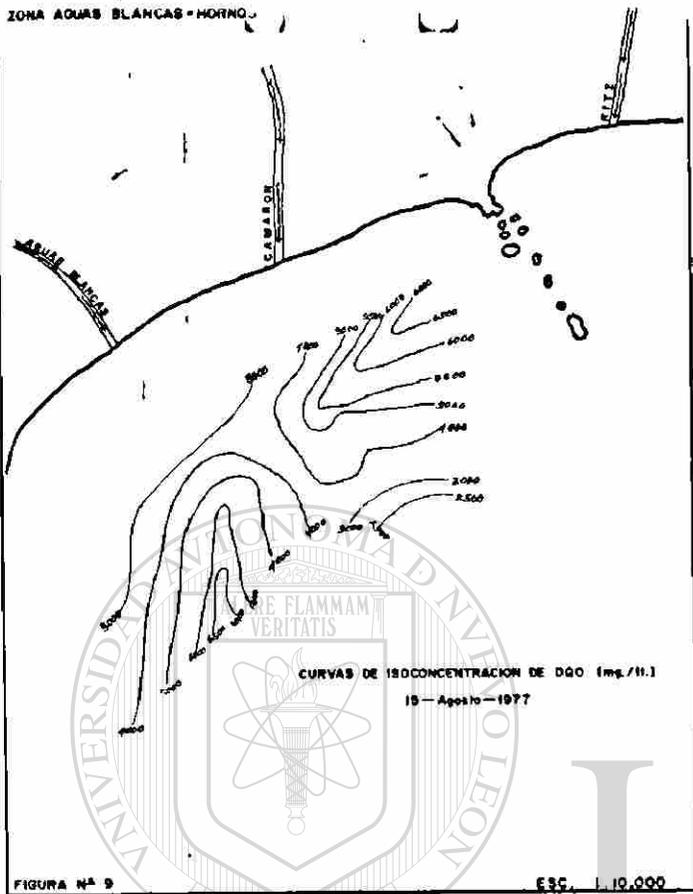
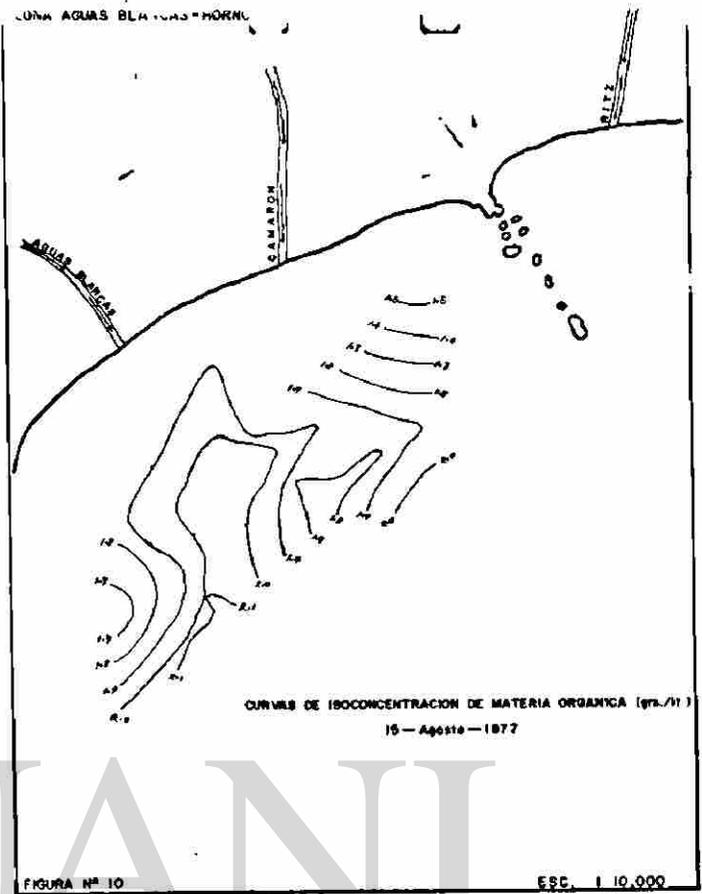


FIGURA N° 8 ESC. 1:10,000

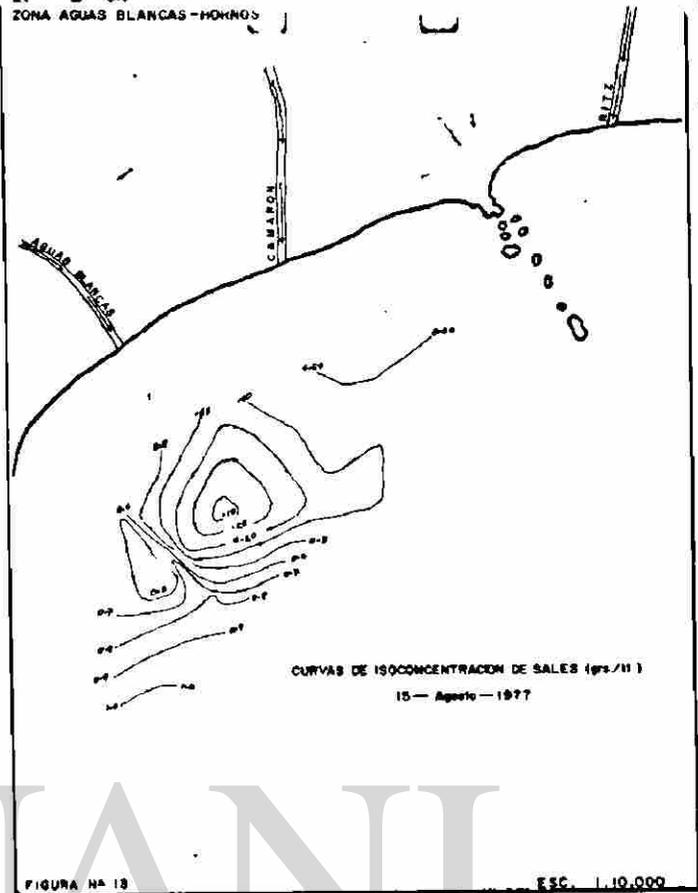
ACAPULCO, GRO.



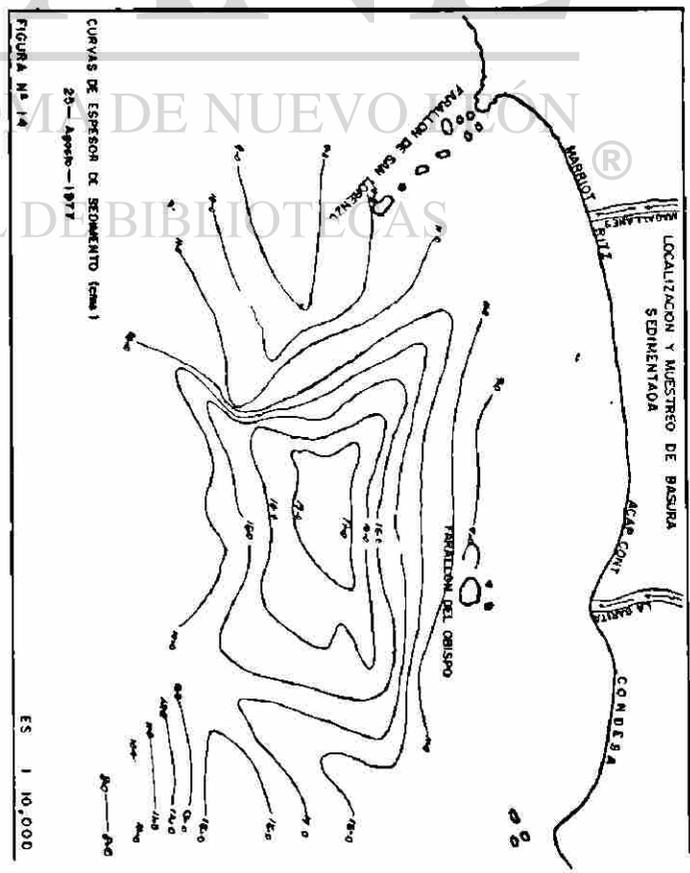
ACAPULCO, GRO.



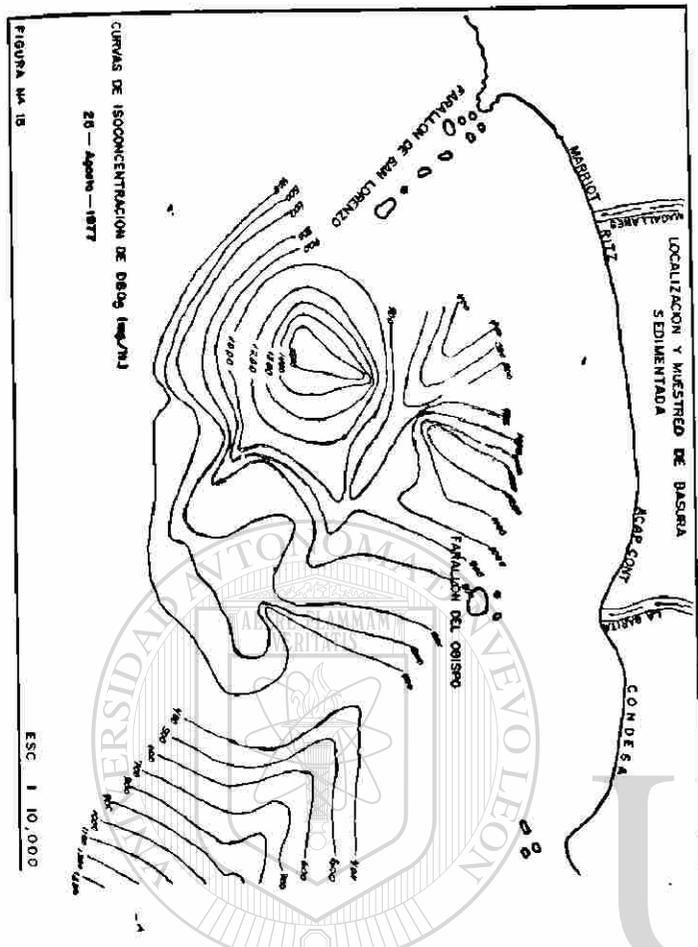
ACAPULCO, GBO.



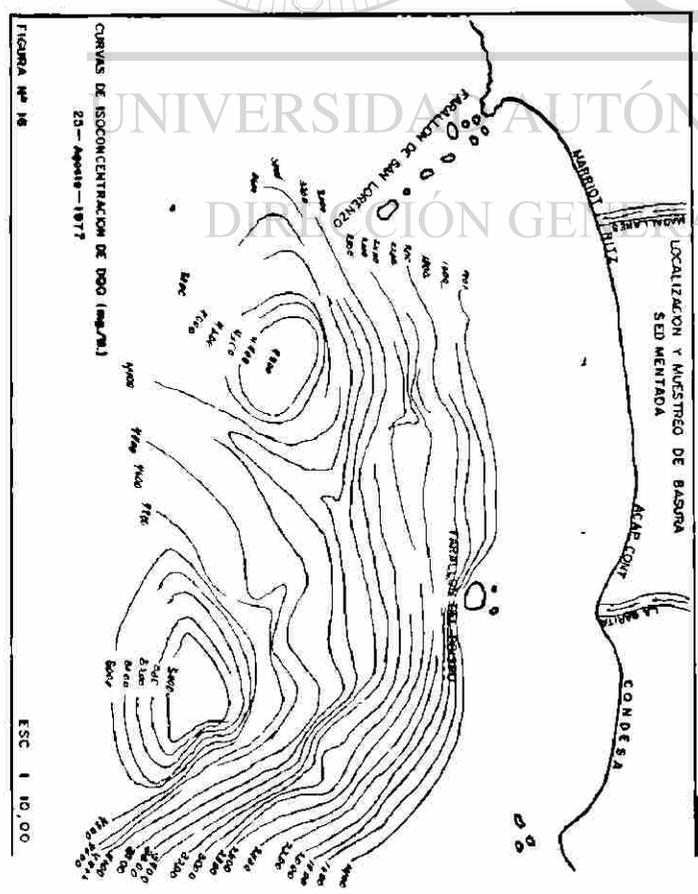
ACAPULCO, GBO.



ACAPULCO, GBO.



ACAPULCO, GBO.



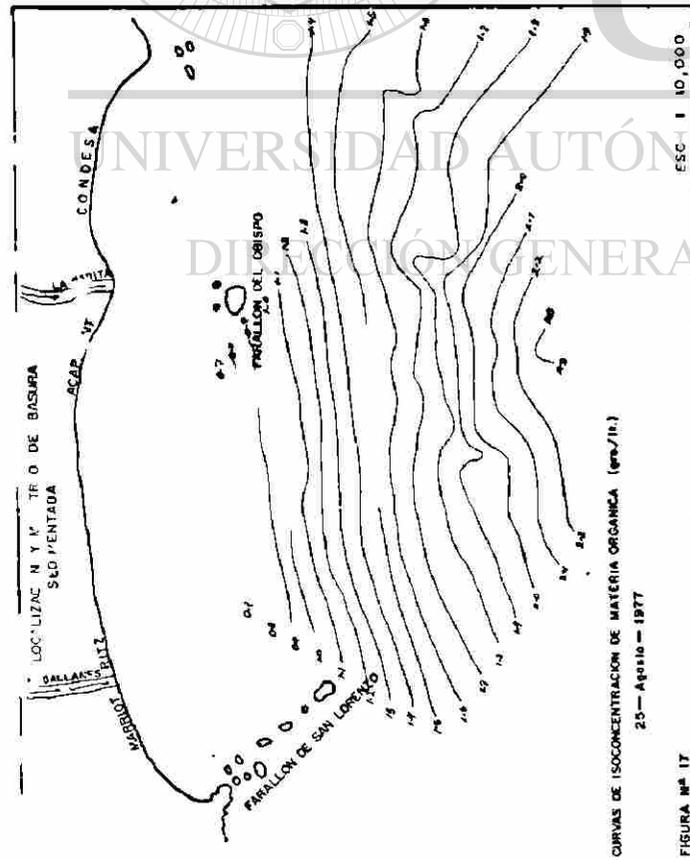


FIGURA N° 17

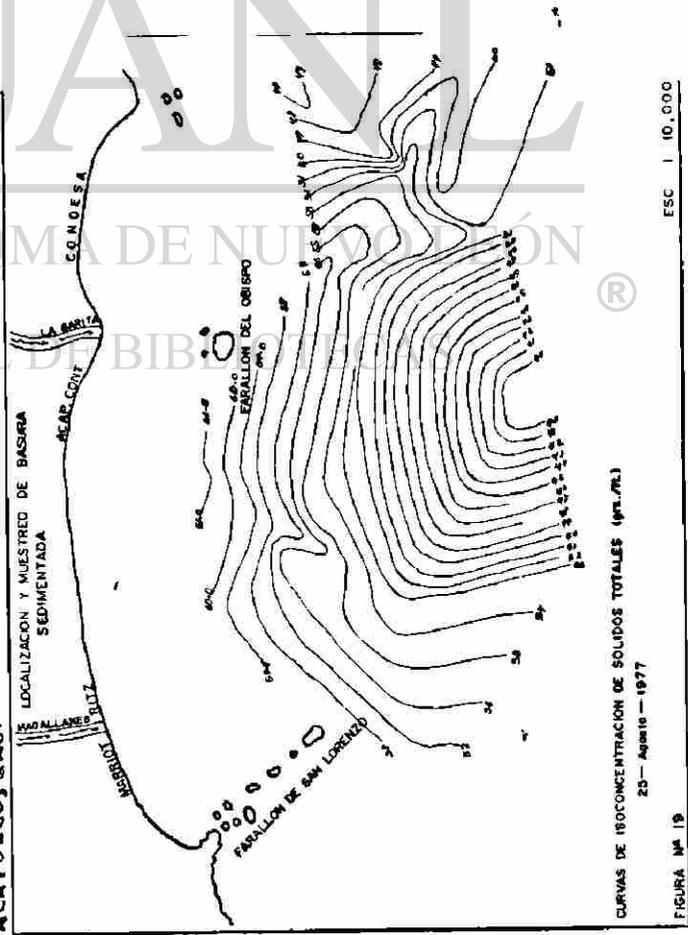


FIGURA N° 18

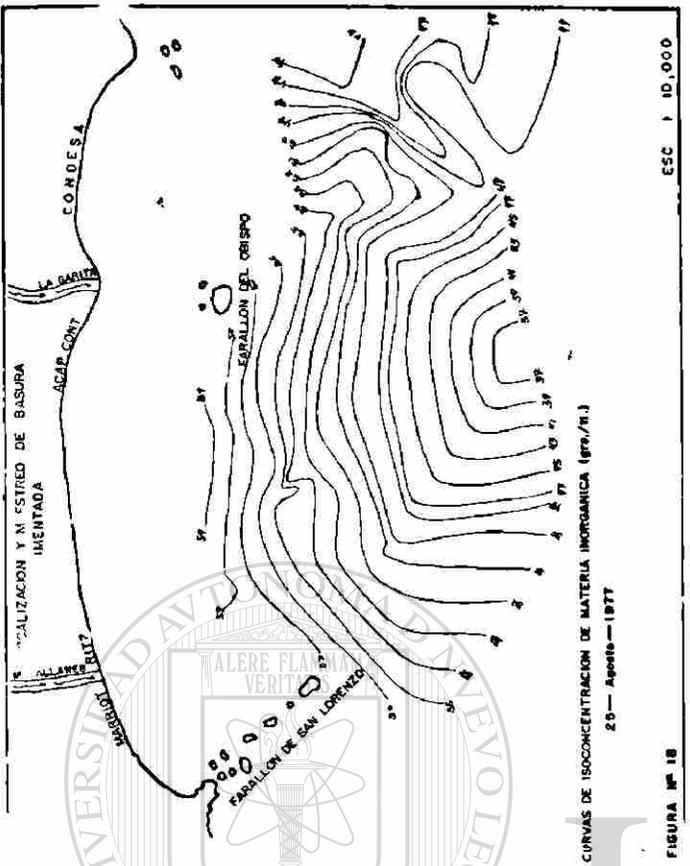


FIGURA N° 19

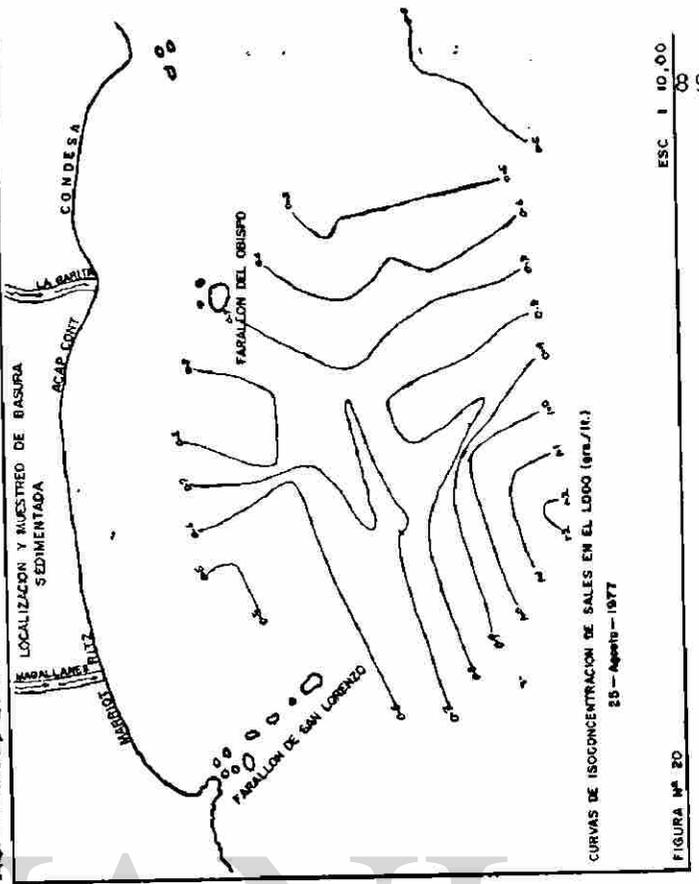
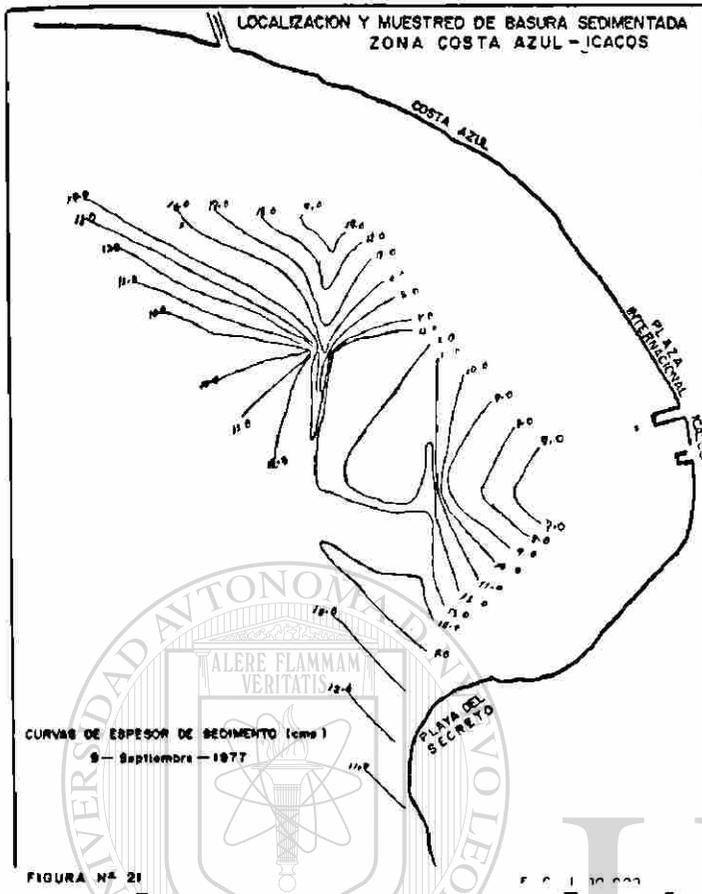
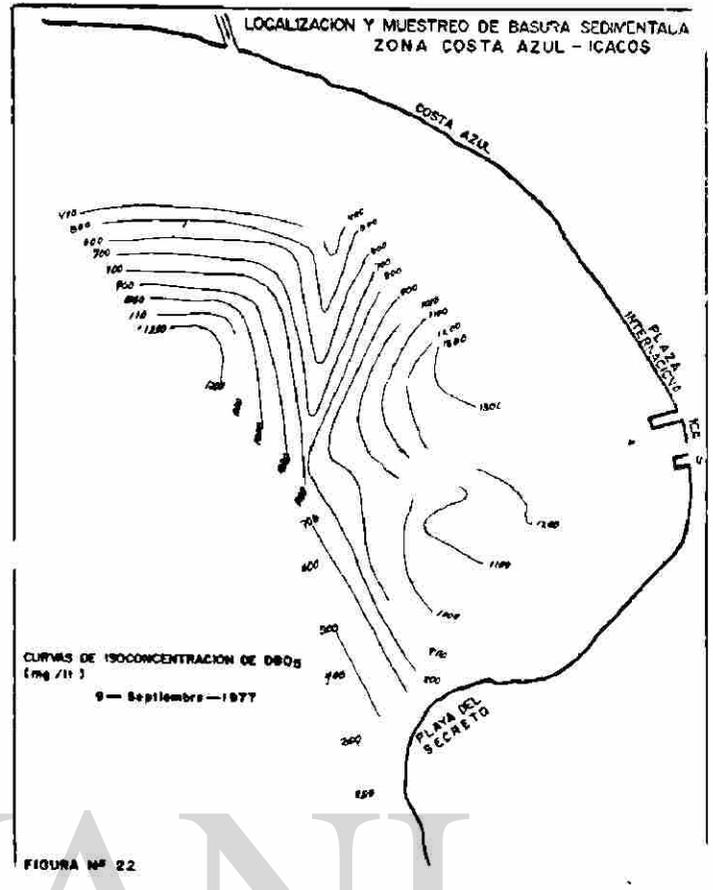


FIGURA N° 20

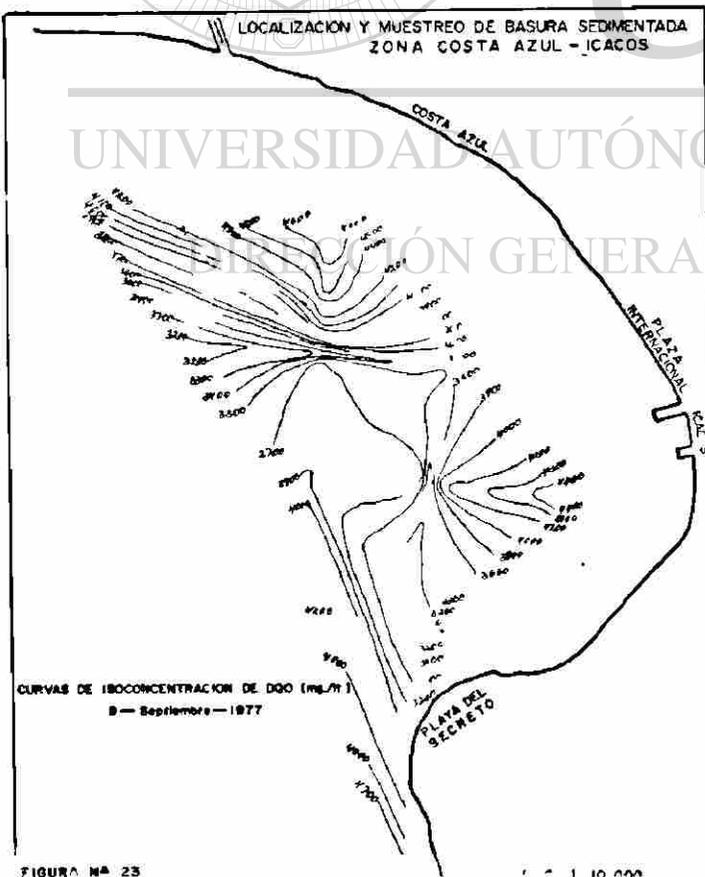
ACAPULCO, GRO.



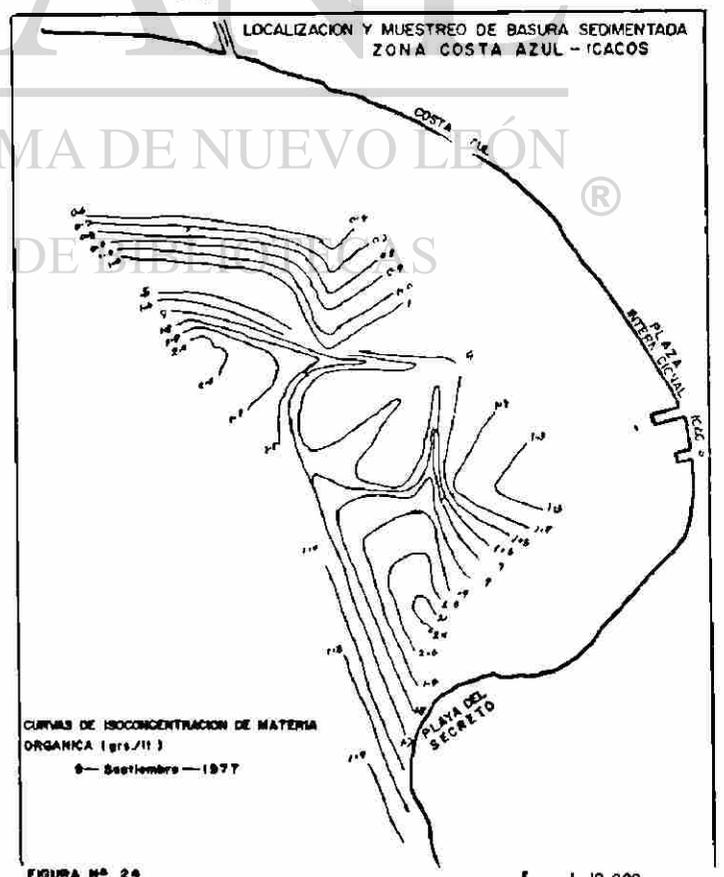
ACAPULCO, GRO.

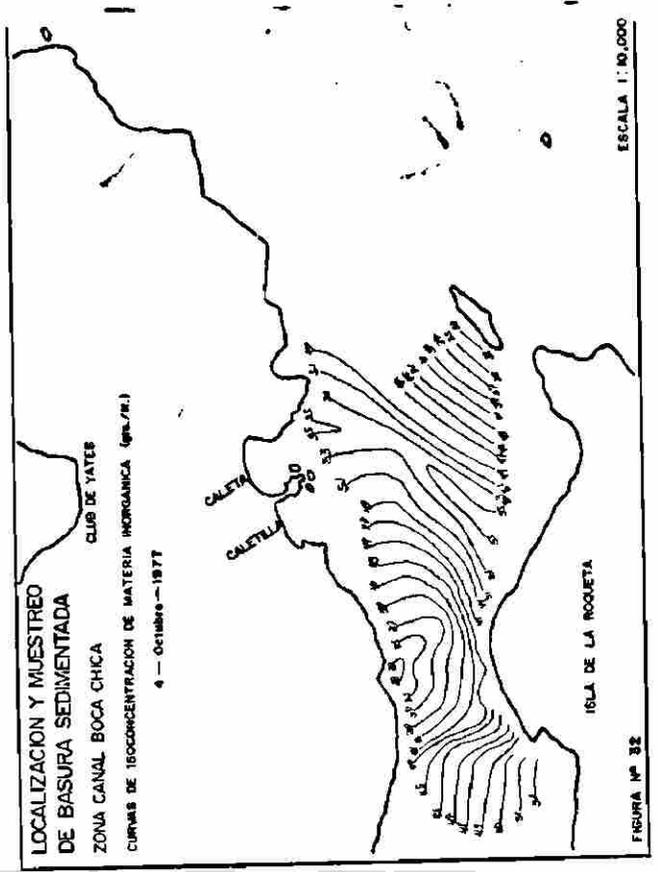
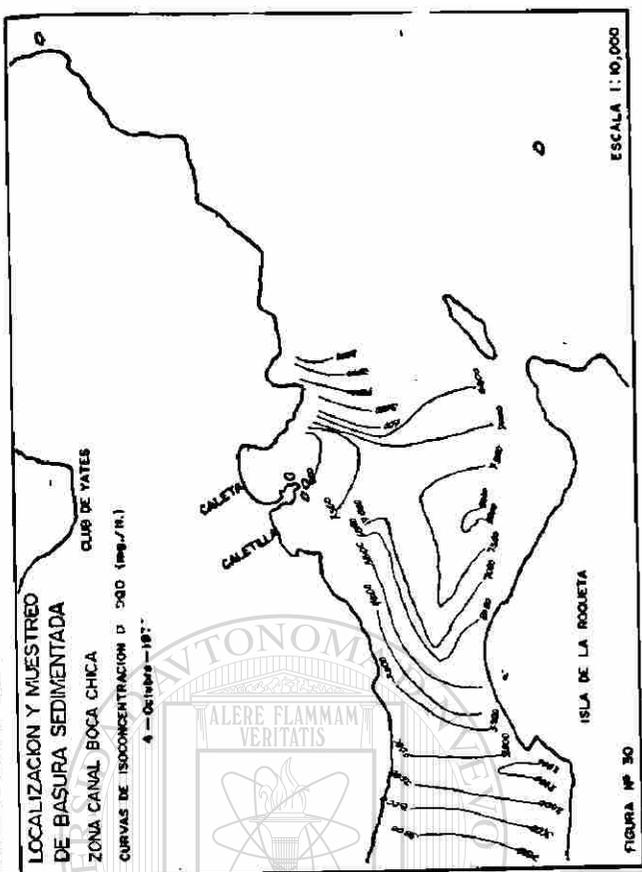
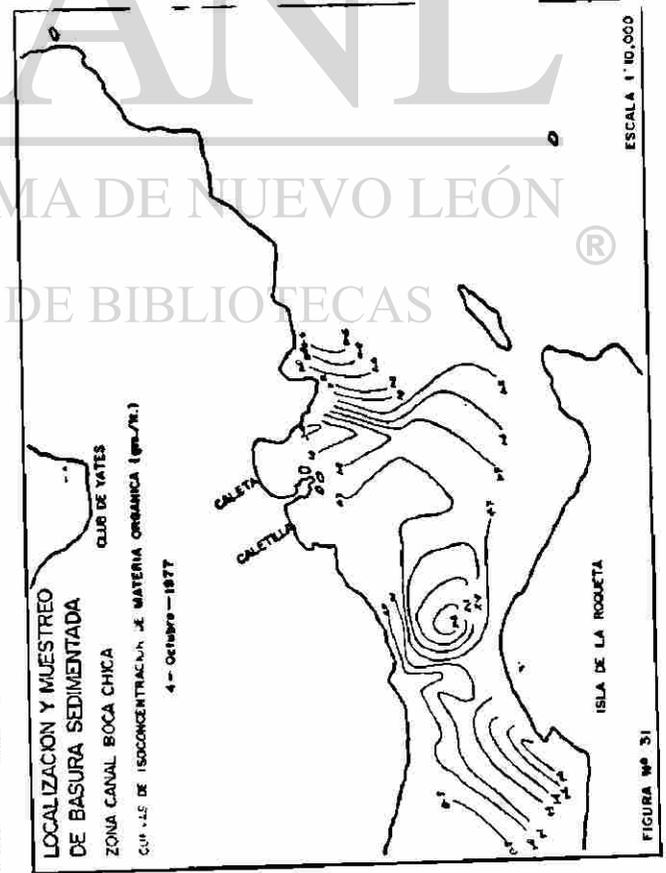
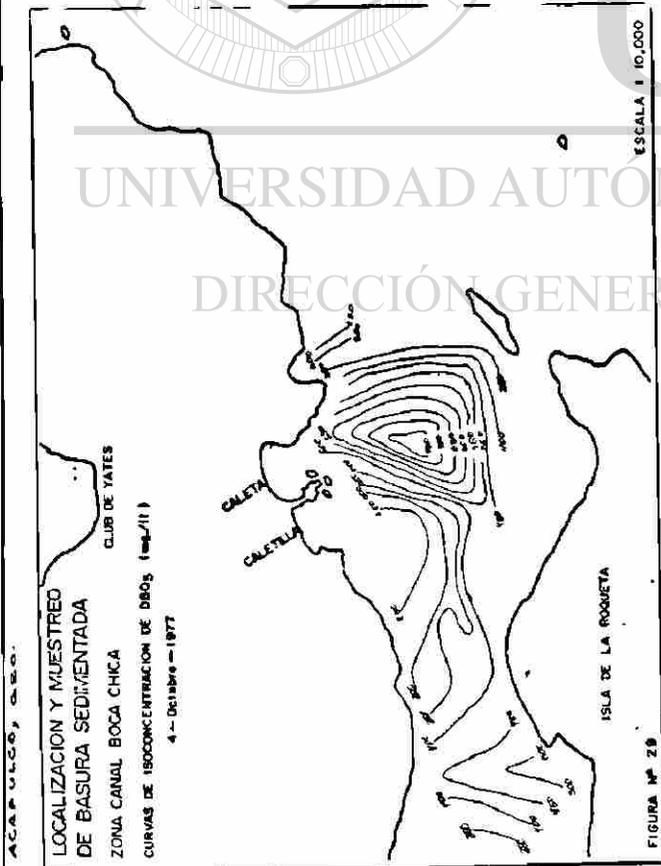


ACAPULCO, GRO.

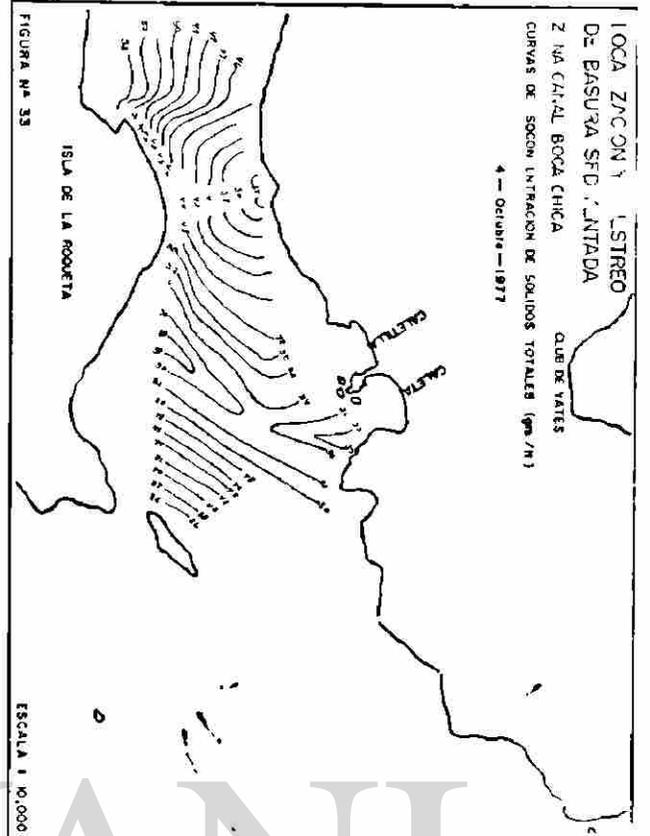
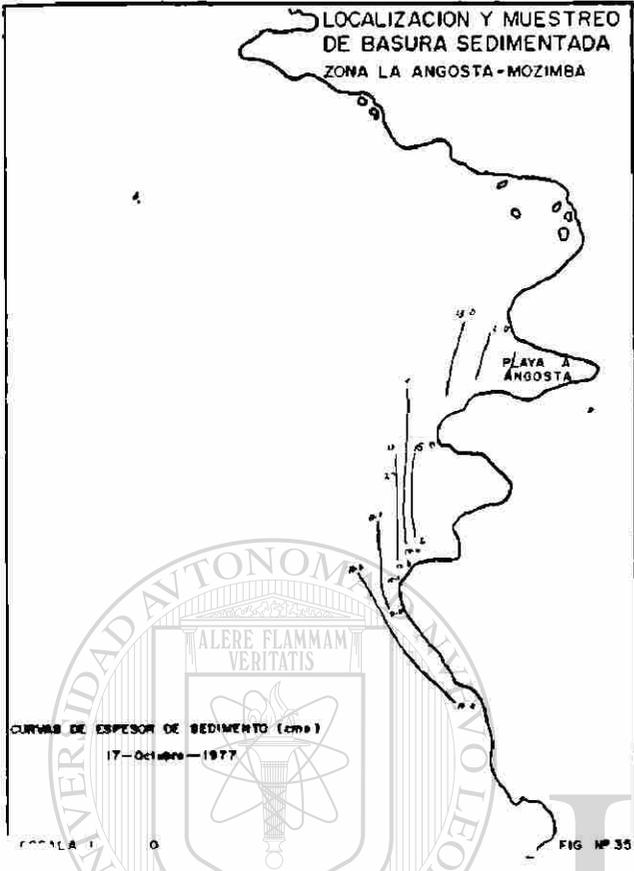


ACAPULCO, GRO.



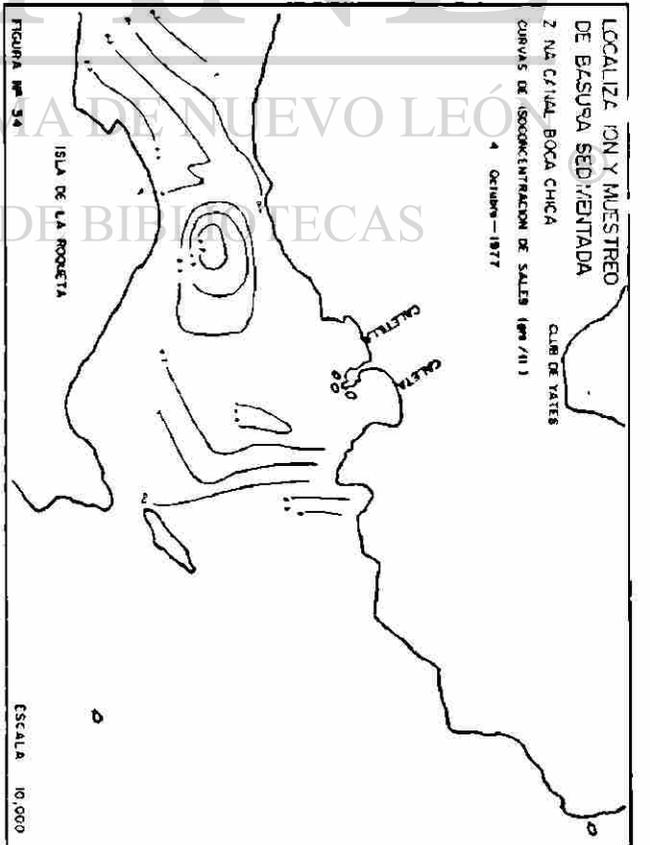


ACAPULCO, GRO.



ACAPULCO, GRO.

ACAPULCO, GRO.

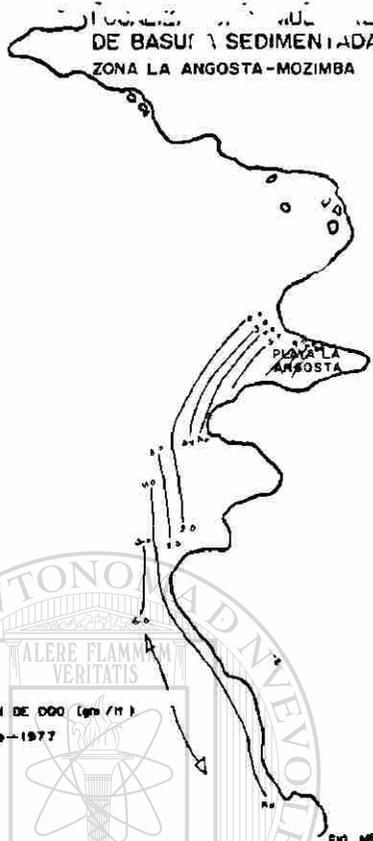


ACAPULCO, GRO.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

ACAPULCO, GRO.

LOCALIZACIÓN Y MUESTREO DE BASURA SEDIMENTADA ZONA LA ANGOSTA-MOZIMBA



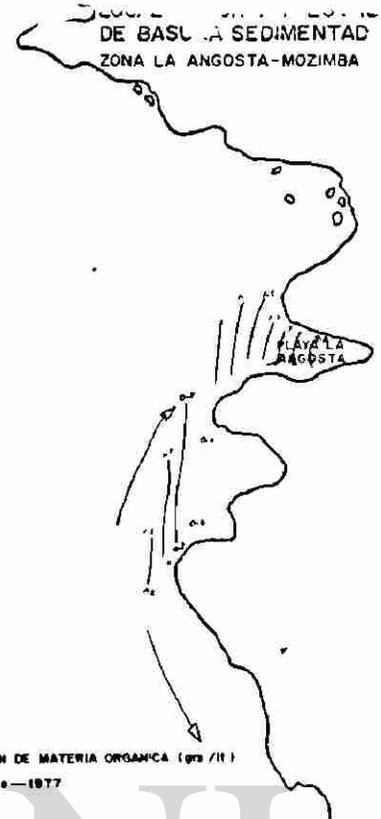
CURVAS DE ISOCONCENTRACION DE DDO (grs/lit) 17- Octubre -1977

ESCALA 1:10,000

FIG. N° 37

ACAPULCO, GRO.

LOCALIZACIÓN Y MUESTREO DE BASURA SEDIMENTADA ZONA LA ANGOSTA-MOZIMBA



CURVAS DE ISOCONCENTRACION DE MATERIA ORGANICA (grs/lit) 17- Octubre -1977

ESCALA 1:10,000

FIG. N° 38

ACAPULCO, GRO.

LOCALIZACIÓN Y MUESTREO DE BASURA SEDIMENTADA ZONA LA ANGOSTA-MOZIMBA



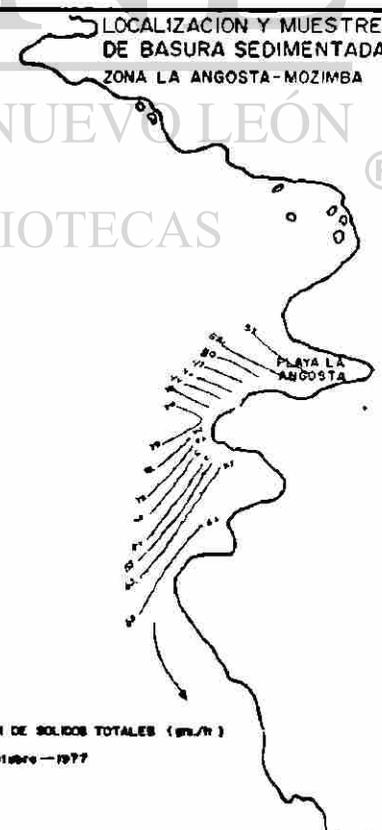
CURVAS DE ISOCONCENTRACION DE MATERIA ORGANICA (grs/lit) 17- Octubre -1977

ESCALA 1:10,000

FIG. N° 39

ACAPULCO, GRO.

LOCALIZACIÓN Y MUESTREO DE BASURA SEDIMENTADA ZONA LA ANGOSTA-MOZIMBA



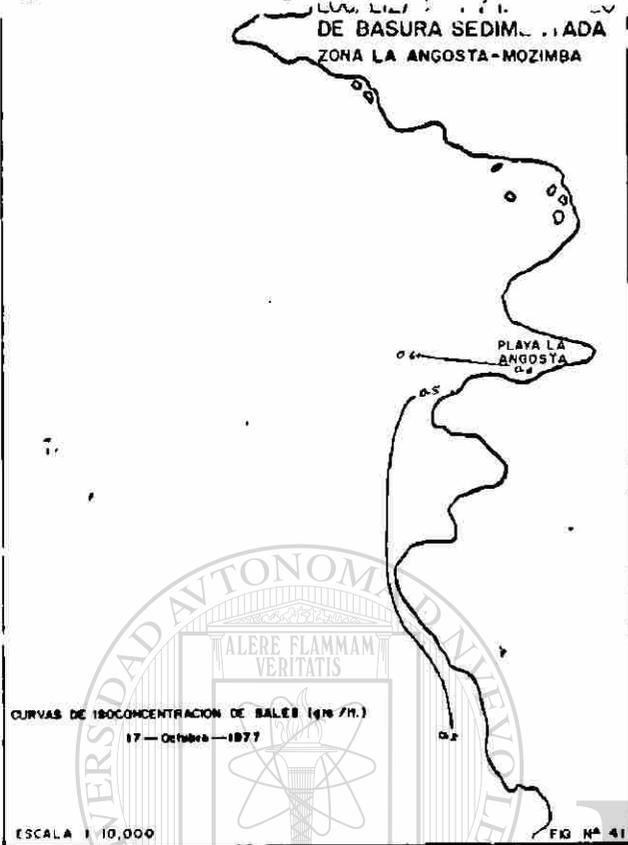
CURVAS DE ISOCONCENTRACION DE SOLIDOS TOTALES (grs/lit) 17- Octubre -1977

ESCALA 1:10,000

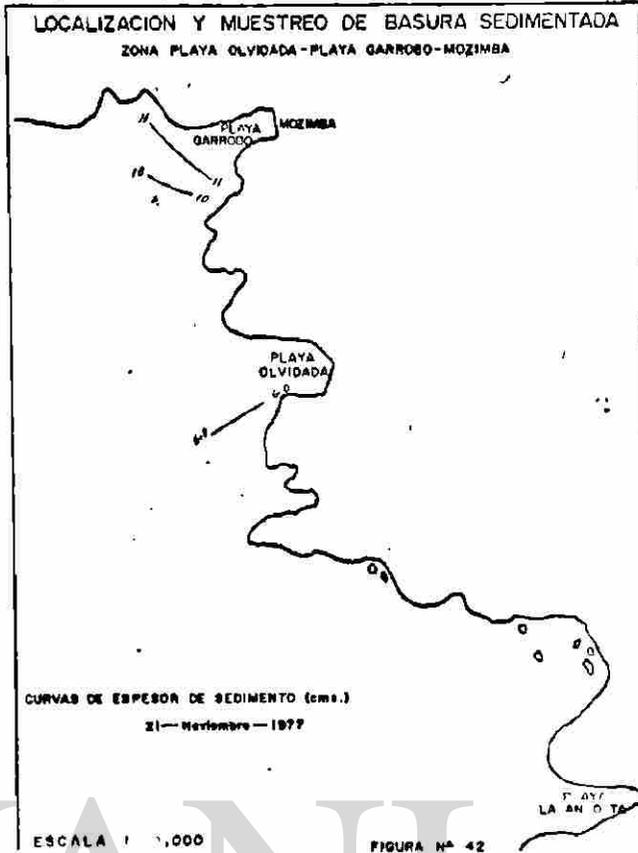
FIG. N° 40

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEÓN
 ALERE FLAMMAM VERITATIS
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

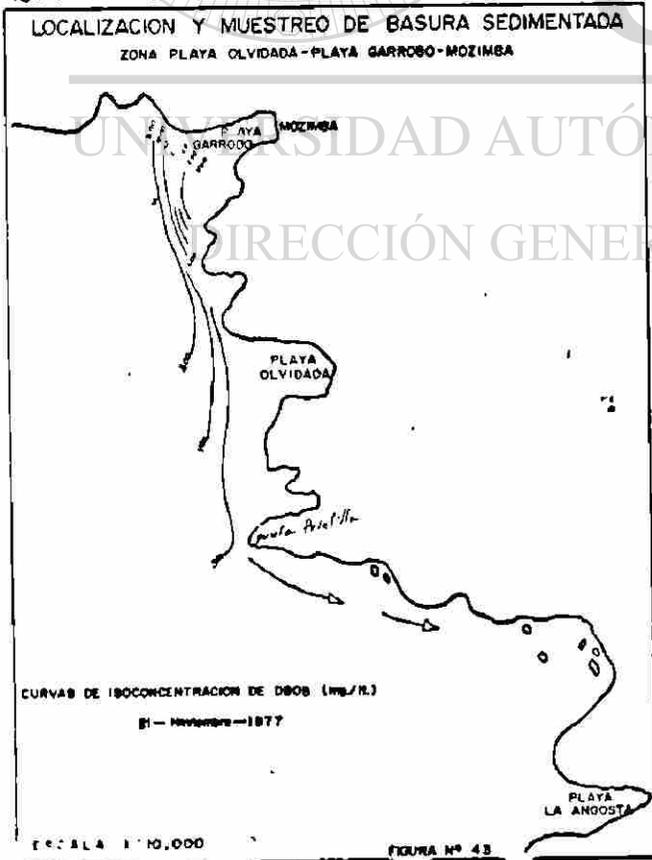
ACAPULCO, GRO.



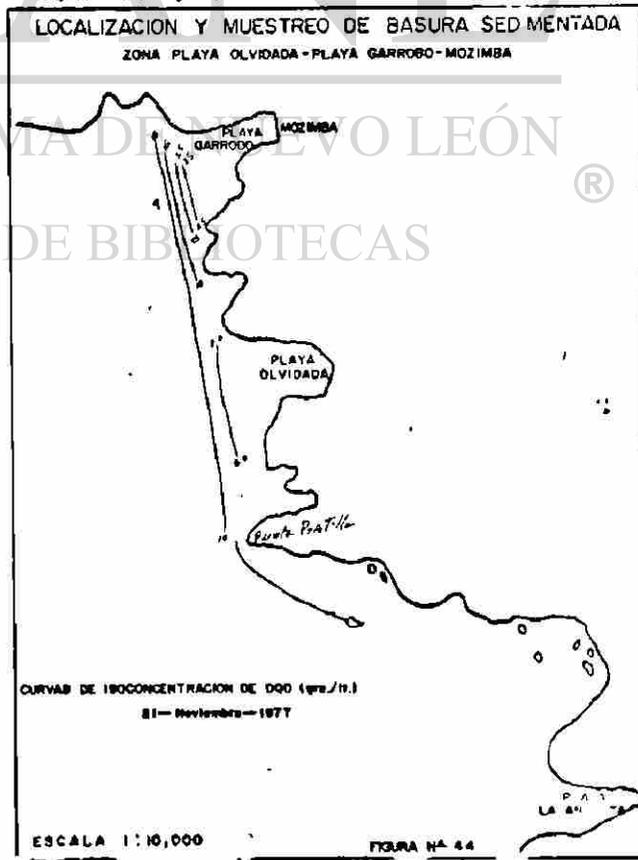
ACAPULCO, GRO.



ACAPULCO, GRO.

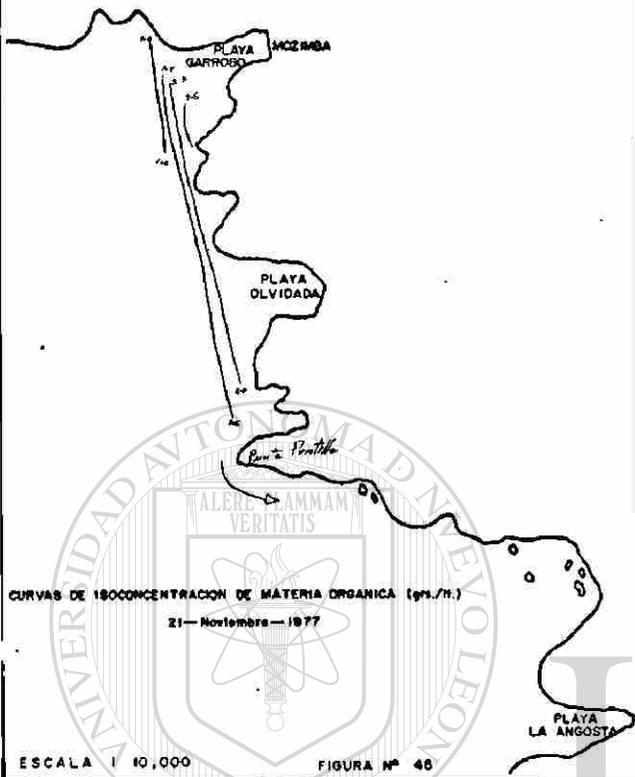


ACAPULCO, GRO.



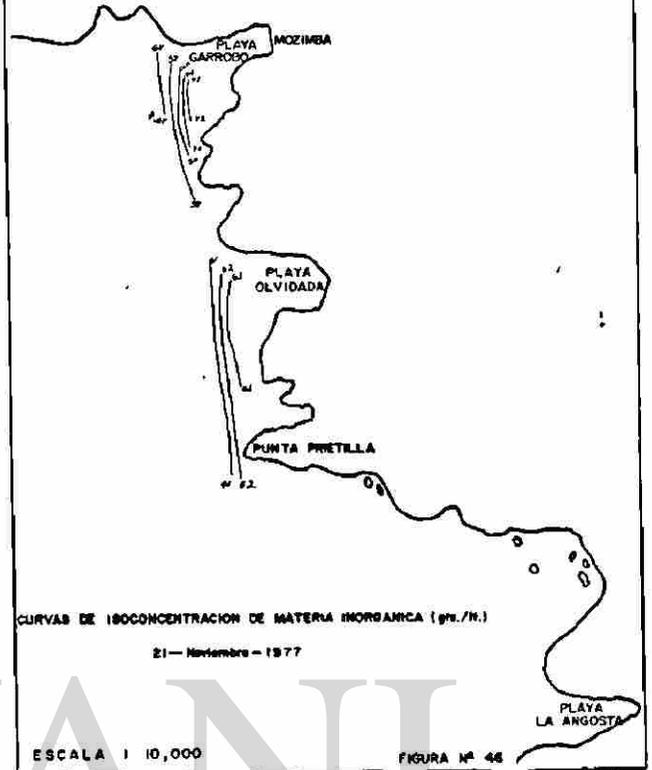
ACAPULCO, GRO.

LOCALIZACION Y MUESTREO DE BASURA SEDIMENTADA
ZONA PLAYA OLVIDADA-PLAYA GARROBO-MOZIMBA



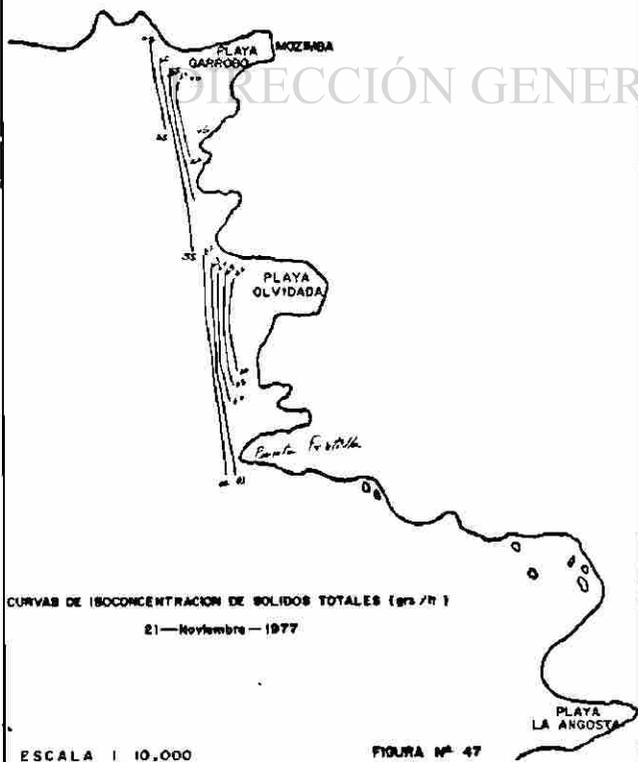
ACAPULCO, GRO.

LOCALIZACION Y MUESTREO DE BASURA SEDIMENTADA
ZONA PLAYA OLVIDADA-PLAYA GARROBO-MOZIMBA



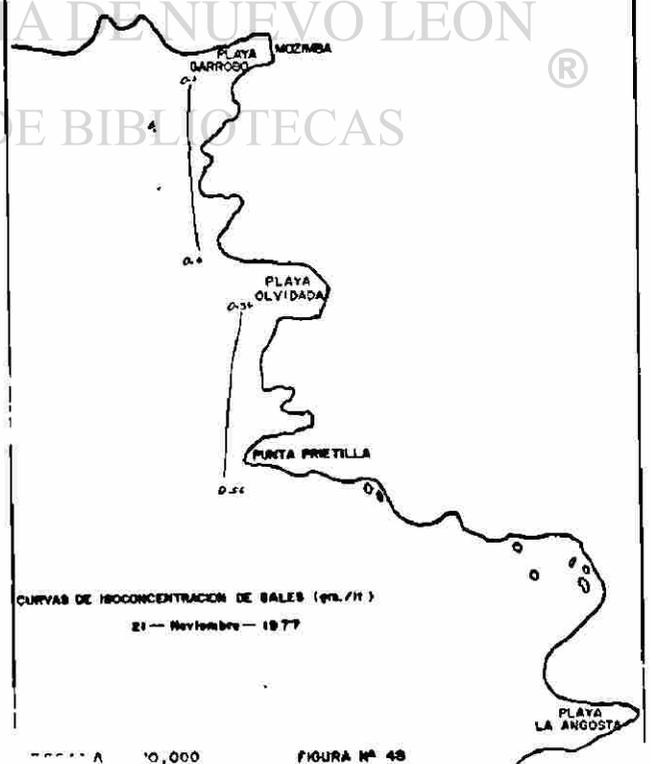
ACAPULCO, GRO.

LOCALIZACION Y MUESTREO DE BASURA SEDIMENTADA
ZONA PLAYA OLVIDADA-PLAYA GARROBO-MOZIMBA



ACAPULCO, GRO.

LOCALIZACION Y MUESTREO DE BASURA SEDIMENTADA
ZONA PLAYA OLVIDADA-PLAYA GARROBO-MOZIMBA



CAPITULO VI

MONITOREO DE LA BAHIA DE ACAPULCO (1977)

Con el programa de monitoreo se pretende evaluar el impacto que causan todas las fuentes de sustancias que son descargadas en la Bahía de Acapulco.

Los puntos seleccionados se muestran en la Fig. 32 y se establecieron en base a la importancia del lugar respecto al uso del agua y a las fuentes de sustancias que llegan a esos lugares, de esa manera se establecieron 26 estaciones de muestreo, las muestras se tomaban a 20 metros aproximadamente de la costa o playa y superficialmente.

Los parámetros analizados fueron los siguientes:

- Temperatura
- PH
- Salinidad
- OD
- DBO_5
- ABS
- Transparencia
- Grasas y Aceites
- $N-NO_3$
- $N-NH_3$
- N-Org.
- P. Totales.
- Coliformes totales.

La temperatura y el oxígeno disuelto (O.D.) se midieron in situ, mientras que el PH y la salinidad se analizaron en muestras tomadas en frascos con tapón esmerilado, la DBO_5 se tomó en botellas de plástico preservadas con Acido Sulfúrico y preservados en hielo.

Se muestreó mensualmente desde el 18 de Enero hasta el 12 de Diciembre de 1977, en total 11 veces, y se hicieron 2,373 determinaciones en el laboratorio y 526 mediciones de campo. Todas las muestras para los análisis bacteriológicos y DBO_5 después de tomarse fueron preservadas en hielo, mientras que para los análisis fisico-químicos se preservaron con Acido Sulfúrico.

Los resultados de los parámetros se consideran en las siguientes

Figuras:

6.1.- Temperatura:

Tiene un rango de 28°C a 31°C . En todas las estaciones la temperatura es mayor en un promedio aproximado de 1.5°C . En época de avenidas (verano) como en época de estiaje (invierno) el comportamiento de los perfiles es muy semejante y tanto en la Bahía de Acapulco como en Puerto Marqués tienen aproximadamente los mismos valores, disminuyendo notablemente en los lugares de mayor movimiento de agua. Zona de descargas, Canal Boca Chica y Punta Bruja).

Tiene un rango de 7.8 a 8.5 se mantiene aproximadamente uniforme en todas las estaciones de muestreo, disminuyendo en la zona de descargas y Playa Sol, debido a que las aguas dulces por su menor densidad se encuentran en la superficie y éstas tienen menor PH que las aguas salinas.

Tiene mayores valores en época de avenidas que en época de estiaje, por lo que pueden existir mecanismos bioquímicos los cuales propician altas producciones de Iones negativos y por lo tanto un aumento en el PH.

6 . 3.- Salinidad:

A pesar de mantenerse aproximadamente uniforme, tanto en época de estiaje como en época de avenidas se tiene menores valores en esta época a causa de las precipitaciones pluviales, las cuales efectúan una dilución en las aguas de la Bahía, otros parámetros que intervienen es la temperatura, la cual aumenta la evaporación en esa época y aumenta la salinidad, pero es mayor el factor lluvia que hace disminuir ligeramente la salinidad. El valor promedio en época de estío fue de 33.04 y en época de avenidas fué de

32.76. Existen notorias disminuciones en la salinidad en la zona de descargas y en el Continental, lo cual es debido a las descargas de agua dulce.

6.4.- Grasas y Aceites:

Los valores en época de estiaje y avenidas varían de 3.8 a 73.5 mg/l. en las dos épocas se presentan valores muy variables para la misma estación, sin una predominancia de alguna de las dos épocas, sin embargo cabe hacer mención Tlacopanocha y en época de estiaje en Playa Sol. En Tlacopanocha puede ser debido a la limpia que hacen las precipitaciones pluviales sobre los canales que llegan a ese lugar o por las lanchas que cargan gasolina y aceite en ese lugar, por otro lado cabe hacer mención que el - - aceite se desplaza en manchas por lo cual un valor alto o bajo puede ser casual en alguna estación de muestreo. Sin embargo en Tlacopanocha los valores de Grasas y Aceites sobrepasan los valores máximos permisibles para el uso recreacional del agua.

6.5.- Oxígeno Disuelto:

Presenta un rango anual de 6 a 7 mg/l. existe bastante similitud en los valores en época de avenidas, y en época de estiaje, siendo un poco mayores los valores de avenidas

puesto que el agua dulce tiene mayor capacidad de retener el oxígeno que el agua salina. Existe una disminución en ambas épocas en la zona de Mozimba y en época de Avenidas en Playa Sol (Fragata Yucatán). Cuando existe materia orgánica en el agua, se requiere de oxígeno para biodegradarla y transformarla a compuestos estables, por lo cuál existe un abatimiento de oxígeno en Mozimba. En Playa Sol a causa de la descarga de agua dulce existe una mayor captación de oxígeno de ésta., la cual tiende a permanecer encima del agua salina a causa de su menor densidad. Todos estos valores nos indican que la materia orgánica que es arrastrada por los escurrimientos pluviales no disminuyen la concentración de oxígeno disuelto, a causa de que es mayor la dilución y mayor la captación de oxígeno por el agua dulce.

6 . 6.- DBO_5 :

En las cuatro estaciones de muestreo se tiene un rango de 3 mg/l a 15 mg/l, observándose mayores valores en época de estiaje que en época de avenidas, la estación que predomina es la de Mozimba siguiéndole Playa Olvidada, Continental y - Playa Sol (Fragata Yucatán). Las lluvias efectúan una acción de dilución, disminuyendo la DBO_5 , por otro lado un factor muy importante a considerar es el aumento de turismo en épo-

ca de estiaje, lo cual se traduce en una mayor DBO_5 . En las cuatro estaciones de muestreo seleccionadas; se tienen altos valores de DBO_5 a pesar de tener una buena aereación.

6.7.-Detergentes:

Se obtuvieron mayores valores en época de avenidas, en las dos épocas hay un rango aproximado de 0.15 mg/l a 0.4 mg/l, excepto en Mozimba, Playa Olvidada (con valores de 0.95 mg/l y 0.65 mg/l respectivamente) y Playa Sol (0.5 mg/l en época de estiaje), estos valores coinciden con los datos de las descargas en las cuales los ABS aumentan en época de avenidas precisamente aquí se efectúa una limpia de la superficie de la tierra con las precipitaciones pluviales. Todas estas cifras resultan elevadas puesto que los detergentes usados no son biodegradables y por lo tanto tienen la tendencia a acumularse en los cuerpos de agua.

6.8.- Nitrógenos:

No existe una predominancia clara de alguna de las épocas sobre la otra en cualquier forma en la que se muestra el nitrógeno, pero se hace mención a lo siguiente: un valor alto en $N-NO_3$ en el Continental en época de avenidas (1.8

mg/l) teniéndose un rango en el mismo parámetro de 0.2 a 0.8 mg/l; en los valores N-NH₃ con un rango de 0.45 mg/l. a 0.8 mg/l. Se obtuvieron altos valores en Mozimba (2.0 mg/l); con respecto al N-Orgánico se tiene un rango de - 0.45 mg/l a 0.85 mg/l con altos valores en Mozimba (1.15 mg/l) y Playa Sol (1.0 mg/l). Estos valores altos se deben a que las descargas de aguas negras o de sistemas --

combinados son una fuente importante de nutrientes, los cuales son susceptibles de causar una autonitrificación.

En lagunos lugares de Mozimba, puede existir digestión -- anaeróbica de Iodo y esto causa valores altos de N-NH₃. De las relaciones de estos parámetros se concluye que existe una buena degradación de materia orgánica (N-Org) a com--

puestos más estables que contienen N-NH₃ y N-NO₃.

6 . 9.- Fosfatos Totales:

Sus valores se encuentran en el rango de 0.022 mg/l a 0.18 mg/l., sobresaliendo por sus altos valores respecto a este rango, las estaciones de Condesa (0.25 mg/l) y Mozimba (0.485 mg/l.), no teniendo alguna de las épocas predominancia sobre la otra, las descargas son fuentes de nutrientes lo cual origina valores altos en Mozimba, no así en Condesa en la que las posibles fuentes sean de origen marino (o a - las corrientes).

De acuerdo a los nutrientes principales que se consideran (N y P) en forma de NO_3 y PO_4 , las concentraciones de P en todas las estaciones de muestreo a excepción de la Bahía de Santa Lucía hasta Playa Hornos (muestreos efectuados en época de avenidas), se encuentran arriba de las concentraciones permisibles. Según Midelebrooks (1971), el coeficiente de saturación para el crecimiento es de 0.01 mg/l de P y una proliferación máxima de fitoplancton para un valor de 0.05 mg/l. Para el nitrógeno total el coeficiente de saturación es igual a 0.15 mg/l y una proliferación máxima de fitoplancton para una concentración del orden de 0.3 mg/l, en todas las estaciones de muestreo se sobrepasan estos valores en aproximadamente un 300%, lo

cual nos indica una tendencia en las aguas muestreadas hacia una eutricación (a causa de concentraciones excesivas de nutrientes se produce un aumento exagerado de organismos vegetales).

6.10.- Coliformes Totales:

Se obtuvieron valores en un rango de 10 a 7×10^4 coliformes/100 ml. con altos valores en Mozimba y Playa Olvidada (4×10^6 coliformes/100 ml). Se observan mayores valores en época de avenidas que en época de estiaje, la estación que

presenta altos valores tanto en época de avenidas como en época de estiaje es la Playa Sol (4×10^4). En General se puede comentar que en todas las estaciones de -- muestreo, existen altos valores de coliformes, sin em-- bargo se encuentran abajo del máximo valor permisible - (según las normas 1000 coliformes/100 mD para el uso re-- creacional de las aguas a excepción de la zona de la -- descarga subacuática, Caletilla, Hornos y Tlacopanocha en época de avenidas y en la zona de la descarga sub-- acuática, Caletilla, A. Continental y Club de Yates en época de estiaje.

6.11.- Análisis de los promedios anuales graficados (1973-1977) durante los monitoreos efectuados esos años.

6.11.1.- OD: ®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

De acuerdo a las gráficas anuales, en forma general se no ta una disminución del oxígeno disuelto en casi todas las estaciones de monitoreo desde el año 1973 a 1977, pero -- donde existen las disminuciones de oxígeno disuelto más - marcadas es en Caletilla, Playa del Secreto, Fragata Yuca-- tán, Tlacopanocha y Club de Yates. Estos lugares se carac-- terizan por poseer descargas de aguas combinadas y tener poco movimiento en sus aguas, ambos factores afectan la - concentración de O.D. en un cuerpo de agua, pero tal pa-

rece que en estos lugares la concentración de oxígeno disuelto se encuentra en función principalmente del movimiento que posea el agua en cuestión.

Los valores, que son promedios anuales, varía de 6 mg/l a 7.0 mg/l, en concentración de oxígeno disuelto, a excepción de Mozimba donde en 1974 y 1975 se registraron valores cercanos a 5.0 mg/l.

6.11.2.- A B S:

En general los valores (promedios anuales) varían en un rango de 0.05 mg/l a 0.38 mg/l, obteniéndose valores hasta de 1.0 mg/l en Mozimba y Playa Olvidada (en 1977 y 1975 respectivamente). En todas las estaciones de

muestreo, predomina una tendencia de aumento en la concentración de detergentes en sus aguas, observándose tipos de estaciones de muestreo de acuerdo a las concentraciones que poseen; así en Mozimba y Playa Olvidada se tienen los valores más altos, siguiéndole las estaciones Nao Victoria y Fragata Yucatán y posteriormente con menos concentración de detergentes (máximas concentraciones de 0.30 mg/l) todas las restantes estaciones.

6.11.3.- N-NO₃ :

No existe un comportamiento similar en las estaciones --muestreadas, sin embargo en más del 50% de ellas hay una tendencia a disminuir. En los promedios anuales obtenidos, la mayoría de las estaciones tiene un rango de valores de de 0.2 mg/l hasta 0.9 mg/l, sobresaliendo la estación del Acapulco Continental en la que sus valores fluctúan entre 0.95 mg/l - 1.50 mg/l.

6.11.4.- Fosfatos Totales:

En la mayoría de las estaciones de monitoreo, sus concentraciones varían de 0.025 mg/l a 0.10 mg/l, lo cual considera que esas estaciones tienen valores normales, sin embargo Mozimba y Playa Olvidada por un lado tienen valores considerados altos (en el rango de 0.10 mg/l a 0.60 mg/l) y la tendencia a aumentar que tiene la estación del Aca-- pulco Continental (en 1977 se registró un promedio de 0.142 mg/l) son las estaciones que originarían probables problemas en sus respectivas áreas de influencia.

6.11.5.- DBO_5

De las cuatro estaciones de muestreo consideradas dentro del programa de monitoreo, tanto Mozimba como la estación del Acapulco Continental presentan tendencias a aumentar en concentración de DBO_5 , sin embargo, las estaciones de

Playa Olvidada y Fragata Yucatán presentan una tendencia a disminuir en la concentración de ese parámetro.

Mozimba presenta un rango de 0.7 mg/l a 13.4 mg/l Acapulco Continental tiene un rango de 1 mg/l a 16.5 mg/l, Playa Olvidada de 5 mg/l a 24 mg/l y Fragata Yucatán de 1.5 mg/l a 4.0 mg/l. De acuerdo a estos valores se deduce que las estaciones de Mozimba y Acapulco Continental presentan los valores que deben ser considerados en el futuro, puesto que son excesivamente altos y afectan -- principalmente la fauna marina en forma indirecta ya que el valor de DBO_5 nos representa un vehículo de transporte de organismos nocivos para la salud animal (en especial hacia el hombre).

6.11.6.- Coliformes Totales:

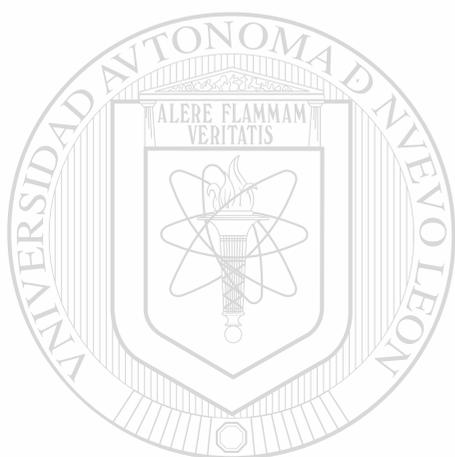
Existe rangos de variabilidad marcada del conteo de coliformes (NMP) en cada una de las estaciones de monitoreo. En realidad en general no existe alguna tendencia a un aumento o hacia alguna disminución en la concentración de éste parámetro, por lo cual se mencionarán las estaciones que tienen altos valores y sus tendencias.

Mozimba y Playa Olvidada presentan un comportamiento anual ligeramente detectable, habiendo aumentado el promedio ---

anual de 1977 con respecto al de 1976 en Mozimba (debi-
do a la edición de drenaje sanitario, puesto que ahí es
drenaje pluvial) y habiendo disminuído en el mismo perío-
do en Playa Olvidada por la razón inversa a la anterior
estación. Caletilla presenta un rango relativamente alto
en su concentración de coliformes, le podemos atribuir -
su disminución a las obras de alcantarillado que se han
estado realizando, en general se puede mencionar que la
calidad del agua en este parámetro es aceptable a pesar
de que se encuentra arriba de la norma máxima permisi-
ble (NMP 1000 Coliformes/ml.), lo mismo podemos comen-
tar de la estación Condominios Torre Blanca, solo que -
aquí los valores anuales que presenta se encuentran aba-
jo de la norma, en las otras estaciones que se encuentran
en Puerto Marqués la tendencia es hacia un aumento en la
concentración del NMP/100 ml. afortunadamente los valores
son todavía muy pequeños, pero estas tendencias deben ser
consideradas muy seriamente.

Todas las estaciones de monitoreo en la Bahía de Acapulco
se encuentran con valores en sus promedios anuales que so-
brepasan ligeramente la norma máxima permisible, a excep-
ción de 1 estación localizada en Condesa, pero a pesar
de esto se tiene que en el período de 1975 a 1977 presen-

taron una tendencia a disminuir por lo cual se puede -
preveer los valores aproximados que tendremos en 1978,
esto es influído por las obras de saneamiento que se -
han venido efectuando en la Ciudad de Acapulco.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

ESTACIONES DE MONITOREO

1	MOZIMBA
2	PLAYA OLVIDADA
3	PLAYA LA ANGOSTA
4	CANAL BOCA CHICA
5	CALETILLA
6	PUNTA BRUJA
7	BOCANA PUERTO MARQUES
8	CONDOMINIOS TORREBLANCA
9	FRENTE AL CUAFTEL
10	PICHILINGUE
11	2,000 mts nte PUNTA BRUJA
12	PLAYA DEL SECRETO
13	ICACOS
14	FRAGATA YUMATAN
15	NAO VICTORIA
16	PLAYA CONDESA
17	ACAPULCO CONTINENTAL
18	RITZ
19	HORNOS
20	ARROYO CAMARON
21	ARROYO ACUAS BLANCAS
22	M ELLF
23	TLACAPANOCHA
24	CLUB DE YATES

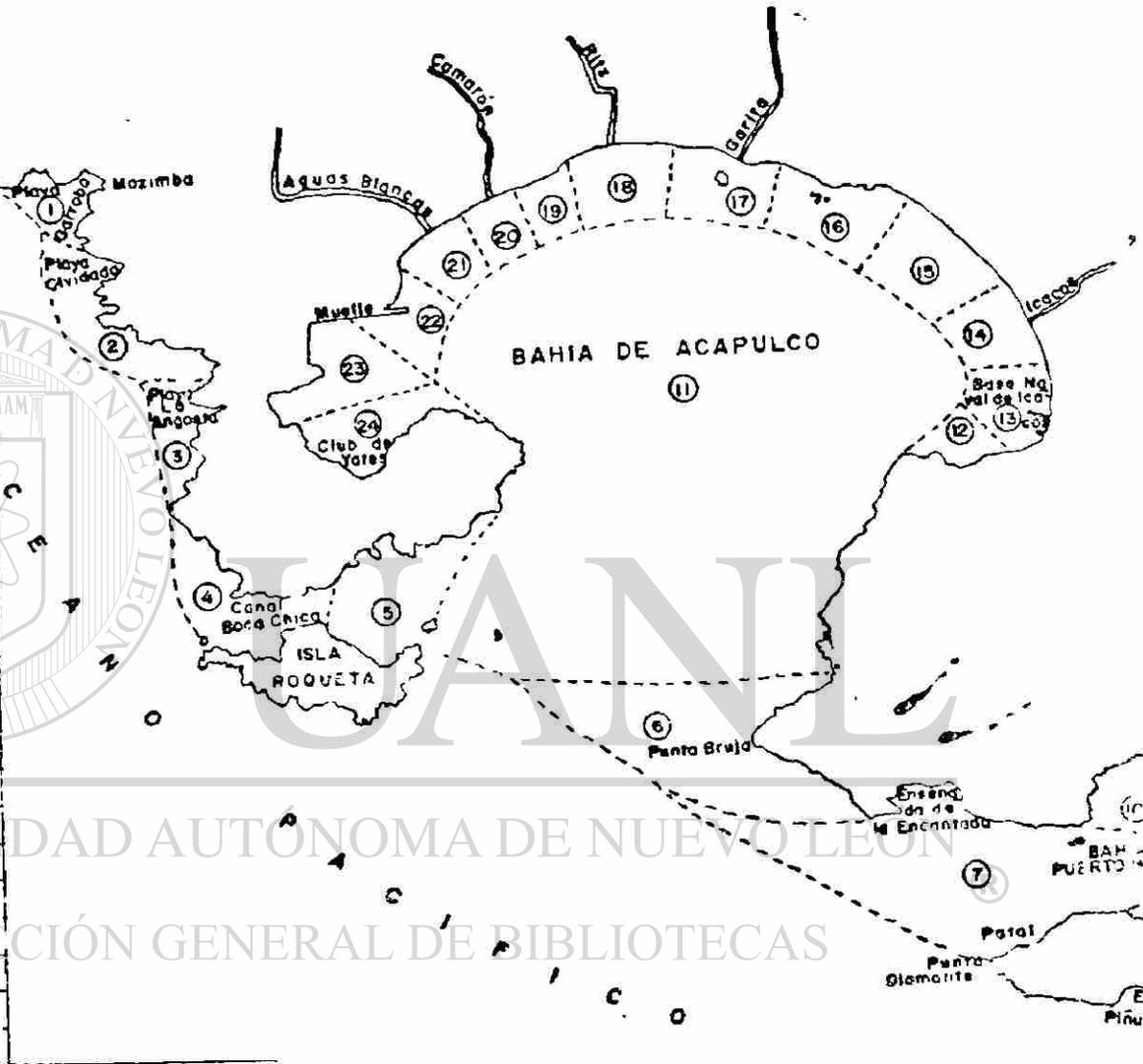


FIG N° 32

CAPITULO VII

DISCUSION DE LOS RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.-

De acuerdo a lo tratado en el tema de descargas de agua en la Bahía de Acapulco, sondeo del fondo de la Bahía y Monitoreo de la Bahía, se deduce lo siguiente:

7.1.- Todas las descargas presentan problemas para la calidad de un cuerpo de agua y aquí no es la excepción, ya que toda agua que escurre transporta organismos que pueden ser nocivos para la salud.

7.2.- La Bahía tiene actualmente capacidad de autopurificación suficiente para todas las descargas que tiene la Bahía.

7.3.- La Localización de basura que es nociva para la calidad estética se presentan como acumulaciones, en los siguientes lugares: Frente al Club de Yates, Frente al Muelle y Frente a las descargas de los arroyos Aguas Blancas y Camarón, por otro lado la Bahía de Santa Lucía se debe de considerar como una zona crítica, a causa de la tendencia que tienen los sedimentos de permanecer -

en ese lugar por el poco movimiento de las corrientes. Se ha observado que en casi todos los lugares en que existen pequeñas acumulaciones de basura, éstas son resuspendidas por corrientes submarinas. Estos materiales flotan y son transportados hacia la orilla por los vientos y de ésta manera recolectados por el servicio de limpia. De acuerdo a esto se observa que esos materiales no prestan grandes problemas a la calidad del agua, pero sí a la estética de la misma.

7.4.- Del monitoreo se tienen los efectos nocivos para la salud en los puntos de descargas, con abatimientos de oxígeno y altos valores de coliformes (1000 NMP/100 ml.) y DBO_5 .

7.5.- Se recomienda el diseño de obras para eliminar por completo las descargas a la Bahía de Acapulco, el diseño de obras para interceptar los materiales que arrastran los escurrimientos pluviales a través de los arroyos y evitar de esa manera posibles acumulaciones de materia principalmente en la Bahía de Santa Lucía. Todo esto a causa de las tendencias de aumento de población y por lo tanto a un creciente perjuicio de las descargas de agua hacia la Bahía de Acapulco.

- 7.6.- Diseñar una planta de tratamiento de Aguas Negras para eliminar los riesgos de posibles intoxicaciones por productos del mar que sean extraídos en la zona de descargas.
- 7.7.- Se hace necesario, que en el área costera donde existen embarcaciones ya sean, comerciales y del Gobierno Federal se instalen bidones, para que en estos recipientes sean depositados los aceites que resulten de la limpieza o mantenimiento de sus maquinarias, pues actualmente estos aceites son vertidos al agua de la Bahía, ocasionando problemas ecológicos y estéticos.
- 7.8.- Que las Autoridades correspondientes les hagan saber a los dueños, de cooperativas, clubes, etc. o a los responsables de las embarcaciones de la Bahía, que el aceite resultante del mantenimiento de sus motores sea depositado en los bidones recolectores de aceite, persona que no lo haga se hará acreedora a una sanción (este castigo será idealizado por las Auteridades).
- 7.9.- Que las autoridades (ya sea Federal, Estatal o Municipal) se hagan cargo de recolectar periódicamente los bidones con el aceite, para ser depositados en un lugar poco lejano donde ocasione el mínimo problema de contaminación o que sea vendido (puede usarse para curar madera, etc.)

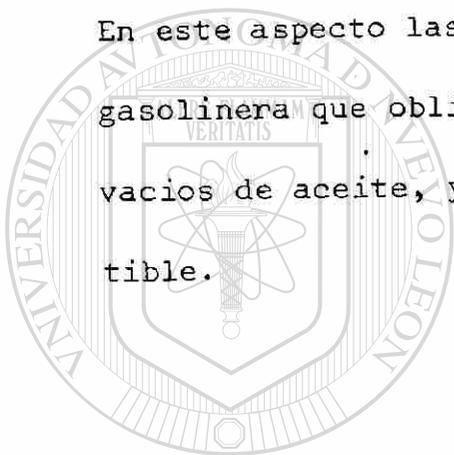
7.10.- En la Isla de la Roqueta y el Club de Yates, los restaurantes existentes depositan la basura en lugares abiertos, por lo que al efectuarse alguna avenida, esta basura es depositada en el Canal Boca Chica y en la Bahía de Santa Lu ía, posteriormente encontrándose en la Bahía. Para evitar esta fuente de basura, se hace necesario que las Autoridades obliguen a los dueños de estos restaurantes y a particulares que entierren o quemem su basura.

7.11.- En los yates que efectúan recorridos turísticos no existen depósitos de basura a bordo, por lo que los usuarios arrojan los vasos, latas, etc. al agua durante el recorrido. En este aspecto, las Autoridades bien pueden obligar a los responsables de estas embarcaciones que pongan depósitos de basura a bordo y avisos al público al respecto.

7.12.- En las playas de mayor demanda turística no existen (o muy pocos) anuncios , lo cuales digan que notiren basura al agua que sea depositada en los recolectores especiales de basura; por lo antes dicho se requiere que las Autoridades pongan anuncios (o mayor número) en las playas, que digan lo antes expuesto.

7.13.- En las gasolineras donde las embarcaciones chicas y grandes se abastecen de combustible (gasolina del Malecón), se ha observado que los lancheros que allí ocurren, tiran al agua, los botes de aceite vacios. Son frecuentes los derrames de gasolina.

En este aspecto las Autoridades pueden obligar al dueño de esta gasolinera que obliguen a sus empleados a recolectar los botes vacios de aceite, y tener más cuidado en el suministro de combustible.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

CAPITULO VIII

SANEAMIENTO DE CAUCES.-

A todo lo largo de los canales existentes en las cuencas de Acaapulco, se encuentran numerosas áreas de terreno, de propiedad Federal; que actualmente se encuentran invadidas por pequeños propietarios o por paracaidistas, provocando con esto desórdenes, principalmente en el aspecto limpieza en los canales y desórdenes en cuanto a estética y urbanización se refiere.

Una de las disposiciones que el Gobierno Federal ha dado es que por conducto de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos estas áreas sean reintegradas al Patrimonio Nacional, con fines principalmente de incrementar la limpieza y mejorar la estética de estas zonas, ya que dichas áreas urbanas no cuentan con los servicios necesarios para poder llenar los requisitos de Urbanización como son: Sanitarios, Luz, Agua Potable, Alcantarillado y Drenaje. Otras zonas están arriba de la Costa Tope del Plan que se formuló en la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas de acuerdo con el control tanto urbanístico como demográfico

co de la Ciudad y Puerto de Acapulco.

La intención con la que fué promulgada la Ley Federal de Aguas, fué la de permitir que las autoridades federales encargadas de los recursos hidráulicos del país, contaran con las facilidades necesarias para llevar a feliz término las actividades que se les han encomendado.

Sin embargo, la invasión de las zonas y cauces federales, aún cuando no sea mal intencionada, provoca limitaciones en las características hidráulicas de los cauces, de manera que cuando se presentan inundaciones y desbordes, afectan en primera instancia a los

habitantes de las zonas adyacentes a los cauces, con los consecuentes perjuicios físicos y económicos, y en ocasiones la pérdida de vidas humanas.

La carencia de servicios adecuados, y la escasa preparación de los pobladores, ocasionan que los cauces se conviertan en tiraderos de basura y defecaderos, aumentando la insalubridad y en consecuencia la probabilidad de enfermedades.

No obstante que el turismo se desarrolla fundamentalmente en la -

franja de costa inmediata a la playa, el acarreo pluvial de basuras y microorganismos a la Bahía, puede llegar a deteriorar las características físico-químicas y bacteriológicas de sus aguas, y convertirla en un foco de infecciones que podría afectar de manera considerable al renglón económico fundamental del puerto, - que es el turismo.

No se debe dejar pasar por alto el hecho de que aún cuando las basuras de tipo flotante, no representan riesgos a la salud, afectan sensiblemente el aspecto estético de las aguas, motivando en forma negativa el uso recreativo de las playas, por la repulsión que ocasiona el estar en contacto con materiales cuyo origen muchas veces se desconoce, pero se sospecha.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

8.1.- Delimitar y recuperar la zona Federal.

Dentro de las medidas requeridas, resulta de primordial importancia, tanto por los problemas de tipo social que involucra - como por la necesidad que de ello se tiene, el iniciar en cuanto sea posible un programa para recuperar la zona federal, de acuerdo a las prioridades y en función de las áreas de captación en las cuencas.

El problema principal involucrado en esta acción radica en la oposición popular y en el costo que representa indemnizar a los invasores de cauces y zonas federales.

Este problema presenta dos diferentes soluciones:

- a).- Indemnizar únicamente a las personas que tengan título de propiedad y de acuerdo con los valores señalados en el catastro.
- b).- Trasladar a los afectados a un nuevo asentamiento, para aprovechar la economía de escala.

Sin embargo, la acción deberá basarse en el convencimiento previo de los beneficios que esto acarreará a la región y a cada uno de los afectados.

8.2.- Rectificación y Saneamiento de Cauces.

Con el fin de facilitar el escurrimiento de las aguas y para evitar que los arroyos se conviertan en conductos de aguas residuales domésticas, es necesario rectificar los cauces de acuerdo

do con las características hidráulicas requeridas para permitir el escurrimiento de las avenidas producidas por tormentas con un período de retorno mínimo de 15 años.

Además se requerirá instalar atarjeas marginales para captar las aguas residuales domésticas y dejar preparadas las conexiones para más descargas, así como la tubería para el abastecimiento del agua potable.

Indudablemente que las obras de saneamiento redundarán en la elevación del nivel de vida de la población aledaña al cauce y evitarán en parte que éste se tome como tiradero de basura.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

8.3.- Obras de Ornato en la Zona Federal.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Considerando que las obras que se realicen tienen un interés social, se propone llevar a cabo algunas obras de embellecimiento de la zona federal, estas obras están pensadas en forma tal que protejan la zona federal, sirvan como andadores y aún como lugar de esparcimiento para los pobladores y faciliten el acceso a los cauces para llevar a cabo la operación y el mante-

nimiento apropiado.

8.4.- Beneficios.

Entre los beneficios derivados de este proyecto se podrían mencionar los siguientes:

a).- La recuperación de áreas de propiedad federal, labor que indiscutiblemente resulta indispensable, no obstante los problemas que se ha mencionado, los cuales irán disminuyendo de acuerdo con el avance de las obras y acciones que requieren efectuarse.

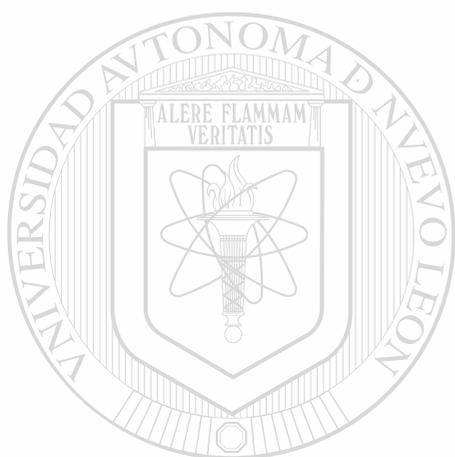
b).- Conservación de la estética de la ciudad.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Siendo el turismo la fuente principal de divisas en la ciudad, resulta lógico que para cada proyecto, se piense en el impacto que tendrá en dicha actividad. El proyecto señalado resulta benéfico en dos diferentes aspectos.

1).- La calidad estética de la zona recreativa aumenta al disminuir las basuras en ella.

2).- Las obras de ornato que se realicen en los cauces, además de lograr una mayor belleza, producen una magnífica impresión de limpieza.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

RECIPIENTE DESARENADOR EN ARROYOS

Al ocurrir un cambio de sección ocurre una transición en la velocidad del agua, por lo tanto si se tiene el canal de 4.0mts de ancho y el agua lleva una velocidad de 2.5mts./seg. con un tirante de 1.0mts., entonces el gasto es de $10\text{m}^3/\text{seg.}$

La velocidad del agua en el recipiente de sedimentación quedará comprendida entre 0.1 y 0.5m/seg., procurándose que la turbulencia sea reducida por medio de un salto hidráulico a la entrada.

De la obra de KOHEN, AUSBAU der WASSER KRAFTEN, der Ingenieurwissenschaft (según Du Buat); las velocidades límite para la arena es

0.26mts./seg. y para esto la sección de desague debe tener un valor de Q:

$0.26=4Q(\text{m}^3/\text{seg.})$, como la separación de las partículas no se produce inmediatamente después de que se alcanza la velocidad límite entonces el agua deberá mantener esa velocidad durante unos minutos, dependiendo de la profundidad suponiendo que sean 6 minutos, entonces el agua recorrerá una longitud de 90mts. aprox. Por lo tanto la capacidad útil para el movimiento del agua será:

$$4 \times 90 \text{ Q} = 360 \text{ Qm}^3$$

Suponiendo que el espacio de los sedimentos es 3 horas y que el caudal sólido sea de 4 partes por 1000 entonces el volumen ocupado por los sedimentos es:

$$Q \times 3(\text{hr}) \times 3600 (\text{seg./hr}) \times 0.004 = 43.2 \text{ Qm}^3$$

La capacidad total del desague será por lo tanto de:

$$400 \text{ Qm}^3 \text{ aprox.}$$

En un buen depósito de sedimentación, se debe procurar que la arena depositada pueda ser expulsada con poco gasto de agua y por la acción de esta. Es conveniente disponer el fondo del depósito de manera que cuando se abran las compuertas de desague, situadas en él, se efectúe, hacia ellas, una fuerte velocidad que arrastre los sedimentos y que estos queden en el depósito para sedimentos. Lo más conveniente sería dar una pendiente que corresponde al talud natural de las arenas mojadas (bajo las agua), o sea de 1:3 a 1:4, y así al abrir las compuertas con esa a agua serían arrastrados los sedimentos.

(Saltos de Agua y Presas de embalse, Tomo I, pag. 554).

Para el g_{asto} de $10\text{m}^3/\text{seg.}$, se tiene una área de sección transversal de:

$$\text{Area} = 4 \times 10 \text{ (m}^3/\text{seg.)}$$

$$\text{Area} = 40\text{m}^2$$

Considerando un ancho del desarenador igual a 3.5 veces el ancho del canal, entonces el ancho es,

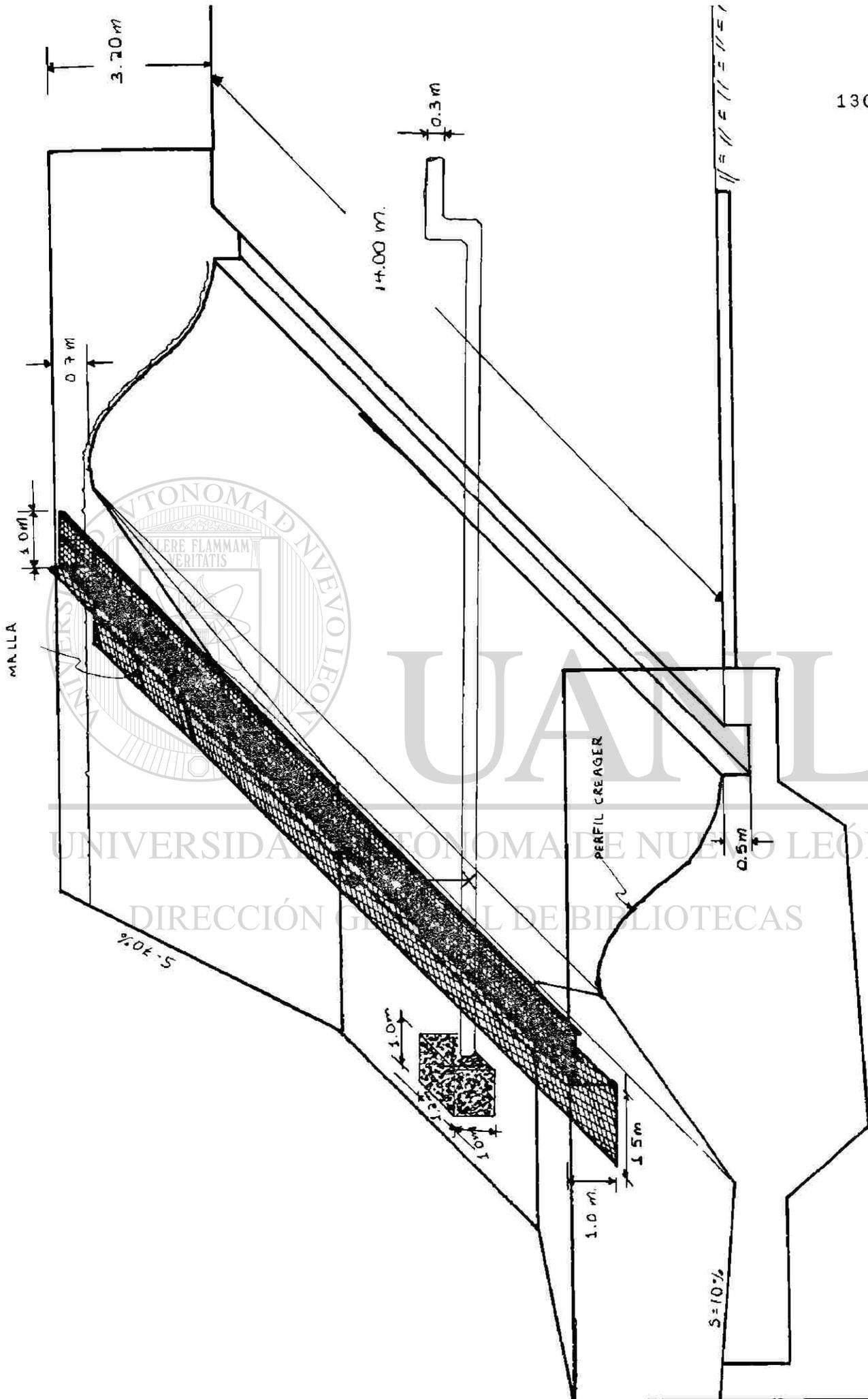
$$\text{Ancho} = 3.5 \times 4.0 \text{ (m)}$$

$$\text{Ancho} = 14.0\text{m}$$

Por lo tanto la altura del desarenador es= 2.5m aprox. y la lon-

gitud total = 90m.

El croquis del desarenador propuesto se presenta a continuación.



EQUIPO DE SANEAMIENTO DE CAUCES

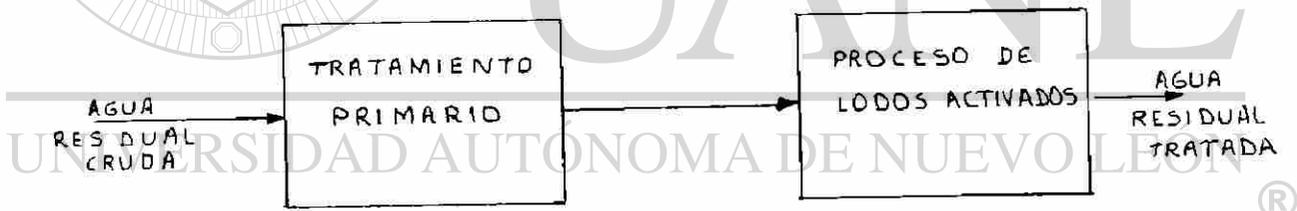
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

CAPITULO IX

PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

La estrategia de lodos Activos con disposición en la tierra, posee una regular sensibilidad a fluctuaciones, una regular necesidad de operación y una regular magnitud de fallar debido a errores de operación o por inactividad del operador.

El esquema del proceso propuesto es el siguiente:



9.1.- Descripción del Sistema Propuesto.

9.1.1.- Tratamiento Primario.

El tratamiento primario se relaciona con la eliminación de sólidos de las aguas de desecho, incluye la eliminación de sólidos sedimentables, sólidos gruesos (voluminosos) y sólidos suspendidos.

La eliminación de sólidos gruesos se hace por medio de cribado y/o aparatos desmenuzadores. El cribado incluye cribas de barras y los aparatos desmenuzadores incluyen comintors, barminutors y bombas desmenuzadoras.

Los aparatos de cribado se relacionan con el atrapamiento de sólidos gruesos que flotan y su remoción subsecuente. Los aparatos desmenuzadores, cortan o muelen los sólidos gruesos para permitir su paso a las unidades subsecuentes de remoción.

La eliminación de sólidos sedimentables o arena se efectúa por medio de un canal desarenador, el cual elimina los sólidos abrasivos del agua de desecho y proporciona protección del equipo mecánico y reduce los depósitos de arena en los equipos localizados aguas abajo.

La sedimentación primaria involucra la separación y eliminación de partículas suspendidas que son más pesadas que el agua y más ligeras que el agua. Las partículas más pesadas que el agua son eliminadas por un asentamiento gravitacional. Los sólidos más ligeros que el agua flotan, formando una delgada capa la cual es eliminada por medio de un rastrillo superficial. La eliminación de material sedimentable y el que flota,

reduce el contenido de sólidos suspendidos en un 50 a 65% con una reducción asociada en DBO de 25 a 40%.

Normalmente, los tanques de sedimentación primaria son diseñados para proporcionar de 90 a 150 minutos de tiempos de retención basado sobre la razón del promedio diario de flujo del agua de desecho.

Los tanques de sedimentación primaria que preceden al tratamiento biológico secundario, normalmente son diseñados para proporcionar de 30 a 60 minutos de tiempo de retención.

Corrientemente, los tanques de sedimentación son diseñados sobre la base de razones de carga superficial, se basa sobre el promedio diario de flujo y se expresa como litros por día-metros cuadrados ($\text{Lts/día} \cdot \text{m}^2$) de área superficial de tanque.

Debe darse énfasis en que las razones de flujo superficial deben ser lo bastante bajas para asegurar una operación satisfactoria para los flujos hidráulicos pico.

9.1.2.- Proceso de lodos activados

Descripción:

La necesidad para incrementar el grado de purificación de las aguas de desecho ha creado un creciente interés en el proceso de lodos activados.

El proceso de lodos activados el cual fué desarrollado en Inglaterra hace cerca de 65 años involucra la producción de una masa suspendida de microorganismos en un reactor, para degradar biológicamente los compuestos orgánicos solubles en las aguas de desecho, produciendo dióxido de carbono, agua, microorganismos y energía.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

El agua de desecho conteniendo compuestos orgánicos solubles es alimentada al reactor aeróbico (tanque de aereación) el cual proporciona 1). El aire requerido por los microorganismos para oxidar bioquímicamente los desechos orgánicos, y 2) Un mezclador para asegurar un íntimo contacto de microorganismos con el desecho orgánico. Los contenidos del reactor aeróbico son referidos a sólidos suspendidos del licor mezclado (SSLM). En el reactor aeróbico, los desechos orgánicos son metaboliza-

dos para proporcionar los factores de energía y crecimiento para la producción de más microorganismos con eliminación de dióxido de carbono y agua como productos metabólicos finales. Los sólidos suspendidos de licor mezclado fluyen del tanque de aereación a un tanque de sedimentación el cual proporciona un asentamiento para permitir la separación de los sólidos biológicos del agua de desecho tratada. La mayoría de los sólidos biológicos sedimentados son reciclados como lodo activado de retorno (RAS) hacia el reactor aeróbico para proporcionar una masa de microorganismos para el continuo tratamiento del agua de desecho de entrada. La recirculación y

la eliminación de sólidos biológicos (microorganismos) del reactor; asegura una razón apropiada de la entrada de los desechos acuosos a la población de microorganismos (comida a microorganismos, o una razón Q/M), la cual es crítica para una eficiente biodegradación de los compuestos del desecho orgánicos solubles.

La razón Q/M es el factor de carga del proceso y es expresado como Kgs de DBO_5 aplicado por día por Kg de SSVLM (sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado), $Kg\ DBO_5/día/Kg\ SSVLM$ contenidos en el sistema de tratamiento. Este factor puede ser

usado en conjunción con los conocimientos de requerimientos de aire y la capacidad para maniobrar el sistema de sólidos. Por esta razón es práctica común para consideraciones de diseño usar cargas volumétricas (Kgs DBO_5/m^3 del tanque de aereación). Usando estos dos factores se asegura la operación efectiva del sistema de lodos activados.

El proceso de lodos activados es muy flexible y puede ser utilizado por el tratamiento de casi cualquier tipo de desecho biodegradable.

El uso de clarificadores primarios previos a los recipientes de aereación de lodos activados proporcionan un amortiguamiento o control de las variaciones en los flujos de desechos.

Algunos factores del medio ambiente afectan al crecimiento de los microorganismos. Los más importantes son la temperatura, PH, abastecimiento de oxígeno, obtenibilidad de nutrientes, y tipo de sustrato.

La eficiente y sucesiva degradación biológica de desechos orgánicos, requiere de una cantidad mínima de nitrógeno y fósforo.

ro para la síntesis de nuevas células. En algunas ocasiones las cantidades de nitrógeno y fósforo son deficientes y causan deficiencias en la remoción en los sistemas de tratamiento biológico. El nitrógeno puede ser añadido en forma de nitrógeno amoniacal a causa de que el nitrógeno de nitritos y nitratos no son usados rápidamente por los microorganismos. Algunas sales de fósforo solubles pueden ser usadas para que sean asimiladas por los microorganismos. Generalmente una relación de $DBO_5 : N : P$ de 100 : 5 : 1 es considerada como óptima para los requerimientos nutricionales de los microorganismos usados en el tratamiento biológico de desechos.

El equipo de aereación y las bombas de retorno de lodo son las piezas principales del equipo que dependen de una fuente de energía constante. Además proporcionando un tratamiento continuo requerirán de una fuente de energía de emergencia.

Características operacionales y parámetros de diseño del proceso de lodos activados.

Sedimentación Primaria	——	Usualmente usada
Modelo de Flujo	——	Flujo tapón
Sistema de Aereación	——	Aire difundido
Período de Aereación	——	3 - 6 Horas
Sedimentación Secundaria	——	Sí
Flujo de Lodo de Retorno	——	25 - 50%
Carga DBO (Kgs/día/Kg SSVLM)	——	0.25 - 0.50
Edad del Lodo	——	3 - 6 días
Remoción de DBO ₅	——	85 - 95%
Aplicación	——	En general a un amplio rango de desechos.
Factor de Carga	——	0.8 Kgs de DBO/m ³

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
(Ref. Municipal SEWAGE TREATMENT, EPA).

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

9.2.- Descripción del Sistema de Descargas Al Mar.

De los datos presentados en la tabla # 1 se estima lo siguiente:

El tunel emisor de Mozimba está diseñado para alcantarillado -- pluvial y el tunel emisor de Playa Olvidada es para el sistema de alcantarillado sanitario. En el crucero de las calles Constituyentes y 16 de Septiembre existe un transporte de agua del

colector de drenaje sanitario al colector de drenaje pluvial. Esto se debe a que sobre la calle 16 de Septiembre existe un taponeamiento en el colector del drenaje sanitario. Por lo tanto el agua negra que llega al túnel emisor de Playa Olvida da es producto del sistema ejido y del sistema Mozimba (aprox. 50 L/Seg.).

Los resultados de laboratorio que se considerarán, serán un promedio de los gastos con sus respectivas concentraciones, como si se tratara de un mezclado ya que las muestras de ambos túneles emisores se tomaron en época de estiaje y además antes del mezclado de ambos sistemas (Por el sistema de drenaje pluvial circulaba un gasto aproximado de 2 l/seg.). Otra razón para considerar las descargas de ambos túneles emisores se basa en los resultados de laboratorio obtenidos que son característicos de descargas de drenajes sanitarios.

9.3.- Cálculo del Gasto.

De acuerdo al diseño del canal que es cóncavo en su parte baja y con paredes verticales se tiene lo siguiente:

con la ecuación de Manning y usando la gráfica de Y/D VS $\frac{Qn}{S^{1/2} D^{8/3}}$

considerando un canal circular de acuerdo a como funciona generalmente, se tiene que.

$$\begin{aligned} \text{Para: } Y &= 0.295 \text{ m.} \\ D &= 9.40 \text{ m.} \\ Y/D &= 0.0314 \end{aligned}$$

para un canal circular se obtiene:

$$Q \eta / S^{0.5} \times D^{2.66} = 0.0005$$

Considerando:

$$\eta = 0.015 \text{ (concreto áspero)}$$

$$S = 0.0012$$

$$D = 9.40 \text{ m.}$$

$$Q = \frac{5 \times 10^{-4} \times (12)^{1/2} \times 10^{-2} \times (9.4)^{8/3}}{15 \times 10^{-3}}$$

$$Q = \frac{(12)^{0.5} \times (9.4)^{2.66} \times 10^{-3}}{3}$$

$$Q = 453.76 \text{ L/Seg.}$$

De acuerdo a las condiciones medias de los aforos efectuados.

Si se estima que el gasto medio que descarga por el túnel emisor de Playa Olvidada es de 50 L/Seg., entonces el Q total = 504 L/Seg.

La población de la Ciudad de Acapulco con ectada a los servicios de agua y drenaje son (% y % respectivamente), estimar que esos servicios (especialmente los de alcantarillado sanitario) se dupliquen para el año 1980 y también esperando que el área máxima que puede ser urbanizada está prácticamente ocupada, podemos estimar que el gasto futuro de diseño sea el siguiente:

$$Q = 504 \text{ L/Seg.} + Q \text{ (conexiones de descarga faltantes)} + Q \text{ (nuevas conexiones de descarga 1980)}$$

$$Q = 504 \text{ L/Seg.} + 168 \text{ L/Seg.} + 125 \text{ L/Seg.}$$

Los 168 L/Seg. representa un 33% del gasto actual y que representaría un au -

mento de gasto a causa del aumento en los servicios de alcantarillado. Los 125 L/Seg. se basa en un aumento (en un 25%) de las áreas urbanizadas y de los servicios de abastecimiento.

Q total de diseño = 797 L/Seg.

Si se le añade un 30% como un factor de seguridad de diseño, se obtiene Q diseño = 1040 L/Seg. (considerando en el 30% un aumento en el gasto a causa de los abastecimientos pico y del aumento en el gasto a causa de la época de avenidas).

De acuerdo a la siguiente ecuación se calcularán los valores de los parámetros (X) que se utilizarán para el diseño de la planta de Tratamiento de aguas negras

$$X = \frac{Q_1 \times X_1 + Q_2 \times X_2}{Q_1 + Q_2}$$

X_1 = valor del parámetro en Mozimba (mg/L)

Q_1 = gasto en Mozimba (L/seg).

X_2 = valor del parámetro en Playa Olvidada (mg/L)

Q_2 = gasto en Playa Olvidada (L/Seg.)

El dimensionamiento de la planta de tratamiento de aguas negras contempla gastos del orden de hasta 50% del gasto de diseño (según las variaciones del turismo).

La localización de la planta se localiza en el plano anexo (Plano No. 3)

Cálculo de la Gráfica para obtener la curva de gastos contra tirantes en el canal de descarga al mar del túnel emisor Mozimba de aguas pluviales (funcionando con aguas negras), en Acapulco, Gro.

Datos

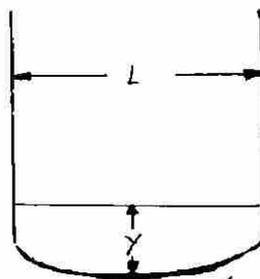
$$S = 0.0012$$

$$D = 9.40 \text{ m.}$$

$$n = 0.015$$

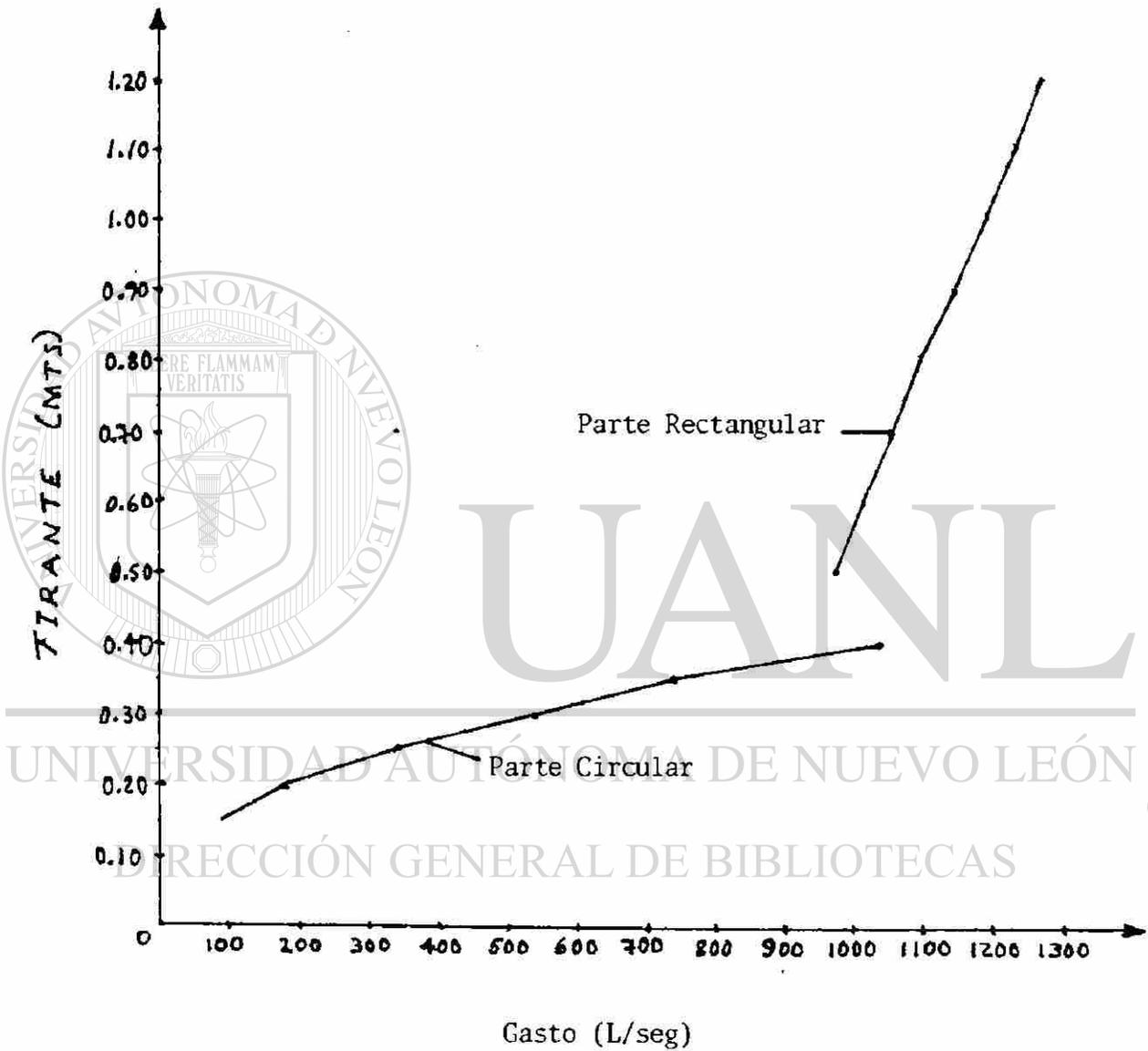
$$b = L = 3.90 \text{ m.}$$

$$n/s^{0.5} \quad D^{2.66} = 1.1$$



Caracterización de las descargas de los colectores del drenaje pluvial y sanitario de la Ciudad de Acapulco, Gro.

Parámetros	Concentración - en la descarga - del sistema Pluvial-Mozimba (1)	Concentración- en la descarga - del sistema sanitario Playa-Olvidada (2)	Valores promedio que se considerarán para el diseño de la planta de tratamiento de aguas negras.
Temperatura ($^{\circ}\text{C}$)	29	28	28.81
PH	7.2	7.1	7.18
DBO ₅ (mg/L)	200.0	220.0	203.7
DQO (mg/L)	650.0	1000.5	714.9
Grasas y Aceites (mg/L)	1062.0	39.0	872.5
SAAM (mg/L)	2.81	20.0	5.99
N-Org. (mg/L)	2.91	7.61	3.78
N-NH ₃ (mg/L)	21.78	17.02	20.90
N-NO ₃ (mg/L)	0.684	0.847	0.714
Fosfatos Totales (mg/L)	3.084	3.084	3.084
Coli. Totales (NMP/100 ml)	110 x 10 ⁶	24 x 10 ⁶	94.07 x 10 ⁶
Coli. Fecales (NMP/100 ml)	110 x 10 ⁶	24 x 10 ⁶	94.07 x 10 ⁶
Sólidos totales (mg/l)	3770	4150	3840.3
Sól. tot. volátiles (mg/l)	2820	2640	2786.6
Sól. tot. fijos (mg/l)	950	1510	1053.7
Sól. susp. totales (mg/l)	223	307	238.55
Sól. susp. volátiles (mg/l)	143	153	144.85
Sól susp. fijos (mg/l)	80	154	93.70
Sól. disueltos. Tot.(mg/l)	3547	3843	3602
Sól. disueltos. Volát. (mg/l)	2677	2847	2642
Sól. disueltos. fijos (mg/l)	870	1356	960



Gráfica que muestra la variación del flujo en el canal de descarga de drenaje pluvial Mozimba (funcionando con aguas negras) en Acapulco, Gro.

9 4.- Medidor Parshall

Para un gasto de 1040 l/seg ($36.72 \text{ ft}^3/\text{seg}$) se selecciona un rango de operación (por los afluentes pico que se puedan presentar) de :

$Q_{\max} = 50.4 \text{ ft}^3/\text{seg}$ a $Q_{\min} = 0.97 \text{ ft}^3/\text{seg}$ del cual se obtienen las siguientes dimensiones :

	fts.	mts.	
W =	3.00	0.91	(Tamaño del medidor)
A =	5.50	1.68	$Q_{\max} = 1427 \text{ l/seg}$
B =	5.396	1.64	$Q_{\min} = 27.47 \text{ l/seg}$
C =	4.00	1.22	
D =	3.156	0.96	
E =	3.000	0.91	
F =	2.000	0.61	
G =	3.000	0.91	
K =	0.250	0.08	
N =	0.750	0.23	
<hr/>			
X =	0.167	0.05	
Y =	0.250	0.08	

El escalón Z del medidor.

$$Z = \frac{Q_{\max} (1.1 (Q_{\min}/(4.1w))^{0.667}) - Q_{\min} (1.1(Q_{\max}/(4.1w))^{0.667})}{(Q_{\max} - Q_{\min})}$$

$$Z = \frac{50.4(1.1(0.97/(4.1 \times 3.0))^{0.667}) - 0.97(1.1(50.4/(4.1 \times 3.0))^{0.667})}{(50.4 - 0.97)}$$

$$Z = 0.150 \text{ ft}$$

El tirante o nivel máximo en el medidor

$$D_{\max} = 1.1 (Q_{\max}/(4.1w))^{0.667} - Z$$

$$D_{\max} = 1.1 (50.4 / (4.1 \times 3.0))^{0.667} - 0.150$$

$$D_{\max} = 2.67 \text{ ft} = 0.81 \text{ m}$$

9.5.- CANAL DE ENTRADA

Se recomienda una velocidad en el canal de 0.6 a 0.9 m/seg, seleccionada una velocidad media de 0.75 m/seg se tiene lo siguiente:

El ancho del canal se calcula considerando el tirante D_{max} del medidor -- Parshall, por lo tanto de la definición de gasto (velocidad por una sección transversal), obtenemos el ancho del canal de entrada.

$$\text{ancho} = Q_{max} / (\text{velocidad} \times D_{max})$$

Sustituyendo valores:

$$\text{ancho} = 1.427 \text{ (m}^3\text{/seg)} / (0.75\text{(m/seg)} \times 0.81\text{m))}$$

$$\text{ancho} = 2.35 \text{ m}$$

Del Nomograma de Manning se calcula la pendiente hidráulica del canal (-- con una $n = 0.013$)

Teniendo como dato $Y/b = 0.81 \text{ m} / 2.35 \text{ m} = 0.344$

Del ábaco y/b vs $Q n / S^{0.5} b^{2.66}$ se obtiene

$$Q_{\text{diseño}} \times n / S^{0.5} b^{2.66} = 0.115$$

Despejando S y sustituyendo:

$$S = (Q_{\text{diseño}} \times n / (0.115 \times b^{2.66}))^2$$

$$S = (1.040 \text{ (m}^3\text{/seg)} \times 0.013 / (0.115 \times (2.35)^{2.66}))^2$$

$$S = 0.00014$$

Se consideró una longitud del canal de entrada de 15 mts, entonces las -- pérdidas de carga son:

$$S = h_f / L$$

$$h_f = S \times L$$

Sustituyendo valores:

$$h_f = 1.40 \times 10^{-4} \times 15 \text{ m}$$

$$h_f = 2.10 \times 10^{-3} \text{ m}$$

9.6 CRIBA DE BARRAS.

Se recomienda para su diseño que el ancho del canal sea 2.0 veces el ancho del canal de entrada.

Los datos necesarios son:

La separación entre las barras = SEB = 15.0 mm = 0.015 m

El espesor de las barras = EDB = 6.3 mm = 0.0063 m

La altura vertical de las barras = Dmax = 2.06 m

La inclinación de las barras (se recomienda de 45° a 60°)

Cálculo del ancho del canal:

ancho = 2. x ancho del canal de entrada

Sustituyendo:

ancho = 2. x 2.35 m

ancho = 4.7 m

La longitud de las barras (LDB) es la siguiente:

LDB = 0.81 / Sen (50°) + Longitud para operación y mantenimiento.

LDB = 1.06 m + 0.44 m

LDB = 1.50 m

El número de las barras (NUB), se obtiene de la siguiente manera:

NUB = ancho del canal / (SEB + EDB) + 1

Sustituyendo

NUB = 4.7 m / (0.015 m + 0.0063 m) + 1

NUB = 222 barras

Las pérdidas de carga en las rejillas se calculan de la siguiente ecuación:

$$h_f = \beta \times (W/b)^{1.333} \times (Q_{max}/(b \times D_{max}))^2 \times \text{Sen } \theta/2g$$

Donde:

$$\text{Beta} = \beta = 2.42$$

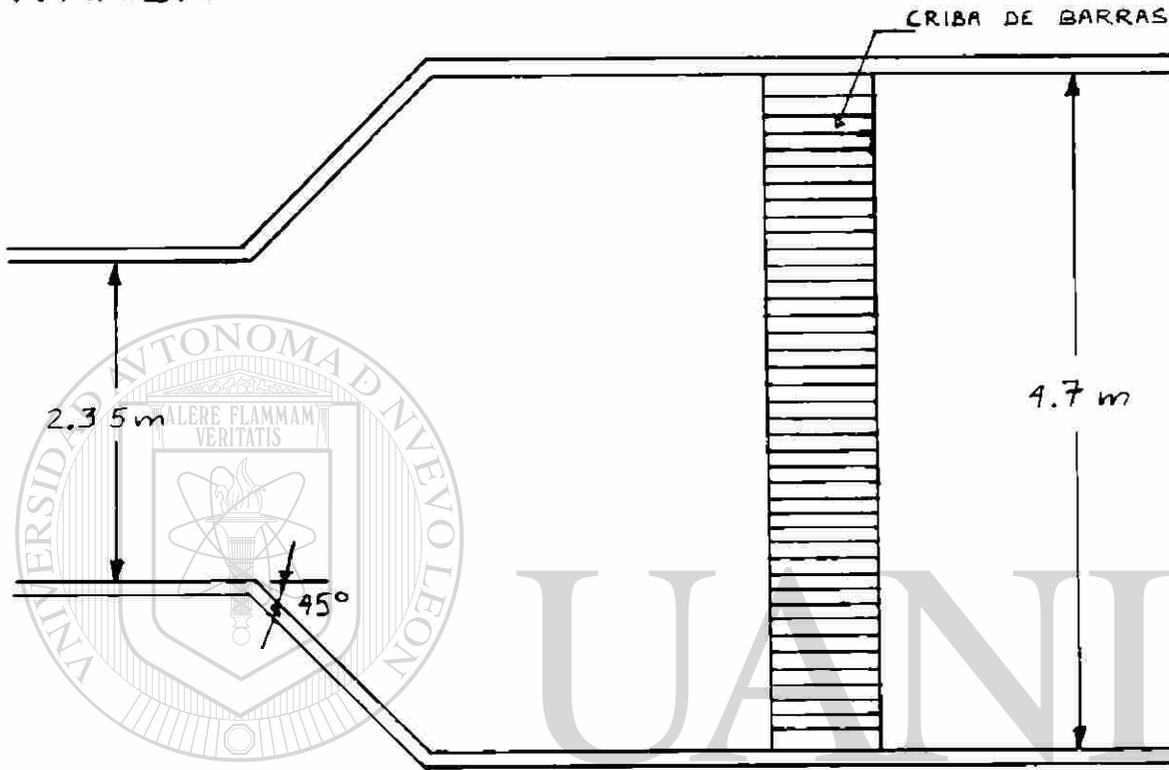
$$\theta = 50^\circ$$

W es la longitud horizontal que ocupan las barras

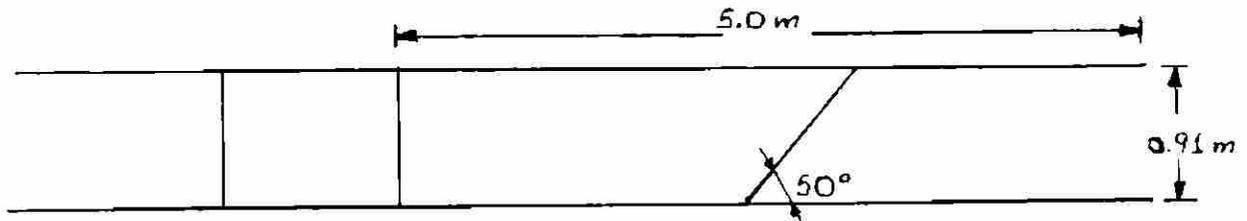
b es la longitud horizontal que ocupan los claros

CANAL DE ENTRADA

CANAL DE REJILLAS



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



ESCALA 1:50

por lo tanto, el ancho del canal = $W + b$

$$g = \text{aceleración gravitacional constante} = 9.8 \text{ m/seg}^2$$

Sustituyendo valores:

$$h_f = 2.42 \times \text{Sen}(50^\circ) \times \left(\frac{\text{ancho}}{((\text{NUB} - 1) \times \text{SEB}) - 1} \right)^{.33} \times \frac{(Q_{\text{max}} / ((\text{NUB} - 1) \times \text{SEB} \times D_{\text{max}}))^2}{2 \times 9.8}$$

$$h_f = 0.09458 \times (4.7 \text{ m} / ((222 - 1) \times 0.015 \text{ m}) - 1)^{1.33} \times (1.427 \text{ (m}^3/\text{seg)} / ((222 - 1) \times 0.015 \text{ m} \times 0.81 \text{ m}))^{.28}$$

$$h_f = 0.01 \text{ m}$$

La longitud del canal, la estimo en 5 mts.

9.7 DESARENADOR.

Es un canal alargado o como en este caso un recipiente circular, en el cual la velocidad del flujo a través de él es controlada de tal manera que sólo los sólidos más pesados, como la arena, con una medida de 0.2 mm o más grandes, son depositados, mientras los sólidos orgánicos más ligeros salen del desarenador en suspensión. La eliminación de la arena es necesario para la protección del equipo.

Muchas condiciones afectan la cantidad de arena que se puede obtener. En

un estudio de sesenta plantas (J.R. Thoman, S. and I.W., september, 1951, pag. 1110). se reportó una variación de 0.76 a 4.8 Ft³(de arena)/10⁶ galones para drenajes separados.

El material depositado (arena) se dispone principalmente en fosas, sobre la tierra y como relleno. Los períodos de retención recomendados por la mayoría de los estados en los E.U.A. (Babbit, pag. 422) varía entre 30 y 60 segundos. La remoción continua de las partículas depositadas se hace mediante mecanismos como los de la Dorr Company's Detritor, Link Belt's Straightline, Circuline equipment, y Jeffrey Manufacturing Company's digrit.

Para el gasto que se tiene, considerando un tiempo de retención de 30 se-

gundos el volúmen del desarenador es:

151

$$\text{Volúmen} = \text{Gasto} \times \text{tiempo}$$

Sustituyendo:

$$\text{volúmen} = 1.040 \text{ (m}^3\text{/seg)} \times 30\text{(seg)}$$

$$\text{volúmen} = 31.2 \text{ m}^3$$

Para un tirante de 0.8 m en el desarenador, entónces el diámetro es; para cada uno de los dos desarenadores propuestos:

$$\text{Diámetro} = 2 \left(\frac{\text{volúmen}}{\pi \times h} \right)^{0.5}$$

Sustituyendo:

$$\text{Diámetro} = 2 \left(\frac{15.6 \text{ (m}^3\text{)}}{\pi \times 0.8 \text{ (m)}} \right)^{0.5}$$

$$\text{Diámetro} = 6.2 \text{ m}$$

SELECCION DEL DESMENUZADOR

Para un gasto de diseño de 23.74 MGD se tienen las siguientes especificaciones:

De la tabla 1 de "CHICAGO" COMMUNICATOR ENGINEERING BULLETIN (Chicago Pump Company) se obtiene una medida de 36A como no está dentro de especificación el gasto que se maneja, se seleccionan dos desmenuzadores de 11.87 -

MGD de capacidad de medida 36A.

La diferencia de nivel del líquido antes y después de cada desmenuzador [®] es de 8 pulgadas (ver las siguientes figuras), los datos generales:

Pendiente promedio 3/8 pulgada

Area a la entrada del desmenuzador 1182 pulg.²

Area a la salida del desmenuzador 804 pulg.²

velocidad del desmenuzador 15 RPM

Potencia del motor 2 H.P.

Número de ranuras 288

9.8 SEDIMENTADOR PRIMARIO.

Se recomiendan tiempos de retención de 1.0 a 3.0 horas, seleccionando un tiempo de retención de 1.0 horas y para una DBO_5 de 204 mg/l, de la gráfica de tpo. de retención contra porcentaje de remoción, para un rango de DBO_5 desde 100 a 200 mg/l, se obtiene una eficiencia de eliminación de DBO_5 de 24.0%. Como dato tenemos una concentración de sólidos totales suspendidos de 239 mg/l, de la gráfica de período de sedimentación contra porcentaje de remoción y en la curva de sólidos suspendidos en el rango de 100 a 200 mg/l, se obtiene una eficiencia de remoción de sólidos suspendidos de 44%.

De la gráfica de razón de sedimentación (galones /día x Ft² de área superficial del tanque) contra porcentaje de remoción de DBO_5 se obtiene la razón de sedimentación, teniendo como dato 24.0% de eficiencia en la remoción de DBO_5 , se obtiene una razón de sedimentación de 1800 gal/día x ft² de área del tanque.

NOTA. Se seleccionó el tiempo de retención de 1.0 horas a causa de que cumple con el rango máximo recomendado de carga superficial, lo cual nos da una menor dimensión del tanque y un menor costo.

Los rangos seleccionados para las curvas de DBO_5 y sólidos suspendidos, nos dan una mayor seguridad de la operación, puesto que es común que en ocasiones pueda ir el drenaje más diluído.

9.8.1 El área del sedimentador circular se obtiene relacionando ésta con el gasto (m^3 /seg) y la carga (1800 gal/día.Ft²) Superficial.

$$\text{Area} = Q_{\text{diseño}} / \text{carga}$$

Sustituyendo sus respectivos valores:

$$\text{Area} = 1.040(m^3/\text{seg}) \times 86400(\text{seg}/\text{día.}) / ((1800(\text{Gal}/\text{día} \cdot \text{Ft}^2) \times 0.004(m^3/\text{Gal})) \times 0.09(m^2/\text{Ft}^2))$$

$$\text{Area} = 1123.00 m^2$$

9.8.2 El Diámetro del sedimentador circular primario se calcula como sigue:

$$\text{AREA} = \pi D^2/4$$

Despejando el diámetro:

$$\text{Diámetro} = (\text{área} \times 4/\pi)^{0.5}$$

Sustituyendo los valores se obtiene:

$$\text{Diámetro} = (1123.00(\text{m}^2) \times 4/3.1416)^{0.5}$$

$$\text{Diámetro} = 37.82 \text{ m}$$

Los tanques circulares de sedimentación primaria no se diseñan con diámetros tan grandes, principalmente por ser de difícil mantenimiento y de difícil operación, así encontramos que (Fair Geyer y Okun, pag.173) generalmente se tienen en un máximo de diámetro de 100 ft (30.5m) para reducir los efectos del viento, por lo tanto seleccionaremos dos tanques de sedimentación primaria, calculando el diámetro para cada uno de los dos tanques:

$$\text{Diámetro} = (\text{área} \times 4/\pi)^{0.5}$$

Sustituyendo sus respectivos valores, se obtiene:

$$\text{Diámetro} = (561.50(\text{m}^2) \times 4/\pi)^{0.5}$$

$$\text{Diámetro} = 26.74 \text{ m cada uno el cuál se encuentra en el valor recomendado.}$$

9.8.3 El volumen de cada sedimentador se calcula con el gasto de diseño y con el tiempo de retención seleccionado, de la siguiente forma:

$$\text{Volumen del sedimentador} = Q_{\text{diseño}} \times \text{Tiempo de retención.}$$

Sustituyendo sus respectivos valores, se tiene:

$$\text{Vol. sed.} = 0.520 (\text{m}^3/\text{seg}) \times 1.0 (\text{horas}) \times 3600 (\text{seg/hr})$$

$$\text{Vol. sed} = 1872 \text{ m}^3$$

9.8.4 La profundidad (en la periferia) de cada sedimentador es:

$$\text{Profundidad del sedimentador} = \text{vol. Sed.}/\text{área.}$$

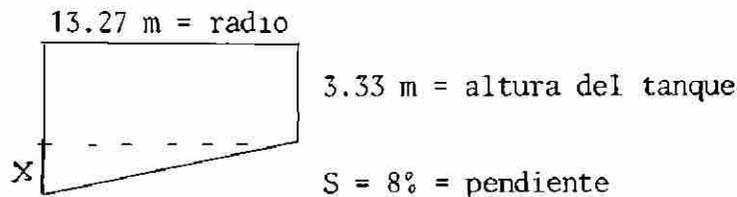
Sustituyendo valores:

$$\text{Prof. Sed.} = 1872 (\text{m}^3) / 561.5 (\text{m}^2)$$

$$\text{Prof. Sed.} = 3.33 \text{ m}$$

La profundidad calculada se encuentra en el rango recomendado que es de - 2.14 - 4.6 m (FAIR, GEYER Y OKUN, PAG. 173).

El fondo de la mayor parte de los tanques de sedimentación circulares, tienen una pendiente de aproximadamente 8% (Fair, Geyer y Okun, pag. 174), - por lo tanto la profundidad del tanque en el centro es :



$$X = 8 \text{ m (de profundidad) / } 100 \text{ m (de radio)} \times 13.27 \text{ m (de radio)}$$

$$X = 1.06 \text{ m}$$

altura en el centro = x + altura en la periferia

Sustituyendo valores:

$$h \text{ centro} = 1.06 \text{ m} + 3.33 \text{ m}$$

$$h \text{ centro} = 4.39 \text{ m} \text{ Para cada tanque sedimentador}$$

Los tanques sedimentadores serán cilíndricos de concreto reforzado.

9.8.5 Para el diseño del tubo de entrada de cada sedimentador se considerará-

con una velocidad en el mismo de 1.00 m/seg y su diámetro será de:

gasto = área x velocidad

$$\text{Diámetro} = (4 \times (Q_{\text{diseño}} / 2) / (\pi \times \text{velocidad}))^{0.5}$$

Sustituyendo valores:

$$\text{Diámetro del tubo de entrada} = (2 \times 1.040 \text{ (m}^3\text{/seg)} / (\pi \times 1.0 \text{ (m/seg)})^{0.5}$$

$$\text{Diámetro} = 0.66 \text{ m}$$

La pérdida de carga (hf) en el tubo de longitud de 4.50 m es del Nomograma de Manning ($\eta = 0.013$): $hf = S \times L$

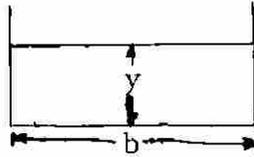
$$\text{Sustituyendo: } hf = 0.0015 \times 4.5$$

$$hf = 0.00675 \text{ m}$$

9.8.6 El canal de derrame de cada sedimentador circular es :

Para un gasto de diseño de 520 l/seg y una pendiente de $S = 0.0012$, revestido de cemento (con un número de Manning, $\eta = 0.013$)

Utilizando el criterio de la sección hidráulica óptima de diseño $b=2y$, --
entonces $y/b = 0.5$



Con el ábaco teniendo como dato el valor de y/b , se encuentra $Q_{\text{diseño}} \eta / S^{0.5} \times b^{2.66}$ (para un canal rectangular), siendo su valor de 0.20

Despejando b :

$$b = (Q_{\text{diseño}} \times \eta / (S^{0.5} \times 0.20))^{0.38}$$

Sustituyendo

$$b = (0.52 \times 0.013 / ((.0012)^{0.5} \times 0.20))^{0.38}$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

$$y = 0.50 \text{ m}$$

La U.S. Bureau Reclamation recomienda una altura de banquetta y un bordo libre para canales revestidos, obteniéndose estas de un gráfico -
contra el gasto de diseño ($0.52 \text{ m}^3/\text{seg}$) Así, obtenemos:

bordo libre = 0.450 m

Altura de revestimiento = 0.133 m

9.8.7 Diseño del anillo concéntrico central a la entrada del influente al sedimentador, ese va unido a la estructura que hace girar al rastrillo y tiene el propósito de evitar la dispersión de materia sólida a la entrada y de esa manera aumentar la calidad del efluente del sedimentador primario.

Considerando que ese anillo ocupa el 5% de la superficie de sedimentación total, entonces el diámetro del anillo se calcula como sigue:

Area del anillo:

$$\text{área del anillo} = \text{Area del sedimentador} - \text{área del sedimentador} \times 0.95$$

Sustituyendo:

$$\text{Area} = 562.00 \text{ (m}^2\text{)} - 562.00 \text{ (m}^2\text{)} \times 0.95$$

$$\text{Area} = 28.1 \text{ m}^2$$

El diámetro del anillo es:

$$\text{Area} = \pi D^2/4$$

$$\text{Diámetro} = (4 \times \text{área} / \pi)^{0.5}$$

Sustituyendo:

$$\text{Diámetro} = (4 \times 28.1 \text{ (m}^2\text{)} / \pi)^{0.5}$$

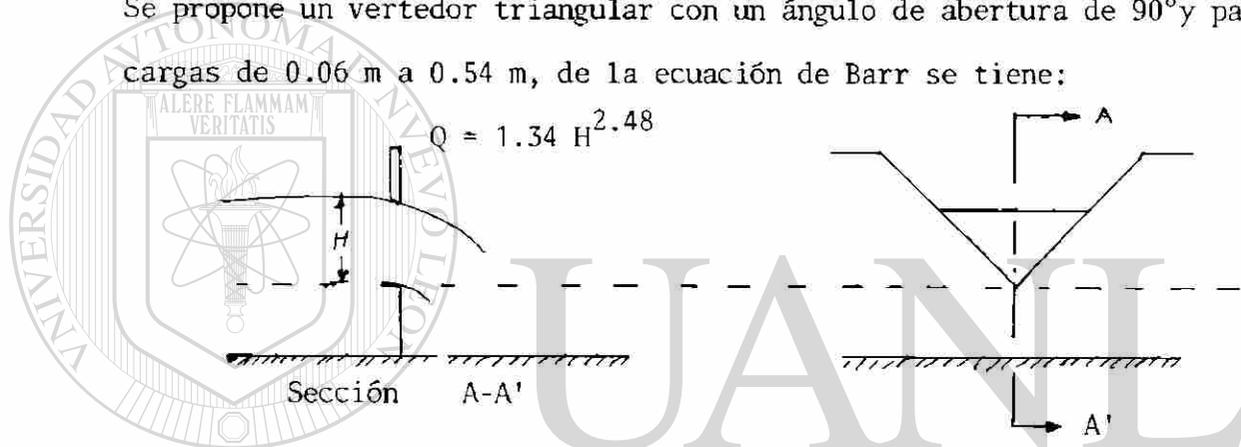
$$\text{Diámetro} = 6.00 \text{ m}$$

Se considerará una altura del anillo de 1.50 m

9.8.8 Diseño del vertedor de cada sedimentador:

Se propone un vertedor triangular con un ángulo de abertura de 90° y para cargas de 0.06 m a 0.54 m, de la ecuación de Barr se tiene:

$$Q = 1.34 H^{2.48}$$



El perímetro de cada sedimentador = $\pi \times \text{Diámetro}$

Sustituyendo :

$$\text{Perímetro} = \pi \times 33.52 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro} = 105.306 \text{ m} = \text{longitud de los vertedores.}$$

Considerando una longitud (en base a su abertura) de centro a centro de vertedores contiguos de 15 cms, entonces el número de vertedores será :

$$\text{Número de vertedores} = \text{perímetro} / \text{separación entre vertedores}$$

Sustituyendo:

$$\text{No. de vertedores} = 105.306 \text{ m} / 0.15 \text{ m}$$

$$\text{No. de vertedores} = 702$$

El gasto unitario será:

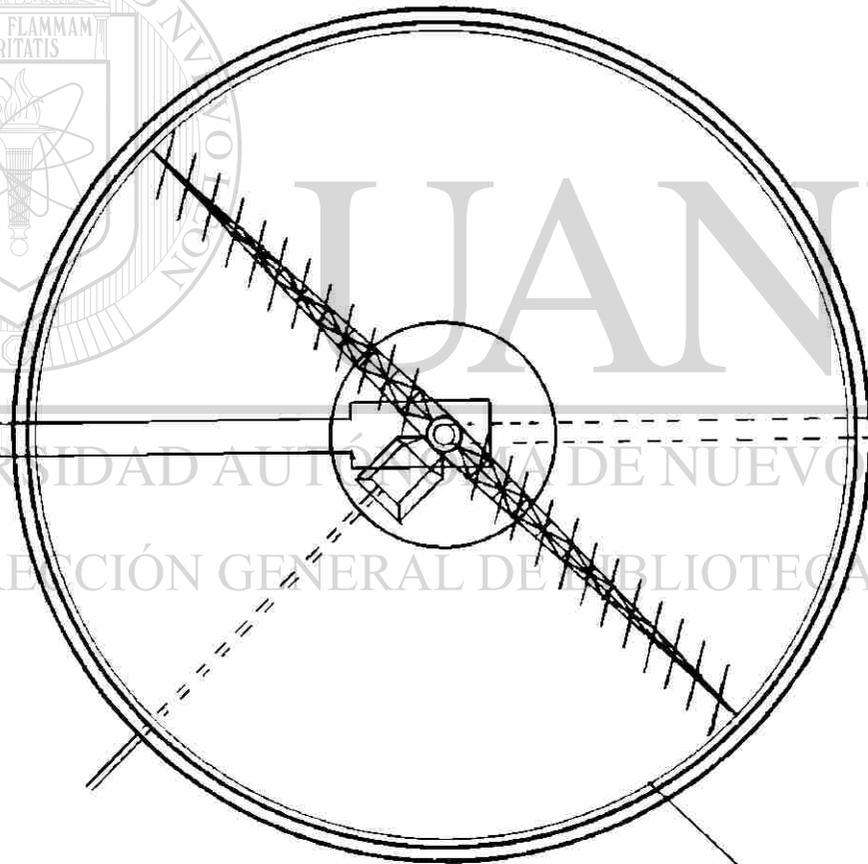
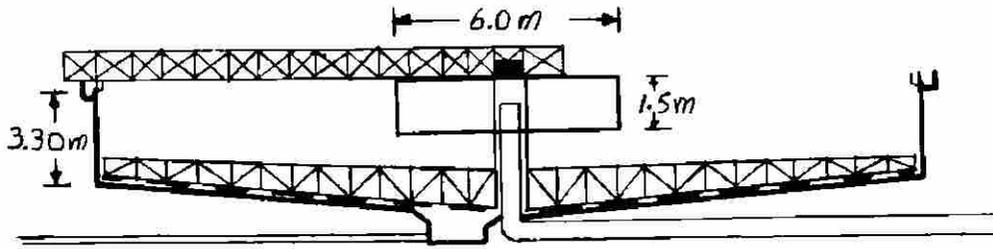
$$Q \text{ unitario} = Q \text{ diseño} / 702$$

Sustituyendo:

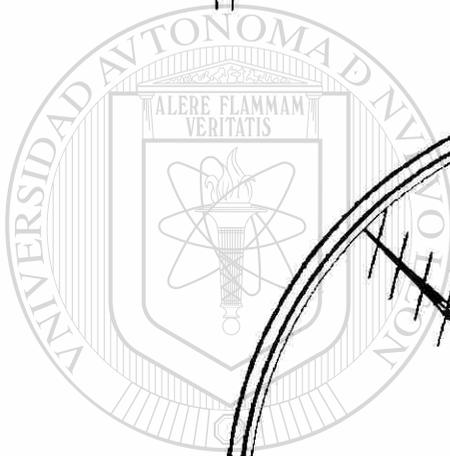
$$Q \text{ unitario} = 0.52 \text{ (m}^3\text{/seg)} / 702$$

SEDIMENTADOR PRIMARIO

160



DEFLECTOR



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

®

$$Q \text{ unitario} = 0.00074 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Con este dato podemos calcular la carga que actuará sobre cada vertedor:

Despejando H de la ecuación de Barr

$$H = (Q \text{ unitario}/1.34)^{0.403}$$

Sustituyendo:

$$H = (0.00074(\text{m}^3/\text{seg})/1.34)^{0.403}$$

$$H = 0.0486 \text{ m}$$

La longitud de cada vertedor es:

$$\text{altura} = H + 7 \text{ cms (de la figura)}$$

Sustituyendo:

$$\text{altura} = 4.86 \text{ cms} + 2 \text{ cm.}$$

$$\text{altura} = 6.86 \text{ cms.}$$

ahora:

$$\text{Tangente} = (\text{longitud del vertedor}/2)/\text{altura}$$

Despejando y sustituyendo

$$\text{Longitud del vertedor} = 2 \times \text{Tan} (45^\circ) \times \text{altura}$$

$$\text{Longitud de cada vertedor} = 2 \times 1 \times 6.86 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de cada vertedor} = 13.72 \text{ cm}$$

Para una carga permisible de 400,000 l/día-m de vertedor en el vertedor - del sedimentador primario, entonces, la carga calculada es: (para 6 vertedores en V de 90°)

$$\text{Carga} = Q_{\text{unitario}} \times \text{No. de vertedores}/\text{m}$$

$$\text{Carga} = 0.740 (1/\text{seg}) \times 86400 (\text{seg}/\text{día}) \times 6 \text{ vertedores}$$

$$\text{Carga} = 383,616 \text{ l/día} - \text{m}$$

El rastrillo y desnatador serán movidos por un motor de 1/2 H.P.

9.9 DIMENSIONAMIENTO DEL AERADOR PARA UN SISTEMA CONVENCIONAL DE LODOS ACTIVADOS.

9.9.1 Es el recipiente en el cuál se efectúan las reacciones de purificación del agua negra. Los reactantes son la propia agua negra, el lodo de retorno que contiene alta concentración de microorganismos y el oxígeno -

(necesario para mantener la vida de los organismos y su reproducción), a causa de la alta concentración de materia orgánica y microorganismos al inicio del proceso de aireación, entonces la cantidad de aire debe ser mayor a la entrada del aereador, disminuyendo gradualmente el flujo hasta el final del tanque de aireación. La concentración óptima de oxígeno en el tanque de aireación se encuentra en el rango de 2.0 a 4.0 mg/l. Los productos finales de las reacciones son microorganismos, energía y compuestos químicos estabilizados, (NO_3 , PO_4 , etc.)

Se considerará el diseño de aereadores gemelos rectangulares de concreto reforzado.

Considerando para el diseño el factor de carga de DBO en función de los sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado (SS VLM), se tiene un factor recomendado (E.P.A., C.E.Q.) de 0.40 Kgs. de DBO/día. Kgs.SS VLM.

Los sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado son:

$$\text{SS VLM} = (\text{Kgs de DBO/día}) / 0.40$$

Sustituyendo:

$$\text{SS VLM} = (203(\text{mg/l}) \times 1040(1/\text{seg}) \times 0.76 \times 10^6 (\text{Kg/mg}) \times 86400(\text{seg/día}) / 0.40$$

$$\text{SS VLM} = 35,336 \text{ Kg en el sistema de aireación.}$$

Considerando que el 80° de los SS LM (sólidos suspendidos totales en el licor mezclado) son SS VLM, sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado, (Metcalf & Eddy, Inc. Pag. 493) y de la misma referencia (Pag.498) el rango recomendado de los SSLM varía de 1500 a 3000 mg/l, seleccionando un valor de 2500 mg/l, entonces el volumen total de aireación es:

$$\text{Volumen} = \text{SS VLM} / (\text{SSIM} \times 0.8)$$

Sustituyendo:

$$\text{Volumen} = 35,336 (\text{Kg}) / (2500(\text{mg/l}) \times 10^6 (\text{Kg/mg}) \times 0.8)$$

$$\text{Volumen} = 16,061 \text{ m}^3$$

9.9.2 Revisión del aereador.

- a) El volúmen del tanque se revisa en base al tiempo de retención recomendado o en la carga volumétrica recomendada. Así para una carga volumétrica de 0.8 Kgs de $\text{DBO}_5/\text{día}/\text{m}^3$ de volúmen del tanque (Municipal Sewage Treatment, EPA)

$$\text{Volúmen} = (Q \text{ diseño} \times \text{DBO}_5) / (0.8 \text{ Kgs de } \text{DBO}_5/\text{día}/\text{m}^3)$$

Sustituyendo

$$\text{Volúmen} = (1040(1/\text{seg}) \times 150(\text{mg}/1)) / (800 \text{ gr de } \text{DBO}_5/\text{día}/\text{m}^3)$$

Pasando el tiempo y el peso en iguales unidades respectivas y considerando el 24% de eficiencia en la remoción de DBO_5 del sedimentador primario, se tiene:

$$\text{Volúmen} = 16,062 \text{ m}^3$$

- b) Calculando ahora tiempo de retención a partir del volúmen del $Q_{\text{diseño}}$, se tiene:

$$\text{Volúmen} = Q_{\text{diseño}} \times \text{tiempo de retención}$$

Para un volúmen de $16,062 \text{ m}^3$ y un $Q_{\text{diseño}}$ de $1,040 \text{ m}^3/\text{seg}$, se tiene:

$$\text{Tiempo de retención} = \text{volúmen} / Q_{\text{diseño}}$$

Sustituyendo:

$$\text{Tiempo de retención} = 16,062(\text{m}^3) / 1,040(\text{m}^3/\text{seg}) \times 3600 (\text{seg}/\text{hr})$$

$$\text{Tiempo de retención} = 4.29 \text{ hrs.}$$

Lo cuál comprueba que el volúmen calculado está correcto, ya que el valor recomendado varía de 3 - 6 horas.

- c) Cálculo del factor K (factor de carga)

$$K = \text{Kg DBO} / \text{m}^3\text{-día}$$

Sustituyendo:

$$K = 150(\text{mg}/1) \times 1040(1/\text{seg}) \times (86400 \text{ seg}/\text{día}) \times (\text{Kg}/10^6 \text{ mg}) / 16,061\text{m}^3$$

$$K = 0.84$$

Valor el cuál corresponde a un proceso convencional de lodos activados.

(rango de 0.48-1.3) (Dr. Fabián Yáñez, OPS/oms, sede en Lima, Perú).

9.9.3 Considerando una profundidad de 3.0 - 5 m, una relación de ancho de 1.0 a 2 veces la profundidad; con un rango en el ancho de 5 - 11m, la longitud de los tanques algunas veces excede a los 160 m (METCALF & EDDY, INC. Pag. 520), se tiene:

Fijando una profundidad máxima = 4.50 mts., entonces:

Considerando el ancho = 2.0 veces la profundidad

$$\text{ancho} = 2.0 \times 4.50 \text{ (m)}$$

$$\text{ancho} = 9.0 \text{ m}$$

A causa del volúmen tan grande que se tiene, se considerarán 4 aeradores gemelos con la siguiente longitud

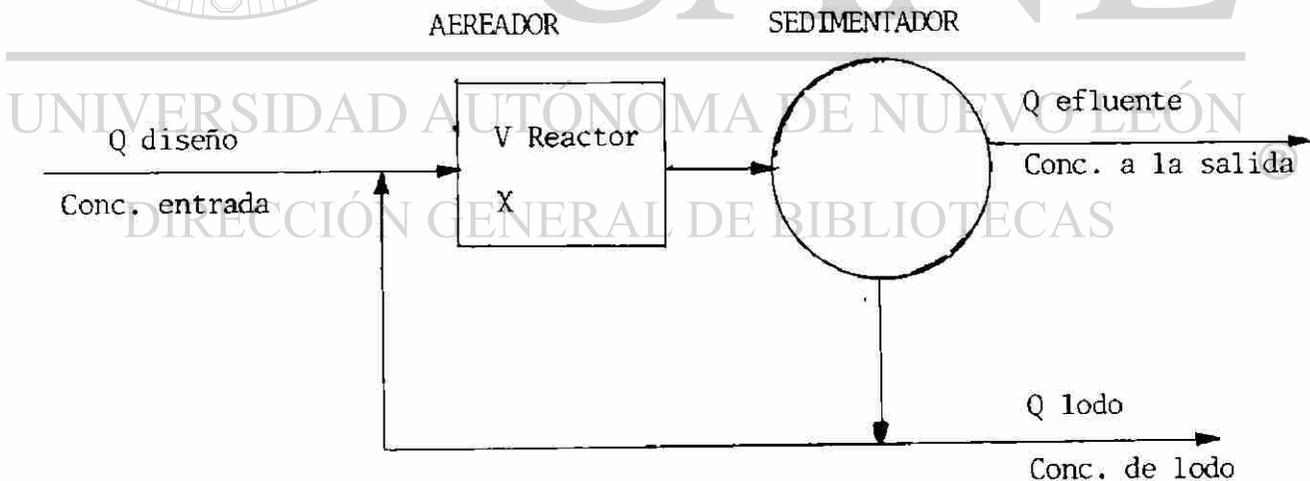
$$\text{Longitud} = \text{volúmen de cada aerador(8)} / (\text{ancho} \times \text{profundidad})$$

Sustituyendo:

$$\text{Longitud} = 2,007 \text{ (m}^3\text{)} / (4.5\text{(m)} \times 9.0\text{(m)})$$

$$\text{Longitud} = 49.5 \text{ m}$$

9.9.4 Cálculo de la concentración de microorganismos en el aerador



Efectuando un balance de materia en base a la cantidad de *microorg.* en suspensión (Metcalf & Eddy, Inc., Cap. 10)

Entradas - Salidas + Producción = Acumulación.

$$Q \text{ diseño } \text{Cent.} - (Q \text{ ef } \text{Cent.} + Q \text{ lodo } \text{Conc. lodo}) + (dX/dt) \times V_R = 0$$

Considerando que a la entrada del sistema es mínima la cantidad de microorganismos, ésta se considera como cero.

Definiendo:

$$dX / dt = Y \, df/dt - K_d X$$

$$\theta_c = V_R X / (Q_{ef} C_{ef} + Q \, lodo \, (lodo))$$

$$y \, df/dt = (DBO_{ent} - DBO_{salida}) / \theta_h$$

Combinando estas ecuaciones, resulta:

$$X = Y (DBO_{ent} - DBO_{sal}) / (\theta_h \times (1/\theta_c + K_d))$$

Donde:

X = Concentración de microorganismos en el aereador, masa/volumen.

θ_h = Tiempo de retención hidráulico en el aereador.

θ_c = Tiempo de residencia medio celular, días.

Y = Coeficiente de crecimiento; masa de microorganismos/masa de sustrato utilizado.

K_d = Coeficiente de decaimiento de los microorganismos, tiempo⁻¹.

Considerando una eficiencia del sistema de 95%

$$\text{Eficiencia} = (DBO_{5 \, ent} - DBO_{5 \, salida}) / DBO_{5 \, ent}$$

Sustituyendo esta ecuación en la anterior; se tiene:

$$X = Y \times \text{Eficiencia} \times DBO_{5 \, ent} / (\theta_h (1/\theta_c + K_d))$$

Considerando los siguientes valores:

$$DBO_{5 \, ent} = DBO_{5 \, diseño} \times (1 - 0.24) \quad (\text{considerando la sedimentación})$$

$$DBO_{5 \, ent} = 204(\text{mg/l}) \times (1.0 - 0.24)$$

$$DBO_{5 \, ent} = 150 \text{ mg/l}$$

$$\text{Eficiencia} = 0.95$$

$$\theta_h = 4.29 \text{ horas}$$

$$Y = 0.65 \text{ Kg} / \text{Kg DBO utilizado}$$

$$K_d = 0.10 \text{ días}^{-1}$$

$$\theta_c = 5 \text{ días}$$

Sustituyendo:

$$X = 0.65 \text{ (Kg/Kg)} \times 0.95 \times 150 \text{ (mg/l)} / (4.29 \text{ (hrs)} \times (0.2 \text{ día}^1 + 0.10 \text{ día}^{-1})) \times (\text{día}/24\text{hr})$$

$$X = 1727 \text{ mg/l de microorganismos suspendidos en el aereador.}$$

9.9.5 Requerimientos de oxígeno teórico:

Considerando que una parte de DBO es estabilizada y otra parte es transformada a nuevos microorganismos, la DBO_5 de un mol de células puede ser evaluada como sigue (METCALF & EDDY, INC, pag.490)



$$\text{Kg de O}_2/\text{Kg de células} = \text{Peso molecular del O}_2/\text{Peso molecular de C}_5\text{H}_7\text{-NO}_2$$

Sustituyendo:

$$\text{Kg de O}_2/\text{Kg de células} = 160/113$$

$$\text{Kg de O}_2/\text{Kg de células} = 1.42$$

El oxígeno teórico requerido es:

$$\text{O}_2 \text{ (Kg/día)} = \text{Alimento utilizado por día} - 1.42 \text{ Organismos eliminados por día}$$

$$\text{O}_2 \text{ (Kg/día)} = dF/dt - 1.42 dX/dt$$

Utilizando las mismas ecuaciones que se consideraron para determinar X, se

tiene:

$$\text{O}_2 \text{ (Kg/seg)} = Q_{\text{diseño}} \times \text{Eficiencia} \times \text{DBO}_5 \text{ ent}^{(1-1.25 Y)} + 1.25 K_d V_R X$$

Donde:

$$Q_{\text{diseño}} = 260 \text{ l/seg}/2$$

$$\text{Eficiencia} = 0.95$$

$$\text{DBO}_5 \text{ entrada} = 150 \text{ mg/l}$$

$$Y = 0.65 \text{ Kg/Kg DBO utilizado}$$

$$K_d = 0.10 \text{ días}^{-1}$$

$$X = 1727 \text{ mg/l}$$

$$V_R = 2007 \times 10^3 \text{ Hs}$$

Sustituyendo:

$$\text{O}_2 \text{ (mg/seg)} = 130 \text{ (l/seg)} \times 0.95 \times 150 \text{ (mg/l)} (1 - 1.25 \times 0.65) + 1.25 \times 0.10 \text{ (día}^{-1}) \times 2.0 \times 10^6 \text{ (Hs)} \times 1727 \text{ (mg/l)} / 86400$$

$$O_2 \text{ (mg/seg)} = 8470.5$$

$$O_2 \text{ (gr/seg)} = 8.47$$

Considerando un exceso de 300% se tiene:

Sustituyendo:

$$O_2 = 8.47 \times 3.0 \times 60. \text{ (seg/min)(gr/seg)/453(gr/ lb)}$$

$$O_2 = 3.36 \text{ lb/min de oxígeno para cada aereador.}$$

Flujo de aire (en ft^3/min):

El aire se forma por un 21% de O_2 y ocupa en condiciones estandar 22.4-
litros.

$$\text{Flujo de aire} = 3.36 \text{ (lb/min)} \times (100/21) \times 0.79(\text{Ft}^3) / 0.064(\text{lb})$$

$$\text{Flujo de aire} = 197.5 \text{ Ft}^3/\text{min para cada aereador.}$$

9.9.6 Cálculo de los requisitos de energía en cada aereador a partir de la siguiente ecuación. (Dr. Fabián Yánes, CEPIS, OPS/OMS)

$$HP = \text{SCFM} \times \Delta P \times 144 / (3300 \times \text{EFF})$$

Donde :

SCFM = $\text{Ft}^3/\text{minuto}$ en condiciones estandar

AP = Presión de compresión (tomada como 8.1 lb/pulgada^2 con 6.1 para --
pérdidas en el sistema de distribución.

EFF = Eficiencia de compresión, usualmente = 0.8

Para aire difuso los valores varían de 0.66 - 1.32 KWH/Kg DBO. SCFM se calcula como sigue:

Considerando que en condiciones estandar una mol de aire ocupa 0.79 Ft^3 , y --
teniendo como dato lo siguiente:

$$\text{Flujo de } O_2 = 3.36 \text{ lb/min.}$$

el oxígeno se considera como formador en un 21% del aire, entonces:

$$\text{Flujo de aire} = 3.36 \text{ (lb/min)} \times (100/21)$$

$$\text{Flujo de aire} = 16.00 \text{ lb/min.}$$

$$\text{El peso molecular del aire} = 0.06416$$

entonces usando SCFM

$$\text{SCFM} = 16.0 \text{ (lb/min)} \times 0.79 \text{ (Ft}^3) / 0.064(\text{lb})$$

$$\text{SCFM} = 197.5 \text{ Ft}^3/\text{min.}$$

Sustituyendo en la ecuación de energía.

$$H.P. = 197.5 \text{ (Ft}^3/\text{min)} \times 8.1 \text{ (16/in}^2) \times 144 / (3300 \times 0.8)$$

$$H.P. = 87.25 \text{ para cada aereador}$$

9.9.7 Cálculo de los sólidos en suspensión en el lodo de retorno:

Considerando como recirculación de lodo un 30% del gasto de entrada y de la siguiente ecuación (Torpey y Chasick), Harold E. Babbitt y Robert-Bauman, Pag. 648).

$$C_R = ((Q_{\text{diseño}} + Q_R) C_{SS} - Q_{\text{diseño}} C_{\text{ent}}) / Q_R$$

Donde:

C_R = sólidos en suspensión en el lodo de retorno (mg/l)

C_{SS} = sólidos suspendidos en el efluente del aereador (mg/l)

C_o = sólidos suspendidos en la entrada del aereador (mg/l)

$Q_{\text{diseño}}$ = Gasto en MLD (Millones de litros por día) a la entrada del aereador.

Q_R = Cantidad de lodo de retorno.

Calculando:

$$C_{SS} = 2500 \text{ mg/l}$$

$$C_{\text{ent}} = 239 \text{ (mg/l)} \times (1-0.44) \text{ eficiencia del sedimentador primario}$$

$$C_{\text{ent}} = 133.84 \text{ mg/l}$$

$$Q_{\text{diseño}}^{\text{total}} = 1040 \text{ l/seg} \times 86400 \text{ (seg/día)} \times 10^{-6}$$

$$Q_{\text{diseño}}^{\text{total}} = 89.85 \text{ MLD}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 11.23 \text{ MLD. (Para cada aereador)}$$

$$Q_R = 11.23 \times 0.30 \text{ (considerando 30\% de retorno)}$$

$$Q_R = 3.37 \text{ MLD}$$

Sustituyendo:

$$C_R = ((11.23+3.37) \text{ (MLD)} \times 2500 \text{ (mg/l)} - 11.23 \text{ (MLD)} \times 134 \text{ (mg/l)}) / 3.37 \text{ (MLD)}$$

$$C_R = 10,384 \text{ mg/l} \quad \text{sólidos en suspensión en el lodo de retorno.}$$

El diseño del tubo de acero que va de cada sedimentador primario a la caja receptora de los lodos de retorno, es como sigue:

Para un gasto de:

$$Q = Q_{\text{diseño}}/2$$

Sustituyendo:

$$Q = 1.040 \text{ (m}^3\text{/seg)}/2$$

$$Q = 0.520 \text{ m}^3\text{/seg}$$

Con una pendiente hidráulica de 10/1000y con el nomograma de Manning --

($n=0.013$), se obtiene un diámetro de:

$$\text{Diámetro} = 60 \text{ cms} , 24''$$

La caja receptora del lodo de retorno y del efluente del sedimentador primario tendrá la forma cúbica y de 3.0 m de lado en la base y 2.0 m de altura.

9.9.8 Considerando dos plantas de tratamiento, entonces el tubo de acero que alimenta a los cuatro aereadores se diseña como sigue:

$$Q_{\text{tubo}} = Q_{\text{diseño}}/2 + Q_{\text{lodo de retorno}}$$

Sustituyendo:

$$Q_{\text{tubo}} = 1.040 \text{ (m}^3\text{/seg)}/2 + 1.040 \times 0.3/2.0$$

$$Q_{\text{tubo}} = 0.676 \text{ m}^3\text{/seg}$$

Considerando un tubo con una pendiente hidráulica de 15/1000 milésimas, del nomograma de Manning se obtiene el diámetro del tubo que es:

$$\text{Diámetro} = 60 \text{ cms} \quad ' \quad 24''$$

El diseño de cada tubo que alimenta a cada uno de los aereadores de las dos plantas consideradas se diseña como sigue:

considerando una pendiente hidráulica de 15/1000 y con una longitud de cada tubo de 2 mts, entonces:

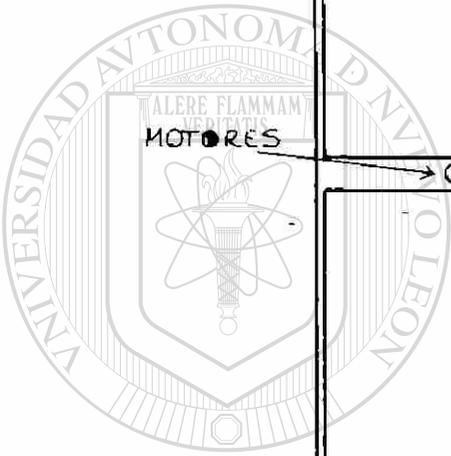
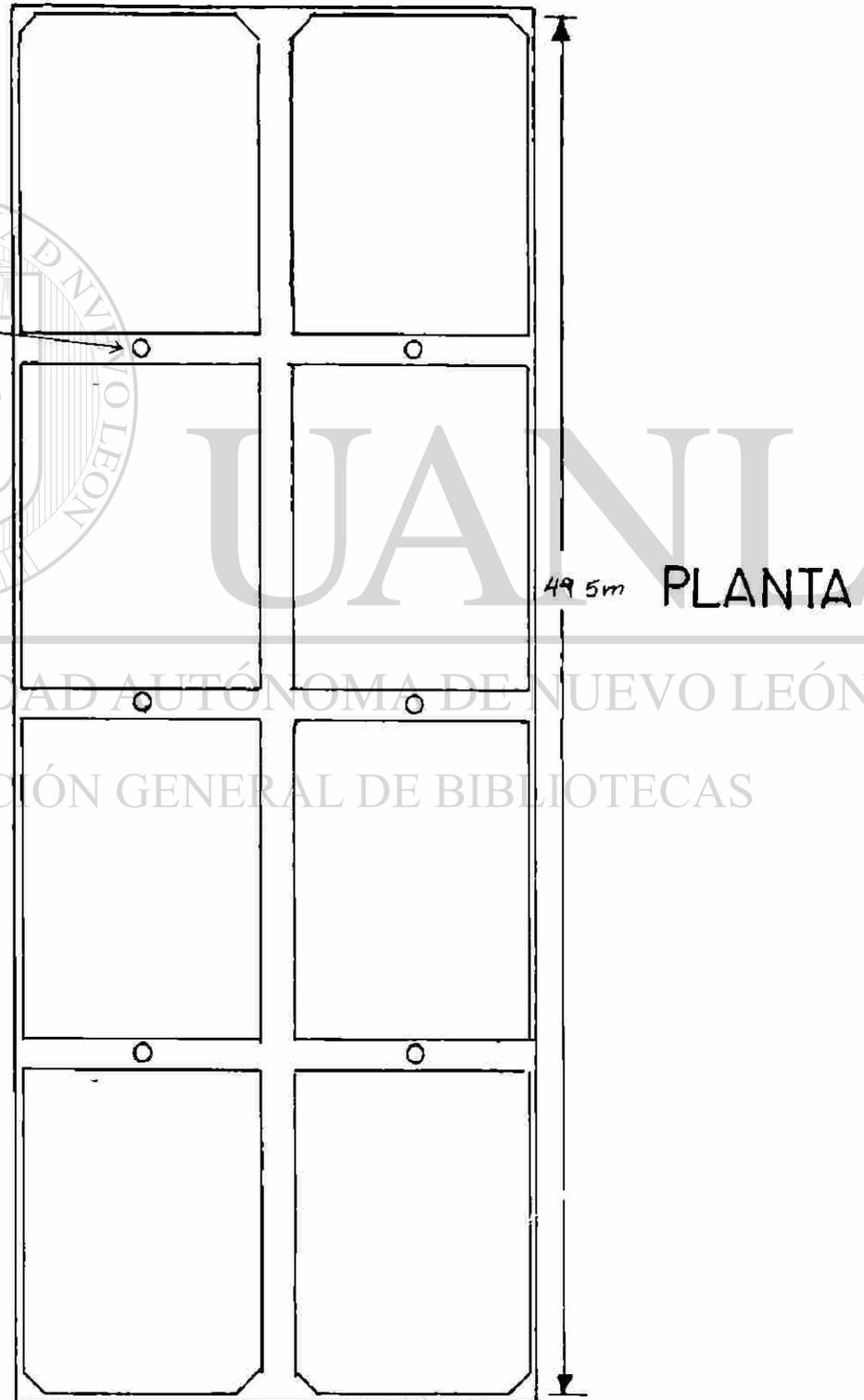
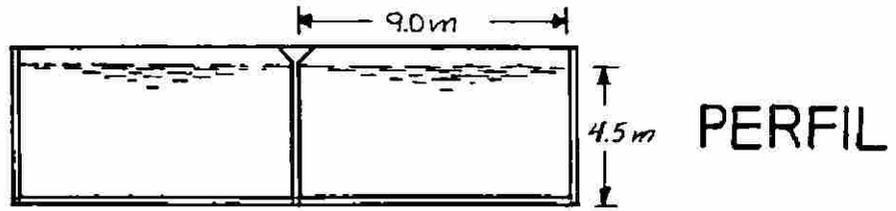
El gasto para cada tubo es:

$$Q = 0.676 \text{ m}^3\text{/seg}/4$$

$$Q = 0.169 \text{ m}^3\text{/seg}$$

AERADOR

170



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Con el nomograma de Manning ($n=0.013$), se obtiene el diámetro para cada tubo, que es:

$$\text{Diámetro} = 40 \text{ cms} , 16''$$

9.10 TANQUES SEDIMENTADORES SECUNDARIOS.

Puesto que el efluente del aerador es muy susceptible de sedimentarse, el diseño de los sedimentadores secundarios se harán con un tiempo de retención de dos horas.

Los tanques serán circulares y operarán con rastrillos.

Hay una profundidad óptima del tanque, para mantener una capa de lodo eficaz. La relación máxima que recomienda Anderson (Idem), entre la longitud de escurrimiento del lodo y la profundidad del tanque es de 5. La profundidad mínima por debajo de los vertedores para el líquido saliente, es de 3.0 m.

Las cargas recomendables para sedimentadores secundarios son de $25.2 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{día}$ a $50.4 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{día}$ (Babbit & Bauman). El período tipo de retención, fijado por el Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York, -

es de 2 horas (Sewage Works journal marzo de 1944 pag. 324). Anderson - (N.E. Anderson, Sewage Works journal Enero de 1945, pag. 50) acepta -

$246.4 \text{ m}^3 / \text{día}$ por metro de longitud del vertedor. Cuando la capacidad total del tanque de sedimentación tenga que ser mayor de 2450 m^3 debe de establecerse más de un tanque de sedimentación final (Babbit & Bauman, - pag. 663).

9.10.1 Cálculo del área de sedimentación (seleccionando una carga de $40 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{día}$)

Area = $Q_{\text{diseño}} / \text{carga}$
Sustituyendo:

$$\text{Area} = 1.352 (\text{m}^3 / \text{seg}) \times 86400 (\text{seg} / \text{día}) / 40 (\text{m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{día})$$

$$\text{Area} = 2920.32 \text{ m}^2$$

9.10.2 Para un tiempo de retención de 2 horas, se calcula el volumen requerido de sedimentación

$$\text{volumen} = Q_{\text{diseño}} \times \text{tiempo}$$

sustituyendo:

$$\text{volumen} = 1.352 \text{ (m}^3/\text{seg)} \times 3600 \text{ (seg/hr)} \times 2 \text{ horas}$$

$$\text{volumen} = 9734.4 \text{ m}^3$$

9.10.3 Considerando 4 sedimentadores

La profundidad para cada sedimentador es la siguiente:

$$\text{profundidad} = (\text{volumen}/4) / (\text{área}/4)$$

sustituyendo:

$$\text{profundidad} = 2433.6 \text{ (m}^3) / 730.08 \text{ m}^2$$

$$\text{profundidad} = 3.33 \text{ m}$$

La cual cumple con el valor mínimo permisible de 3.0 m

El diámetro para cada sedimentador es:

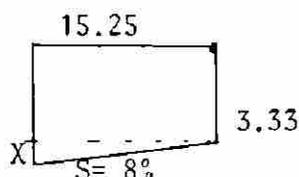
$$\text{Diámetro} = (\text{área} \times 4 / \pi)^{0.5}$$

sustituyendo:

$$\text{Diámetro} = (730.08 \text{ (m}^2) \times 4 / \pi)^{0.5}$$

$$\text{Diámetro} = 30.50 \text{ m}$$

Para una pendiente de 8% en el fondo del tanque (FAIR, GEYER Y OKUN, -- pag. 174). Se calcula la profundidad del tanque en el centro:



$$\text{Profundidad} = x + 3.33 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad} = S \times \text{radio} + 3.33 \text{ m}$$

sustituyendo:

$$\text{Profundidad} = 0.08 \times 15.25 \text{ (m)} + 3.33 \text{ M}$$

Profundidad = 4.55 m en el centro de cada tanque

9.10.4 Para el diseño del tubo de entrada a cada sedimentador se considera -- una velocidad de 1.0 m/seg. El diámetro será:

$$\text{Diámetro} = (4x Q_{\text{diseño}}) / (\pi x \text{ velocidad})^{0.5}$$

sustituyendo:

$$\text{Diámetro} = (4x(1.352/4)(\text{m}^3/\text{seg})) / (\pi x 1.00(\text{m}/\text{seg}))^{0.5}$$

$$\text{Diámetro} = 0.656 \text{ m}$$

9.10.5 El diseño del anillo y deflector concéntrico central a la entrada del - influente a cada sedimentador va unido a la estructura que hace girar - al rastrillo y tiene el propósito de evitar la dispersión de materia s^ó lida a la entrada y de esa manera aumentar la calidad del efluente de - cada sedimentador secundario.

Considerando que el anillo ocupe un 5% del área de sedimentación, entonces el diámetro del anillo se calcula como sigue:

$$\text{Area del anillo} = \text{área del sedimentador} (1-0.95)$$

sustituyendo:

$$\text{Area del anillo} = 730.08 (\text{m}^2) (1.0 - 0.95)$$

$$\text{Area del anillo} = 36.50 \text{ m}^2$$

El diámetro del anillo es:

$$\text{Diámetro} = (4 x \text{área} / \pi)^{0.5}$$

Sustituyendo:

$$\text{Diámetro} = (4x36.50(\text{m}^2) / \pi)^{0.5}$$

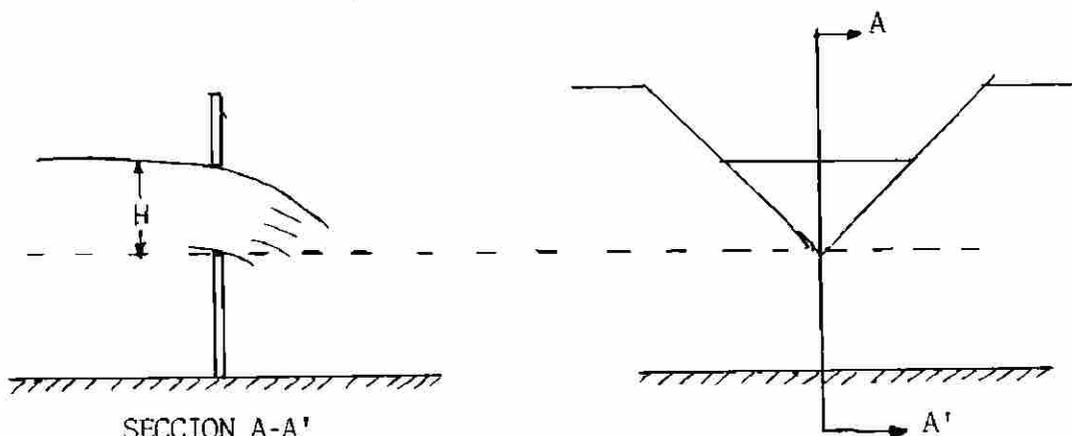
$$\text{Diámetro} = 6.82 \text{ m}$$

y proponiendo una altura del deflector de 1.5 m

9.10.6 Diseño del vertedor de cada sedimentador.

Se propone un vertedor triangular con un ángulo de abertura de 90°y pa ra cargas de 0.06 m a 0.54 m, de la ecuación de Barr se tiene:

$$Q = 1.34 H^{2.48}$$



El perímetro de cada sedimentador es:

$$\text{Perímetro} = \pi \times \text{Diámetro}$$

Sustituyendo:

$$\text{Perímetro} = \pi \times 30.50 \text{ (m)}$$

$$\text{Perímetro} = 95.82 \text{ m}$$

Considerando una separación de centro a centro de vertedores contiguos de 15 cms, entonces el número de vertedores es:

$$\text{Número de vertedores} = \text{perímetro} / \text{separación entre vertedores.}$$

Sustituyendo:

$$\text{No. de vertedores} = 95.82 \text{ (m)} / 0.15 \text{ (m)}$$

$$\text{No. de vertedores} = 639$$

El gasto unitario es:

$$Q_{\text{unitario}} = Q_{\text{diseño}} / \text{No. de vertedores}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 1040 \text{ (l/seg)} / 4 \text{ (sedimentadores)}$$

$$Q_{\text{unitario}} = 0.26 \text{ (m}^3\text{/seg)} / 639$$

$$Q_{\text{unitario}} = 0.000407 \text{ m}^3\text{/seg}$$

Con este dato se calcula la carga que actuará sobre cada vertedor; despejando H de la ecuación de Barr.

$$H = (Q_{\text{unitario}}/1.34)^{0.403}$$

Sustituyendo:

$$H = (0.000407(\text{m}^3/\text{seg})/1.34)^{0.403}$$

$$H = 0.038 \text{ m}$$

La carga permisible con los vertedores de tanques de sedimentación secundaria no debe de exceder de 246,400 litros/día-m de vertedor (Sewerage and Sewage Treatment, Babbitt, pag. 435). Condición que es cumplida por el vertedor diseñado.

$$\text{Carga} = 0.407 (1/\text{seg}) \times 86400(\text{seg}/\text{día}) \times 6(\text{vertedores de } 90^\circ)$$

$$\text{Carga} = 210,000 \text{ l/día -m}$$

9.10.7 El canal de captación para cada efluente de los sedimentadores secundarios se diseñará con un gasto de $0.260 \text{ m}^3/\text{seg}$ y con una pendiente de 0.0012 , revestido de cemento (número de Manning, $n=0.013$)

Usando el criterio de la sección hidráulica óptima de diseño, $y/b = 0.5$ (Para un canal rectangular)



Haciendo uso del ábaco partiendo de $y/b = 0.5$, se encuentra $(Q_{\text{diseño}}/4)^{0.5} \times n/S^{0.5} \times b^{2.66}$ que es igual a 0.2

Despejando la plantilla b :

$$b = ((Q_{\text{diseño}}/4) \times n / (S^{0.5} \times 0.20))^{0.38}$$

Sustituyendo:

$$b = ((0.26(\text{m}^3/\text{seg})/4) \times 0.013 / ((0.0012)^{0.5} \times 0.20))^{0.38}$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

$$y = 0.5 \text{ m}$$

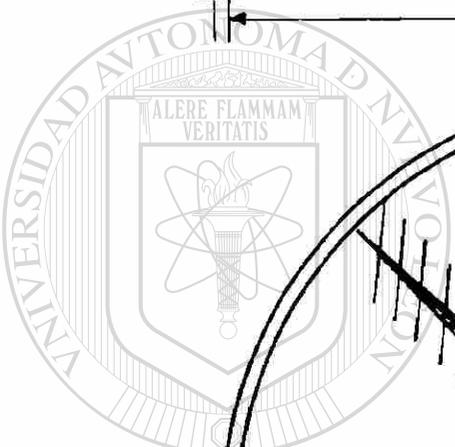
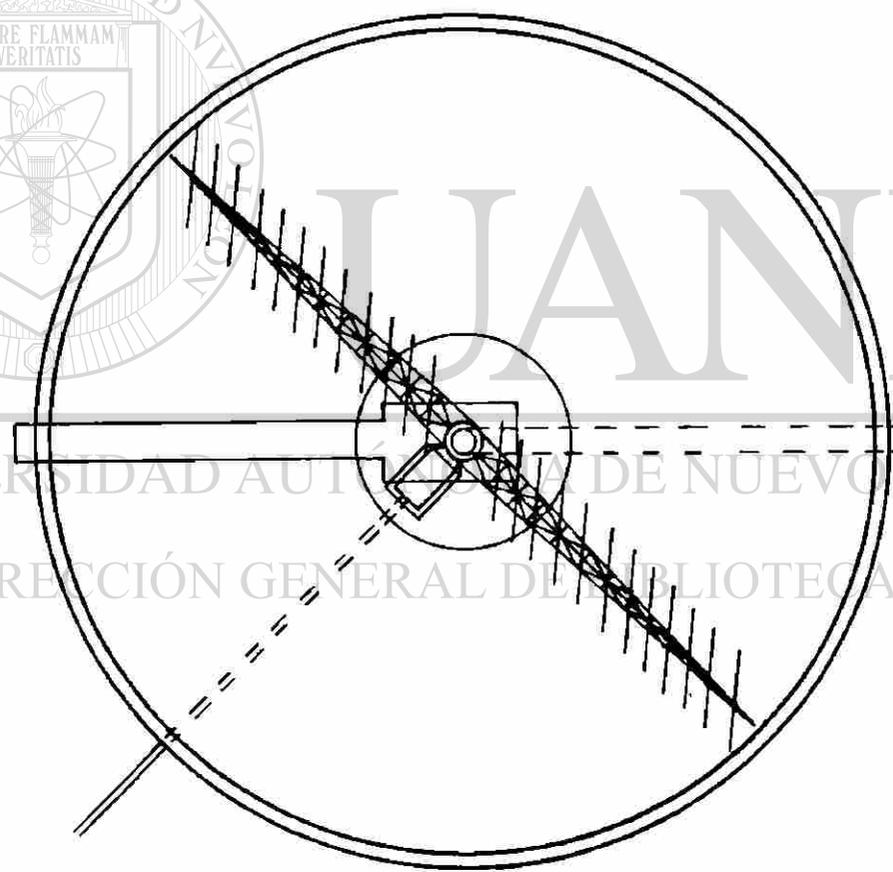
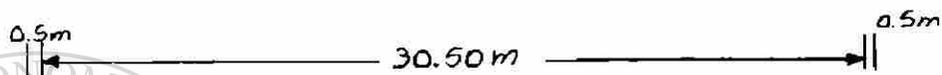
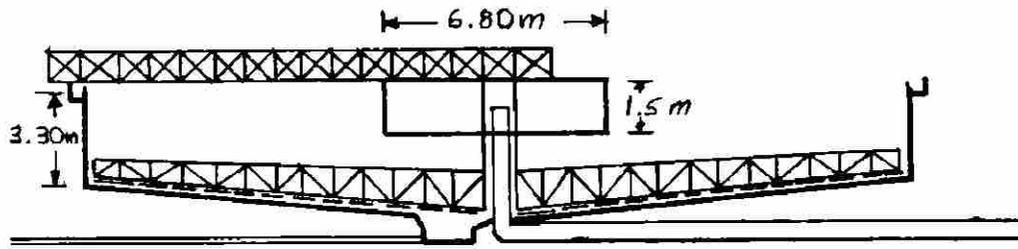
El bordo libre y la altura de revestimiento en el canal se calculan de acuerdo al gráfico de éstos contra el gasto, así tenemos que:

$$\text{bordo libre} = 0.45 \text{ m}$$

$$\text{altura de revestimiento} = 0.13 \text{ m}$$

SEDIMENTADOR SECUNDARIO

176



JUANIL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



9.11 ESPESAMIENTO DE LODO.

El espesamiento de lodo es una operación cuyo propósito principal es reducir el volúmen total de lodo por eliminación de agua. Es usualmente - la operación más usada para concentrar los sólidos de un lodo. Las ven-tajas son las siguientes:

- * Reduce el flujo total de lodo para subsecuentes operaciones.
- * Proporciona una mayor uniformidad de la alimentación de los sólidos a subsecuentes procesos de tratamiento.
- * Mejora la operación de digestión de los lodos y disminuye los costos- porque disminuye el espacio disminuyendo los requerimientos de calor, se incrementa el tiempo de retención, se produce menos licor sobrena-dante y los microorganismos activos en el proceso de digestión son -- más eficientes.

DESCRIPCION DE LA OPERACION.

Los espesadores de lodo son similares a los clarificadores en su cons-trucción básica y en equipo instalado tal como rastrillos del fondo y - superficiales. En general, los espesadores por gravedad son más profun-dos y tienen los fondos con más pendiente que los clarificadores. Uni-[®] dos a los brazos del rastrillo van una serie de varillas, las cuales -- mueven el lodo lentamente y promueven un contacto entre las partículas de lodo incrementando el tamaño de las partículas y mejorando de esa ma- nera las características de sedimentación.

La mayoría de los espesadores por gravedad cuando operan con un lodo ma- negable producen concentraciones máximas de sólidos de 8 a 10%.(E.P.A.) El grado de concentración esperada de una operación de espesamiento por gravedad depende de algunos factores que incluyen el tipo de lodo, uso- de reactivos químicos, concentración inicial de sólidos, tiempo de sedi

mentación, temperatura del lodo, edad del lodo y condiciones de operación.

El tiempo de sedimentación y la edad del lodo pueden ser interrelacionados y tienen un efecto definitivo sobre el funcionamiento del espesador ya que se pueden producir condiciones sépticas en el recipiente de sedimentación.

El líquido sobrenadante de los espesadores es usualmente mezclado con el agua negra a la entrada del proceso. Puesto que el volumen de lodo es reducido a cerca del 20% de su volumen original, aproximadamente 800 litros de líquido sobrenadante son retornados por cada 1000 litros de lodo que entran al espesador, el líquido sobrenadante generalmente tiene un contenido de sólidos suspendidos de 150 a 300 mg/l y una DBO de 200 mg/l (C.E.Q., E.P.A.)

El diseño de los espesadores por gravedad se basan generalmente en las razones de carga superficial y en las razones de carga de sólidos, La experiencia indica que los sólidos generalmente gobiernan el diseño.

Cargas típicas de sólidos para los espesadores son del orden de 24.37 Kg/día-m² para el lodo activado; 48.73 Kg/día-m² para la mezcla de lodo del clarificador primario y lodo activado; 48.73 Kg/día-m² para filtros goteadores y la mezcla del lodo de estos con el lodo primario y 97.47 Kg/día-m² para lodos del clarificador primario.

La mayoría de los espesadores son operados con cargas hidráulicas de 24,432 - 32,576 LPD/m² de área superficial.

Los espesadores con cargas hidráulicas menores que 16,288 LPD/m² se ha encontrado que producen olores. Se recomienda un tiempo de retención de 3-6 horas (E.P.A., C.E.Q.)

Seleccionando una carga de sólidos recomendada (E.P.A.) de 50 Kg/día-m² y teniendo las siguientes consideraciones (Tratamiento de aguas negras, Barnes).

Volúmen de lodo (en % del gasto de diseño) obtenido del clarificador -- primario = 0.48 %

Volúmen de lodo (en % del gasto de diseño) obtenido del clarificador se_cundario = 1.35%

El área superficial de los espesadores es:

$$\text{Area} = \left(\left(\text{gasto de lodo del clarificador primario} \right) \times \left(\text{concentración de sólidos en el lodo del primario} \right) + \left(\text{gasto de lodo del clarificador secundario} \right) \times \left(\text{concentración de sólidos en el lodo del secundario} \right) \right) / \text{carga}$$

La cantidad de sólidos del clarificador primario es:

$$\text{Sólidos (1o.)} = Q \text{ diseño} \times \left(\frac{\text{concentración de sólidos}}{\text{suspendidos totales}} \right) \times \left(\frac{\text{Eficiencia de remoción}}{\text{remoción}} \right)$$

Sustituyendo :

$$\text{Sólidos (1o.)} = 1040 \text{ (1/seg)} \times 239 \text{ (mg/1)} \times 0.44 \times 10^3 \text{ (gr/mg)}$$

$$\text{Sólidos (1o.)} = 109.36 \text{ gr/seg (eliminados)}$$

La concentración de sólidos en el lodo del primario es:

$$\text{Conc. de sólidos} = \frac{\text{sólidos (1o.)}}{Q \text{ diseño}} \times \% \text{ Vol. de purga del 1o.}$$

Sustituyendo:

$$\text{Conc. de sólidos} = 109.36 \text{ (gr/seg)} / (1040 \text{ (1/seg)} \times 0.0048)$$

$$\text{Conc. de sólidos} = 22 \text{ gr/1}$$

La concentración de sólidos en los lodos del secundario es 10.38gr/1

El gasto de purga del sedimentador secundario es:

$$\text{gasto} = 1040 \text{ (1/seg)} \times 0.0135$$

$$\text{gasto} = 14.04 \text{ 1/seg}$$

Sustituyendo estos datos en la ecuación de área de espesamiento:

$$\text{Area} = (1040 \text{ (1/seg)} \times 0.0048 \times 22 \text{ (gr/l)} + 1040 \text{ (1/seg)} \times 0.0135 \times 10.38 \text{ - gr/l}) \times 86400 \text{ (seg/día)} / 50 \text{ (Kg/día-m}^2\text{)} \times 10^3 \text{ (gr/Kg)}$$

$$\text{Area} = 22080 \text{ (Kg/día)} / 50 \text{ (Kg/día-m}^2\text{)}$$

$$\text{Area} = 441.60 \text{ m}^2$$

Se seleccionan dos espesadores (para mejor operación, costo y manteni-- miento) con las siguientes dimensiones:

$$\text{Diámetro} = (4 \times \text{área} / \pi)^{0.5}$$

Sustituyendo :

$$\text{Diámetro} = (4 \times 220.8 \text{ (m}^2\text{)} / \pi)^{0.5}$$

$$\text{Diámetro} = 17.0 \text{ m}$$

Para un tiempo de retención de 3 horas (E.P.A., C.E.Q.) se calcula el volúmen de cada espesador

Volúmen = (Flujo de sólidos) x tiempo/gravedad específica considerando una gravedad específica de 1.02 Kg/l

$$\text{Volúmen} = 11,040 \text{ (Kg/día)} \times 3 \text{ (horas)} / (1.02 \text{ (Kg/l)} \times 24 \text{ (horas/día)} \times 10^3 \text{ (l/m}^3\text{)})$$

$$\checkmark = 1,353 \text{ m}^3$$

La profundidad de cada espesador es:

$$\text{Profundidad} = \text{volúmen} / \text{área}$$

Sustituyendo:

$$\text{Profundidad} = 1,353 \text{ (m}^3\text{)} / 223 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\text{Profundidad} = 6.0 \text{ m en la periferia}$$

y la profundidad en el centro es: (considerando una pendiente de 10%)

$$\text{Profundidad} = \text{radio} \times (\%) + \text{profundidad (Periferia)}$$

$$\text{Profundidad} = 8.5 \text{ (m)} (0.1) + 6$$

$$\text{Profundidad} = 7.0 \text{ m}$$

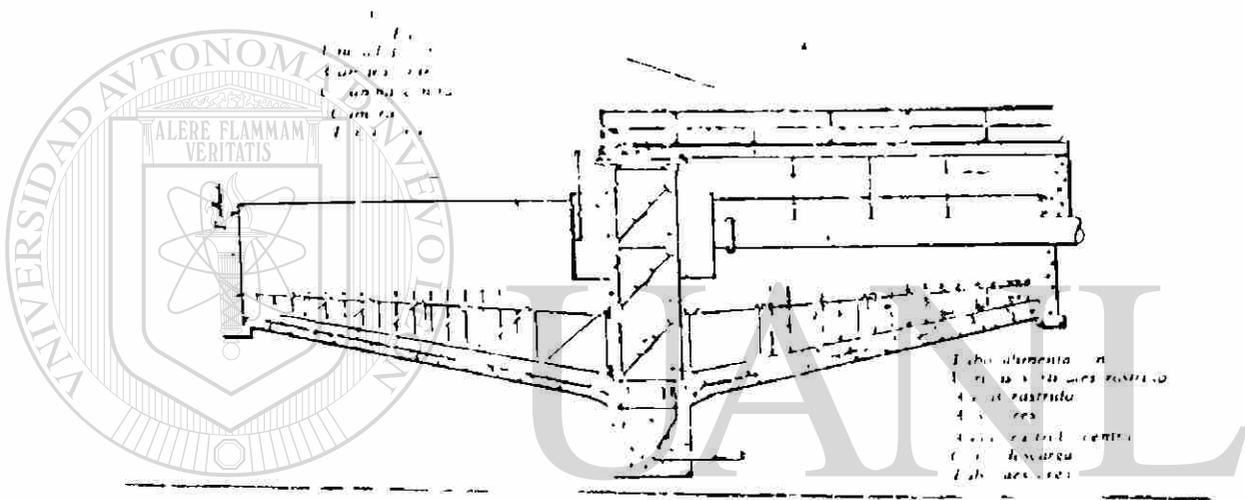
Gasto de lodo que entra a espesamiento

$$\text{flujo de lodo} = 1040 \text{ (1/seg)} \times (0.0048 + 0.0135)$$

$$\text{flujo de lodo} = 19.0 \text{ litros/seg}$$

flujo de lodo a la salida ((considerando un gasto de 20% del lodo de en_

ESPESADOR



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



trada, E.P.A.)

$$\text{Flujo lodos} = 19.0 \text{ (l/seg)} \times 0.2$$

$$\text{Flujo lodos} = 3.80 \text{ l/seg}$$

Gasto de agua sobrenadante de retorno

$$\text{Flujo agua} = 19.0 \text{ (l/seg)} \times 0.8$$

$$\text{Flujo agua} = 15.20 \text{ l/seg}$$

Gasto de sólidos (a la salida) en el líquido sobrenadante de los espesadores. (considerando una concentración de 350 mg/l(E.P.A.)

Sólidos = gasto de agua de retorno x concentración de sólidos.

Sustituyendo:

$$\text{Sólidos} = 15.20 \text{ (l/seg)} \times 350 \text{ (mg/l)} \times 10^6 \text{ (Kg/mg)} \times 86400 \text{ (seg/día)}$$

$$\text{Sólidos} = 460.0 \text{ Kg/día.}$$

Por lo tanto el gasto de sólidos en el lodo de espesamiento es (a la salida):

$$\text{Sólidos lodo} = 11,040 \text{ (Kg/día)} - 460.0 \text{ (Kg/día)}$$

$$\text{Sólidos lodo} = 10,560 \text{ Kg/día}$$

lo cuál con el gasto de lodo de espesamiento se obtiene la concentración de sólidos en el lodo (que debe estar en el rango máximo de 8 a 10%)[®]

Concentración = gasto de sólidos/gasto de lodo

Sustituyendo:

$$\text{Concentración} = 10,560 \text{ (Kg/día)} / (3.80 \text{ (l/seg)} \times 86400 \text{ (seg/día)} \times 1.025 \text{ (Kg/l)})$$

$$\text{Concentración} = 0.03 \text{ Kg de sólidos /Kg de lodo}$$

$$\text{Concentración} = 3\%$$

9.12 DISEÑO DE LOS DIGESTORES.

Uno de los principales problemas en el diseño de plantas de tratamiento de aguas negras es la disposición de los lodos en el medio ambiente sin causar algún daño. Estos lodos deben ser estabilizados o digeridos, uno de los métodos de estabilización biológica más antiguo y eficiente, es-

la digestión anaeróbica.

El digester convencional posee una cubierta fija o flotante. El lodo es bombeado a la parte media del digester. El digester moderno, o tanque de alta velocidad, es mezclado, mecánicamente o por la recirculación de gas producido y comprimido. Esto crea una gran zona de descomposición activa y la reacción de estabilización es aumentada significativamente.

Hay dos métodos básicos para calentamiento de los digestores :

- a. Intercambiador de calor externo, en el cuál el lodo es bombeado hacia afuera del digester, calentado en tubos y retornado a el digester.
- b. Intercambiador de calor interno, en el cuál el agua es calentada y los tubos son distribuidos alrededor del digester.

El gas producido en la digestión anaeróbica tiene aproximadamente 65-70 % de metano, 30-35 % de dióxido de carbono y trazas de ácido sulfhídrico. Es un combustible excelente y casi siempre es usado para calentar los digestores. (P. AARNE VESILIND, Pag. 31).

El diseño del proceso de digestión anaeróbica involucra la selección del volumen del digester, la temperatura de digestión y una estimación en la producción de gas, de acuerdo a la experiencia Burd (1968) presenta criterios de diseño típicos para digestores de alta velocidad. (P. AARNE VESILIND, Pag. 35).

Tiempo de retención de los sólidos, 10 - 20 días

Carga de sólidos 0.15 - 0.40 Kg SSV/m³/día

La producción de gas varía de acuerdo a la eficiencia de mezclado, la temperatura, y otras variables, se considera una producción de 6 - 8 ft³ de gas/1b de sólidos volátiles añadida.

keffer (Sewage Treatment Works, Mc Graw Hill) recomienda el siguiente

valor para los sólidos volátiles:

Sólidos volátiles en % de sólidos totales, 75.0%

La temperatura es un factor que altera a las velocidades de reacción en la digestión, hay dos tipos de procesos que se encuentran en función de la temperatura, el proceso mesofílico y el termofílico, éste último debido a que resulta antieconómico para la temperatura elevada que requiere (51.7°C) no ha sido usado en la actualidad, pero la digestión mesofílica ya ha sido adoptada comúnmente.

En la actualidad, la mayoría de los digestores están proyectados para operar a una temperatura de 29.4°C, (Barnes, Pag. 141)

9.12.1 La capacidad teórica del digestor depende de la concentración, de la naturaleza de los lodos y de la manera de operar el digestor. Suponiendo que el digestor funcione "uniforme-intermitentemente", donde cierta cantidad uniforme de sólidos va añadiéndose diariamente, puede deducirse una fórmula básica para el volumen del digestor, para cualquier carga.

De la siguiente ecuación, se calcula el volumen del digestor (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, A.S.C.E.)

$$\text{Volumen} = \frac{(2 - x Z) K t}{2 (1 - n)}, \text{ litros}$$

- Diariamente se introducen "K" Kilogramos de sólidos en el digestor.
- Los sólidos están compuestos de "x" partes de sólidos volátiles.
- Los sólidos volátiles contienen "Z" partes digeribles en "t" días.
- La temperatura se mantiene en un punto tal (30°C) que el período de digestión es "t" días (Fig. 25, Pag. 140, Tratamiento de aguas negras, Barnes)
- La gravedad específica de los sólidos se toma en 1.02
- Los lodos contienen "n" partes de agua.

Consideraciones:

- a. $K = 10,560.0 \text{ Kg/día}$
- b. $x = 0.75 \%$
- c. $Z = 0.50$ (sólidos digeribles en t días)
- d. $t = 30$ días
- e. $n = 0.97\%$

Sustituyendo estos datos en la ecuación de volúmen, se obtiene:

$$\text{Volúmen} = (2 - 0.75 \times 0.50) \times 10560.0 (\text{Kg/día}) \times 30 (\text{días}) / 2(1 - 0.97) \times 10^3 (1/\text{m}^3)$$

$$\text{Volúmen} = 3,274 \text{ m}^3$$

Los tanques de digestión son usualmente circulares, su diámetro varía de 6.0 - 35.0 m y en profundidad tienen valores de 7.5 - 13.5 m (Met-calf & Eddy, Inc., pag. 595)

Considerando una profundidad de 8.0 m se calcula el diámetro para cada uno de los tres digestores propuestos.

$$\text{Diámetro} = 2 (\text{volúmen} / (\pi \times \text{profundidad}))^{0.5}$$

Sustituyendo:

$$\text{Diámetro} = 2 (1,091 \text{ (m}^3) / (\pi \times 8.0 \text{ (m)}))^{0.5}$$

$$\text{Diámetro} = 13.0 \text{ m}$$

La pendiente del fondo del tanque en la descarga del lodo, se considera

como 25% mínima. DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

La profundidad en el centro del tanque es:

$$\text{Profundidad} = 8.0 (\text{m}) + (\text{Diámetro}/2) \times \text{pendiente}$$

Sustituyendo:

$$\text{Profundidad} = 8.0 (\text{m}) + (13.0 (\text{m})/2) \times 0.25$$

$$\text{Profundidad} = 9.6 \text{ m}$$

Flujo de lodo que entró a los digestores:

$$\text{Flujo de lodo} = 3.80 \text{ l/seg}$$

Al tanque digestor se le acondicionará un agitador del tipo de rastr del espesador ya que la concentración de sólidos es mayor.

Consideraré un flujo de retorno a la entrada del proceso de líquido sobrenadante de 0.8 l/seg.

El flujo de lodo a la salida de los digestores es = 3.0 l/seg.

La concentración de sólidos en los lodos a la salida de los digestores es:

$$\text{Concentración de sólidos} = \frac{(\text{sólidos a la entrada de los digestores} - \text{sólidos volátiles digeridos}(KXZ))}{(\text{Flujo de lodo a la salida de los digestores})}$$

Sustituyendo:

$$\text{Conc. de sólidos} = (10,560 \text{ (Kg/día)} - 10560(\text{Kg/día}) \times 0.75 \times 0.50) / (3.0 \text{ (l/seg)} \times 86400 \text{ (seg/día)} \times 10^6 \text{ (Kg/mg)})$$

$$\text{Conc. de sólidos} = 25,260 \text{ mg/l}$$

Producción de gas:

La materia volátil destruída (M.V.D) es :

$$\text{M.V.D.} = K \times X \times Z$$

Sustituyendo:

$$\text{M.V.D.} = 10,560 \text{ (kg día)} \times 0.75 \times 0.50$$

$$\text{M.V.D.} = 3,960 \text{ Kg/día}$$

Experimentalmente en la digestión a 30°C, el rendimiento de gas es 783 ml gr de sólidos volátiles, siendo el metano (CH₄), el 72° en volúmen.

El valor calorífico neto del metano es de 34,004 BTU/m³ (Fair, Geyer y Okun. Pag. 642 y 643).

El volúmen de gases producidos es:

$$\text{Volúmen} = 783 \text{ (ml/gr SV)} \times 3960 \text{ (Kg SV/día)} (1000 \text{ gr/Kg}) \times (m^3/10^6 \text{ ml})$$

$$\text{Volúmen} = 3,100 \text{ m}^3/\text{día}$$

La cantidad de metano (CH₄) producido es:

$$\text{Volúmen (CH}_4) = 3,100 \text{ (m}^3/\text{día)} \times 0.72$$

$$\text{Volúmen (CH}_4) = 2232 \text{ m}^3/\text{día}$$

El valor calorífico neto del metano es

$$\text{Energía} = 34,003 \text{ (BTU/m}^3\text{)} \times 2232 \text{ (m}^3\text{/día)}$$

$$\text{Energía} = 75.91 \times 10^6 \text{ BTU/día}$$

$$\text{Energía} = 3.16 \times 10^6 \text{ BTU/hr}$$

El cálculo del calor necesario para calentar el lodo, en el supuesto de que éste se encuentre a una temperatura de 25°C es de:

$$\text{Calor} = m C_p \Delta T$$

El C_p = capacidad calorífica del lodo = 1010 Cal/Kg-°C

(Metcalf & Eddy, Inc. Pag. 331)

m = gasto de lodo

ΔT = diferencia de temperaturas, entre la temperatura del lodo de entrada y el necesario para la digestión (33°C, para incluir las pérdidas)

Sustituyendo:

$$\text{Calor} = 3.80 \text{ (1/seg)} \times 1.02 \text{ (Kg/l)} \times 1010 \text{ (Cal/Kg-°C)} \times (33-25)^\circ\text{C}$$

$$\text{Calor} = 31,318 \text{ Calorías} = 31.318 \text{ K Cal/seg.}$$

Por lo tanto la cantidad de calor disponible para otros usos es:

Calor usado en el calentamiento del lodo expresado en BTU (Energía mediante vapor, aire o gas, Severns, Pag. 4)

$$\text{Calor} = 31.318 \frac{\text{K Cal}}{\text{seg}} \times 0.454 \frac{\text{BTU}}{\text{K Cal}} \times 3600 \text{ (seg/hr)}$$

$$\text{Calor} = 51.15 \times 10^3 \text{ BTU/ hr}$$

El calor remanente es:

$$\text{Calor} = (3.16 \times 10^6 - 5.15 \times 10^3) \text{ BTU - hr}$$

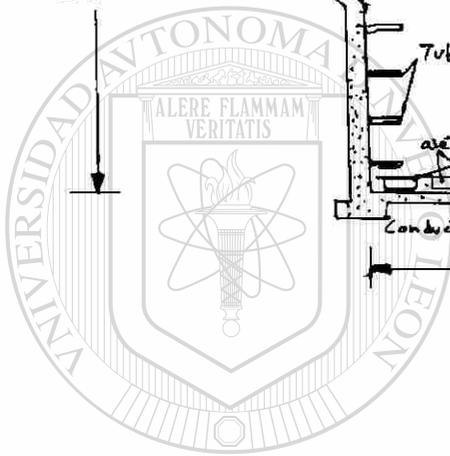
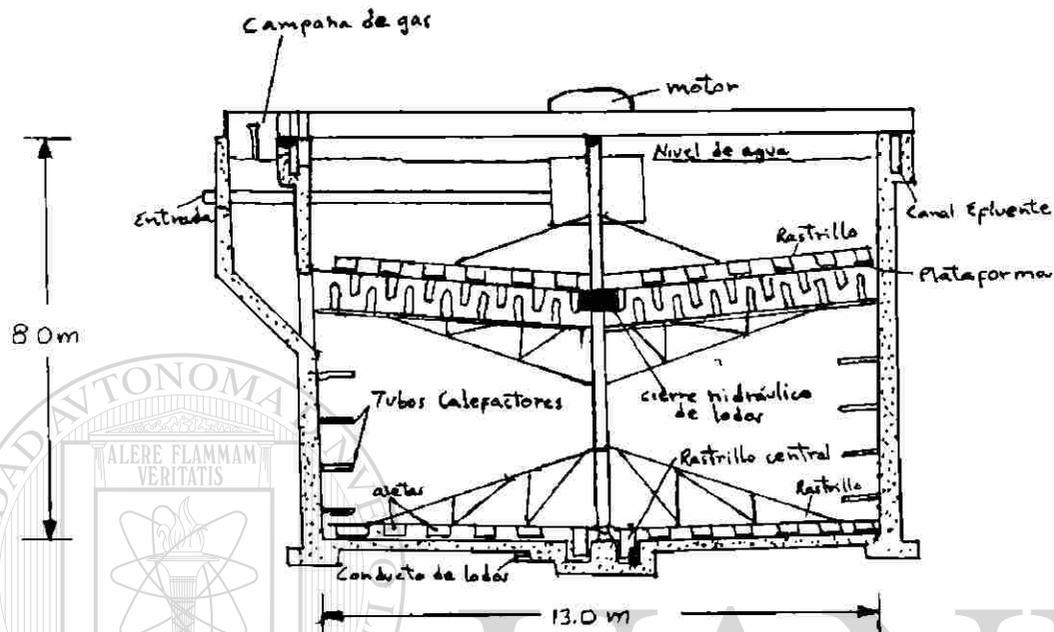
$$\text{Calor} = 3.16 \times 10^6 \text{ BTU - hr}$$

1.13.- FILTRACION AL VACIO.

Descripción de la operación:

Es una operación física usada para reducir el contenido de humedad del lodo, precondicionando el lodo se proporciona una aceptable y económica filtración. La superficie del tambor se sumerge 20-40% en el recipiente de lodo, mientras

DIGESTOR DE LODOS



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



ENGINEERING STANDARDS

18-

"CHICAGO" PONTOON TYPE FLOATING COVER
 ABLE OF NEAL FEET OF FIELD WELDING

ISSUE NO 1 2 3 4 5
 SHEET OF 1

K-511

DATA TABLE

DIGESTER DIAMETER	WELD TYPES				MISCELLANEOUS FIELD WELDS			TOTAL LIP FEET WE
	AP FILLET EWN	CORNER FILLET DOWN	CORNER FILLET VERT A	BUTT VERTICAL	1/4"	3/8"	1/2"	
52	52	61	19	12	9	—	—	270
98	98	77	22	14	23	—	—	442
148	148	93	32	16	28	—	—	572
200	200	108	36	8	32	—	—	772
250	250	125	36	24	20	18	—	900
300	300	140	38	27	23	20	—	1050
350	350	155	54	31	25	22	—	1200
400	400	170	62	35	—	52	—	1350
450	450	185	68	40	—	76	—	1500
500	500	200	88	44	—	82	—	1650

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

INDEX OF DRAWINGS

<u>DRAWING NUMBER</u>	<u>DESCRIPTION</u>
K-7140	Typical Flashing and Roofing Construction Details
K-7141	Typical Rafter and Sheathing Details
K-7142	Typical Appurtenance Details
K-7143	General Layout Drawing for 20'-0" to 35'-0" Diameter Digesters
K-7144	General Layout Drawing for 40'-0" to 65'-0" Diameter Digesters
K-7145	General Layout Drawing for 70'-0" to 90'-0" Diameter Digesters
K-7146	General Layout Drawing for 95'-0" to 110'-0" Diameter Digesters
K-7147	Typical Layout Precast Concrete Slab Roof
K-7148	Gas Dome Covers with Pipe Support Frame, Flexible Hose & Provisions for Piping Connections
K-7149	Typical Lifting Frame Detail
K-7150	Floating Cover Position Indicator

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



se mantiene un vacío de 25.40 a 67.0 cm mercurio dentro de la porción sumergida del tambor. El vacío drena el líquido dentro del tambor, dejando los sólidos en el medio filtrante. Como el tambor gira, la plasta de sólidos aumenta en espesor, para limpiarse posteriormente con una cuchilla.

Un promedio conservativo de producción del filtro definido como el número de k s. de lodo eliminado por metro cuadrado del medio filtrante por hora es (E.P.A.), $19.44 \text{ Kg} / \text{m}^2 / \text{hr}$

Típicos valores de producción de filtros de vacío se muestran a continuación- (E.P.A., C.E.Q.)

<u>TIPO DE LODO</u>	<u>CARGA, Kg/m²/hr</u>
Sólidos frescos	
Primarios	19.44 - 58.32
Primarios + Filtros de goteo	19.44 - 36.88
Primarios + activados	19.44 - 24.30
Activados	12.12 - 16.97
Sólidos digeridos	
Primarios	19.44 - 36.88
Primarios + Filtros de goteo	19.44 - 24.30
Primarios + activados	19.44 - 24.30

Para plantas pequeñas se puede estimar un tiempo de operación de 30 horas por día para plantas grandes un tiempo de 20 horas por día (E.P.A.)

La calidad de un filtro de vacío es medida por su contenido de humedad sobre una base de peso húmedo expresado como un porcentaje. El contenido de humedad finalmente varía de 70 a 80° (F.P.A.)

Típicos valores de las concentraciones de sólidos en los filtros de vacío aparecen en la continuación (E.P.A., C.F.Q.)

TIPO DE LODO	CONCENTRACION EN LA ALIMENTACION(% DE SOLIDOS)	CONCENTRACION DE LA TORTA(% DE SOLIDOS)
Primario + lodo de los filtros	2.5 - 5.0	28 - 37
Primario Digerido	10 - 15	26 - 34
Primario Digerido + Activado	4 - 10	24 - 32

Los filtros de vacío poseen las siguientes ventajas:

- 1) Ocupan un espacio relativamente pequeño
- 2) Varios tipos de lodos pueden ser filtrados.
- 3) El por ciento de sólidos capturados es alto.
- 4) La adaptabilidad de los filtros de vacío a varios esquemas mejora la flexibilidad operacional de la planta.

Suposiciones Generales (E.P.A., C.E.Q.)

La medida máxima de una simple unidad es de 50 m^2 de área superficial.

Seis horas de producción del filtro por dos horas de mantenimiento.

DATOS DE DISEÑO DEL FILTRO DE VACIO

- Sumergencia del filtro dentro del recipiente - 30%
- Presión de vacío de 45 cm de Hg
- Carga de sólidos al filtro - $20 \text{ Kg/m}^2/\text{hr}$
- Tiempo de operación de 18 horas/día
- Area superficial máxima de cada unidad de 50 m^2
- Concentración máxima de sólidos en la alimentación 10%
- Concentración de sólidos en la torta 27%

Cálculo del área de filtración

Considerando una carga de $20.0 \text{ Kg/m}^2\text{-hr}$ (F.P.A., C.E.Q.), entonces la producción de sólidos de los digestores es:

Sólidos = flujo de lodo x concentración de sólidos en el lodo.

Sustituyendo:

$$\text{Sólidos} = 3.0 \text{ (l/seg)} \times 25,260 \text{ (mg/l)} \times 3600 \text{ (seg/hr)} \times 10^{-6} \text{ (Kg/mg)}$$

$$\text{Sólidos} = 273 \text{ Kg/hr}$$

El área de filtración es:

$$\text{Area} = \text{Sólidos/carga} \times \% \text{ de horas de trabajo en el día.}$$

Sustituyendo:

$$\text{Area} = 273 \text{ (Kg/hr)} / (22.0 \text{ (Kg/hr-m}^2) \times 0.75)$$

$$\text{Area} = 16.50 \text{ m}^2$$

Se proponen dos filtros de vacío por facilidad de operación y mantenimiento; con las siguientes dimensiones:

$$\text{área} = 8.25 \text{ m}^2$$

De Dorr-Oliver, Inc. (Manual de Ing. Químicos, Perry, Tabla 19-17)

$$\text{Diámetro} = 4 \text{ ft} = 1.22 \text{ m}$$

$$\text{Longitud} = 8 \text{ ft} = 2.44 \text{ m}$$

La Torta de lodo sale con una concentración de sólidos de 27%, entonces la cantidad de agua que se obtiene con la torta de lodo es:

$$\text{Agua en la torta} = \text{Sólidos} \times 0.73/0.27$$

$$\text{Agua en la torta} = 273 \text{ (Kg Sol./hr)} \times 0.73 \text{ (Kg de agua/Kg lodo)} / 0.27 \text{ (Kg de Sol. /Kg de lodo)}$$

El flujo de agua de retorno al proceso es:

$$\text{Agua de filtrado} = \text{Flujo de lodo a la entrada} - \text{flujo de lodo a la salida (en forma de torta)}$$

Sustituyendo:

$$\text{Agua de filtrado} = 3.0 \text{ (l seg)} - 273 + 738 \text{ (Kg/hr)} / 1.03 \text{ (Kg/l)} \times 2600 \text{ (seg/hr)}$$

$$\text{Agua de filtrado} = 2.7 \text{ l/seg}$$

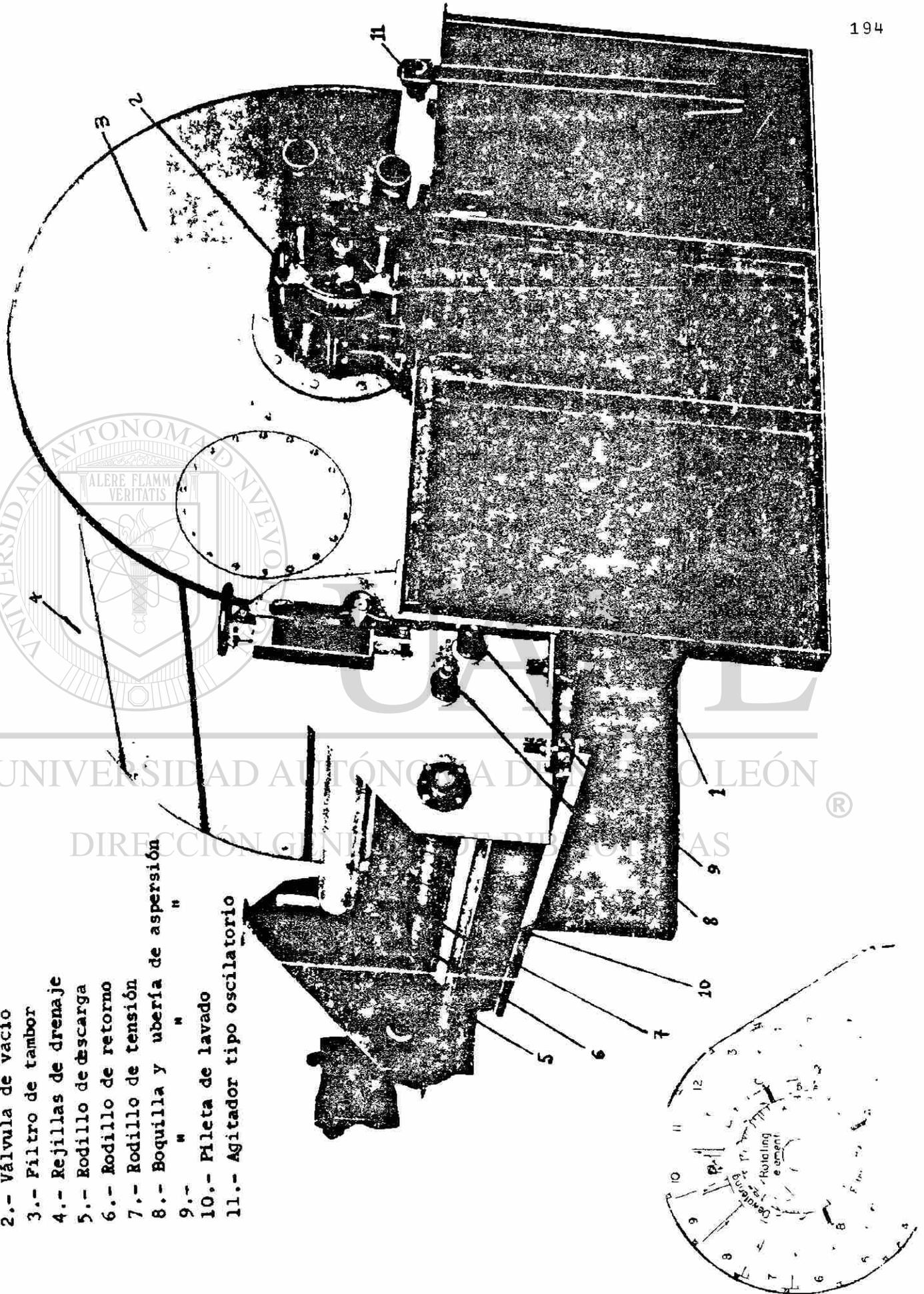
9.14.-

DISPOSICION DEL LODO.

Los métodos más comunes para la disposición final de los lodos son el esparcido sobre campos de cultivo, mejorando las condiciones del suelo, mejorando su

FILTRO DE VACIO

- 1.- Tanque de lodo
- 2.- Válvula de vacío
- 3.- Filtro de tambor
- 4.- Rejillas de drenaje
- 5.- Rodillo de descarga
- 6.- Rodillo de retorno
- 7.- Rodillo de tensión
- 8.- Boquilla y ubería de aspersión
- 9.- " " "
- 10.- Pileta de lavado
- 11.- Agitador tipo oscilatorio



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 DIRECCIÓN GENERAL DE INVESTIGACIONES
 ALERE FLAMMA VERITATIS

retención de humedad.

Algunas ciudades de los E.U.A. venden el lodo seco como un fertilizante, como la ciudad de Milwaukee que lo vende nacionalmente con el nombre de Milorgante.

b. Como relleno en minas o tiros abandonados.

c. Una disposición sanitaria en ocasiones es usado, esto consiste en descargar en un lugar determinado el lodo e irlo amontonando diariamente y cubriéndolo con una capa de 30 cms de tierra. Esto minimiza condiciones tales como olores e insectos. Después de algunos años, la tierra puede ser usada sin objeción.

9.15.-

CLORACION

A causa de que el cloro gaseoso es más barato que el que se obtiene a partir de hipocloritos, es el que se usa generalmente para tratar el efluente del tratamiento de las aguas negras. Se controla con aparatos llamados cloradores. El cloro que consumen las sustancias reductoras orgánicas e inorgánicas, se define como demanda de cloro. Es igual a la cantidad que se agrega, menos la que permanece como cloro combinado después de un cierto tiempo que generalmente es de 15 minutos. La cantidad que queda después de satisfacer la demanda de cloro es la que lleva a cabo la desinfección.

Siendo el objeto de la desinfección la destrucción de las bacterias patógenas, la medida definitiva de su eficacia será el resultado del exámen bacteriológico. El valor del cloro residual de 0.5 ppm que generalmente es eficaz, no es una norma estricta, sino solamente una guía que puede cambiarse para satisfacer los requerimientos locales.

En aguas domésticas las siguientes dosificaciones de cloro son suficientes para producir un cloro residual adecuado para la desinfección:

TIPO DE TRATAMIENTO	DOSIFICACION (En base a Gasto medio de diseño)
Efluente de tratamiento primario	- 20 - 25 mg/l
Efluente de filtros goteadores	- 15 mg/l
Efluente de planta de lodos activados	- 8 mg/l
Efluente de filtros de arena	- 6 mg/l

De acuerdo a esto se requerirá de 8 mg/l de cloro para nuestro proceso.

La cantidad total de cloro es:

Cloro = Gasto x dosis

Sustituyendo:

$$\text{Cloro} = 1040 \text{ (l/seg)} \times 86400 \text{ (seg/día)} \times 8 \text{ (mg/l)} \times 10^{-6} \text{ (Kg/mg)}$$

$$\text{Cloro} = 718.85 \text{ Kg/día}$$

9.16.- DISPOSICION DEL EFLUENTE.

Por esparcimiento sobre tierras de irrigación, áreas arboladas y jardines y protección de cuerpos receptores.

Reuso.

- La industria es probablemente el más grande consumidor de agua en el mundo, y la mayor parte de las demandas de agua es para procesos de enfriamiento (como agua de enfriamiento), daños a la salud pública y antiestéticos son generalmente eliminados a causa del uso de procesos cíclicos.
- Los tipos de campos de cultivo que pueden ser irrigados con agua negra tratada, dependen de la calidad del efluente y de las regulaciones de salubridad que se relacionan con el uso de aguas negras tratadas sobre los campos de cultivo. El drenaje preliminarmente tratado o un efluente de drenaje desinfectado es usualmente usado en los E.U.A. sobre cultivos de algodón, remolacha azucarera y vegetales para producción de semilla.
- El uso recreacional del agua tratada comprende el riego de parques (de golf y de diversiones), el establecimiento de lagunas para navegar en bo-

tes y el mantenimiento de la vida animal y vegetal.

d. En la recarga de los mantos acuíferos.

e. El agua tratada transporta altas concentraciones de nutrientes (N y P), los cuáles pueden ayudar a fertilizar lagunas y esteros.

f. En la protección del cuerpo receptor.

A causa de que la zona de descargas es aprovechada en la extracción de mariscos y peces, esa debe ser protegida de descargas de organismos nocivos a su fauna.

AREAS DE RIEGO CONSIDERADAS.

	Superficie total (HAS)	Coco (HAS)	Maíz (HAS)	Pastos (HAS)	Monte (HAS)
1. Pie de la cuesta	850.0	164.50	115.5	560.0	10
2. Pedregoso	400.0	400.00	-	-	-
3. Ejido viejo	520.0	500.00	20.0	-	-
4. Bajos del ejido	1156.0	1156.00	-	-	-
5. Embarcadero	332.5	332.50	-	-	-
Total	3,258.5	2,553.00	135.5	560.0	10

(Ref. Impulsora Guerrerense del cocotero y Delegación de agricultura en Acapulco, Gro.)

La cantidad de palmas que se cultivan es del orden de 70 - 100 palmas /Ha. y cada palma requiere para su vida biológica de 20 Hs de agua/palma - día. (Impulsora Guerrerense del cocotero).

El agua total para el maíz se debe proporcionar a una razón de 1200 mm de lámina de agua/cosecha. (Delegación de Agricultura en Acapulco, Gro.)

De acuerdo a los datos anteriores se obtiene la cantidad de área de -- cultivo que podría regar con el agua tratada.

a). Para el coco, considerando que se le proporciona una cantidad de 10 Hs de agua/palma-día, considerando un gasto de 1040 lts/seg y teniendo como pér

didadas un 200% del flujo aprovechable se calcula el área de cultivo de co-
co a regarse:

Area - Gasto de oferta / (requerimientos de agua x razón de cultivo x 2.0)

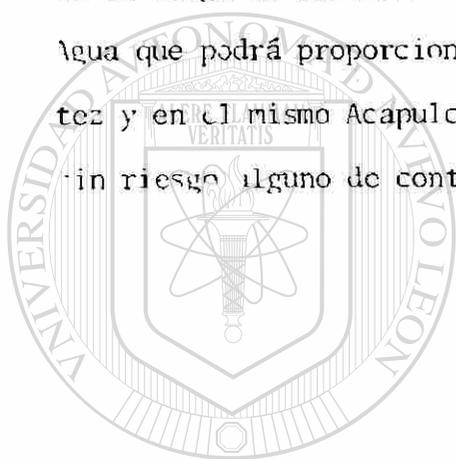
sustituyendo:

Area = $2 \times 1040 \text{ (l/seg) (86400 \text{ seg, día})} / (10 \text{ (l/palma-día)} \times 85 \text{ (palma/HA)} \times 2.0)$

Area = 52,856 Has.

De acuerdo a esta área sabemos que el gasto de agua tratado es suficiente pa-
ra el riego de cultivos de cocoteros.

Agua que podrá proporcionarse a la región de Pie de la Cuesta, Coyuca de Bení-
tez y en el mismo Acapulco, en parques, jardines o bien disponerse en el mar
sin riesgo alguno de contaminación.



UANL

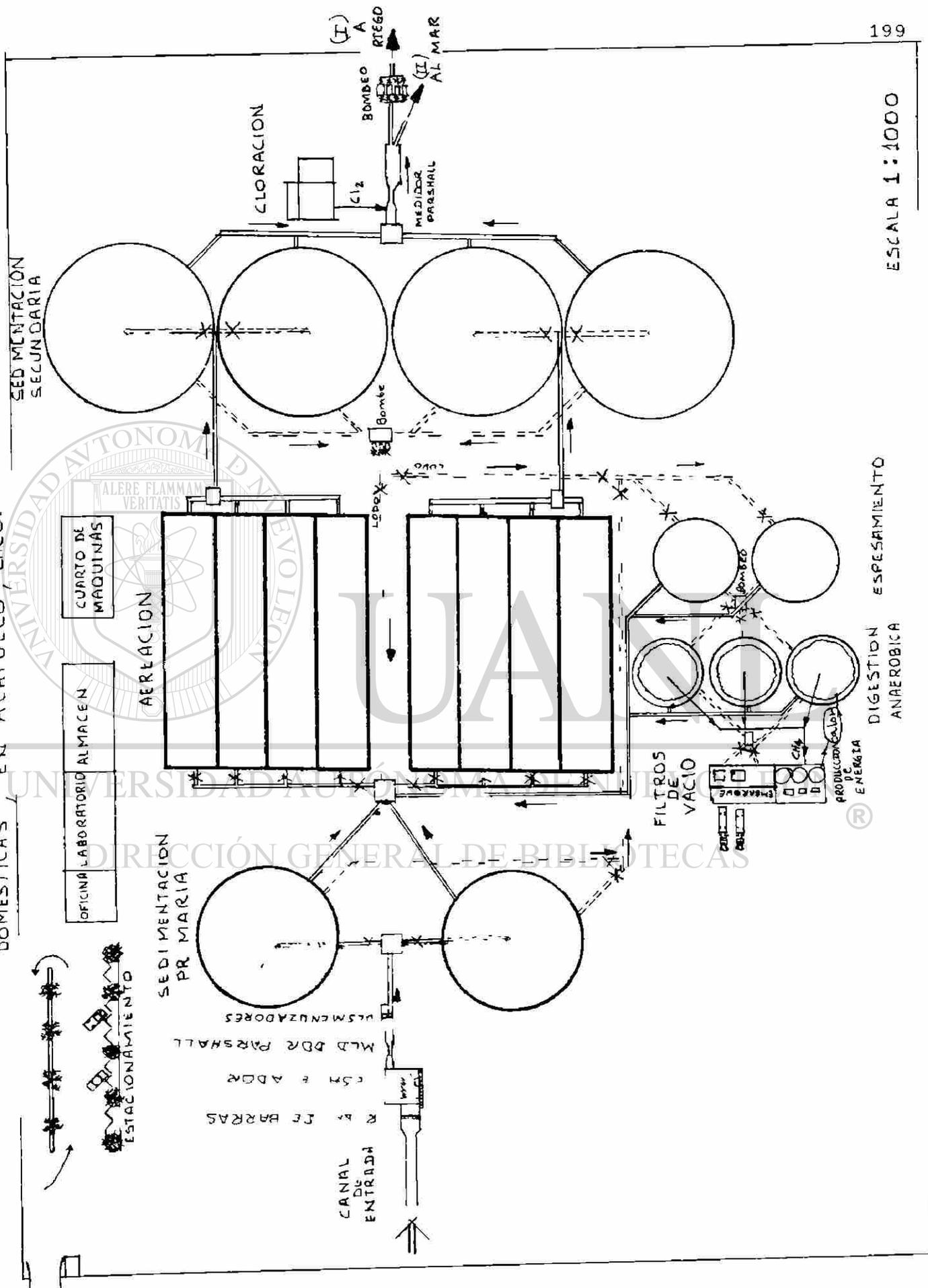
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



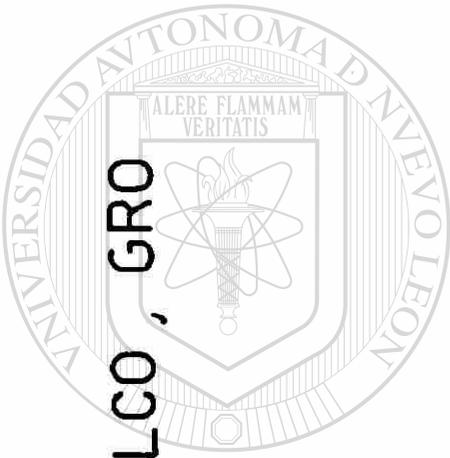
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

DISTRIBUCION DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RES D S

DOMESTICAS EN ACAPULCO, GRO.



ACAPULCO, GRO

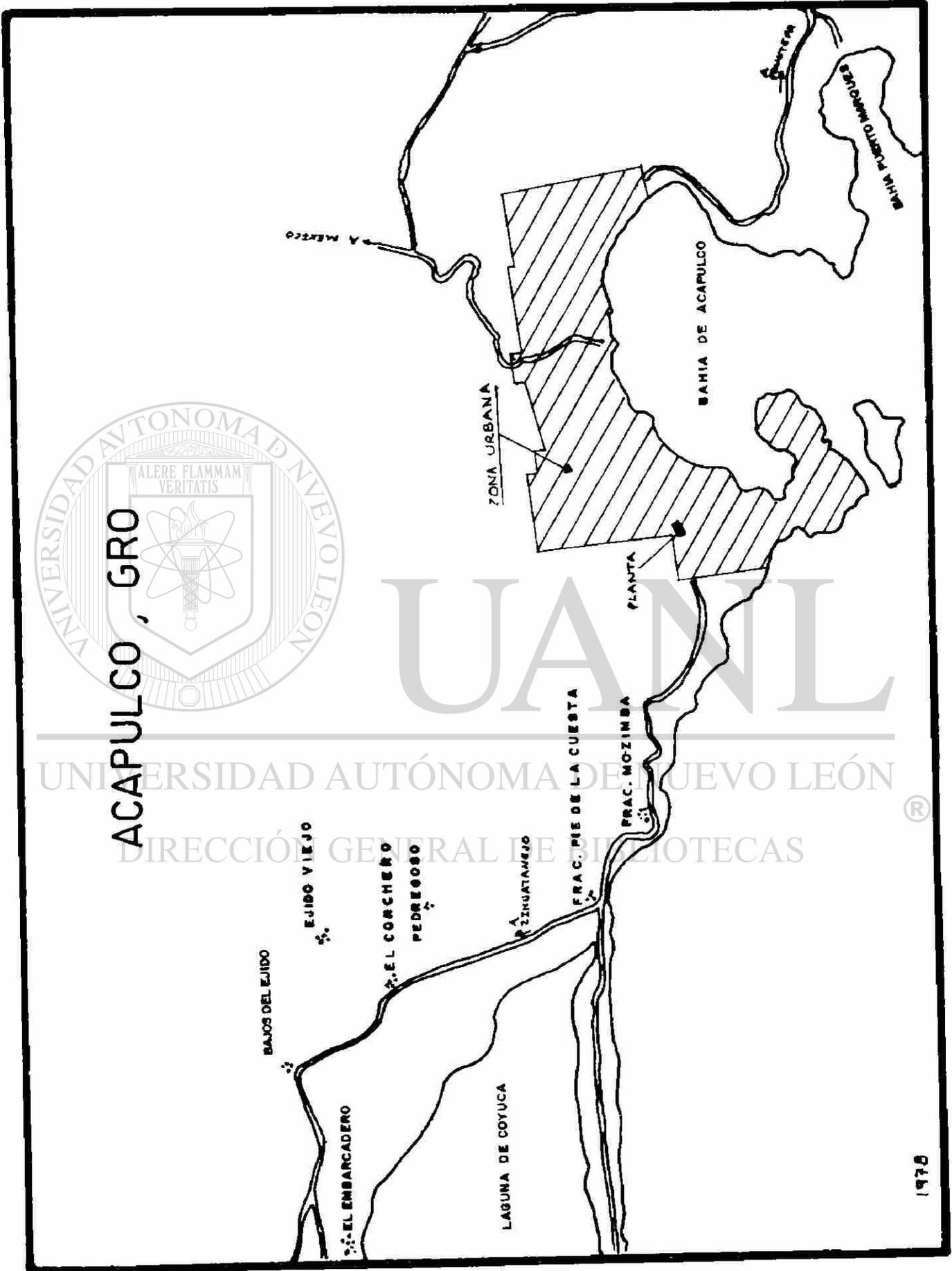


UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

®



B I B L I O G R A F I A

- Delegación Federal de turismo en el Estado de Guerrero
Marzo de 1977.
- Oficina de Catastro, Acapulco Guerrero (Población)
- Primera etapa del estudio para el control de la calidad
del agua en la Bahía de Acapulco Gro., (S.R.H.) 1972
- American Geological Institute
- Secretaría de Recursos Hidráulicos, Dirección de Hidrología
Oficina de climatología, Acapulco, Gro.
- Estratificación por densidad en la Bahía de Acapulco, Gro.
Labcoba - SARH (Oct.- Dic. 1976)
- Legislación relativa al agua y su contaminación
SARH
- Wastewater Engineering
Metcalf & Eddy, Inc.
- Proceso de lodos activados
Dr. Fabián Yáñez
Cepis, de la OPS/OMS con sede en Lima, Perú.
- Municipal, sewage treatment (A comparison of alternatives -
prepared for:
Council on Environmental Quality (CEQ)
U.S. Environmental Protection Agency (EPA)
Office of planning and evaluation
- Alcantarillado y tratamiento de aguas negras
Harold E. Babbit & E. Robert Bauman
C.E.C.S.A.
- Impulsora Guerrerense del Cocotero
Acapulco, Gro.

- Purificación de Agua y Tratamiento y remoción de agua Residuales
Fair - Geyery kun
LIMUSA

 - Treatment and disposal of wastewater sludges
P. AARNE VESILIND
ANN ARBOR SCIENCE

 - Tratamiento de Aguas Negras
George E. Barnes
TEHA

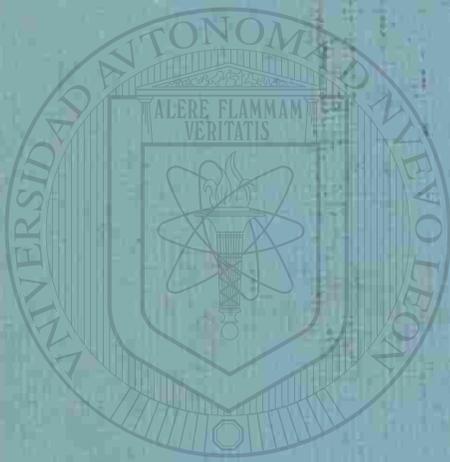
 - Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos
Delegación de Agricultura en Acapulco, Gro.

 - Saltos de Agua y Presas de Embalses
Tomo 1 Saltos de Agua
José L. Gómez Navarro y José Juan Aracil

 - Manual de Tratamiento de Aguas Negras
Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York
LIMUSA

 - Manual del Ingeniero Químico
John H. Perry
McGraw-Hill
-
- Abastecimiento de Agua y Alcantarillado
Ernest W. Steel
Editorial Gustavo Gili, S.A.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN®
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS