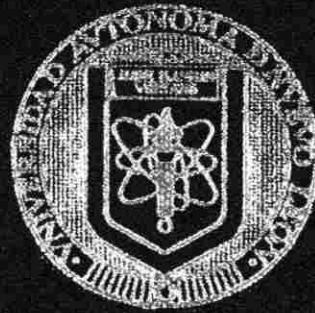


UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



PROYECTO HIDRAULICO PARA AMPLACION EN
LA CAPACIDAD DE TRATAMIENTO A PLANTA
POTABILIZADORA N^o. 1 DEL MUNICIPIO DE
H. MATAMOROS, TAMPS.

POR

NETZAHUALCOYOTL ARAUJO GUEVARA

COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER EL
GRADO DE MAESTRIA EN CIENCIAS
CON ESPECIALIDAD EN INGENIERIA AMBIENTAL

AGOSTO DE 1995

26834
1905
5

PROYECTO HIDRAULICO PARA AMPLIACION EN LA CAPACIDAD DE
TRATAMIENTO A PLANTA POTABILIZADORA No. 1 DEL
MUNICIPIO DE H. MATAMOROS, TAMPS.

N. A. G.



1020113921



UANL

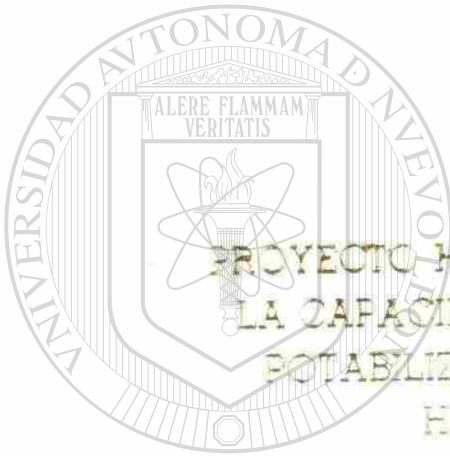
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



PROYECTO HIDRAULICO PARA AMPLACION EN
LA CAPACIDAD DE TRATAMIENTO A PLANTA
ESTABILIZADORA No. 1 DEL MUNICIPIO DE
H. MATAMOROS, TAMPS.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

NETZAPUALCOYOTL ZBAÑO GUEVARA
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER EL
GRADO DE MAESTRIA EN CIENCIAS
CON ESPECIALIDAD EN INGENIERIA AMBIENTAL

AGOSTO DE 1995

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**PROYECTO HIDRÁULICO PARA AMPLIACIÓN EN LA CAPACIDAD
DE TRATAMIENTO A PLANTA POTABILIZADORA No.1 DEL**

MUNICIPIO DE H. MATAMOROS, TAMPS.

Por

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

NETZAHUALCÓYOTL ARAUJO GUEVARA

**Como requisito parcial para obtener el Grado de
MAESTRÍA EN CIENCIAS con Especialidad en
Ingeniería Ambiental**

Agosto, 1995

**PROYECTO HIDRÁULICO PARA AMPLIACIÓN EN LA
CAPACIDAD DE TRATAMIENTO A PLANTA
POTABILIZADORA No 1 DEL MUNICIPIO
DE H. MATAMOROS, TAMPS**

Aprobación de la Tesis:

MC. Jimmy Luis Loaiza Navía

Asesor de la Tesis

Ing. Oziel Chapa Martínez



Secretario de Estudios de Postgrado



2017

RESUMEN

Es importante establecer lo imprescindible que es el contar en una población con Dotación de Agua Potable, por lo que es obligación de los Organismos responsables, entregar al consumo una agua que cumpla con los requisitos mínimos indispensables de tal forma que se distribuya a dicha población en forma inocua, y apta para la bebida, cumpliéndose los 3 aspectos básicos de la potabilización: **Higiénico, Estético y Económico**. La Filosofía de Proceso nos indica que existen diferentes modelos para llevar a cabo la potabilización de las aguas, aunque debido a la complejidad en la variación en la calidad de las mismas hace que los Procesos seleccionados en algunos casos no se optimicen en forma adecuada.

La finalidad del presente Proyecto Hidráulico, nace como una inquietud fundamental, al observar que las etapas de proceso utilizadas en la Planta Potabilizadora No.1 y Lagunetas Naturales actualmente no efficientan el sistema, y si al mismo integramos algunas sugerencias y recomendaciones el Proceso en Planta tipo Convencional, y el manejo en forma Natural, mejoraría adecuadamente su producción y calidad en la ciudad de Matamoros Tamps. El trabajo de Tesis desarrollado para obtener el Grado de Maestro en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Ambiental se titula **“Proyecto Hidráulico para Aumentar la Capacidad de Tratamiento de la Planta Potabilizadora No.1 de la Ciudad de H. Matamoros, Tamps.”**

Haciendo una memoria descriptiva del proyecto, la Planta Potabilizadora No 1 de la ciudad de Matamoros Tamaulipas, es del tipo convencional y cuenta actualmente con una capacidad de tratamiento de 760 lps.

La fuente de abastecimiento es el Río Bravo, mediante el almacenamiento en la Presa Falcón, llegando a la ciudad por gravedad a través de canales. El tratamiento del agua por estudiar se distribuye a un 40% del área urbana, y el mismo se lleva a cabo mediante 2 trenes (**Proceso en Planta No 1 y Proceso en Lagunetas Naturales**).

Debido a las deficiencias observadas en los procesos operacionales y de tratamiento, se propondrán algunas modificaciones y ampliaciones, sin afectar por supuesto el Plan Integral de la Planta y aprovechando el sistema actual de tipo Convencional. El proyecto presentado parte de considerar la vital importancia en la caracterización de las aguas a tratar, la importancia de los sistemas de medición para aplicar dosificaciones correctas, y la medición de pérdidas en el sistema, así como el punto de aplicación de coagulantes dentro del tratamiento de las aguas.

Es importante mencionar que la Filosofía adoptada para el presente Proyecto pretende resolver todo tipo de deficiencias Operacionales y de Proceso presentadas actualmente en la **Planta No.1 y Lagunetas Naturales**, asimismo se tomará en cuenta que solo se contemplarán trabajos en el funcionamiento Hidráulico de las Plantas mencionadas, sin considerar operaciones en las demás Plantas Potabilizadoras de la ciudad, ni los Tanques de Regularización auxiliares.

Al presente proyecto se le incluirán mejoras en las etapas de tratamiento para la potabilización: **Sistemas de Medición de Flujo -- Dosificación de Químicos -- Coagulación -- Floculación -- Sedimentación -- Filtración.**

Cabe recordar nuevamente el papel tan importante que juega el Ingeniero Ambiental en la aplicación de Ecotácticas para el Saneamiento del Medio, debido a esto es importantísimo aprovechar al máximo los recursos que nos proporciona la Naturaleza, de ahí la importancia de considerar el esfuerzo conjunto que se ha realizado en el presente Trabajo, para tratar de lograr un mejoramiento del Agua tanto en Calidad como en Capacidad de Producción dentro de la Planta, de manera tal que la misma no represente un motivo de rechazo dentro del público consumidor.

A las Autoridades correspondientes, se les comunica que establecer parámetros que nos lleven a mejorar un Sistema de Tratamiento, enriquece las cualidades personales y hacen ético y responsable a los Humanos. Posiblemente existan algunos mecanismos de solución alternos a los que se proponen en el presente Trabajo, pero las propuestas presentadas en este Proyecto se analizan Técnica-Económicamente, dando solución al caso y aumentando hasta 400 lps el Sistema sin ampliación de la Planta actual.

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi mas sincero agradecimiento al C Dr. Alejandro Ramírez Alcázar mi primer asesor en el desarrollo de mi trabajo de Tesis, por sus consejos, experiencias y cátedras impartidas durante el tiempo de mis estudios y programas, indudablemente básico para el desarrollo del Tema seleccionado

Al C MC Jimmy Luis Loaiza Navía, amigo y asesor actual de mi programa de Tesis, por su apoyo incondicional y recomendaciones necesarias é importantes para la terminación de mi proyecto.

A la División de Estudios de Postgrado, especialmente al C Ing Oziel Chapa Martínez, Secretario de Estudios de Postgrado, por su apoyo desinteresado para con un servidor como Catedrático y amigo en el desarrollo de mis actividades Académicas.

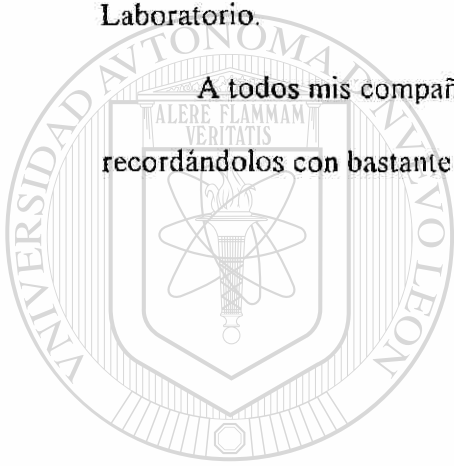
Al Instituto Tecnológico de Matamoros, por haberme brindado la oportunidad de realizar estos Estudios de Postgrado como desarrollo en la superación académica de su personal docente, en forma muy especial a la Dirección General de Institutos Tecnológicos y al COSNET.

A la Facultad de Ingeniería Civil de la UANL, por desarrollar este tipo de Maestrías sobre el campo de las Ciencias Ambientales, y así poder brindar hoy en dia participacion del Ingeniero Civil y Disciplinas afines de contribuir con el desarrollo del Medio Ambiente

A todos los Catedráticos durante mi carrera, especialmente al C. Ing. David Fernández Camargo entonces Director de la Facultad de Ingeniería Civil; al C. Ing. Benjamín Limón Rodríguez; al C. MC. Horacio González Santos; por representar al plantel de catedráticos que impulsan el desarrollo y conocimiento integral de las Ciencias Ambientales, con bastante ahínco.

A la Junta de Aguas y Drenaje por su valiosa cooperación en la recopilación de información para el desarrollo en mi trabajo, especialmente al personal Técnico y Laboratorio.

A todos mis compañeros en la Maestría de Ingeniería Ambiental y Salud Pública, recordándolos con bastante cariño por su amistad desinteresada.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



DEDICATORIA

A mis Padres: Ing. Netzahualcóyotl Araujo Ramírez y Camila Guevara Echavarría, los cuales en todo momento han impulsado y apoyado mis estudios. A ti Madre por haberme dado la vida y la oportunidad de desarrollarme como persona, dándome comprensión en momentos y decisiones importantes en mi vida; y a ti Padre por tus consejos siempre acertados con asesoría y conocimientos transmitidos a base de tu experiencia profesional en la materia y teniendo los canales de comunicación siempre abiertos para con mi persona, siendo como ejemplo mi mejor Maestro, de ustedes dos recibo la mejor herencia que un hijo requiere: **Amistad, Amor y Estudios.**

A mi Esposa Irma Sofia Delgado Valderrama, por ser la compañera siempre inseparable, amiga de mis desvelos y tareas, consejera de mi camino social y profesional,

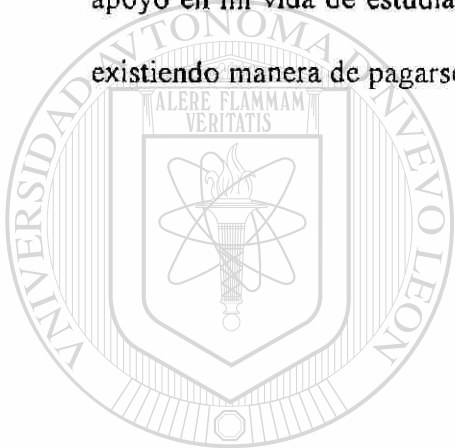
Madre abnegada y encausadora de nuestros hijos, la cual comparte mis triunfos y mis fracasos, ayudándome siempre a ver la vida positivamente. siempre tratando de escalar un peldaño mas y haciendo que el mismo cada día sea mejor, siempre incondicional, con todo mi respeto, admiración y amor finco en este Trabajo del cual tu formas parte mi amor por siempre. **Gracias....**

A mis Hijos: Netzahualpilli, Fernando Cuitláhuac y Miriam Sofia Araujo Delgado, a los cuales considero el Don mas preciado que me ha concedido el Señor, y de los cuales me siento muy orgulloso, en este Trabajo plasmo todo mi Amor y Respeto

hacia ustedes, esperando que el mismo sirva como ejemplo para que no existan barreras que a ustedes les impidan desenvolverse en su vida Profesional. **Los quiero....**

A mis Hermanos: Arq. Rebeca Carmina, Ing. Cuitláhuac, Profra. Xóchitl Olivia, Profra. Irma Margarita, Profra. Ana Eréndira é Ing. Marina Patricia Araujo Guevara, por que la amistad familiar prevalezca ante todas las adversidades, palabras de nuestros Padres.

A mis Suegros: Jesús Delgado García y María Luisa Valderrama Chávez, por su apoyo en mi vida de estudiante, lo cual es algo que se agradece y llevo muy dentro no existiendo manera de pagarse. **Gracias...**



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

TABLA DE CONTENIDO

Capítulo	Página
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Descripción General del Tema	1
1.2 Importancia y Objetivos	5
2. MARCO TEÓRICO	8
2.1 Antecedentes	8
2.2 Calidad del Agua a Tratar	13
2.2.1 Análisis de la información existente	13
2.3 Descripción y Capacidad de las Plantas Actuales	41
2.3.1 Proceso en Planta Potabilizadora No 1.	42
2.3.2 Proceso en Lagunetas Precipitadoras Naturales.	43
2.4 Auditoria de Plantas	48
2.4.1 Auditoria Planta Potabilizadora No 1.	49
2.4.1.1 Línea de Conducción	50
2.4.1.2 Aforo	52
2.4.1.3 Coagulación	55
2.4.1.4 Floculación	56
2.4.1.5 Sedimentación	62
2.4.1.6 Filtración	75
2.4.1.7 Desinfección	88
2.4.2 Auditoria Lagunetas Precipitadoras Naturales	92
2.4.2.1 Línea de conducción	92
2.4.2.2 Aforo	93
2.4.2.3 Coagulación	95
2.4.2.4 Floculación	95
2.4.2.5 Sedimentación	99
3. PROBLEMAS OPERACIONALES ACTUALES EN PLANTAS	100
3.1 Descripción General de las Deficiencias en el Proceso de	

Potabilización	100
3.1.1 Problemas Operacionales en Planta No 1	100
3.1.2 Problemas Operacionales en Lagunetas Naturales	103

4. CAMBIOS OPERACIONALES Y MODIFICACIONES PROPUESTAS

AL SISTEMA	106
4.1 Cambios Operacionales en Planta No 1	106
4.1.1 Sistema de medición del flujo	106
4.1.2 Dosificación de químicos	108
4.1.3 Mezcla rápida (Coagulación)	109
4.1.4 Floculación	110
4.1.5 Sedimentación	110
4.1.6 Filtración	112
4.1.7 Precloración y Postcloración	115
4.1.8 Sistema de Control é Instrumentación	116
4.2 Cambios Operacionales en Lagunetas Naturales	116
4.2.1 Sistema Medición de flujo	117
4.2.2 Dosificación de químicos	117
4.2.3 Mezcla rápida	118
4.2.4 Floculación	118
4.2.5 Sedimentación	118
4.2.6 Filtración	119
4.2.7 Precloración y Postcloración	120
4.2.8 Sistema de Control é Instrumentación	120

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	123
--	------------

REFERENCIAS	130
------------------------------	------------

APÉNDICES	132
----------------------------	------------

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
1. Representación gráfica de la variación diaria de la Alcalinidad Total (Obra Toma) 1986	18
2. Representación gráfica de la variación diaria de la Dureza Total (Obra Toma) 1986	19
3. Representación gráfica de la variación diaria de los Cloruros (Obra Toma) 1986	20
4. Representación gráfica de la variación diaria de los Sulfatos (Obra Toma) 1986	21
5. Representación gráfica de la variación diaria en la Turbiedad (Obra Toma) 1986	22
6. Representación gráfica de la variación diaria de los Sólidos Disueltos Totales (Obra Toma) 1986	23
7. Representación gráfica de la variación diaria de la Alcalinidad Total (Obra Toma) 1987	24
8. Representación gráfica de la variación diaria de la Dureza Total (Obra Toma) 1987	25
9. Representación gráfica de la variación diaria de los Cloruros (Obra Toma) 1987	26
10. Representación gráfica de la variación diaria de los Sulfatos (Obra Toma) 1987	27
11. Representación gráfica de la variación diaria en la Turbiedad (Obra Toma) 1987	28

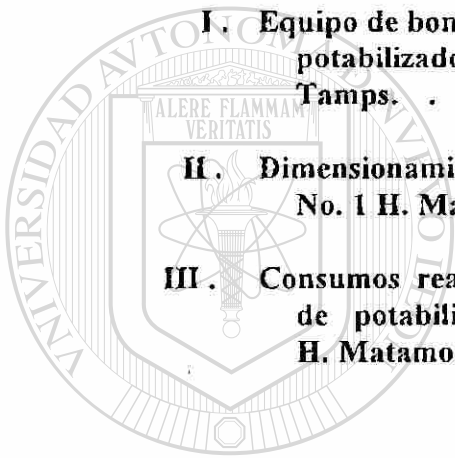
12. Representación gráfica de la variación diaria de los Sólidos Disueltos Totales (Obra Toma) 1987	29
13. Gráfico Autocorrelación de Turbiedad y Transmitancia (1988)	30
14. Gráfico Frecuencias acumuladas Turbiedad (Obra Toma) 1986	31
15. Gráfico Frecuencias acumuladas Turbiedad (Obra Toma) 1987	31
16. Gráfico Frecuencias acumuladas NMP (Obra Toma) 1987	32
17. Gráfico de la variación mensual en la Alcalinidad Total agua cruda (Obra Toma) 1986-1994	33
18. Gráfico de la variación mensual en la Alcalinidad Total agua potable 1986-1994	33
19. Gráfico de la variación mensual en la Dureza Total agua cruda (Obra Toma) 1986 - 1994	34
20. Gráfico de la variación mensual en la Dureza Total agua potable 1986 - 1994	34
21. Gráfico de la variación mensual de Cloruros agua cruda (Obra Toma) 1986 - 1994	35
22. Gráfico de la variación mensual de Cloruros agua potable 1986-1994	35
<hr/>	
23. Gráfico de la variación mensual de Sulfatos agua cruda (Obra Toma) 1986 - 1994	36
24. Gráfico de la variación mensual de Sulfatos agua potable 1986-1994	36
25. Gráfico de la variación mensual en la Turbiedad agua cruda (Obra Toma) 1986-1994	37
26. Gráfico de la variación mensual en la Turbiedad agua potable 1986-1994	37
27. Gráfico de la variación mensual de Sólidos Disueltos Totales agua cruda (Obra Toma) 1986 - 1994	38
28. Gráfico de la variación mensual de Sólidos Disueltos Totales agua potable 1986-1994	38

29. Gráfico comparativo de Turbiedades agua cruda correlacionando Transmitancia - NTU - SiO ₂ a partir de un Estándar de 100ppm	39
30. Gráfico comparativo de Turbiedades agua cruda correlacionando Transmitancia - NTU - SiO ₂	39
31. Gráfico comparativo de Turbiedades agua potable correlacionando Transmitancia-NTU-SiO ₂	40
32. Gráfico perfil de conducción agua cruda por gravedad de Obra Toma a Estación de Bombeo Soliseño y planta de Líneas a presión	45
33. Línea a presión de la conducción de Estación de Bombeo Soliseño a Potabilizadora No 1	46
34. Corte mostrando Obra Toma y estructura salida conducción por gravedad y niveles	51
35. Planta, perfil y dimensionamiento de Canaletas Parshall	53
36. Planta y corte mostrando floculador hidráulico	61
37. Corte transversal sedimentador No 1	63
38. Corte transversal sedimentador No 2	63
39. Corte transversal sedimentador No 3	64
40. Corte transversal sedimentador No 4	64
41. Geometría de canaletas propuestas tipo diente de sierra sedimentadores rectangulares	71
42. Planta de distribución canaletas recolectoras en sedimentadores planta potabilizadora No 1	73
43. Corte canaletas tipo propuestas a sedimentadores	75
44. Planta general de filtro tipo mostrando canaletas de lavado y corte	83
45. Detalle canaletas recolectoras agua lavado mostrando nivel con respecto a lecho filtrante	85
46. Detalle floculador planta y corte de canal	97

47. Esquema representativo del flujo de Tratamiento Actual en Planta Potabilizadora No 1	105
48. Esquema representativo del flujo de Tratamiento Actual en Lagunetas Naturales	105
49. Diagrama representativo del Proceso de Clarificación (Sedimentación - Filtración) en Planta No 1	114
50. Diagrama ilustrativo mostrando Sistema de Control é Instrumentación. Electrónico Automatizado propuesto para Planta Potabilizadora No 1	121
51. Esquema representativo del Tratamiento Operacional propuesto a Planta Potabilizadora No 1	122
52. Diagrama ilustrativo mostrando Sistema de Control é Instrumentación. Electrónico Automatizado propuesto para Lagunetas Naturales	121
53. Esquema representativo del Tratamiento Operacional propuesto en Lagunetas Naturales	122
54. Plano A-1 Lagunetas de Presedimentación Sistema Soliseño Captación y Obra de Toma	134
55. Plano A-2 Levantamiento Topográfico de Lagunetas Naturales y Proceso Actual	135
56. Plano A-3 Plano distribución general Planta Potabilizadora No 1	136
57. Plano General de la ciudad de H. Matamoros Tamps, mostrando área de cobertura distribución de Agua Potable del Sistema Planta No. 1 y Lagunetas Naturales	137

LISTA DE TABLAS

Tabla	Página
I. Equipo de bombeo existente en proceso tratamiento de agua potabilizadora No. 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.	47
II. Dimensionamiento de sedimentadores y niveles dinámicos Planta No. 1 H. Matamoros Tamps	65
III. Consumos reales de reactivos químicos empleados en proceso de potabilización Planta No. 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps	91



UANTL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

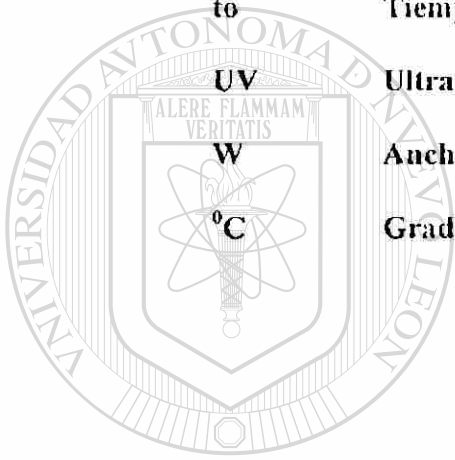


DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

NOMENCLATURA

cm	Centímetros
CS	Carga Hidráulica superficial
C.U.	Coefficiente de uniformidad
Fig	Figura
F'c	Resistencia especificada a la compresión del concreto
G	Gradiente de Velocidad
Ha	Tirante superior Parshall
Hb	Tirante inferior Parshall
hf	Pérdida de carga total
ho	Pérdida de carga inicial
HP	Potencia Hidráulica del Bombeo
lps	Litros por segundo
m	Metros
NMP	Número más probable
No	Número
NTU	Unidades Nefelométricas (Turbiedad)
ppm	Partes por millón (mg / litro)

Q	Caudal
Q_{máx}	Caudal Máximo
Q_{mín}	Caudal Mínimo
S	Grado de Sumergencia (Descarga Libre)
seg	Segundos
SiO₂	Escala Sílice (Medición turbiedad)
T.E.	Tamaño efectivo del grano (D10)
t₀	Tiempo de retención
UV	Ultra Violeta
W	Ancho Aforador Parshall
°C	Grados Centígrados



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

RESUMEN AUTOBIOGRÁFICO

Netzahualcóyotl Araujo Guevara

Candidato para el Grado de

**Maestro en Ciencias con Especialidad en Ingeniería
Ambiental**

**Tesis: PROYECTO HIDRÁULICO PARA AMPLIACIÓN EN LA CAPACIDAD
DE TRATAMIENTO A PLANTA POTABILIZADORA No.1 DEL
MUNICIPIO DE H. MATAMOROS TAMPS.**

Campo de Estudio: Ciencias de la Ingeniería.

Biografía:

**Datos Personales: Nacido en H. Matamoros, Tamaulipas el 2 de Junio de
1955, hijo de Netzahualcóyotl Araujo Ramírez y Camila Guevara
Echavarría.**

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

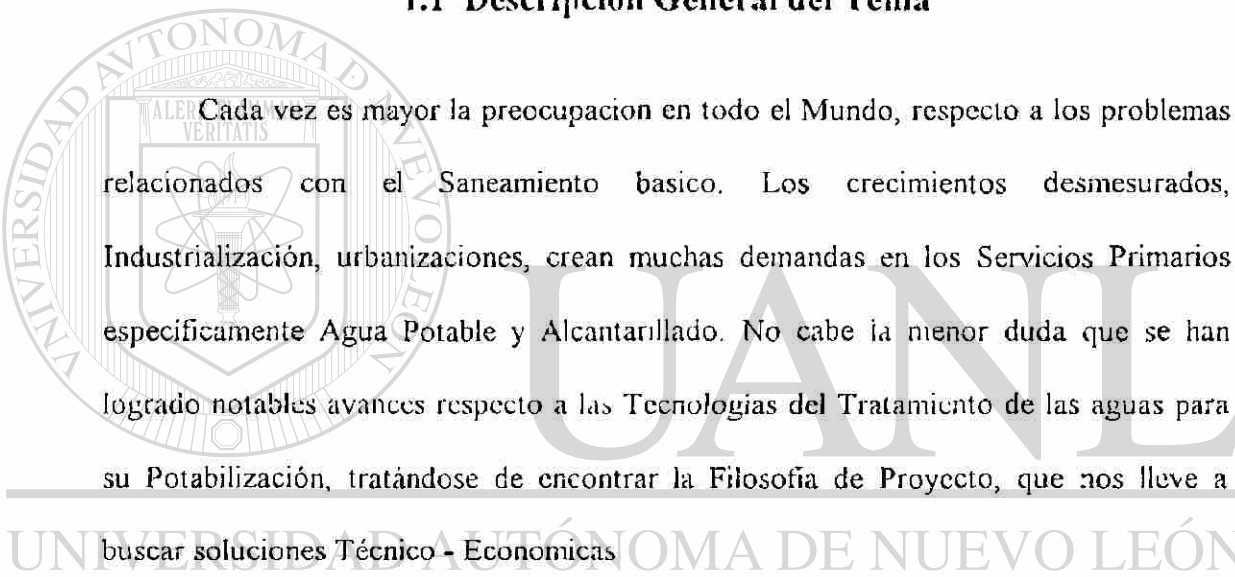
**Educación: Egresado de la Universidad Autónoma de Nuevo León, grado ®
obtenido Ingeniero Civil en 1978.**

**Experiencia Profesional: Maestro de Tiempo Completo del Instituto Tecnológico
de Matamoros en la Carrera de Ingeniería Civil desde 1979, Jefe del
Laboratorio de Ingeniería Civil de 1983 a 1986 y de 1992 a la fecha.
Miembro activo del Colegio de Ingenieros Civiles de Matamoros
Tamaulipas é Ingeniero Consultor en Control de Calidad de Obras de
Ingeniería Civil.**

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción General del Tema



Cada vez es mayor la preocupación en todo el Mundo, respecto a los problemas relacionados con el Saneamiento básico. Los crecimientos desmesurados, Industrialización, urbanizaciones, crean muchas demandas en los Servicios Primarios específicamente Agua Potable y Alcantarillado. No cabe la menor duda que se han logrado notables avances respecto a las Tecnologías del Tratamiento de las aguas para su Potabilización, tratándose de encontrar la Filosofía de Proyecto, que nos lleve a buscar soluciones Técnico - Económicas

Nuestro Planeta está formado en sus $\frac{3}{4}$ partes por agua, sin embargo, de toda ella solo el 3% es aprovechable para el consumo humano, lo cual representa por tanto una de las principales preocupaciones de la humanidad. Por el agua se luchó en el pasado, y se lucha en el presente, constituyéndose así todo un reto para la Ingeniería.

Es de todos conocido que las Fuentes de Abastecimiento superficial cada día se agotan más como consecuencia de las altas contaminaciones y sobreexplotaciones de las mismas dando lugar a buscar nuevos métodos que posiblemente sean más costosos.

En América Latina el establecimiento de la **Oficina Sanitaria Panamericana** (1924), impulsa a los Gobiernos a tomar conciencia de la importancia de potabilizar los abastecimientos de consumo doméstico. Por tanto muchas de las ciudades de Latinoamérica antes de 1940, contaban con Plantas Potabilizadoras. Es importante mencionar el papel que juegan los Organismos Internacionales de Crédito tales como **BID, AID, BIRF, EXINBANK, Banco Mundial** y otros los cuales otorgan a los países sumas de dinero para el financiamiento de Obras de este tipo.

Las estadísticas nos indican que en 1970 el 59% de la población urbana en América Latina llegó a tener agua corriente en sus domicilios aunque no exactamente potable. En la reunión Cumbre celebrada en Copenhague Dinamarca en el mes de marzo de 1995 se menciona que este valor se incremento hasta en un 68% pero siendo ya esta **Agua Potable**.

En México hasta 1970 se tenía un censo poblacional de 27,900,000 habitantes de los cuales 18,760,000 correspondía a la Población Urbana y 19,930,000 estaban en el área Rural, de éstos el 67% del área urbana y el 22% del área rural contaban con conexión domiciliaria.

Las Plantas Potabilizadoras de nuestro País, son copias ligeramente modificadas de las que se utilizan en países más industrializados, las nuestras estan mayormente inclinadas hacia la Tecnología Norteamericana.

Los procesos de Tratamiento pueden dividirse en 4 grupos: (5)

a) Procesos de Clarificación: Coagulación, Floculación, Separación de partículas (Sedimentación y Filtración).

b) **Proceso de Desinfección:** Cloración, Rayos UV

c) **Acondicionamiento Químico:** Estabilización, Ablandamiento Remoción de Fe-Mn, Metales tóxicos, Desalinización,

D) **Acondicionamiento Organoléptico:** Control de algas Olores y Sabores.

Es importante señalar que la caracterización de la Fuente de Abastecimiento, nos indicará la Filosofía de Diseño para el tratamiento del agua analizada. De acuerdo a (1),

Un Sistema de Tratamiento Convencional contempla las siguientes Etapas

Básicas:

Coagulación: Se utiliza para llevar a cabo la desestabilización de partículas suspendidas, y la etapa se inicia en el mismo instante, en que se agregan los coagulantes al agua durando solo fracciones de segundo. básicamente consiste en una serie de reacciones Físico-Químicas, entre los coagulantes, la superficie de las partículas, la Alcalinidad del agua y el Flujo a tratar.

Floculación: Se considera el transporte de las partículas dentro del líquido para que hagan contacto, generalmente estableciendo puentes entre sí y formando una malla tridimensional de coágulos porosos. Es decir las partículas ya desestabilizadas, chocan unas con otras para formar coágulos mayores.

Sedimentación: Etapa del tratamiento Convencional, requerida para separar el flóculo (sólido), del líquido (agua). La sedimentación se considera una etapa complementaria, y realiza la separación de los sólidos más densos que el agua, y que tiene una velocidad de caída tal que puede llegar al fondo del tanque sedimentador en un tiempo económicamente aceptable.

Filtración: El objetivo básico es separar las partículas y microorganismos objetables, que no han quedado retenidos en los procesos de coagulación y sedimentación. La eficiencia de esta etapa dependerá de los procesos preparatorios.

Desinfección: Método que permite la destrucción de los agentes capaces de producir infección, mediante la aplicación directa de medios químicos ó físicos, aunque existen formas microbianas, como las esporas, que no son afectadas por los métodos corrientes de desinfección. La cloración es el método más ampliamente utilizado para desinfectar el agua en Plantas de Tratamiento para el consumo público. Las principales razones que se pueden citar para aconsejar el uso del cloro como desinfectante en el agua son: fácil aplicación, bajo costo, efecto inocuo para el hombre en las dosis utilizadas, facilidad de mantener en la red cloro residual.

En la actualidad existen algunas Empresas dedicadas a fabricar equipos para desinfección a base de Luz Ultravioleta.

Desde la Promulgación del límite de turbiedad 1 NTU en el año 1977, los

Servicios en los Estados Unidos de Norteamérica, han tenido que adoptar nuevas innovaciones al respecto. La pregunta a éste respecto es, que tan necesario será darle a las aguas un tratamiento completo, o la Filtración Directa, con Desinfección puede ser la solución (2) . El artículo de Gary S. Logsdon's señala la importancia en la relación de costos de construcción que se han encontrado, asimismo el efecto que se tiene en la Filtración Directa más efectivo previa coagulación.

Se han realizado diversos estudios en Plantas piloto en EUA. investigándose con respecto al uso de polimeros aniónicos, ajustes en el PH, para reducir la cantidad de Alumbre, efectos de varios gradientes de mezclado rápido, puntos de alimentación química alternativas con fluoruro, y el impacto operativo de la turbiedad (3).

El reporte del **Comité de Filtración AWWA** comprende una basta compilación de datos de Plantas piloto existentes y estudios completos en los cuales han sido usados algunas modificaciones en la Filtración directa (4) Los avances de la Tecnología del proceso de la Filtración del agua y la disponibilidad de nuevos polimeros coagulantes, han hecho que el uso de la **Filtración Directa**, con sus ahorros convenientes, sea un tratamiento viable en muchos casos extremos más.

Lo importante en el uso ó no del Sistema de Filtración Directa en las Plantas dependerá de una serie de análisis que nos permitan comparar problemas operacionales con las soluciones posibles, analizando por supuesto las experiencias que se han tenido en éste campo con un glosario completo de este tipo de Plantas, considerándose cada

caso un problema particular. La Filosofía de Diseño nos muestra que el monitoreo estadístico de la calidad del Afluyente requiere mínimo 3 años, previos a la construcción de una planta, la experiencia indica que las Plantas de Filtración Directa que trabajan con mayor efectividad son las que muestran mayor control en los procesos de Coagulación-Aglutinamiento de partículas, lográndose mejores resultados con el uso de polielectrolitos.

1.2 Importancia y Objetivos

En la década de los 90's se ha desarrollado un gran avance en nuevos modelos para el Tratamiento de las aguas para consumo doméstico. Algunas Empresas líderes en esta rama se preocupan por fabricar equipos para controlar la calidad de las aguas de los afluentes y efluentes, dando por tanto una mayor eficiencia al Sistema. Asimismo también las hay en el Diseño de Plantas de Tratamiento, desde Plantas Paquete hasta las Plantas de tipo Convencional.

Aprovechándose estas experiencias y siguiendo algunas recomendaciones aportadas por técnicas necesarias, todo tipo de Proyecto regional para Abastecimiento de Aguas deberá seguir la Filosofía de Diseño adoptada particularmente.

Al respecto y siguiendo la Filosofía en el Proceso de Tratamiento, los objetivos que se persiguen los resumimos a:

a) Aumentar la capacidad de Tratamiento en la Potabilizadora No 1 de 760 a 1100 lps.

b) Eficientar el actual Sistema

c) Aprovechar las etapas con las que se cuenta

d) Proponer cambios en los puntos de aplicación de los químicos, para lograr mejor mezclado de éstos con el agua

e) Mejorar la calidad del efluente con la implementación de Tecnología moderna a base de Sistemas de Control e Instrumentación

f) Modificación de flujos de agua mínimos

g) Hacer más eficientes las etapas de Coagulación, Floculación Sedimentación y Filtración

h) Control de dosis en químicos proponiendo Controladores de flujo adecuados al tratamiento -

i) Que la Filosofía de Proyecto adoptada represente para la Junta de Aguas y Drenaje una alternativa competitiva haciendo eficiente y económico el mismo

j) Análisis de los aspectos hidráulicos de la calidad y producción de la potabilización de las aguas

k) Ahorro en el Proceso de Tratamiento

Es importante recalcar que el Diseño inicial adoptado en la Planta Potabilizadora No 1 del Tipo Convencional, fue en ese tiempo determinado en base a caracterización del efluente a tratar encontrándose la obra de toma directamente sobre el Río Bravo.

Los parámetros de diseño hoy en día nos indican una mejor calidad del afluente por lo que en el presente trabajo se sugiere una Filosofía de Proceso que nos permita una

tratabilidad efectiva al no tenerse el Sistema indicado por la FILTRACIÓN DIRECTA,

que a ciencia cierta debería enfocarse el proyecto por los resultados obtenidos, pero se tratará de aprovechar el sistema ya existente y adaptar las Etapas del tratamiento eficientemente.

CAPITULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

Como en la mayoría de los pueblos del mundo, la ciudad de Matamoros Tamaulipas, se fundó a la margen de un río, siendo este el Río Bravo. El Heróico Congreso del Estado, otorga el Título de “Ciudad Leal, Invicta y Heróica”, por Decreto fechado el día 7 de noviembre de 1851, con motivo de la batalla efectuada en ese lugar en contra de un grupo de extranjeros, que al mando de José M. Carvajal pretendían apoderarse de la Plaza.

Es así como el poblado de San Juan de Los Esteros Hermosos, mas tarde denominado Congregación del Refugio, y posteriormente Ciudad y Puerto de Matamoros, en homenaje al Héroe Insurgente, fue distinguida por el Congreso del Estado y condecorada con su actual Escudo de Armas.

La ciudad de H. Matamoros Tamaulipas, cabecera municipal, se localiza al extremo noreste de nuestra República Mexicana, en las coordenadas 25 grados 52' latitud norte y 97 grados 30' longitud oeste, a 38 kilómetros del Golfo de México, denominado también “Llanura Costera del Golfo Norte” perfectamente bien definida. La

Llanura donde se ubica la ciudad es plana con una pendiente muy suave hacia el Golfo de México, donde existen marismas y esteros.

Las lluvias son torrenciales del tipo tropical en verano y ciclónicas en otoño, con un promedio anual de 650mm, existiendo un período de estiaje grande lo cual establece que se tenga un clima semidesértico, ya que la evaporación anual alcanza los 1850mm.

Las temperaturas en verano suelen oscilar hasta los 40 grados centígrados a la sombra, y en el invierno hasta abajo de 0 grados centígrados, considerándose por tanto una región con clima extremo húmedo.

Los vientos predominantes en la Llanura del Golfo Norte, son del sureste de enero a septiembre; vientos del este de diciembre a enero. Toda esta Llanura esta expuesta a tormentas tropicales, ciclones y huracanes, de manera periódica, generalmente durante los meses de agosto-octubre, encontrándose la etapa más crítica en el mes de septiembre

Haciendo un poco de historia con respecto al ciclo del Abastecimiento de agua a

la población, se recuerda de acuerdo a estadísticas proporcionadas por familias de viejo arraigo, el tiempo de los "Piperos" a inicios de este Siglo, los que ofrecían agua calle por calle, la cuál en ese entonces carecía de Tratamiento; las barricas que se utilizaban, donde se almacenaba el agua se les asentaban de 2 a 5 cm de azolve (suelo limo-arcilloso), el cual se presentaba en mayor o menor cantidad de acuerdo a la época del año. En el año de 1920, el Coronel Eleuterio Reyna construyó un rudimentario servicio el cual consistía en bombear el agua directamente del Río Bravo, e inyectarla a una pequeña red hacia la comunidad llegando esta hasta la Plaza Principal, donde se instala el primer hidrante público (agua cruda) En 1929 siendo Gobernador del Estado el C.

Francisco Castellanos se instalan tuberías de Fo. Fo. para la distribución de agua dentro del primer cuadro de la ciudad. En los años de 1938-40, siendo Gobernador del Estado el C. Ing. Marte R. Gómez con gestiones de las Autoridades municipales, se logra el apoyo del extinto Banco Hipotecario para la Construcción de la primera Planta Potabilizadora y Lagunetas de Presedimentación existentes, así también como el Drenaje Sanitario y la ampliación a la red de distribución, dándose servicio total al primer cuadro de la ciudad habitado por una pequeña comunidad. Este nueva unidad de Servicio fue Administrada por el Banco de Obras y Servicios Públicos, reglamentando su funcionamiento, mediante decreto, el 24 de septiembre de 1941 denominándose en esa época **“JUNTA DE AGUAS Y SANEAMIENTO”**.

El día **29 de septiembre de 1949** mediante Decreto del H. Congreso del Estado queda constituida la **“JUNTA DE AGUAS Y DRENAJE DE LA CIUDAD DE MATAMOROS”** tal como hasta la fecha se le conoce al Organismo responsable, teniendo dentro de su Consejo de Administración la representación de las fuerzas activas de la población; de tal manera que las decisiones hasta hoy consideran siempre la opinión de la ciudadanía.

En 1955 con motivo del auge algodonerero en la región, se produce un incremento importante en el desarrollo poblacional, motivo por el cual el Organismo operador en ese entonces, la Secretaría de Recursos Hidráulicos a través de sus Departamentos de Agua Potable y Alcantarillado, amplía y moderniza el Sistema de distribución del Agua Potable en la ciudad, analizándose el mismo para una población de hasta **110,000 Habitantes** y dotación de **350 l/Hab/día**.

La Planta Potabilizadora existente hasta ese entonces y única en la ciudad, se Diseña del tipo Convencional, para un **Tren de Tratamiento total de 1500 Ips** quedando inconclusa y operando a una Capacidad aproximada de **700 Ips**, teniéndose la obra de toma hasta ese entonces directamente sobre el Río Bravo. Hasta esas fechas la ciudad contaba con una demanda de **550 Ips**, red de distribución con una longitud de **136,190 mts** y **11,285** tomas domiciliarias de las cuales **3,074 contaban con medidor**.

En 1964 se construye la nueva **Captación a través del Soliseño**, la ciudad de Matamoros recibe el agua por **Derivación**, según Tratado Internacional entre México-EUA, en la cual se establece que ningún Municipio puede tomar directamente el agua de Río Bravo estableciéndose un limite desde las ciudades de Nuevo Laredo (Mex)-Laredo Texas (EUA), hasta la ciudad de Matamoros Tamps, siendo por tanto Nuevo Laredo la última ciudad fronteriza que toma el agua directamente del Río Bravo.

En diciembre de 1972, el **Decreto de 1949** se modificó para reestructurar a la Junta de Aguas y Drenaje de Matamoros, en el cual se busca un mejor funcionamiento.

En la actualidad, se tienen integradas totalmente **170 colonias** al servicio de agua potable y **10** mas integradas parcialmente, teniéndose hasta 1995 **64,582 tomas domiciliarias**, lo cual representa dar servicio a **355,201 habitantes** siendo esta el **90% de la Población total**.

El actual Gerente de la Junta de Aguas y Drenaje de la ciudad de H. Matamoros Tamps, el C. Ing. Rafael Sampayo Ortiz, declara que la red de agua potable de la ciudad cuenta con una longitud de **711,829m** en tuberías de diferentes diámetros los cuales oscilan entre **4" a 30"**, y que hasta el **28 de febrero de 1995** la población de Matamoros

cuenta con **1492 medidores** de agua, y que se implementaron sistemas de macromedición en las plantas potabilizadoras.

La Junta de Aguas y Drenaje de la ciudad de Matamoros es una Institución pública descentralizada, a la cual con fecha del **14 de octubre de 1994**, el Poder Ejecutivo Federal, por conducto de la **Comisión Nacional del Agua**, le otorga **Título de Concesión No 2-TAM-I-00224/24-H-A-SG-94**, para la Explotación ó uso de Aguas Nacionales Superficiales por un volúmen de **48'100,000 M³ anuales**, así como permiso para descargar las aguas residuales por un plazo de hasta **10 años**.

A principios de 1995, este problema se viene agudizando, debido a la escasez del vital líquido, por lo que la ciudad tiene problemas en el suministro por medio de los canales del **Distrito de riego (Canal Soliseño y Canal 15-44)**, la CNA menciona que no entregará más agua por derivación, a los municipios del Estado de Tamaulipas como hasta la fecha se viene realizando, sino que cada uno de ellos mediante obras de abastecimiento complementarias tomarán directamente del Río Bravo el agua cruda para

potabilizarse. Esto representa un problema bastante crítico para la ciudad, ya que Matamoros, es el último municipio del Estado que se alimenta con aguas del Bravo, ubicado al noreste de la República Mexicana. Esto por supuesto no se ha formalizado, por lo que solamente representa una alternativa de cambio para el Ejecutivo Federal, que afecta a varias entidades que actualmente se alimentan por derivación.

2.2 Calidad del agua a tratar

La caracterización de la calidad de la Fuente, es importante para establecer la Filosofía de Proceso en el Tratamiento de las aguas, de ahí la importancia de contar con bancos de datos estadísticos de la fuente por analizar, por lo que se obtienen los mismos en el Departamento Técnico de la Junta de Aguas y Drenaje de Matamoros. Debido a la falta de recopilación de datos por carecer el departamento de ellos se buscará hacer uso de lo encontrado, correspondiendo esto a los años 1986-1987 y 1993-1994.

Una buena información Estadística, nos apoyará en el estudio generado en este Proyecto Hidráulico, por lo que la mejor fuente de información actual es el Organismo operador ya mencionado anteriormente

2.2.1 Análisis de la Información existente

La información que a continuación se presenta, corresponde a la caracterización

Físico-Química-Bacteriológica del agua localizada en **Lagunetas Presedimentadoras (Obra Toma)**, debido a la carencia de datos sólo se presentan los años anteriormente mencionados.

Para poder tener una mejor visión de la información recopilada, presento la misma bajo detalle de gráficos ilustrativos de los parámetros **Físico-Químicos**, tales como: **Alcalinidad, Dureza, Cloruros, Sulfatos, Turbiedad, Sólidos Disueltos Totales**, en las figuras **1 a 12** correspondientes al análisis del agua cruda diario durante los años 1986-1987. (Páginas 18 - 29)

En las figuras 17 a 28 (Páginas 33 - 38) corresponden a la representación gráfica mensual de los parámetros Físico-Químicos durante los años 1986-1987-1993-1994, los cuales relacione mediante estas ilustraciones para observar la variabilidad existente en cada uno de ellos así como los promedios obtenidos en estos 4 años de información. Estos gráficos nos indican las variaciones medias mensuales encontradas tanto en el agua cruda como en el agua potable. Los resultados en los análisis nos muestran que el agua de la fuente es incrustante y muy dura teniéndose en ocasiones valores por arriba de los máximos permitidos (300ppm), pero con valor promedio de **285ppm (Dureza Total)**, mientras que en agua potable este valor baja en promedio ligeramente, ya que se carece de tratamiento para ablandar el agua siendo 273ppm ,Ver figuras 19 y 20 (Página 34).

Respecto a la Alcalinidad de las aguas crudas, se consideran aceptables ya que el valor máximo permitido es 400ppm, y el promedio obtenido en el estudio nos arroja valores e 115ppm, el agua una vez tratada nos indica que estos valores bajan hasta

99ppm. Ver figuras 17 y 18 (Página 33).

Los Cloruros presentes en el agua se consideran normales según el tipo de fuente encontrando valores en el agua cruda y potable de 175ppm las Normas indican como valor máximo permitido de 250ppm. Ver figuras 21 y 22 (Página 35).

El agua de la fuente de la ciudad de Matamoros presenta un alto contenido en la concentración de los Sulfatos teniendo valor promedio 343ppm Ver figura 23 (Página 36) mientras que el agua que se entrega al consumo domestico baja a un promedio de 232ppm, las Normas establecen que el máximo permitido para este caso es de 250ppm, por lo que se considera un valor muy alto, y a la vez puede traer consecuencias en el

público consumidor de tipo diarreicas, será necesario tratar de disminuir la concentración de sulfatos, aunque en los años de 1993 y 1994 se observó una baja en este valor hasta aproximadamente 190ppm, lo cual se puede considerar muy bueno Ver figura 24 (Página 36).

Respecto a los Sólidos Disueltos Totales la caracterización del agua a tratar están dentro de los límites permitidos por el Reglamento, el cual es de 1000ppm, teniéndose en agua cruda valor promedio de 815ppm Ver figura 27 (Página 38). En agua potable los rango promedio obtenidos en SDT están en 678ppm Ver figura 28 (Página 38).

El aspecto de la Turbiedad del agua se trata como un parámetro especial, ya que el mismo se considera básico en el diseño del Proceso de Tratamiento. Anteriormente y de acuerdo a la Filosofía adoptada por diversos organismos oficiales que trabajan con la calidad del agua potable, se encontró que la Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales de Matamoros Tamps., los análisis de la Turbiedad del agua hasta 1987, se

venían realizando con un equipo para medir Transmitancia, por lo que el primer paso a determinar fue correlacionar los valores de Transmitancia con los de la escala de Silice (SiO_2)ppm, para ello se preparó un Estándar a 100ppm y diluciones a cada 10ppm para determinar la correspondencia de resultados obteniéndose valores los cuales se muestran en la figura 29, asimismo se realizaron varias comparaciones en la medición de la Turbiedad del agua cruda Ver figura 30 y del agua potable Ver figura 31 (Páginas 39 -40) con diferentes equipos de medición (Colorímetro-turbidímetro Hatch-Turbidímetro Jackson).

Observando los resultados obtenidos mediante estas gráficas de correlación respecto a la **Turbiedad** podemos resumir del mismo que la escala en SiO_2 es mayor que cualesquier rango de los 3, y los valores menores se observan en unidades de **Transmitancia**, teniéndose en el rango intermedio las **Unidades de Turbidez Nefelométricas (NTU)**, que son las que actualmente rigen en el Reglamento marcando como **limite máximo para agua potable 5.0NTU**.

En la **figura 25 (Página 37)** se muestra la **variación de la Turbiedad mensual** durante varios años en el agua cruda de la fuente, indicando también los valores promedio **59.0ppm SiO_2 ó 51.0 NTU**. El agua potable analizada indica que la turbiedad es baja teniendo promedios de **3.80ppm SiO_2 ó 2.0NTU** Ver figura 26 (Página 37).

Las **figuras 14 y 15 (Página 31)** muestran un gráfico de la representación de las **Frecuencias acumuladas de la Turbiedad**, en ppm de SiO_2 parámetro que nos sirve para identificar el índice básico del rango de Turbiedad del agua observado en la **Obra de Toma de la ciudad**, y así poder considerar la factibilidad de mejorar el Proceso actual.

Las características **Bacteriológicas** del agua nos permiten establecer las condiciones **Higiénicas** del agua de consumo de la ciudad de Matamoros, los resultados obtenidos indican que el agua es aceptable en este rubro, además de ello, se realiza un gráfico que nos permitirá establecer la **Frecuencia del NMP** y así poder el mismo relacionarlo junto con la Turbiedad y establecer si el Sistema funciona ó no mediante **Filtración Directa**, Ver figura 16 (Página 32).

A continuación se muestran las condiciones ó parámetros que deberá cumplir el agua de Abastecimiento y/o una Fuente, para poder tratarse en Planta mediante Filtración Directa:

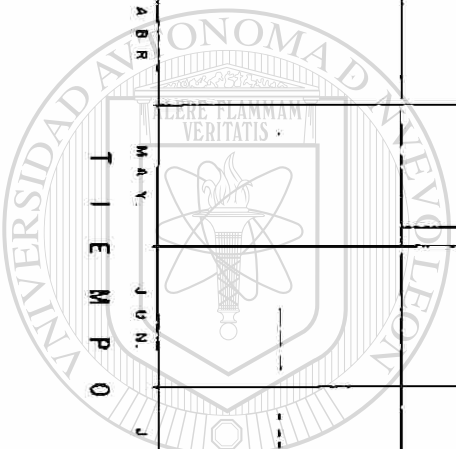
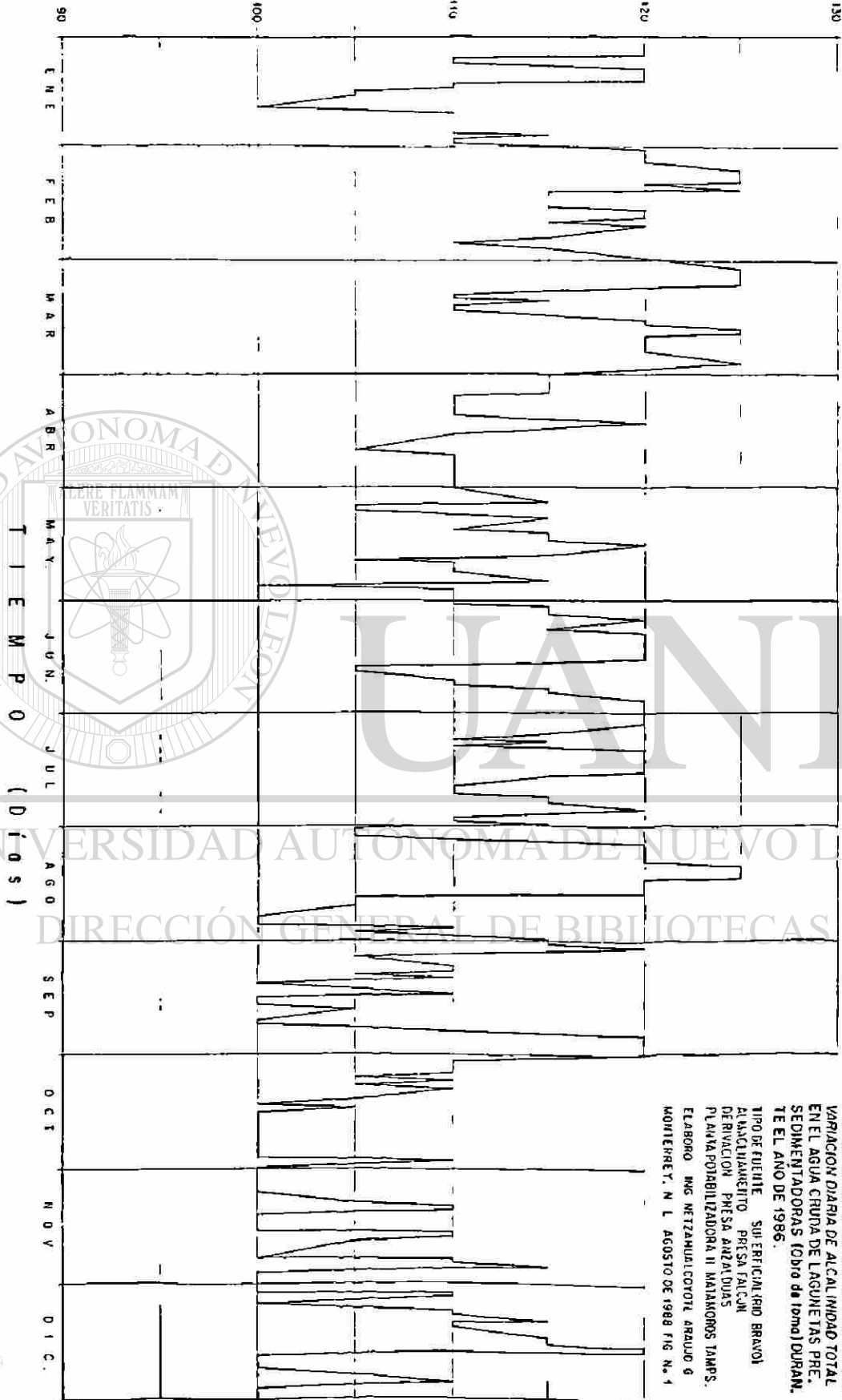
- 1) El agua cruda deberá tener Color y Turbiedad máximos de **200ppm** en la escala de Sílice.
- 2) Deberá tener baja Turbiedad y máximo **Color 125 unidades Escala Platino-Cobalto.**
- 3) El agua cruda deberá contener un NMP menor de **90 por cada 100ml.**

De acuerdo a la información recopilada, y analizada, se tiene que en el año de **1986 el 99.9%** de los valores de la Turbiedad son menores a **200ppm**, mientras que en **1987 el 99.9%** del tiempo estos valores son menores a **129ppm** Ver figuras 14 y 15 (Página 31) El NMP el **99.9%** de los valores es menor a **13.21**.

Aunque se carece de información respecto al Color el agua de la Fuente de Abastecimiento para la ciudad de Matamoros Tamps., no tiene problemas a este respecto, por lo que se puede considerar indudablemente, que dicho líquido no presenta problemas de Color.

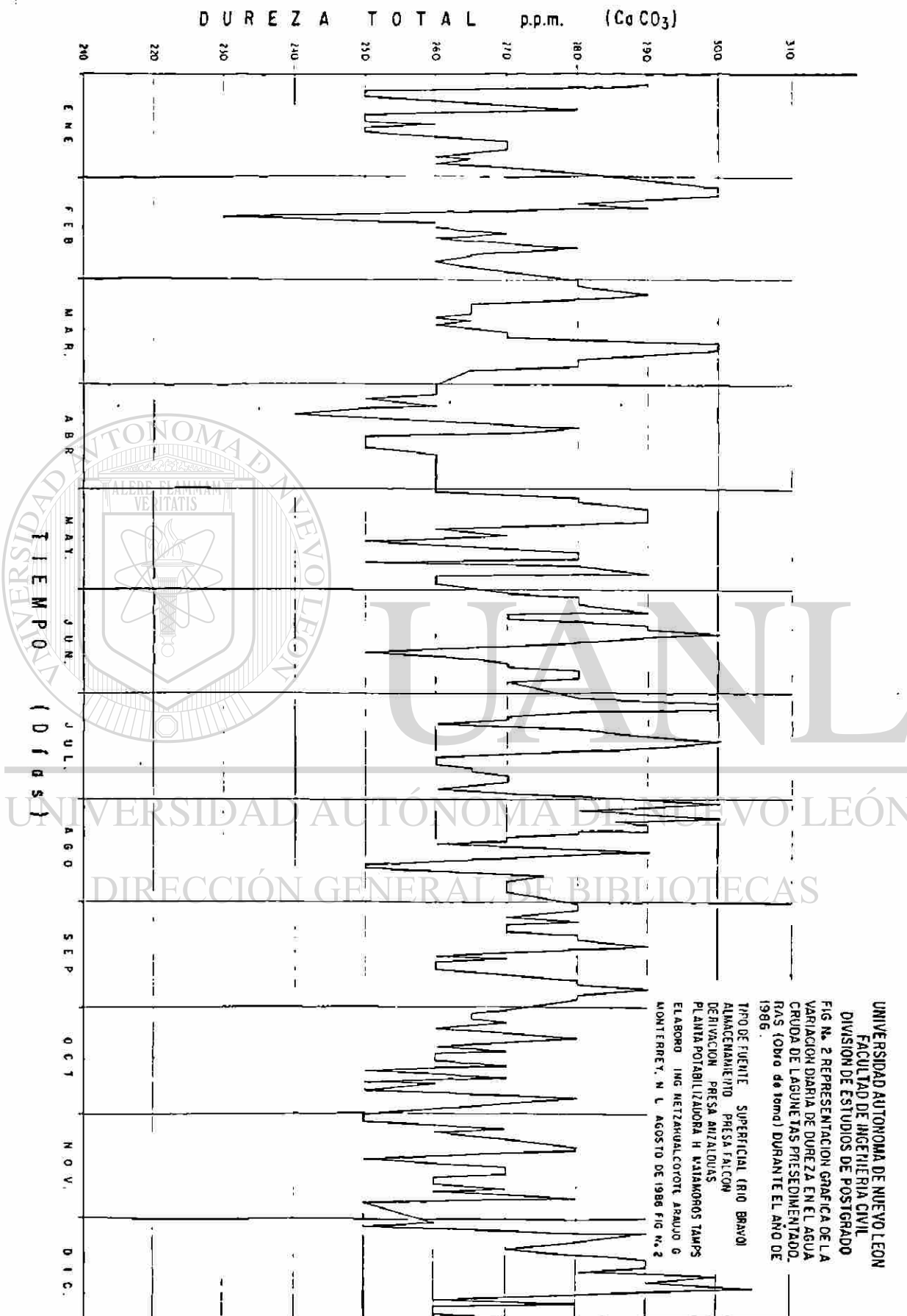
También es importante señalar que el Instituto de Ingeniería Civil a través del Departamento de Ingeniería Ambiental colaboró para la realización de una serie de ensayos Físico-Químicos de muestras de agua cruda y potable los cuales apoyan los resultados preliminares obtenidos, en dichos ensayos se indica que el agua del afluente se encuentra excedida de acuerdo a las Normas, en los Sulfatos y Dureza no Carbonatada, considerándose por tanto un agua muy **Dura y Sulfatada**, mientras que el agua potable analizada nos indica que es agua muy **Dura, sulfatada y corrosiva**.

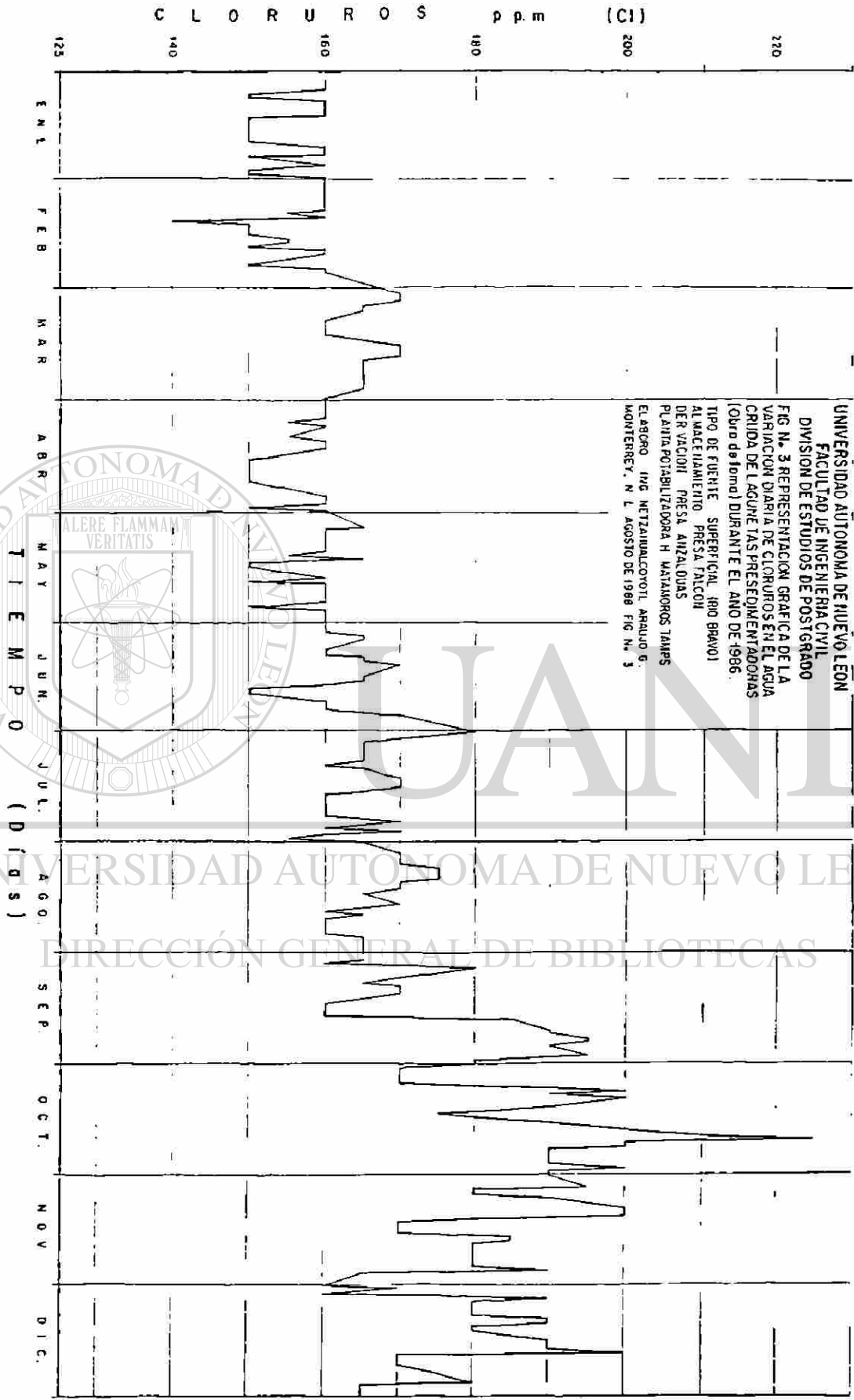
ALCALINIDAD TOTAL p.p.m. (CaCO₃)



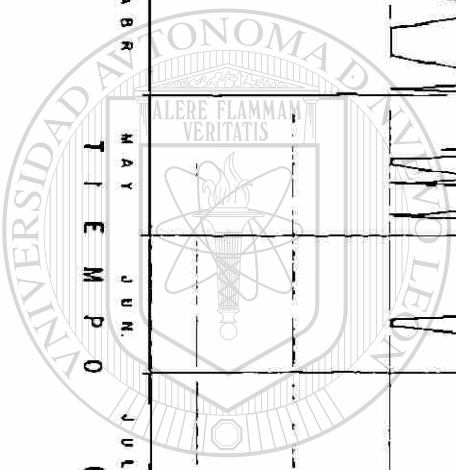
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
FIG. N.º 1 REPRESENTACION GRAFICA DE LA
VARIACION DIARIA DE ALCALINIDAD TOTAL
EN EL AGUA CRUDA DE LAGUNETAS PRE-
SEDIMENTADORAS (Obra de Inca) DURAM-
TE EL AÑO DE 1986.
TIPO DE FUENTE: SIN ERIFICALTRIO BRAVOI
ABASTECIMIENTO: PRE SA FALCIN
DE RIVACION: PRESA ANZALDUAS
PLANTA POTABILIZADORA II MAMAMOROS TAMPS.
ELABORO: ING. NETZAHUALCOYOTL ARAUJO G.
MONTERREY, N. L. AGOSTO DE 1988 FIG. N.º 1





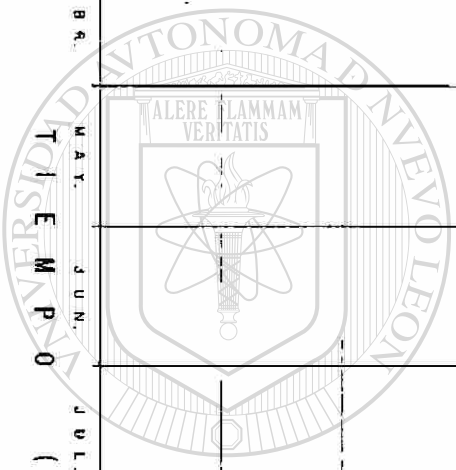
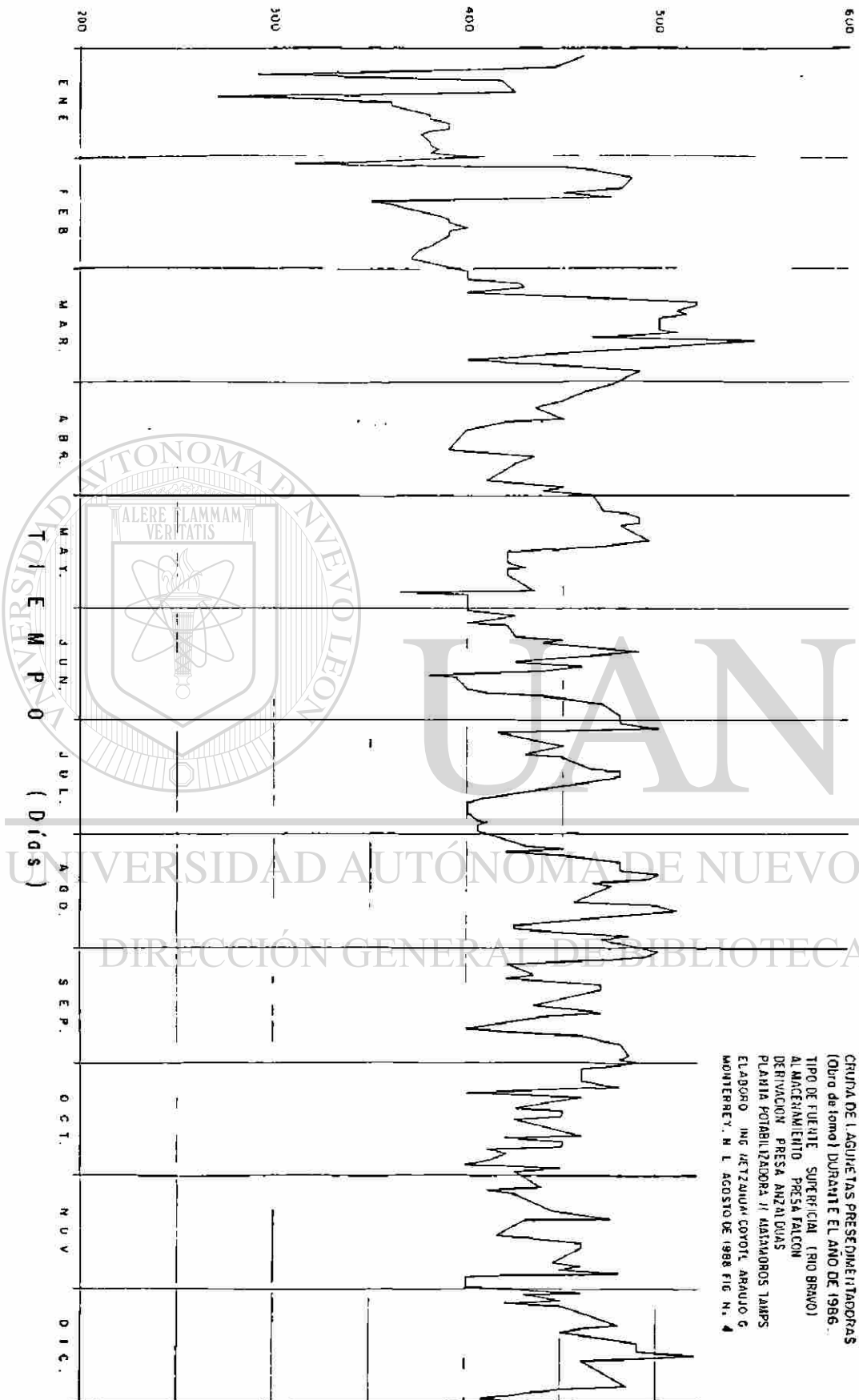
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
 FIG. N. 3 REPRESENTACION GRAFICA DE LA
 VARIACION DIARIA DE CLORUROS EN EL AGUA
 CRUDA DE LA AGUJE TIAS PRESEMENTADORAS
 (Obra de Ioma) DURANTE EL AÑO DE 1986.
 TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL, RIO BRAVO 1
 ALMACENAMIENTO PRESA TALCON
 DER VACION PRESA ANZAQUIAS
 PLANTA POTABILIZADORA H MATANOROS TAMPAS
 ELABORO: ING. NETZAUHALCOYOTI, ARAUJO G.
 MONTERREY, N. L. AGOSTO DE 1988. FIG. N. 3



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEÓN
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



S U L F A T O S p p m . (S O 4)

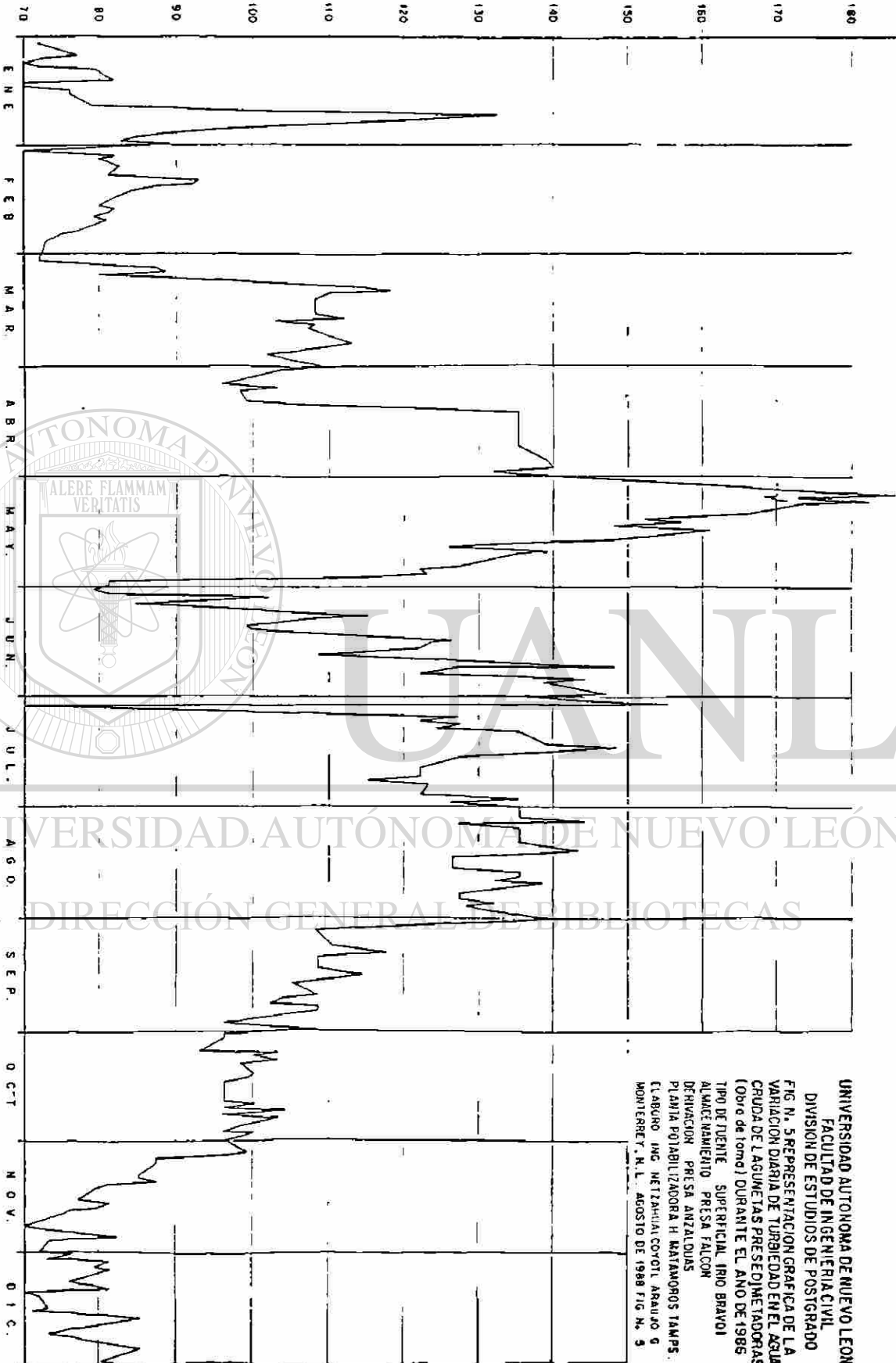


UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

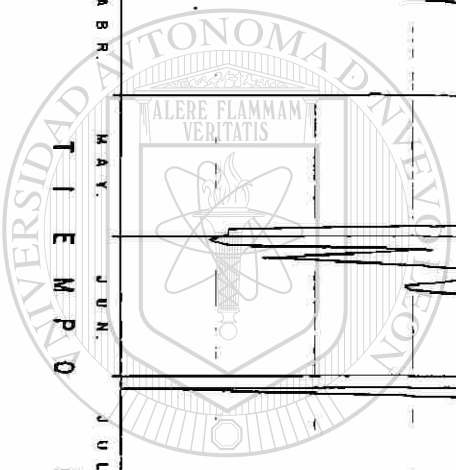
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
 FIG. N. 4 REPRESENTACION GRAFICA DE LA
 VARIACION DIARIA DE SULFATOS EN EL AGUA
 CRUDA DE LAS CUENECAS PRESEMENTIADORAS
 (Otro de tomo) DURANTE EL AÑO DE 1986.
 TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL (RIO BRAVO)
 ALMACENAMIENTO PRESA FALCON
 DERIVACION PRESA ANZAIQUAS
 PLANTA POTABILIZADORA Y MATANEROS TAMPS
 ELABORO ING HETZAUIM COYOTL ARAUJO G
 MONTERREY, N. L. AGOSTO DE 1988. FIG. N. 4

TURBIDEIDAD p.p.m. (SiO₂)

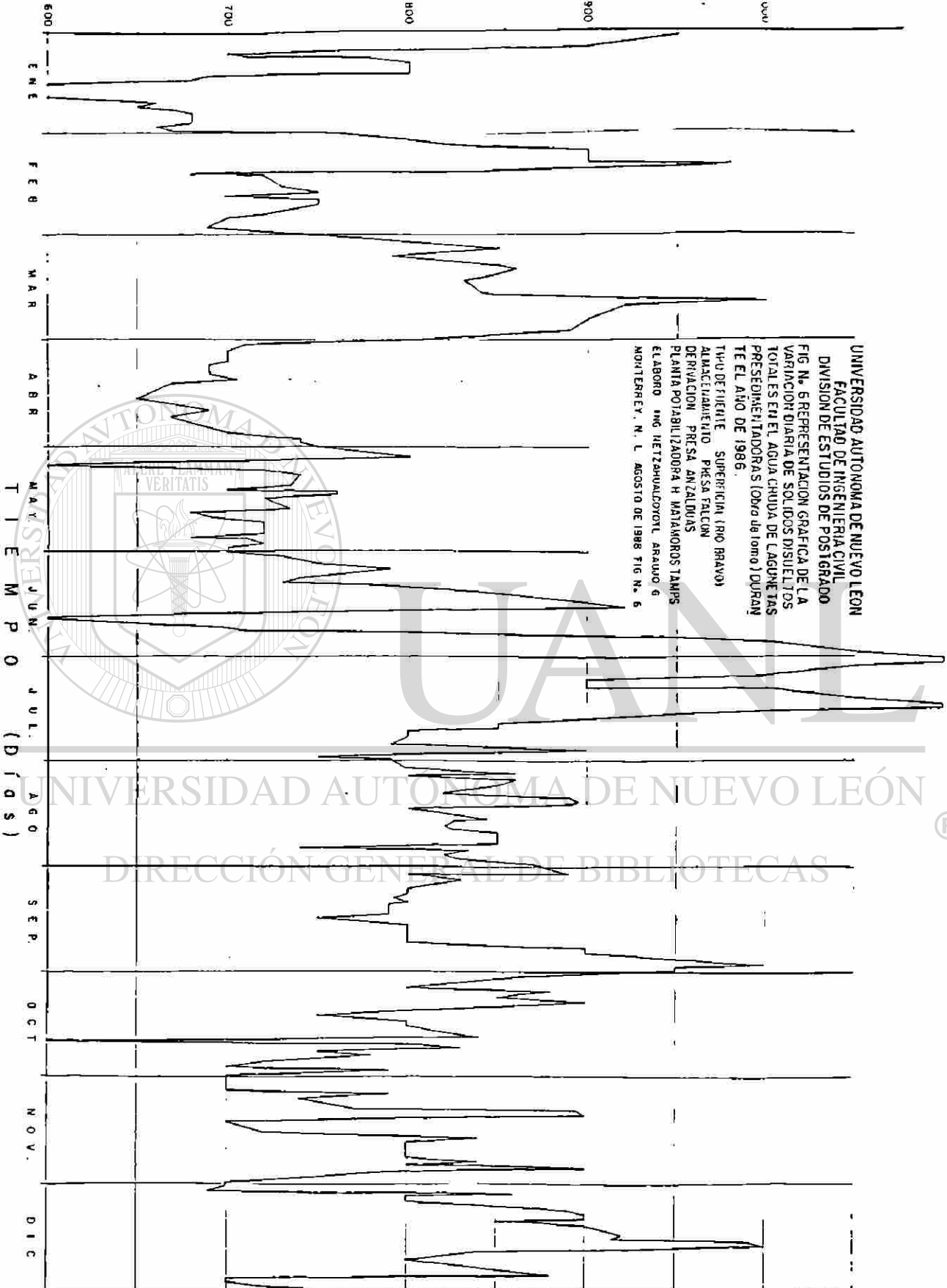


UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
 FIG. N. 5 REPRESENTACION GRAFICA DE LA
 VARIACION DIARIA DE TURBIDEIDAD EN EL AGUA
 CRUDA DE LAS AGUJETAS PRESIDIMETADORAS
 (Otro de tomo) DURANTE EL AÑO DE 1985
 TPO DE TUNTE SUPERFICIAL IRIO BRAVOI
 ALMACENAMIENTO PRESA FALCON
 DERIVACION PRESA ANZALDUAS
 PLANTA POTABILIZADORA H. MATAMOROS TAMPS.
 CLABO ING. NETZAHUALCOYOTI, ARAUJO G.
 MONTERREY, N. L. AGOSTO DE 1988 FIG. N. 5

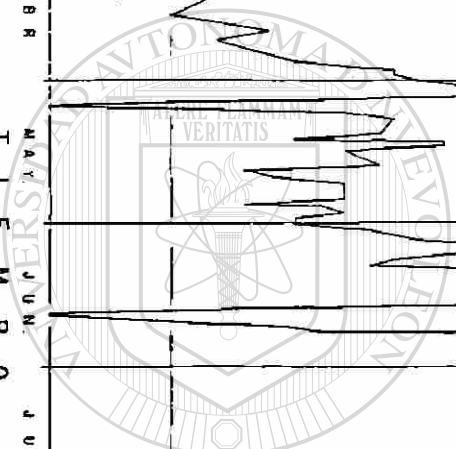


UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

SOLIDOS DISUELTOS TOTALES (ppm)

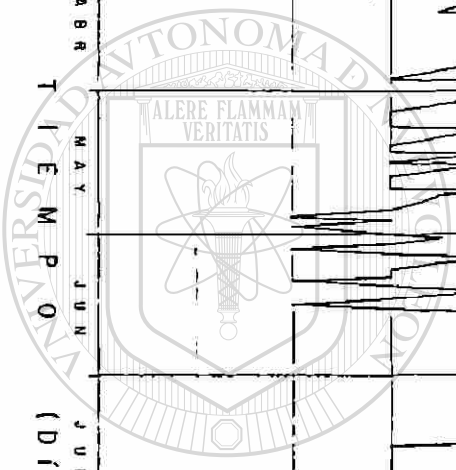
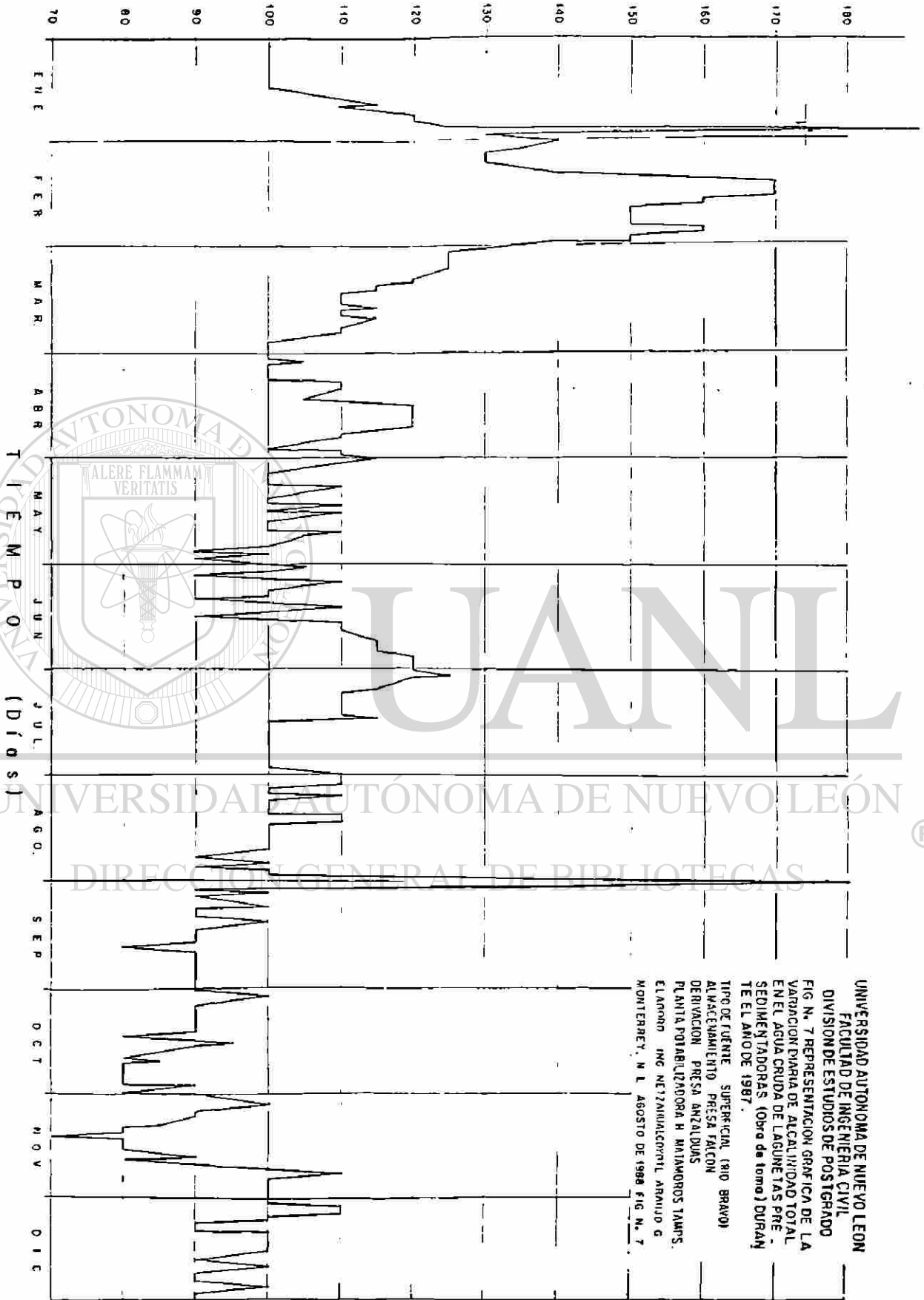


UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
 FIG. N. 6 REPRESENTACION GRAFICA DE LA
 VARIACION DIARIA DE SOLIDOS DISUELTOS
 TOTALES EN EL AGUA CRUDA DE LA GUINETAS
 PRESEDIMENTADORAS (Obra de Iomo J DURAN
 TE EL AÑO DE 1986.
 TPO DE FUENTE SUPERFICIA (RIO BRAVO)
 ALMACENAMIENTO PRESA FALCON
 DE RIVACION PRESA ANZALDIAS
 PLANTA POTABILIZADORA H MATANOROS TAMPS
 ELABORO ING. HETZAHUALCOYOTL ARAUJO G
 MONTERREY, N. L. AGOSTO DE 1988 FIG. N. 6



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEÓN
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

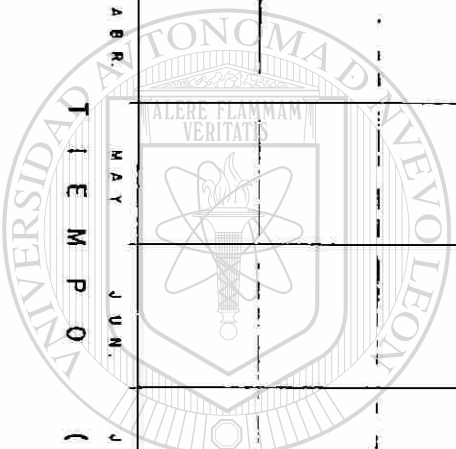
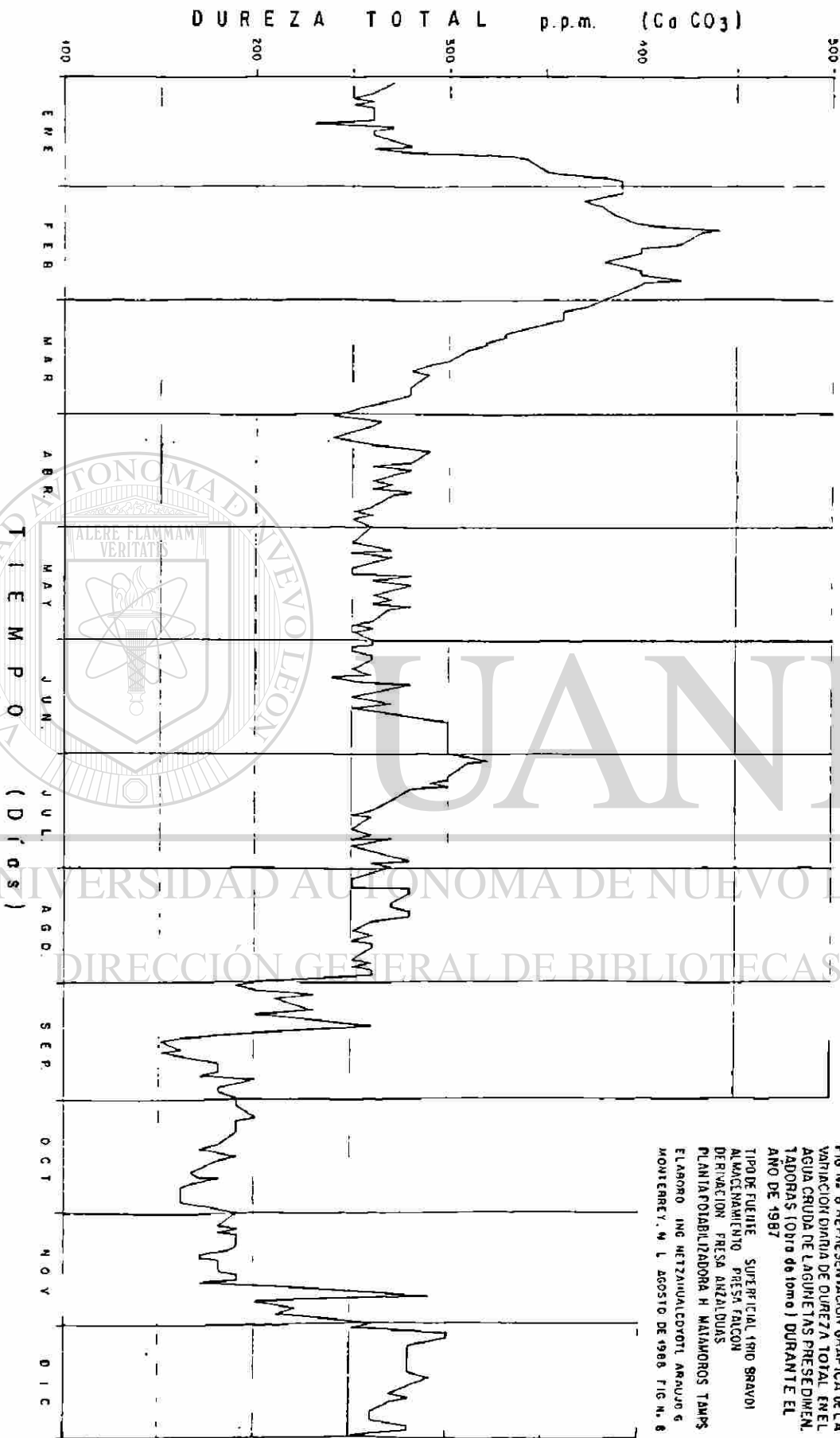
ALCALINIDAD TOTAL p. p. m. (Ca CO₃)



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

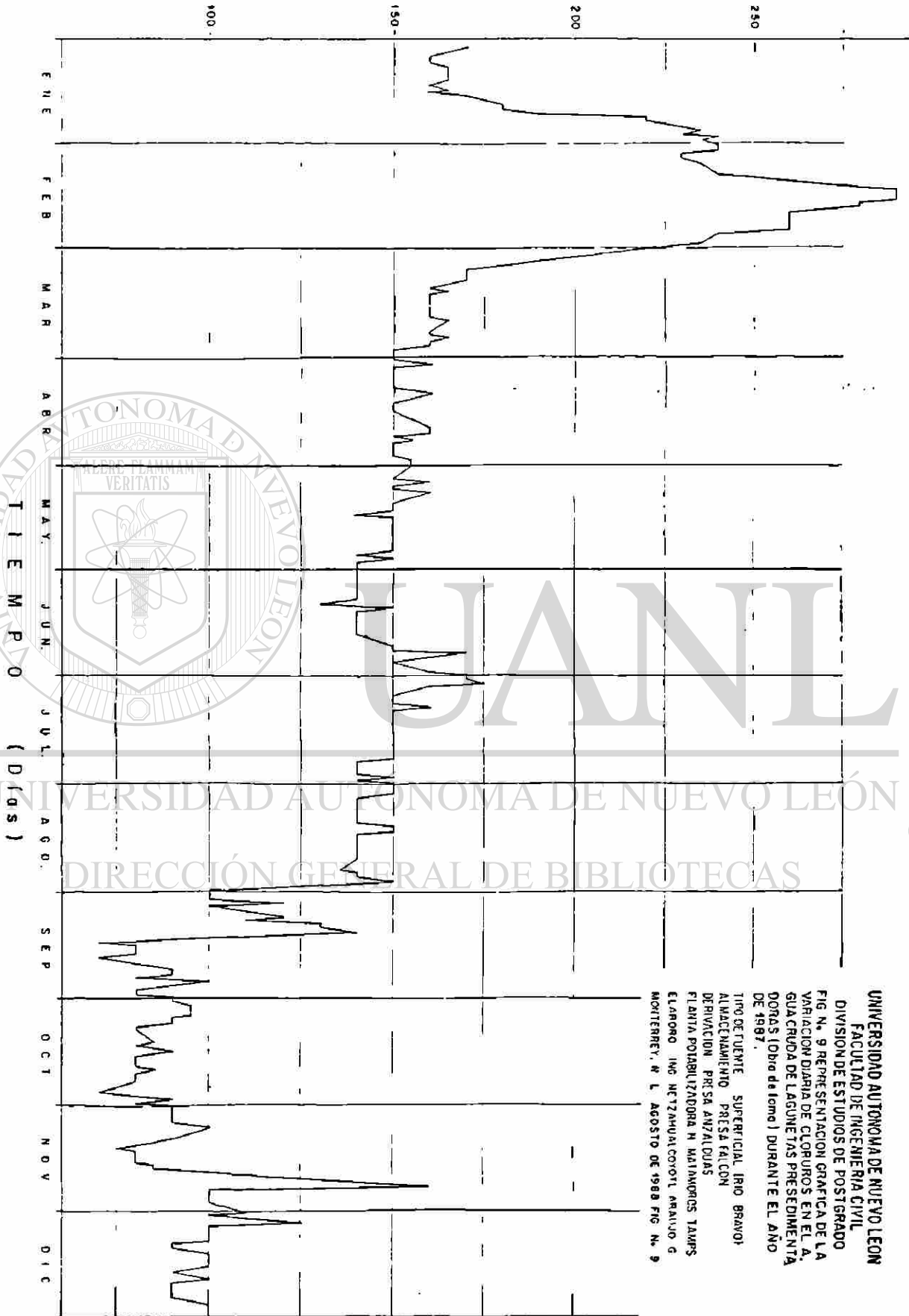
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
 FIG. N. 7 REPRESENTACION GRAFICA DE LA
 VARIACION MENSUAL DE ALCALINIDAD TOTAL
 EN EL AGUA CRUDA DE LA LAGUNA LAS PRE-
 SEDIMENTADORAS (Otra de toma) DURAN-
 TE EL AÑO DE 1987.
 TIPO DE FUENTE: SUPERFICIAL (RIO BRAVO)
 ALMACENAMIENTO: PRESA TALCON
 DERIVACION: PRESA ANZALDUAS
 PLANTA POTABILIZADORA: H. MATAMOROS TAMAS,
 EL ARROYO. ING. NEZAMALCOCHIL ARROYO G.
 MONTERREY, N. L. AGOSTO DE 1988 FIG. N. 7



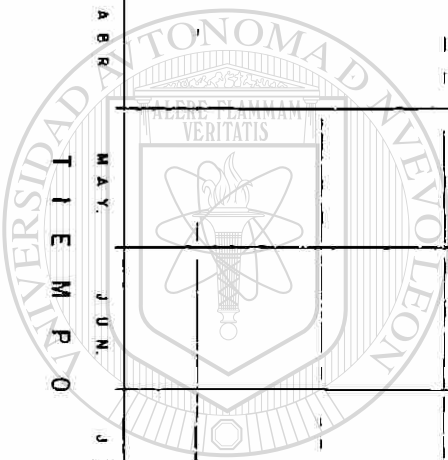
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
 FIG. N. 8 REPRESENTACION GRAFICA DE LA
 VARIACION DIARIA DE DUREZA TOTAL EN EL
 AGUA CRUDA DE LAGUNETAS PRESEDEMEN-
 TADORAS (Otra de tomo) DURANTE EL
 AÑO DE 1987
 TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL TRIO BRAVON
 ALMACENAMIENTO PRESA TALCON
 DERIVACION PRESA ANZALDUAS
 PLANTA POTABILIZADORA H. MAIMOROS TAMPS
 ELABORO ING. NETZAUQUILCOYOTI, ARAUJO S.
 MONTERREY, N. L. AGOSTO DE 1988. FIG. N. 8

C L O R U R O S p.p.m. (Cl)



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
 FIG. N. 9 REPRESENTACION GRAFICA DE LA
 VARIACION DIARIA DE CLORUROS EN EL A.
 GUA CRUDA DE LAGUNETAS PRESEDIMENTA
 DORAS (Obra de toma) DURANTE EL AÑO
 DE 1987.
 TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL RIO BRANCO
 ALMACENAMIENTO PRESA FALCON
 DERIVACION PRESA ANZALDUAS
 PLANTA POTABILIZADORA N. MATANZOS TAMPS
 ELABORO ING. NETZAUVALCOYOTL ARAUJO G.
 MONTERREY, N. L. AGOSTO DE 1988 FIG. N. 9



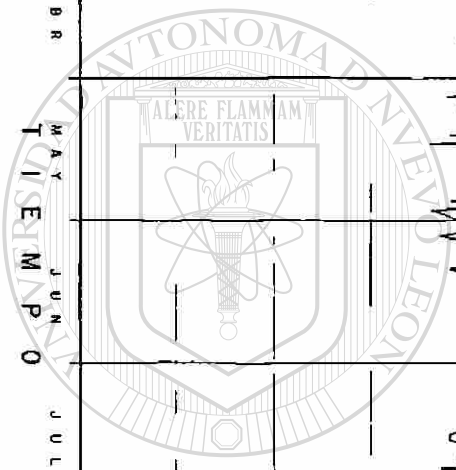
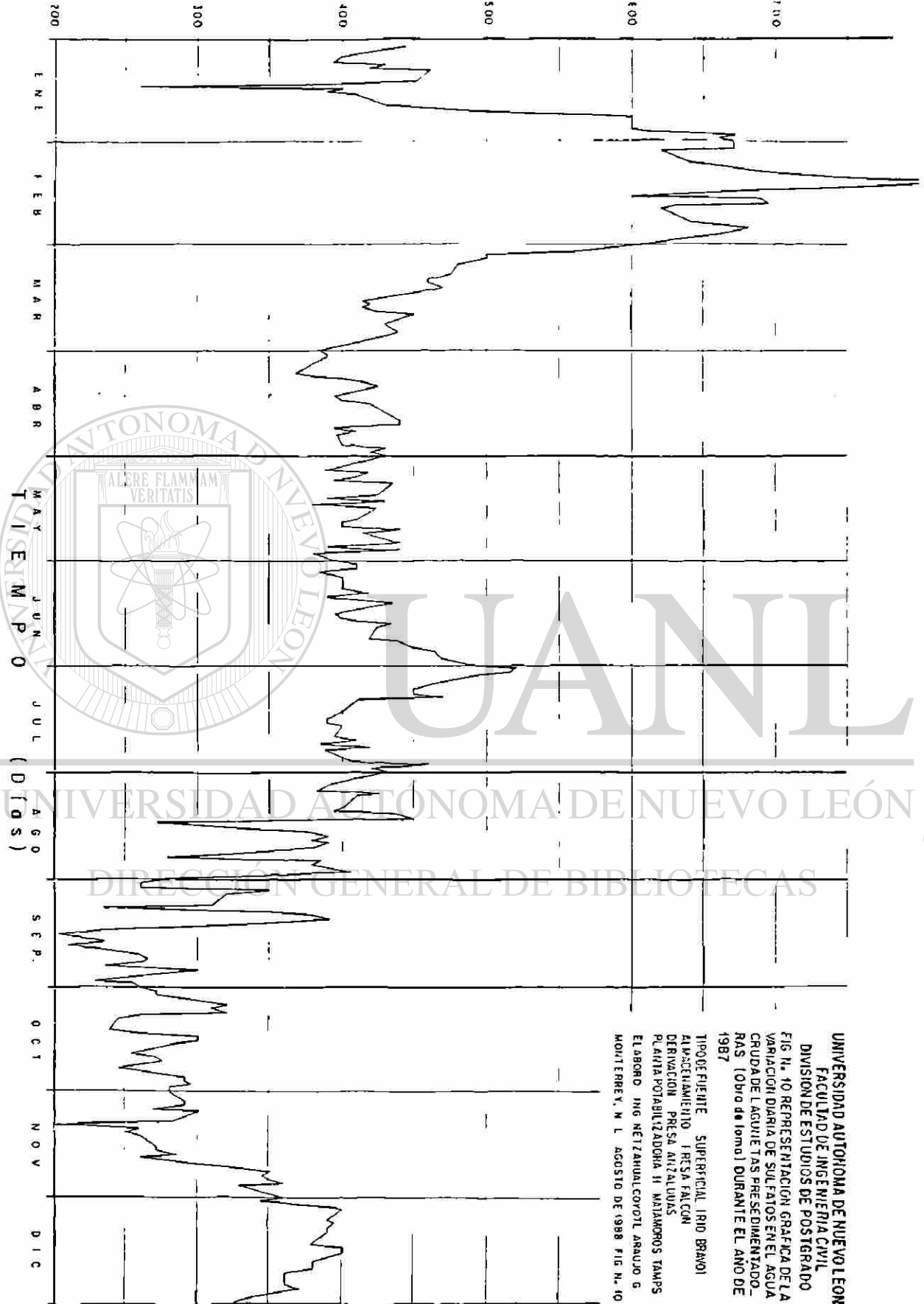
UANL

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



S U L F A T O S p.p.m. (SO₄)

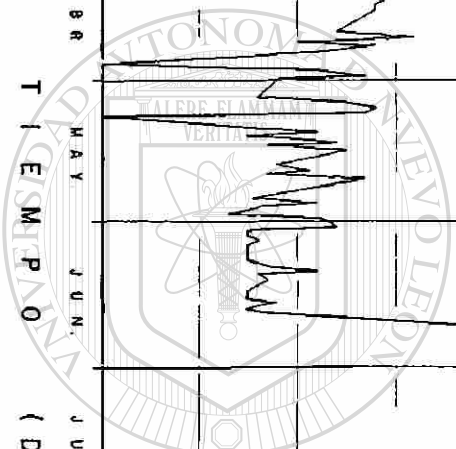
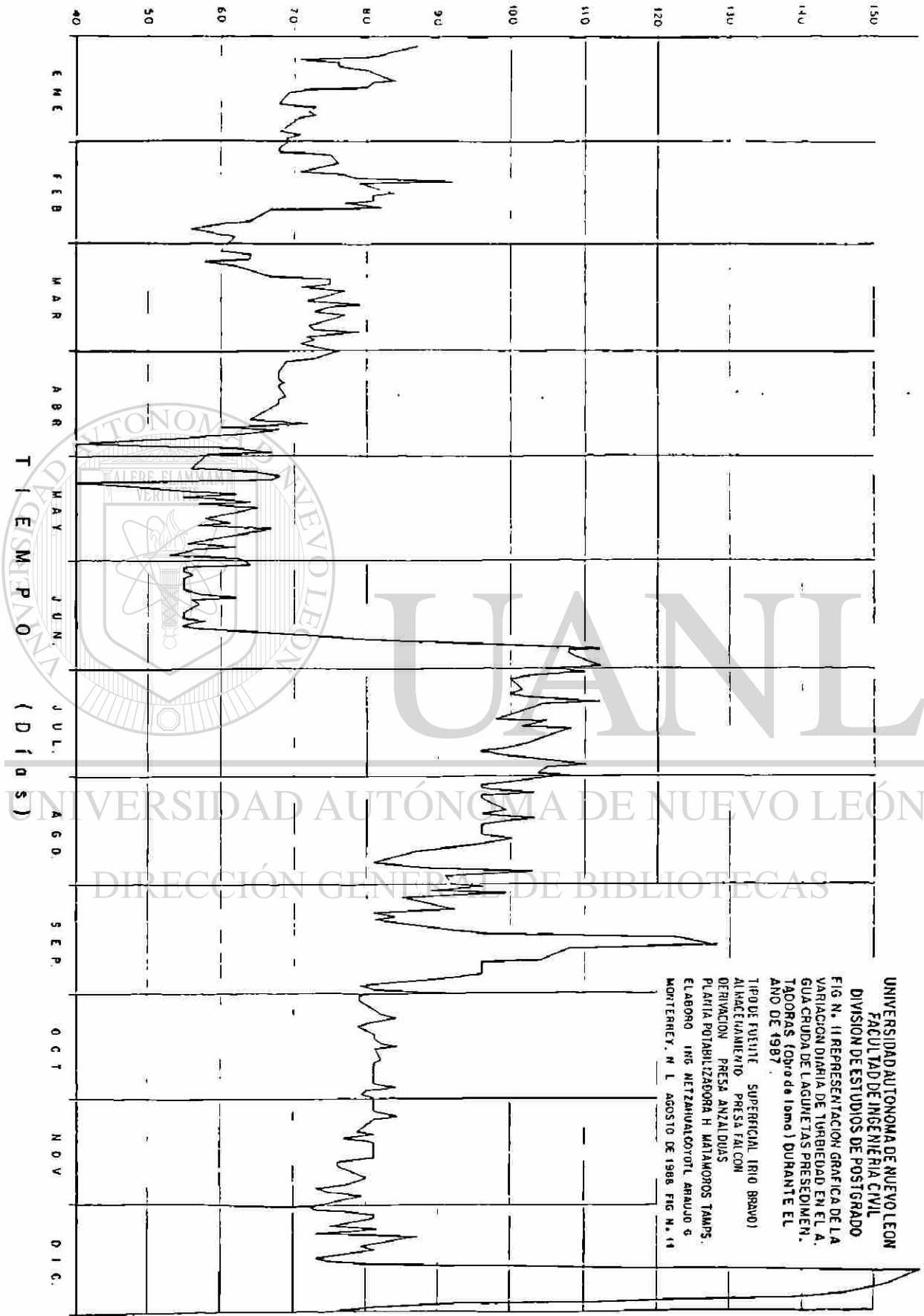


UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
FIG. N.º 10 REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA
VARIACIÓN DIARIA DE SULFATOS EN EL AGUA
CRUDA DE LAS AGUJETAS PRESEDIENSIAS
RAS (Obra de Ioma) DURANTE EL AÑO DE
1987
TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL IRIO BRAVO
ALMACENAMIENTO PRESA TALCA
DERIVACION PRESA ANZALUAS
PLANTA POTABILIZADORA II MATAMOROS TAMPS
ELABORO ING. HEZIANUAL COYOTL ARAUJO G.
MONTERREY, N. L. AGOSTO DE 1988 FIG. N.º 10

TURBIDEIDAD p.p.m. (Si O₂)

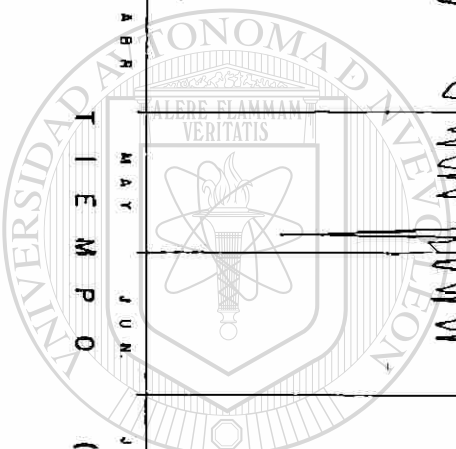
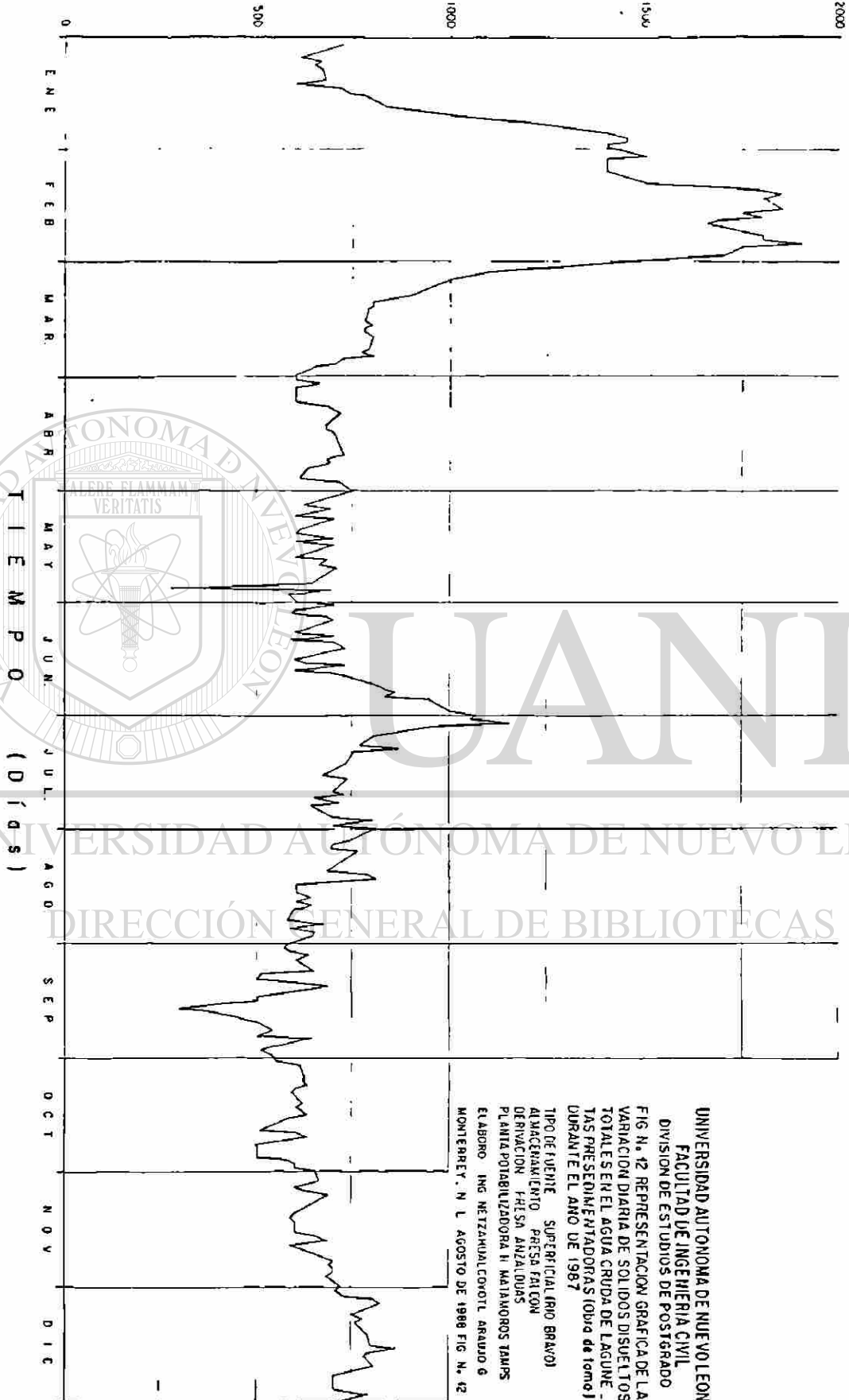


UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
FIG. N. 11 REPRESENTACION GRAFICA DE LA
VARIACION DIARIA DE TURBIDEAD EN EL A.
GUARUDA DE LAGUNETAS PRESEDIMEN.
TÁOORAS (obra de Iomo) DURANTE EL
AÑO DE 1987.
TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL (RIO BRAVO)
ALMACENAMIENTO PRESA FALCON
ORIVACION PRESA ANZAI DIJAS
PLANTA POTABILIZADORA H. MATAMOROS TAMPS.
ELABORO ING. NETZAHUACOTL ARAUJO S.
MONTERREY, N. L. AGOSTO DE 1988. FIG. N. 11

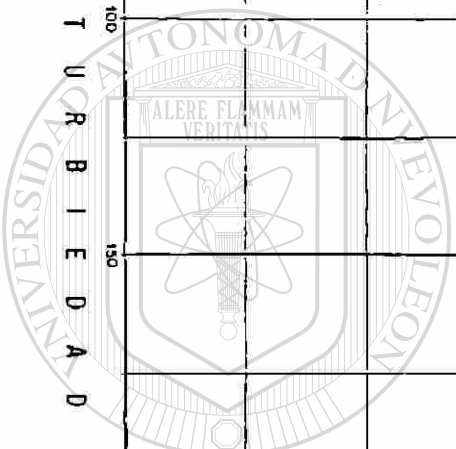
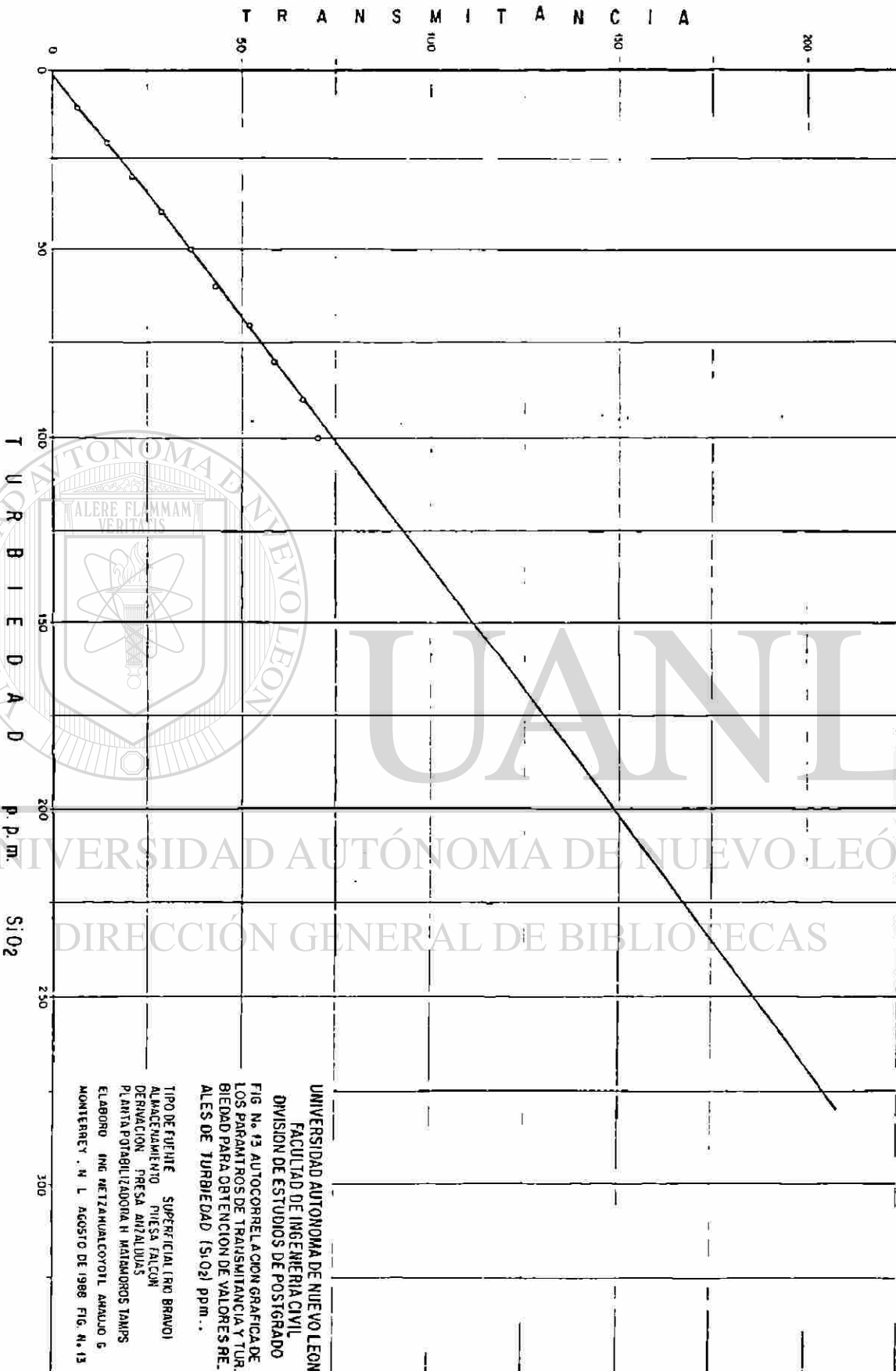
SOLIDOS DISUELTOS TOTALES p.p.m.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
FIG. N. 42 REPRESENTACION GRAFICA DE LA
VARIACION DIARIA DE SOLIDOS DISUELTOS
TOTALES EN EL AGUA CRUDA DE LAGUNE
TAS PRESEMIENTADORAS (Onda de tomo)
DURANTE EL AÑO DE 1987
TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL (RIO BRAVO)
AMACENAMIENTO PRESA FALCON
DERIVACION FRESA ANZALDUAS
PLANTA POTABILIZADORA H. MALANOROS TAMPS
ELABORO: ING. NEZAHUALCOYOTL ARAUJO G.
MONTERREY, N. L. AGOSTO DE 1988 FIG. N. 42

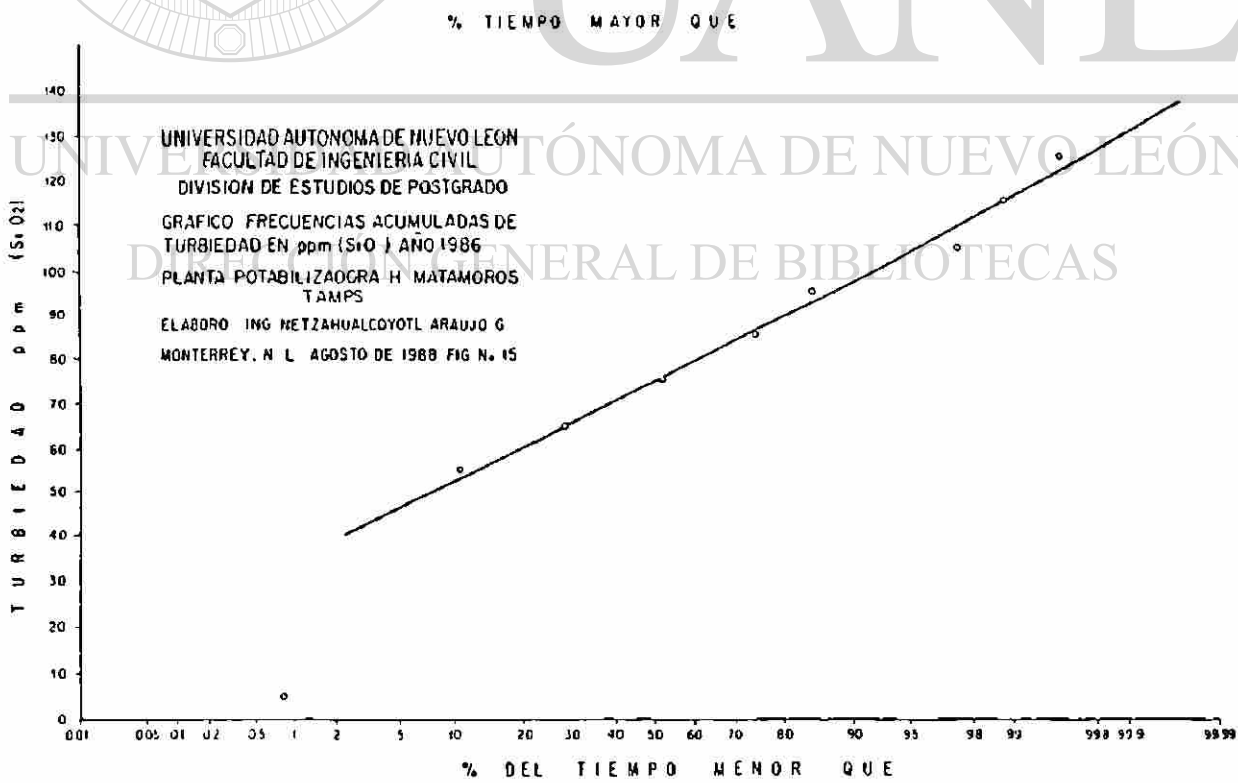
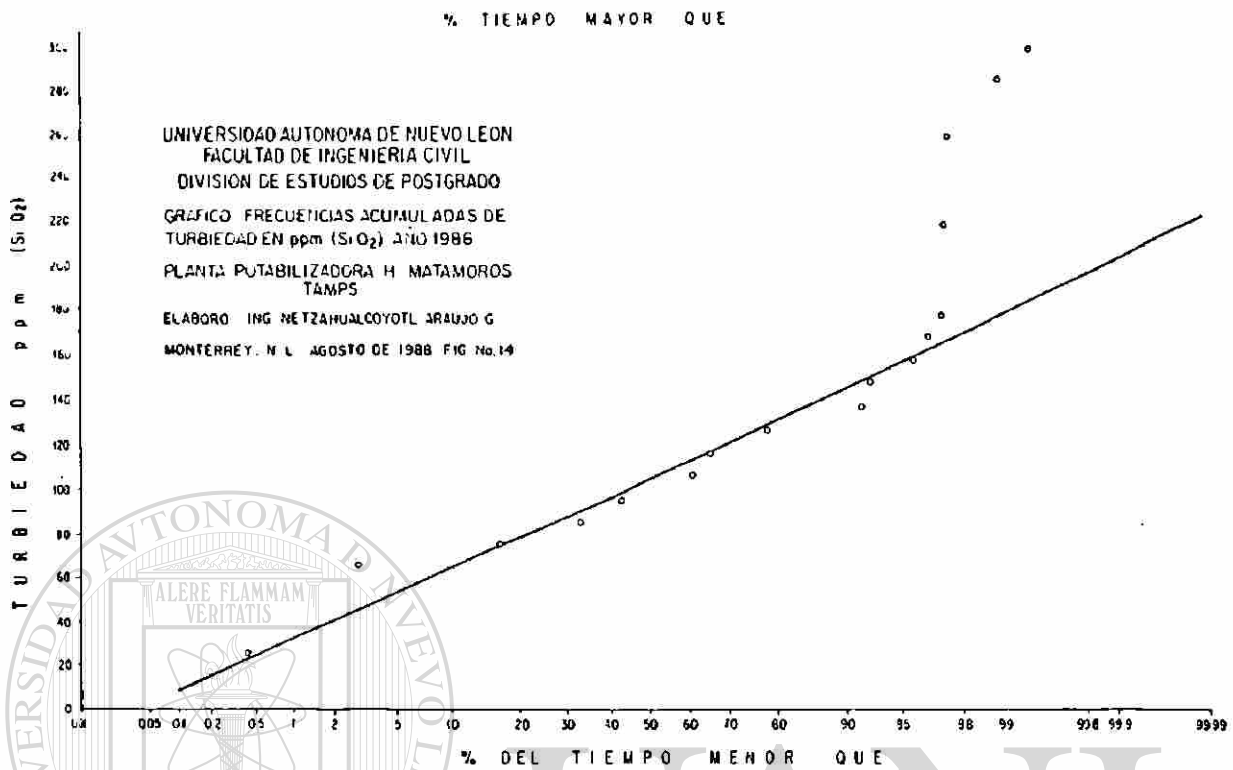


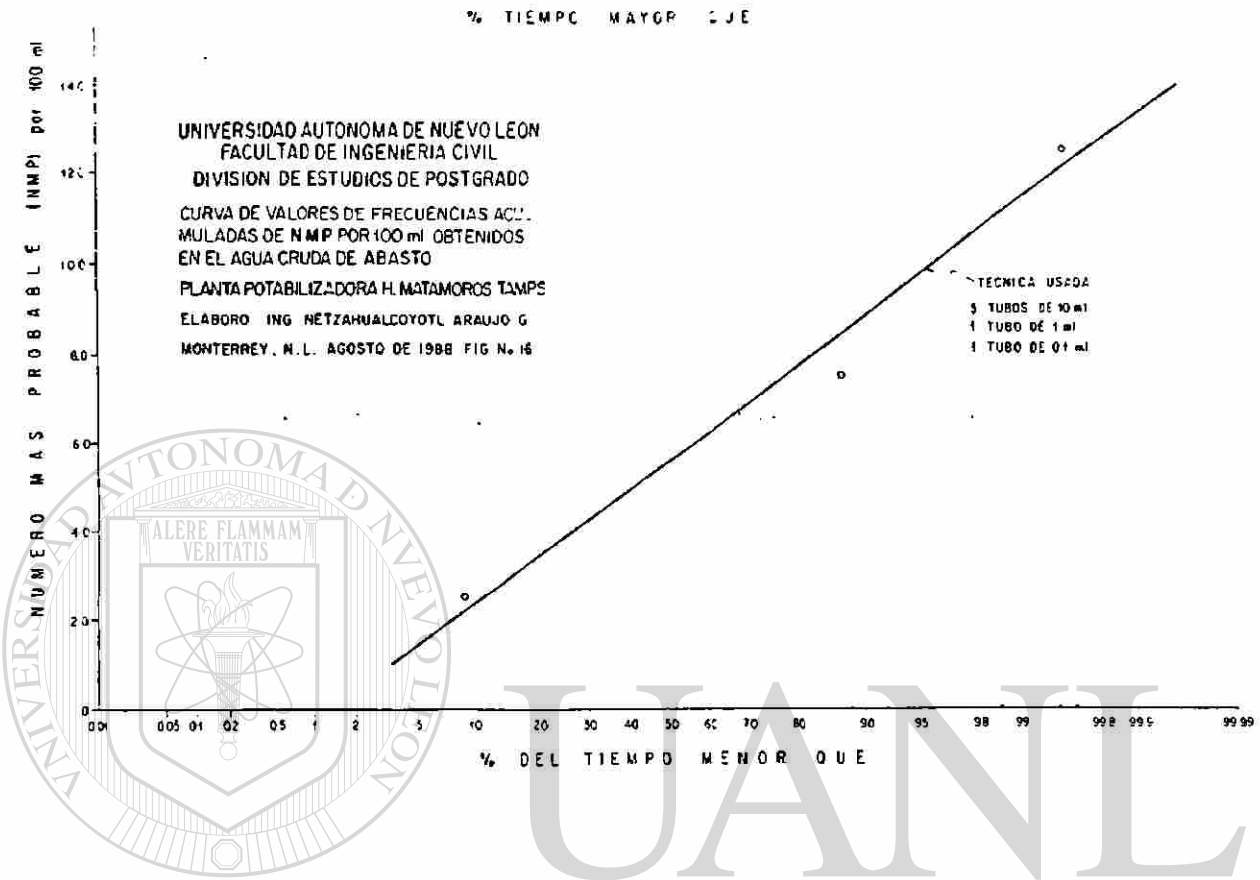
U A N L

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
 FIG. No. 13 AUTOCORRELACION GRAFICA DE
 LOS PARAMETROS DE TRANSMITANCIA Y TUR-
 BIEDAD PARA OBTENCION DE VALORES RE-
 ALES DE TURBIEDAD (SiO2) ppm...
 TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL (RIO BRAVO)
 ALMACENAMIENTO PUESA TALLON
 DERIVACION PRESA ANZALDUAS
 PLANTA PORTABILIDADORA H. MATAMOROS TAMPS
 ELABORO ING. METZAMALCOYOTIL ARAUJO G.
 MONTERREY, N. L. AGOSTO DE 1988 FIG. N. 13



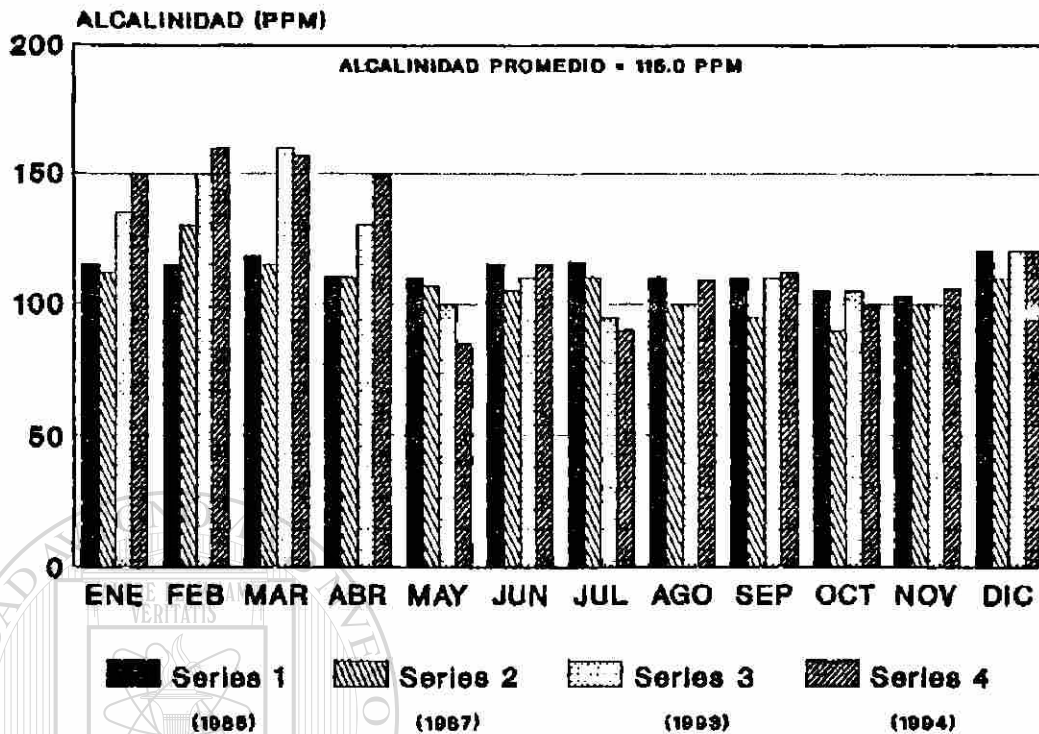


UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



Figura 17. Grafico de la variacion Mensual en Alcalinidad Total Agua Cruda Obra de Toma Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps



ELABORO: ING. NETZAHUALCOYOTL ARAUJO GUEVARA

Figura 18. Grafico de la variacion Mensual en Alcalinidad Total Agua Potable Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.

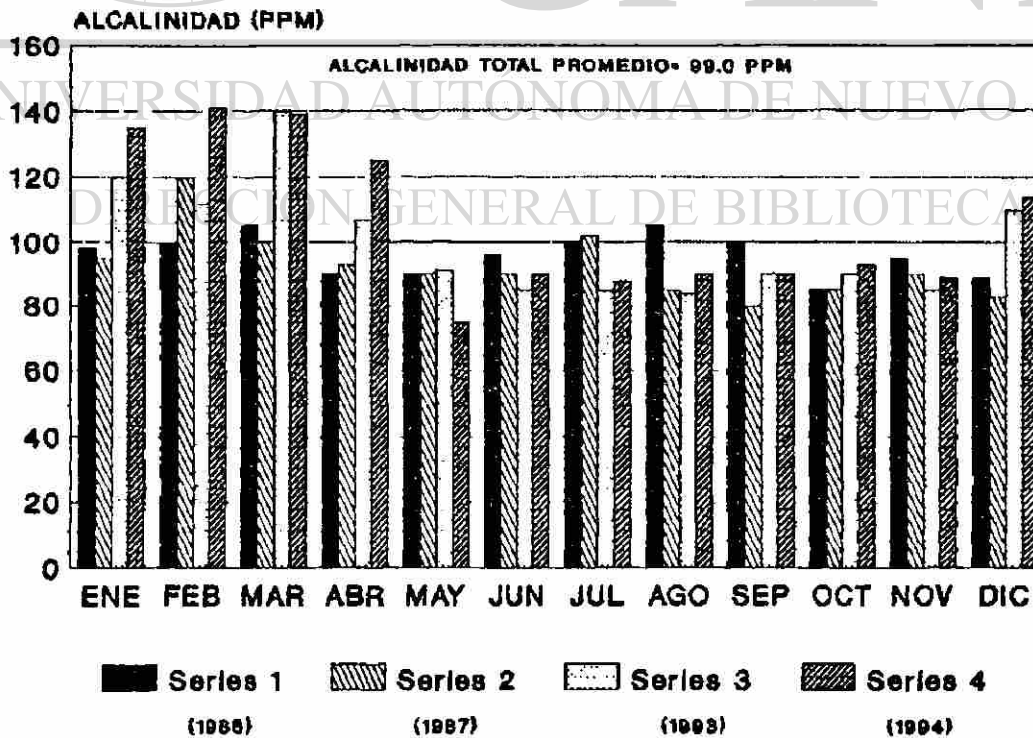


Figura 19. Grafico de la variacion Mensual en la Dureza Total Agua Cruda Obra de Toma Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps

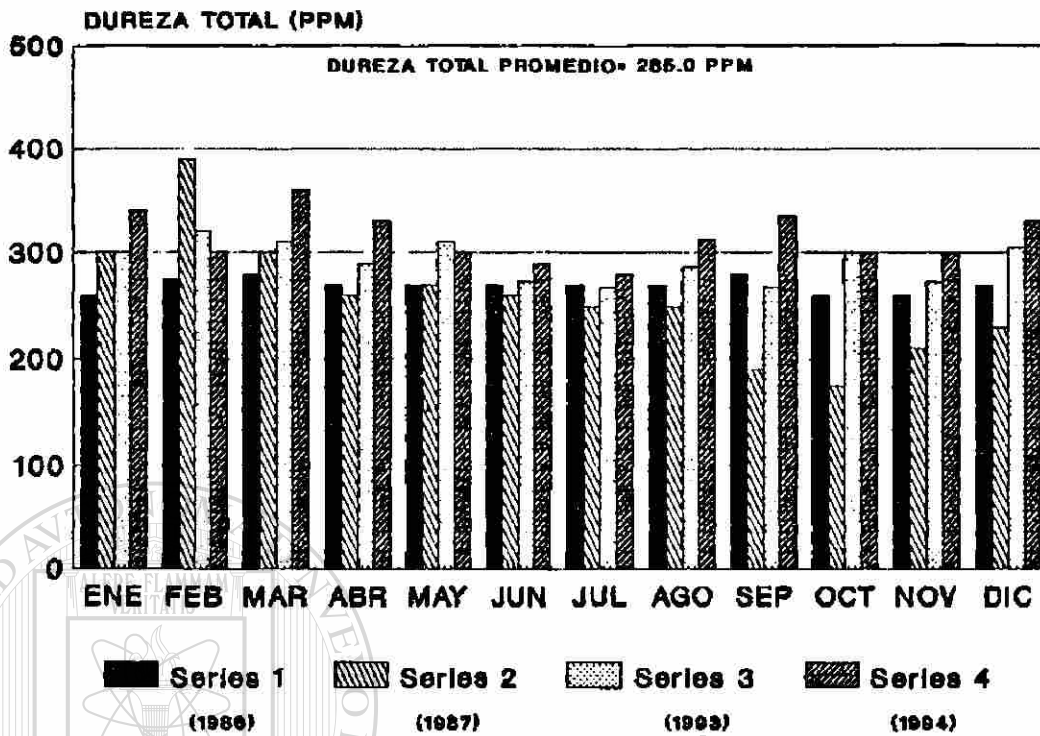


Figura 20. Grafico de la variacion Mensual en la Dureza Total Agua Potable Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.

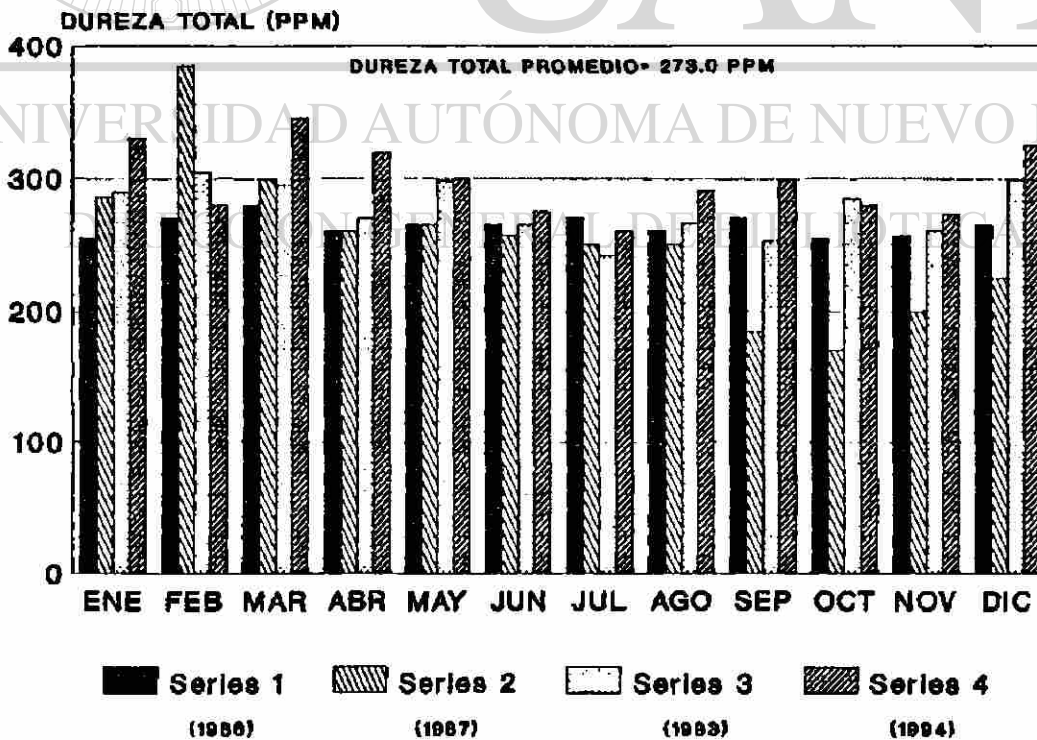


Figura 21. Grafico de la variacion Mensual de Cloruros Agua Cruda en Obra de Toma Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.

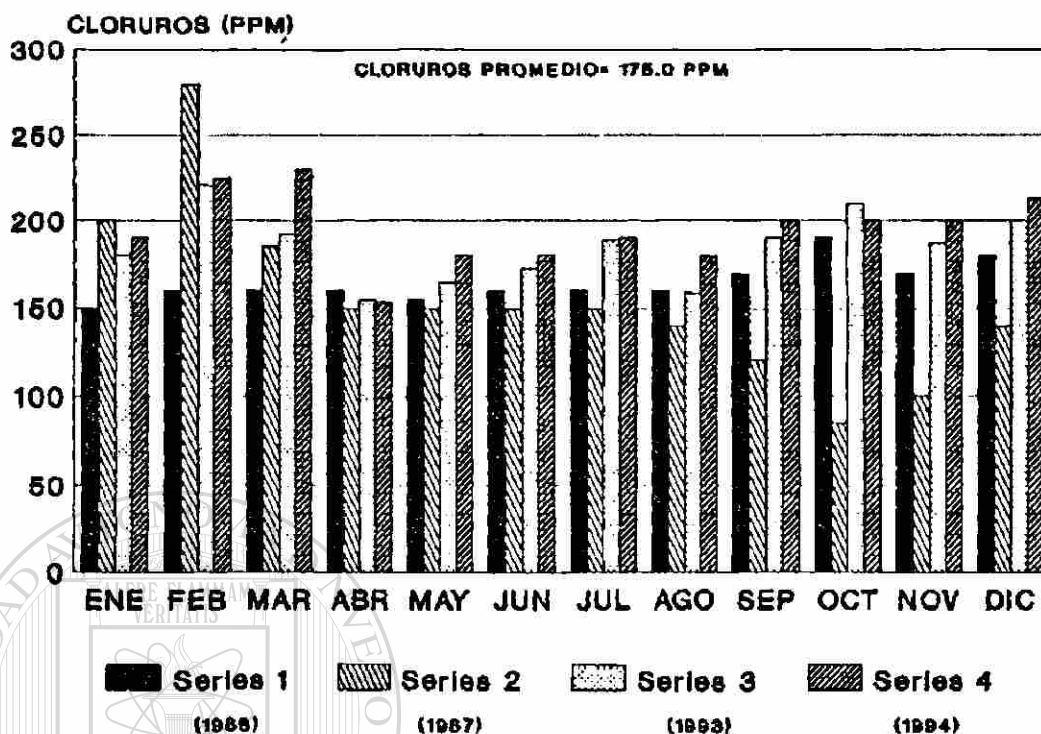


Figura 22. Grafico de la variacion Mensual de los Cloruros Agua Potable Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.

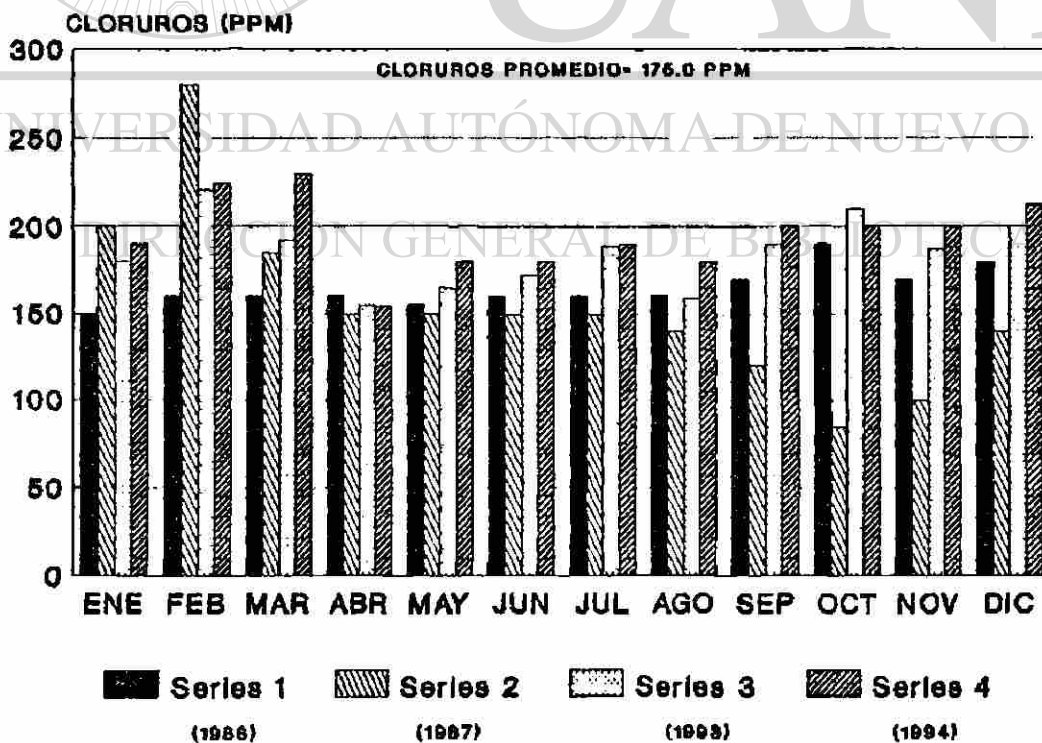


Figura 23. Grafico de la variacion Mensual de Sulfatos Agua Cruda en Obra de Toma Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.

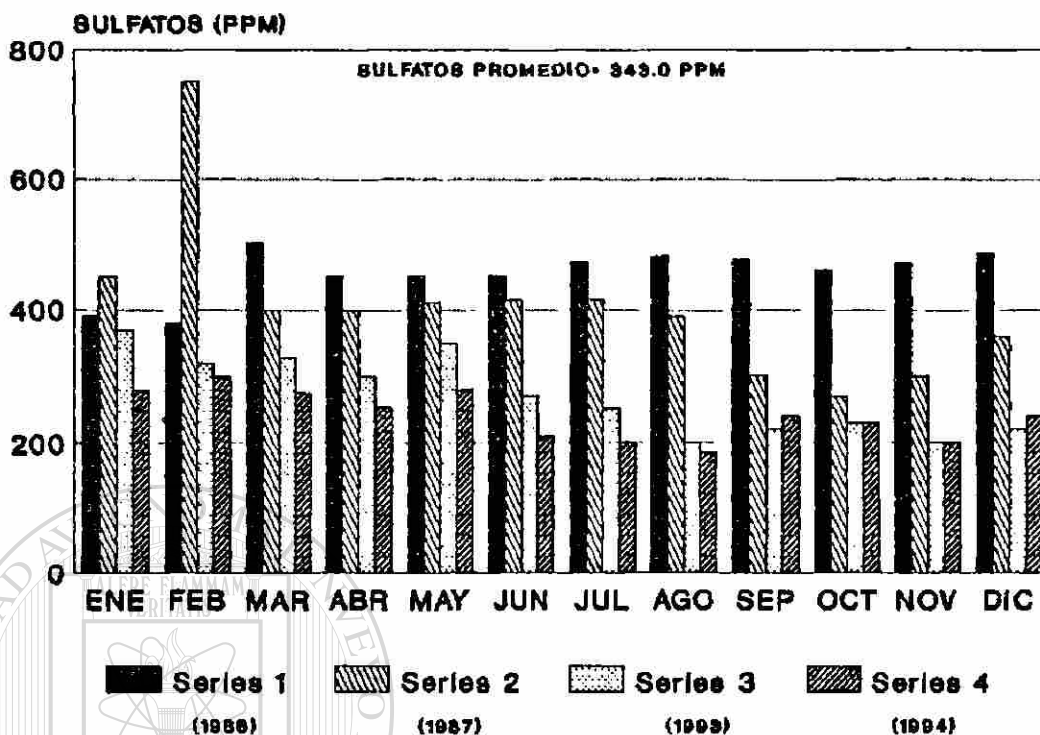


Figura 24. Grafico de la variacion Mensual de los Sulfatos Agua Potable Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.

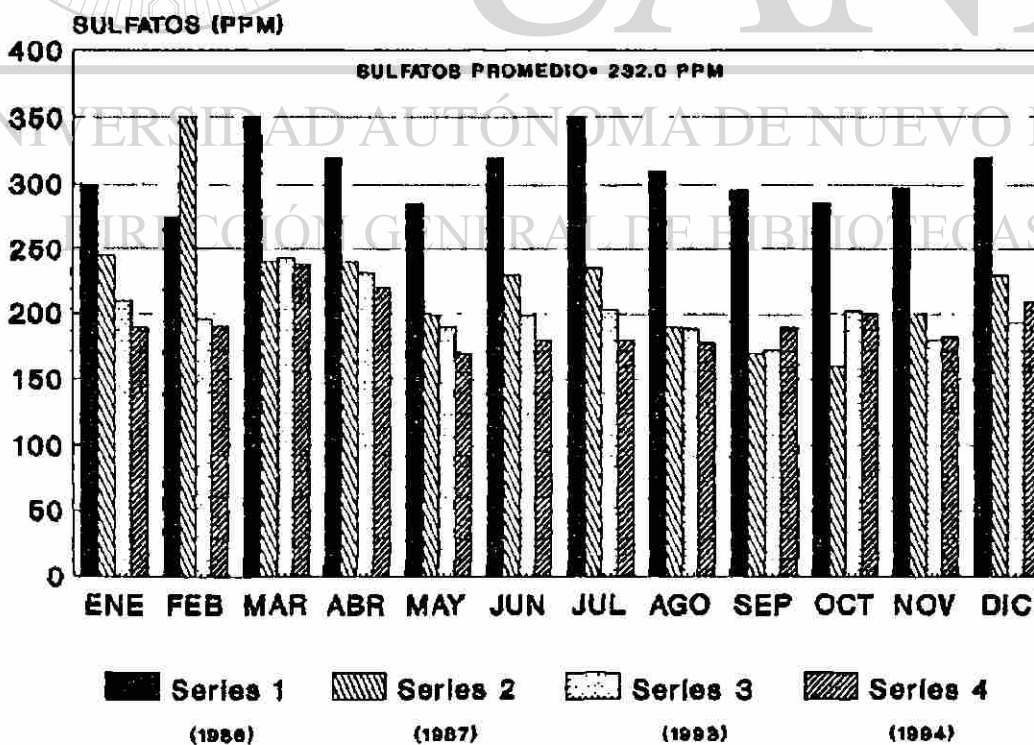


Figura 25. Grafico de la variacion Mensual en la Turbiedad Agua Cruda en Obra de Toma Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.

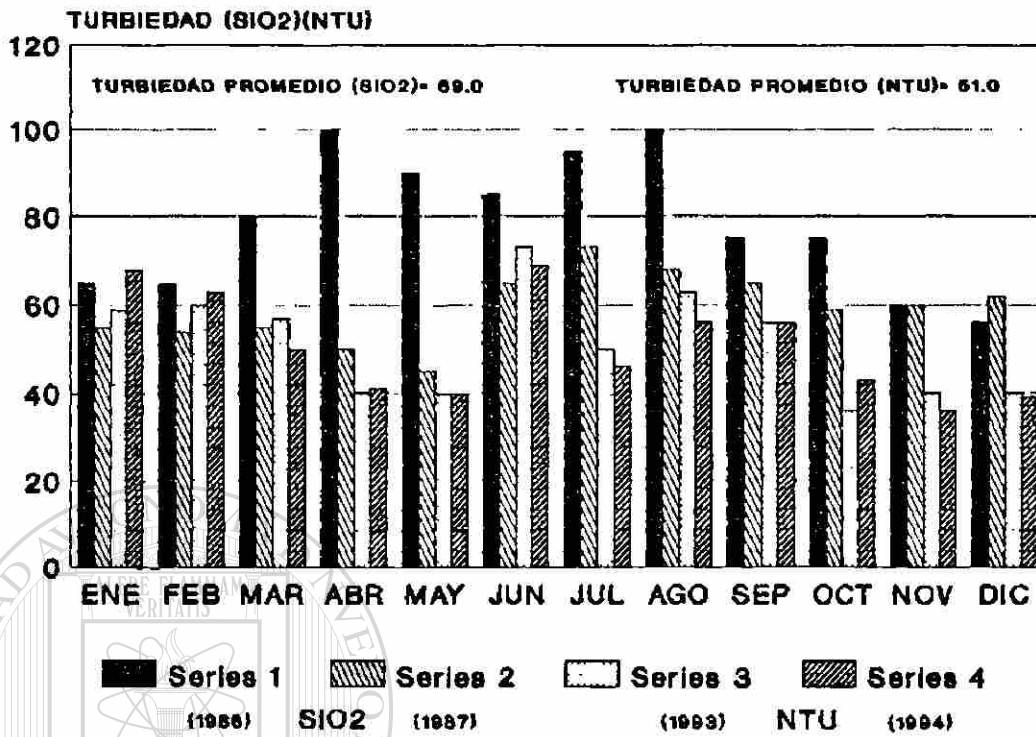


Figura 26. Grafico de la variacion Mensual en la Turbiedad Agua Potable Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.

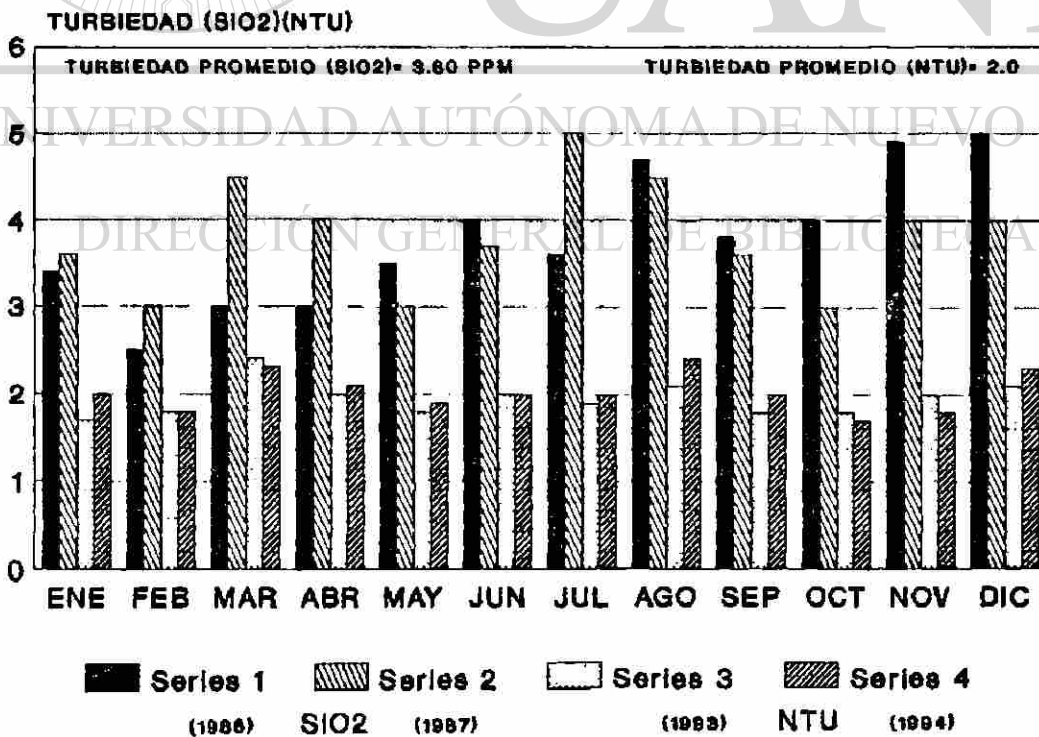


Figura 27. Grafico de la variacion Mensual en los Solidos Disueltos Totales Agua Cruda en Obra de Toma Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.

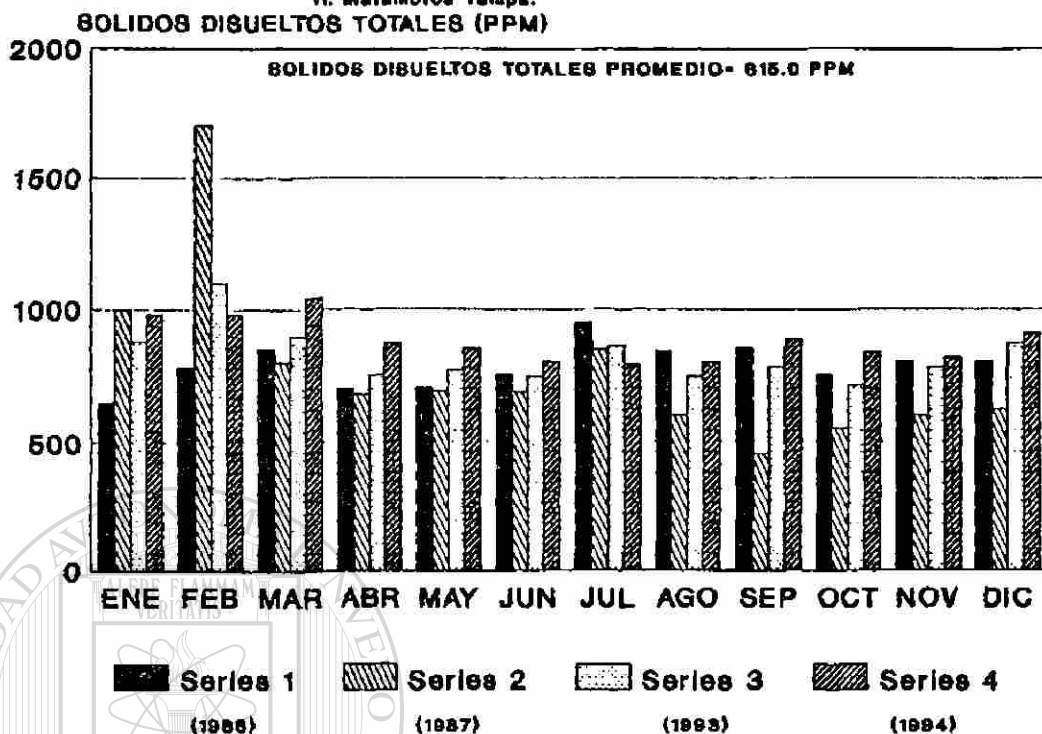


Figura 28. Grafico de la variacion Mensual de los Solidos Disueltos Totales Agua Potable Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales

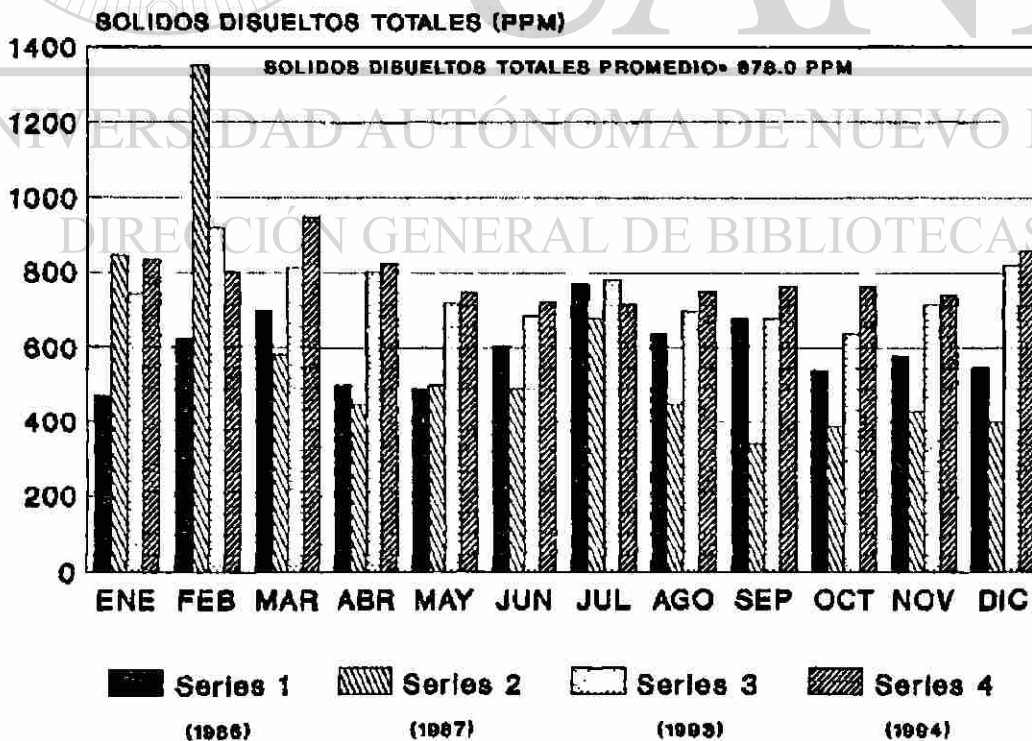


Figura 29. Grafico comparativo de resultados obtenidos en Laboratorio al medir la Turbiedad del Agua a partir de un Estandar preparado a 100ppm SiO2 y Diluciones a cada 10ppm Agua Cruda obtenida en Obra Toma H. Matamoros Tamps

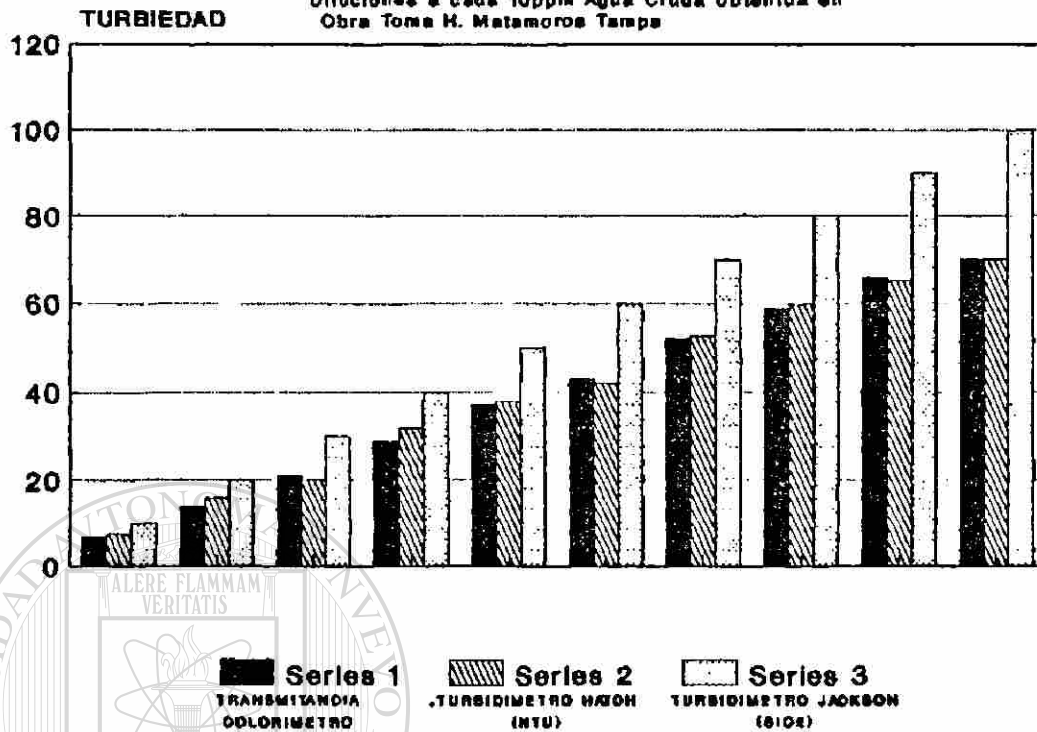


Figura 30. Grafico comparativo de Turbiedades determinado sobre Agua Cruda obtenida en Obra de Toma de Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales Transmiancia-NTU-SiO2 H. Matamoros Tamps

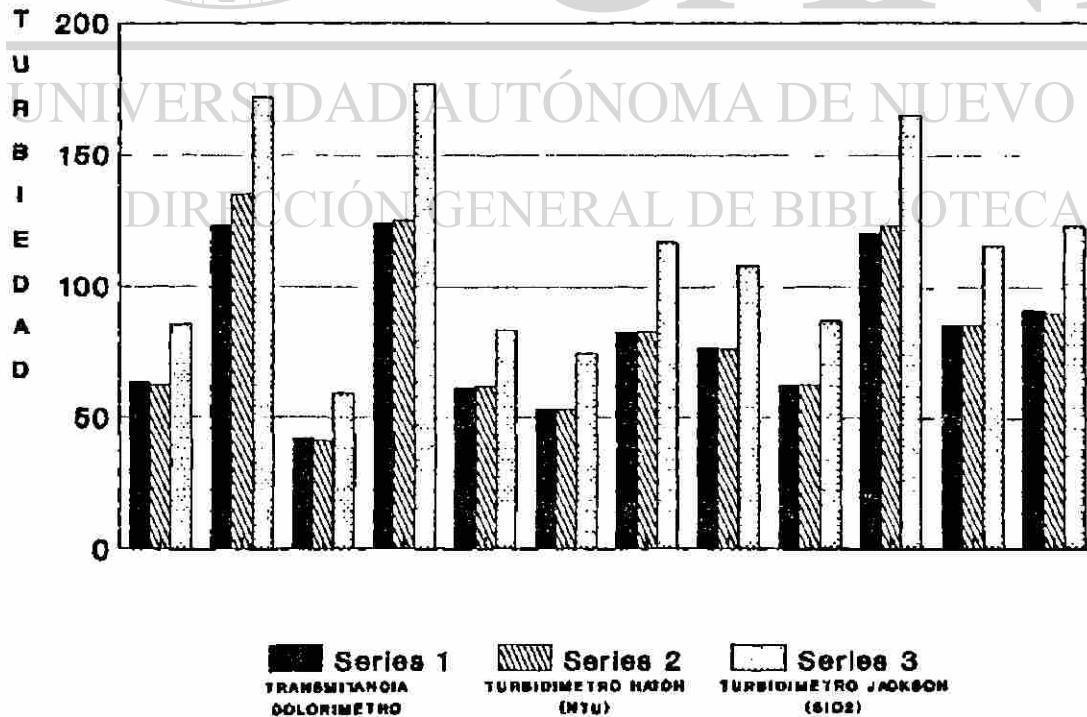
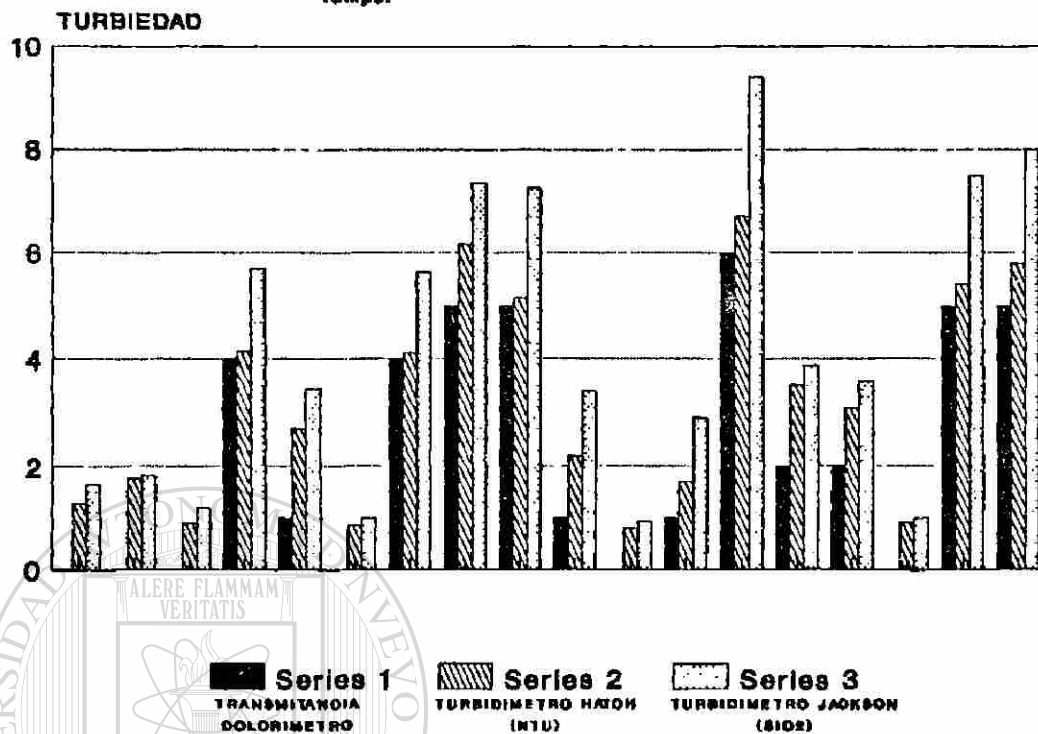


Figura 91. Grafico comparativo de Turbiedades determinadas en Agua Potable Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales Transmittancia-NTU-8102 H. Matamoros Tamps.



U A N L

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



2.3 Descripción y Capacidad de las Plantas Actuales

En el presente Proyecto, se analizará la potabilización de las aguas crudas tratadas en la ciudad de H. Matamoros Tamps., en la **Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales**.

La fuente de Abastecimiento de agua para la ciudad, siempre lo ha sido el Río Bravo. Actualmente el agua cruda llega a la ciudad por Derivación, teniéndose el **Almacenamiento en la Presa Falcón**, de ahí se deriva a la **Presa Anzaldúas**, para llegar a Matamoros, por gravedad a través de los **Canales del Distrito de Riego del Bajo Río Bravo No 25**, y finalmente depositarse en el **Control 3 (Lagunetas de Presedimentación)** ubicadas en la parte noroeste de la ciudad calle 21a y Galeana.

El Control 3 esta constituido por **3 Lagunetas Presedimentadoras**, las cuales están intercomunicadas entre sí, localizándose la obra de toma del agua cruda en la Laguneta No 3 ubicada al Norte del **Plano anexo A-1 (Página 134)** el Volúmen de

almacenamiento total de las Lagunetas es de **222,097M³** los cuales se encuentran sobre una superficie aproximada de **13 Has.**, teniendo un cálculo para alojar los azolves de acuerdo a la caracterización de la entrada de aguas crudas por un período muy grande, dicho volúmen esta alrededor de **108,985 M³**.

2.3.1 Proceso en Planta Potabilizadora No 1

El agua cruda a tratar se conduce por gravedad desde la Obra de Toma localizada en **Laguneta 3 (calle 21a y Galeana)**, hasta la Estación de bombeo **Soliseño (7a y Tamaulipas)**, su conducción es mediante tubería de concreto reforzado de **36"** de diámetro (91cm), y una longitud de recorrido de aproximadamente **1330m**. A la llegada del agua cruda a la Estación Soliseño con un caudal variable (**500-560lps**), se aplica el **polímero tipo K-5** y después se bombea a la **Potabilizadora No 1** debido a que existe un desnivel a vencer de **7.70m**, para ello se cuenta con **3 bombas verticales de 150HP**, y **1 bomba horizontal de 150HP** Ver Tabla I (Página 47) La cota de llegada a la Estación Soliseño es **7.19msnm** y la cota de la tubería de alimentación a Planta en Floculadores es **14.91msnm**. El agua con el coagulante sale de la Estación Soliseño y se conduce a presión en tubería de asbesto-cemento de **36" diámetro (91cm)**, sobre una longitud de aproximadamente **270m** Ver figura 33 (Página 46) A la llegada del agua

a Planta se aplica cloro como una precloración al sistema, teniéndose una transición de **36" a 24"** y de Asbesto cemento a Acero, dónde por medio de un sistema de control de válvulas de compuerta con diámetro de **16"**, pasa por los **Floculadores hidráulicos verticales** (se cuenta con 3 unidades), de ahí el agua pasa a los **Sedimentadores (4 unidades)**, posteriormente cada Sedimentador alimenta a **4 Filtros** por lo que la Planta cuenta con **16 Unidades filtrantes (Filtros rápidos mixtos)**, de antracita-arena, de las **Compañías Western y Permiuty**. Después pasa a la caja recolectora de aguas claras, agregando antes de esto cloro, como una etapa de postcloración. La operación de lavado de las unidades de filtración se realiza de 2 diferentes formas: Retrolavado con

ayuda de **Tanque elevado**, con capacidad de **300 M³**, ó bien mediante bombeo de agua de la **caja de aguas claras** ubicada en la parte inferior de la Planta. La etapa de Sedimentación cuenta con Módulos de aceleración en forma parcial aproximadamente 40% del área total de las unidades. La Planta Potabilizadora No 1 cuenta con **3 Cajas de Almacenamiento** subterráneo para aguas claras con una capacidad total de **6,500 M³**. Finalmente el agua potable, es bombeada a la red de la ciudad mediante **2 salidas**: Salida oriente (Ave. Las Américas) **4 bombas** de 150HP; salida poniente (Venustiano Carranza) **3 bombas** de 150HP y **1 bomba** de 100HP, **Ver Tabla I (Página 47)** el equipo de bombeo trabajando eficientemente es suficiente para la Capacidad de Tratamiento propuesta en este Proyecto de hasta **1100lps**.

Descripción sintética:

- 1.- **Obra de Toma (Laguneta 3 calle 21a y Galeana)**
- 2.- **Conducción por gravedad hasta Estación Soliseño (7a y Tamaulipas), tubería concreto reforzado 36" (91cm) diámetro.**
- 3.- **Dosificación polímero coagulante en la llegada de agua cruda a Estación Soliseño.**
- 4.- **Bombeo a Planta, conducción tubería asbesto-cemento 36" (91cm) diámetro.**
- 5.- **Tratamiento en Planta, Precloración, Floculación, Sedimentación, Filtración, cloración y Almacenamiento.**
- 6.- **Bombeo a la red Municipal.**

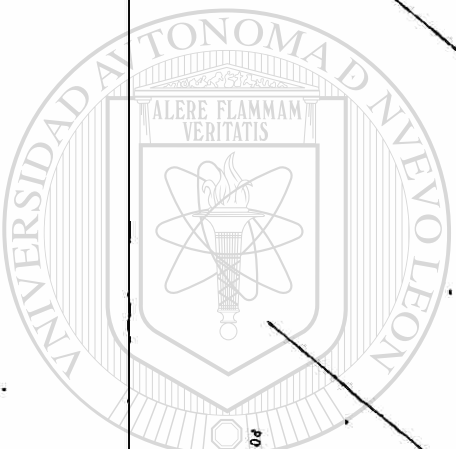
2.3.2 Proceso en Lagunetas Precipitadoras Naturales

La localización de la Obra de Toma al igual que en anterior caso, se ubica en **Laguneta presedimentadora 3** (21a y Galeana). El agua cruda se bombea hacia las **Lagunetas Precipitadoras Naturales**, contándose para ello con **3 equipos de bombeo**; 2 de 75HP y 1 de 150HP **Ver Tabla I (Página 47)** sale una línea de conducción de acero **16"** (41cm) diámetro, en un recorrido total aproximado hasta las **Lagunetas Naturales de 1550m**, **Ver figura 32 (Página 45)** el caudal de llegada a **Lagunetas Naturales es de 200lps**, al llegar el agua cruda se aplica cloro (**Precloración**) y **polímero tipo K-5 (coagulante)**, pasando por medio de un canal de concreto a cielo abierto y depositándose en la última Laguneta Precipitadora Natural, ahí se lleva a cabo el Proceso de potabilización en 3 etapas **Ver Plano A-2 (Página 135)**.

El agua así tratada en forma natural, sale de las Lagunetas y se le dosifica cloro en el canal de salida (Postcloración), este canal que se localiza perimetralmente, (**Ver Plano Anexo A-2**), conduce el agua tratada, hasta una caja recolectora y de ahí pasa por gravedad a la caja de aguas claras de la Planta Potabilizadora No 1 mediante tubería de fierro fundido de **20"** (51cm) diámetro, donde se deposita y se mezcla con el agua tratada en Planta.

Descripción sintética:

- 1.- Obra de Toma, Laguneta 3 (21a y Galeana)
- 2.- Conducción, por bombeo línea tubería de acero 16" (41cm) diámetro hasta Lagunetas Naturales.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 DIRECCION GENERAL DE BIBLIOTECAS

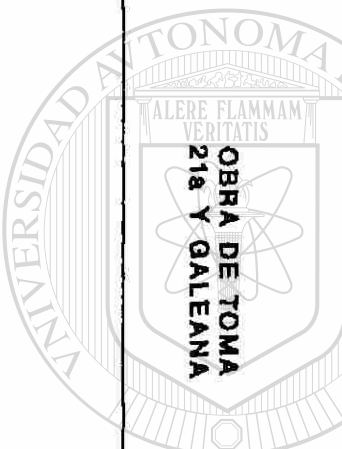
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO

TÍO N. LINEA A PRESION DE LA CON.
 DUECCION DE LA ESTACION DE BOMBERO
 SOLISADO A PLANTA POTABILIZADORA

PLANTA POTABILIZADORA H. MALIN ROS 1241 S
 ELABORO: ING. NETZMULLER OTTI BRAUN G
 MONTEPRTY. N. 1. AGOSTO DE 1988 FIG. N.
 ESCALA 1:1000

TABLA I

EQUIPO DE BOMBEO EXISTENTE EN PROCESO TRATAMIENTO AGUA
 POTABILIZADORA No 1 Y LAQUINETAS NATURALES
 H. MATAMOROS TAMPS.

TRATAMIENTO	LOCALIZACION	EQUIPO Y CAPACIDAD
POTABILIZADORA No 1	ESTACION BOMBEO SOLISENO CALLE 7a Y TAMAULIPAS	3 BOMBAS VERTICALES DE 150 HP 1 BOMBA HORIZONTAL DE 150 HP
POTABILIZADORA No 1	SALIDA LADO PONIENTE CALLE VENUSTIANO CARRANZA	3 BOMBAS DE 125 HP 1 BOMBA DE 75 HP
	SALIDA LADO ORIENTE AVE LAS AMERICAS	4 BOMBAS DE 125 HP
LAQUINETAS NATURALES	 <p>OBRA DE TOMA 21a Y GALEANA</p>	2 BOMBAS DE 75 HP 1 BOMBA DE 125 HP

3.- Tratamiento de Lagunetas Naturales, Precloración, Coagulación, Sedimentación, Postcloración y Almacenamiento en Planta Potabilizadora No 1.

4.- Bombeo a la red Municipal.

Dentro de esta descripción de ambas Plantas, es oportuno mencionar que las mismas cuentan con **interconexión** para el tren de aguas crudas (**Línea auxiliar**), es decir la Estación de Bombeo Soliseño puede abastecer a Lagunetas Naturales mediante línea de 16" (41cm) diámetro, localizada en calle 6a y Tamaulipas Ver figura 33 (Página 46) Asimismo la Línea de presión que alimenta a Lagunetas Naturales puede suministrar agua cruda a Estación de Bombeo Soliseño en caso de estar **muy bajos los niveles de la obra de toma** y no llegar a la misma los **560lps** requeridos Ver figura 32 (Página 45)

2.4 Auditoría de Plantas

En cualesquier tipo de Proyecto ó diseño por realizar, hace necesario

fundamentar el mismo, adoptando una Filosofía apropiada según sea el caso. Para ello será necesario que se contemplen 3 fases importantes en la Evaluación del Potencial de Mejoramiento o Renovación que se realizará a Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Precipitadoras Naturales de la ciudad de H. Matamoros Tamps., siendo estos los siguientes:

a) **Documentación:** Fase inicial importante consistente en recabar información relacionada a planta por mejorar, diseñar planes para efectuar levantamientos de datos no registrados, dimensiones de planta, niveles, profundidades, teniendo cotas de los puntos más importantes (especialmente los filtros), condiciones físicas de instalaciones y

unidades, eficiencia de esquemas operativos actuales, apoyo de alternativas en base a fotografías.

b) Análisis: Una vez terminada la primera fase se procedió a complementar la siguiente, analizando y evaluando, todas las etapas del tratamiento en ambos trenes, máxima capacidad hidráulica, y facilidad de mantenimiento. Verificar si el sistema de conducción, bombeo, medición y demás etapas del tratamiento cumplen con lo propuesto.

c) Síntesis: Se enfoca al conocimiento de la máxima capacidad actual de cada unidad de la planta dando un resumen en un diagrama de lo propuesto, anotando opciones de mejoramiento, incremento de capacidad, haciendo una evaluación de posibles costos rendimientos, se deberá presentar recomendaciones a éste respecto.

Para poder llevar a cabo lo antes mencionado, implicó completar y conjugar una serie de esfuerzos conjuntos que permitieran dicho desarrollo. De ahí la importancia de contar con una buena Documentación del Proyecto por realizar, para en base a ello

fundamentar adecuadamente su Análisis y finalmente llegar a la Síntesis del Proyecto Hidráulico.

Es importante volver a recordar que en el presente Trabajo, se realiza Auditoría de Plantas en 2 trenes diferentes (**Planta No 1 y Lagunetas Naturales**), los cuales su fundamentación se analiza a continuación.

2.4.1 Auditoría Planta Potabilizadora No 1

La potabilizadora No 1 se diseño del tipo convencional contemplando en su tratamiento con etapas de: **Coagulación-Floculación-Sedimentación-Filtración-Desinfección**. Se pretende aumentar el tren de tratamiento de **560 a 900 lps**, hasta la etapa de sedimentación, y mediante la línea de incorporación del agua procesada en Lagunetas Naturales (200 lps), pasar a las unidades de filtración aumentando esta etapa de **560 a 1100 lps**. Queda claro entonces que ambas aguas provienen de la misma fuente, teniendo por tanto la misma calidad, por lo que parte de esta auditoría será demostrar que los cambios propuestos cumplen con los requisitos de capacidad y eficiencia en el proyecto hidráulico analizado.

2.4.1.1 Línea de conducción

Como se muestra en la **figura 32 y 33, (Páginas 45-46)** la conducción del agua cruda a planta se realiza por gravedad y por bombeo. La línea por gravedad es de

concreto reforzado de 36" (91cm) de diámetro la cual se localiza desde la obra de toma hasta la llegada a estación de bombeo Soliseño, se encuentra en buenas condiciones, y se muestra un perfil de la misma en **figura 32 (Página 45)**. Se puede observar que existe pendiente suficiente para conducir el caudal propuesto en el presente trabajo.

Parámetros de diseño: Para caudal propuesto

Q = 950 lps (contemplando pérdidas en el sistema)

D = 36" (91cm)

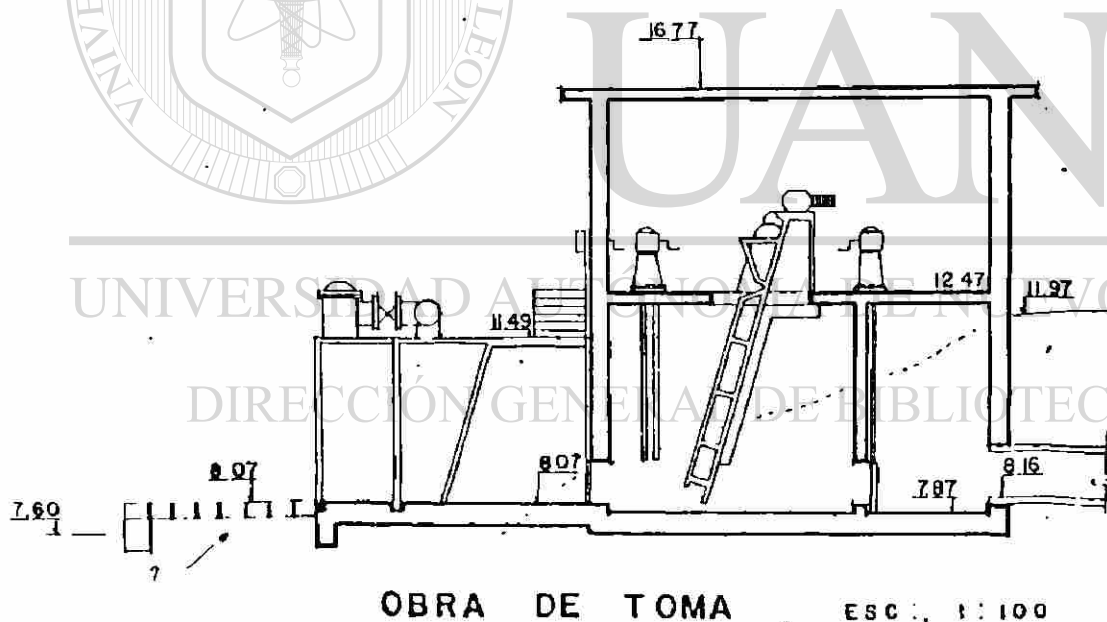
n = 0.013 (Concreto común)

El caudal de alimentación actual del sistema es de 560 lps, por lo que se pretende aumentar hasta 900 lps, para el proyecto se contempla hasta 950 lps, por las posibles pérdidas del sistema total (4.5% aproximadamente), esto nos da un flujo sobrado. Haciendo uso del nomograma de Manning, para $n = 0.013$ y uniendo el caudal $Q = 950$ lps con diámetro 36" tenemos que:

Velocidad = 1.50 m/s

Para lograr ésta velocidad en el sistema, el nivel del agua a la entrada de la toma deberá mantenerse en la cota 9.79msnm (Ver figura 34).

Figura 34. Corte mostrando Obra de Toma y Estructura de salida agua cruda por gravedad y niveles.



La línea por bombeo de estación Soliseño a planta No 1 es de asbesto cemento clase A-7 de 36" (91cm) de diámetro ver figura 33 (Página 46). La estación de bombeo Soliseño cuenta con 3 equipos verticales de 150 HP y 1 horizontal de 150 HP, el aforo realizado en este punto con apoyo de brigada de Hidrometría de CNA, nos muestra que la potencia hidráulica del equipo actual es suficiente para aumentar el caudal de bombeo de 560 a 950 lps. Con ayuda del nomograma Manning para $n = 0.010$ y para un caudal de 950 lps, tendremos que:

velocidad= 1.40 m/s (aceptable)

La tubería de alimentación actual a la llegada de la planta es de acero de 24" (61cm) diámetro, la cual actualmente conduce hasta 600 lps. Para poder aumentar la capacidad de conducción se recomienda colocar una línea paralela a la actual de 20" (50.8cm), para conducir el excedente (400 lps) y trabajar con velocidades razonables menores a 3 m/s, dejar una sola línea implica problemas en la operación, la longitud será de 35 m. Estas 2 líneas a su vez alimentarán a los floculadores.

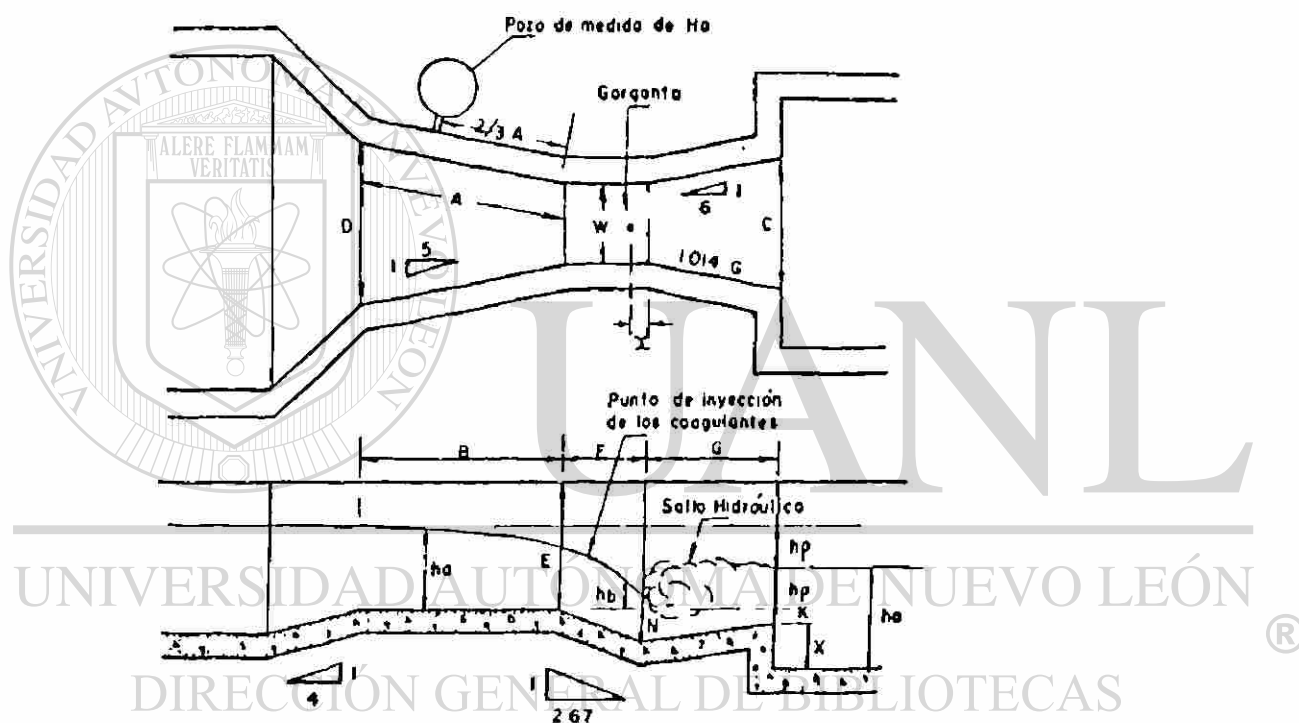
2.4.1.2 Aforo

Para conocer el caudal que entra al sistema, así como para realizar los controles adecuados en la dosificación de químicos, se instalará un medidor de flujo tipo Parshall prefabricado de fibra de vidrio rígido con un ancho de garganta (W) de 2.5' (76.2cm). El rango de funcionamiento para descarga libre es de 23 a 1552 lps, la fórmula del caudal esta dada por:

$$Q = 4 W H_a^{1.522} 0.026 \text{ ----- (2.1)}$$

Donde:

Figura 35. Canaleta Parshall mostrando Planta, elevación y dimensionamiento.



DIMENSIONES DE LAS CANALETAS PARSHALL, Cm₁

W	A	B	C	D	E	F	G	K	H
76	466	457	178	259	457	152	305	25	57
15	623	610	394	403	61	305	61	76	114
30	1375	134	605	838	915	61	915	76	228
50	148	144	805	1077	915	61	915	76	228
75	158	156	1055	1375	915	61	915	76	228
100	171	168	1305	1675	915	61	915	76	228
150	197	193	1805	2269	120	61	915	76	228

Q = Caudal (pies cúbicos/seg)

W = Ancho de garganta (pies)

Ha = Tirante superior a 2/3 de A (pies)

4, 1.522 y 0.026; son constantes para W (1 a 18') para Canaletas Parshall.

La Canaleta Parshall de fibra de vidrio propuesta para **W de 76cm** se muestra en la **Figura 35 (Página 53)**. Para fines de diseño se tomará el rango de **900 a 950 lps**, por lo que los tirantes mínimo y máximo que se tendrán son:

Parámetros de diseño:

$$Q_{\max} = 33.93 \text{ Ft}^3/\text{seg} \text{ (950 lps)}$$

$$Q_{\min} = 32.14 \text{ Ft}^3/\text{seg} \text{ (900 lps)}$$

$$W = 2.5 \text{ Ft (76cm)}$$

De la ecuación (2.1) tenemos que:

$$Ha_{\max} = (Q / 10)^{1/1.57786} = (33.93 / 10)^{1/1.57786}$$

$$Ha_{\max} = 2.17 \text{ pies} = 66.1 \text{ cm}$$

$$Ha_{\min} = (32.14 / 10)^{1/1.57786} = 2.1 \text{ pies} = 64.0 \text{ cm.}$$

Se propone ubicar un escalón de bajada en la entrada, ó llegada del agua cruda a Canaleta Parshall, con el objeto de mantener una velocidad constante.

El grado de sumergencia (S), se determina mediante la relación de H_b/H_a , para el ancho de garganta seleccionado de acuerdo al caudal de operación manejado tenemos que :

$$W = 2.5 \text{ pies (76cm)} \quad S = 0.70 \quad ; \quad \text{por tanto para } Q_{\max}$$

$$H_b = 0.70 \times 66.1 \quad H_b = 46.3 \text{ cm.}$$

La pérdida de carga (P) será:

$$P = H_a - H_b \quad \text{-----} \quad (2.2)$$

$$P = 66.1 - 46.3 \quad P = 19.8 \text{ cm}$$

Si $Y_n = 70 \text{ cm}$ para $Q_{\text{máx}}$ entonces:

$$Z + H_a = Y_n + P \quad \text{-----} \quad (2.3)$$

Despejando (Z) tenemos que:

$$Z = (70 + 19.8) - 66.1 \quad Z = 23.7 \text{ cm}$$

Definición de términos:

S = Grado de sumergencia

H_a = Tirante superior en Parshall a 2/3 de A en cm

H_b = Tirante inferior en Parshall en cm

P = Pérdida de carga en cm

Z = Altura del escalón o elevación de la cresta en cm

Y_n = Tirante normal después del salto para $Q_{\text{máx}}$

Para realizar las lecturas automáticas en este punto, y debido a que el agua llegará por bombeo al mismo, se ha previsto la instalación de un Sensor-transmisor de flujo ultrasónico para canal abierto de alimentación eléctrica display alfanumérico de 16 caracteres y software integrado para ecuaciones de 18 diferentes tipos de canaletas, esto permite evitar la instalación de pozos aquietadores, para tomar lecturas automáticas mediante el sistema de control e instrumentación. El apoyo de esta etapa es bastante redituable, ya que permite al Jefe de planta, tener mayor control en el proceso de operación, el actual sistema no cuenta con ningún apoyo de esta índole.

2.4.1.3 Coagulación

La fase correspondiente a mezcla rápida se realizará, como punto de aplicación, el salto hidráulico del Parshall, ya que de acuerdo a (5), este sistema representa una de las formas más comunes de producir una mezcla rápida y lograr eficiencia en el tratamiento, debiendo trabajar para este caso la canaleta a descarga libre, para mayor información, respecto al funcionamiento del salto hidráulico, respecto a su uso como unidad de mezcla consultar (15).

La prueba de jarras modificada, utilizando jarras de 2 litros de capacidad, tiene mayor representación, para realizar los ensayos de Laboratorio que nos permitan determinar las dosis adecuadas a las características del agua, esto permitirá ajustar al sistema automatizado integral propuesto para modernizar las condiciones actuales, mejorando la calidad del efluente, ya que se ahorra en consumos de químicos requeridos. La frecuencia de pruebas se establecerá de acuerdo a los afluentes recibidos en obra de toma y a los periodos de retención de los mismos en Lagunetas

Presedimentadoras.

2.4.1.4 Flocculación

Para la fase de mezcla lenta, se cuenta con **3 Flocculadores hidráulicos de flujo vertical**, a los cuales se les colocará mamparas prefabricadas, las cuales podrán ser removibles, teniendo que el sistema a partir de este punto, y de acuerdo a niveles de las posteriores etapas en planta, el desarrollo del mismo será por gravedad hasta el tanque de almacenamiento de aguas claras subterráneo.

Es importante señalar que en esta etapa del tratamiento, se propone reacondicionar el actual tipo de operación, ya que la **mezcla lenta (aglutinación de partículas)**, es deficiente afectando a las etapas posteriores de sedimentación y filtración. Al realizar esta propuesta, se eficienta el proceso de potabilización, y no se tendrán problemas con los caudales máximo y mínimo, ya que los niveles actuales de las canaletas recolectoras de agua sedimentada, así lo permiten. Debido a las características físicas del agua, y a la disminución en las dosis actuales, el período de retención será corto. La revisión de los actuales floculadores se hace con los siguientes datos:

$$T = 25^{\circ} \text{C}$$

$$Q_{\text{máx}} = 950 \text{ lps}$$

$$Q_{\text{mín}} = 900 \text{ lps}$$

$$n = 0.013 \text{ (concreto común)}$$

$$L = 16.0 \text{ m}$$

$$b = 1.25 \text{ m}$$

$$h = 4.18 \text{ m}$$

$$a = 1.00 \text{ m}$$

El caudal máximo que entrará al sistema será **950 lps**, los cuales se repartirán en 4 módulos teniendo entonces que para el cálculo del floculador hidráulico vertical se considera un valor de **Q = 240 lps**

Donde:

n = rugosidad del paramento mojado del floculador

L = Longitud del floculador en planta (m)

b = Ancho del floculador en planta (m)

h = Profundidad del floculador vertical (m)

a = separación entre mampara y mampara propuesta (m)

Debido a como se ha mencionado la revisión se adecuara a las condiciones existentes proponiendo ligeras modificaciones al sistema.

El área del canal será:

$$A = 1.25 \times 1.0 = 1.25 \text{ m}^2$$

La velocidad se calcula como:

$$Q = A \times V \quad (2.3)$$

entonces la velocidad (V)

$$V = Q / A \quad V = 0.240 / 1.25$$

$$V = 0.192 \text{ m/s}$$

Como se propone una separación entre mamparas de **1.0 m** por tanto en toda la longitud horizontal, según rango se colocarán **15 mamparas**, siendo entonces que la longitud del agua através de los canales será:

$$l = 16 \times 4.18 = 67.0 \text{ m}$$

El período de retención en esta etapa es:

$$t_0 = 67.0 / 0.192 \quad t_0 = 349 \text{ seg.} = 6 \text{ min.}$$

De acuerdo a lo mencionado con anterioridad, se acepta el valor obtenido ya que es tiempo suficiente para el apoyo a la etapa posterior, un tiempo ideal será tener **9 min.** (aproximadamente), para lograr esto implica modificar algo la geometría actual lo cual redundaría en la afectación de los **niveles actuales**, esto no es la finalidad del presente

proyecto, en caso de ser muy necesario, todas y cada una de las modificaciones a este respecto se mencionarán.

La pérdida de carga total (h_f), se obtiene como:

$$h_f = h_1 + h_2 \quad \text{donde:}$$

h_f = Pérdida de carga total (m)

h_1 = Pérdida de carga por cambio de dirección y turbulencia; por ensanchamiento y contracción (m)

h_2 = Pérdida por fricción en tramos rectos (m)

La suma de pérdidas de carga antes mencionadas darán la carga total (h_f), del floculador hidráulico de flujo vertical, entonces:

$$h_1 = K N (V^2 / 2g) \quad \text{----- (2.4)}$$

Donde:

h_1 = Pérdida de carga (m)

K = Constante empírica = 3.0

N = Número de mamparas

V = Velocidad media en la sección transversal (Q/A),
en (m/seg)

La pérdida de carga h_2 , se puede calcular a partir de la fórmula de Manning, como:

$$V = (1/n) R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{----- (2.5)}$$

La pendiente (S), se expresa: $S = h_2 \times L'$ de fórmula (2.5) despejamos la pendiente y tendremos que:

$$h_2 = [V \times n / R^{2/3}] \times L' \text{ ----- (2.6)}$$

Donde:

h_2 = Pérdida de carga (m)

V = Velocidad del tramo (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad

R = Radio hidráulico (A/P) en (m)

L' = Longitud total de tramo del canal (m)

Datos para cálculo:

$$V = 0.192 \text{ m/s} \quad L' = 67.0 \text{ m}$$

$$N = 15$$

$$t_0 = 6 \text{ min.}$$

$$A = 1.25 \text{ m}^2$$

La sección del canal y planta del floculador tipo se muestra en la figura 36

(Página 61). El radio hidráulico de la sección se obtiene por la relación (A/P) donde:

A = Área hidráulica (m²).

P = Perímetro (m) Entonces el valor de R es:

$$R = 1.25 \times 1.0 / (1.25 + 2 \times 1.0) ; R = 0.385 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en ecuación (2.4) la pérdida de carga (h_1), será:

$$h_1 = 3.0 \times 15 [(0.192)^2 / 19.6]$$

$$h_1 = 0.085 \text{ m} = 8.5 \text{ cm}$$

La pérdida de carga h_2 , se determina con datos dados y aplicando fórmula (2.6),

por tanto:

$$h_2 = [0.192 \times 0.013 / (0.385)^{2/3}]^2 \times 67.0$$

$h_2 = 0.0015 \text{ m}$ (se desprecia por ser muy bajo) entonces la pérdida de carga total (h_r) será igual a h_1 ó sea 8.5 cm

De la figura 3-23 página 134 de (5), con $h_r = 8.5\text{cm}$ y $t_0 = 349 \text{ seg.}$ y aplicando el factor de corrección para $T = 25^0\text{C}$, encontramos que el Gradiente de energía (G), es:

$$G = 34.0 \times F \quad \text{donde } F = \text{factor de corrección}$$

$$G = 34.0 \times 1.1758 ; G = 40 \text{ seg}^{-1}$$

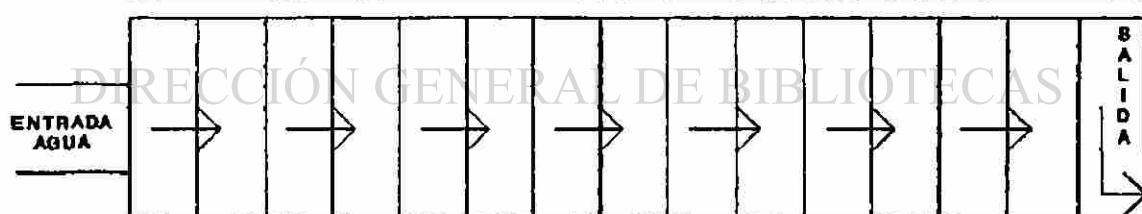
La potencia disipada se calcula con la fórmula:

$$p = \rho \times h_r / t_0 \quad \text{----- (2.7)}$$

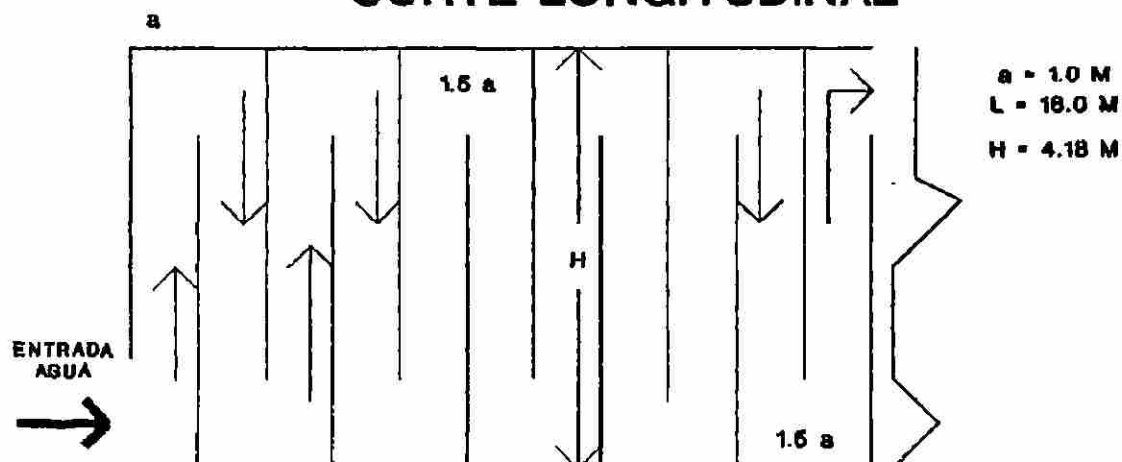
$$p = 1000 \times 8.5 / 349 ; p = 24.4 \text{ gr-cm/seg-lt}$$

El Gradiente promedio en este tipo de floculadores varia según (5), varía entre 10 y 100 seg^{-1} , y más frecuente entre 30 a 60 seg^{-1} , por lo que se acepta el obtenido en el proyecto propuesto.

Figura 36. Planta del Floculador y sección del canal



CORTE LONGITUDINAL



2.4.1.5 Sedimentación

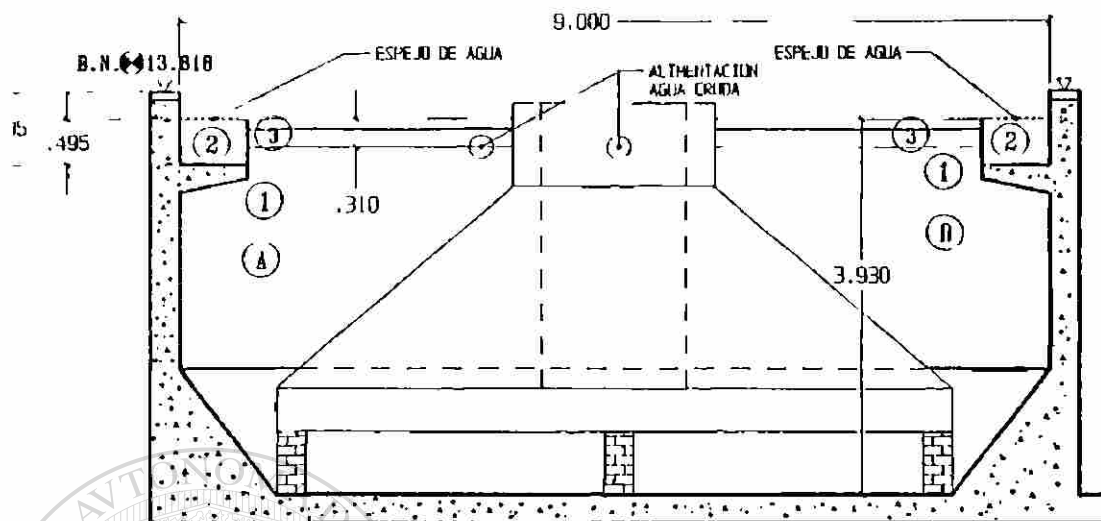
El agua una vez floculada pasará a los sedimentadores, para realizarse en ellos la separación del “floc”, del medio en el cual están suspendidos, debido a que la calidad del afluente en cuanto a turbiedad es baja, y considerando el aspecto en el ajuste de las dosificaciones de químicos (polímero), la etapa de sedimentación puede no ser necesaria en el proceso de tratamiento, pero se aprovechará el diseño actual para que la misma sirva como apoyo a la etapa de filtración.

La planta potabilizadora No 1 dispone de **4 sedimentadores**, 1 de ellos con el diseño de la **Western Company**, y los sedimentadores 2, 3 y 4 diseñados bajo la patente de **Permutit**.

Es importante hablar acerca del funcionamiento de esta etapa, para establecer los diferentes cambios generados en el tiempo y los avances logrados. El cambio más significativo se produjo, al aplicarse en forma práctica la vieja teoría de Hazen y Camp (5): “Como la acción del tanque sedimentador depende de su área y no de su

profundidad, una subdivisión horizontal, produciría una superficie doble para recibir sedimentos, en lugar de una sencilla, y duplicaría la cantidad de trabajo, y así sucesivamente.

Yao (6), publicó las bases teóricas del cálculo de los sedimentadores de alta tasa. Los sedimentadores de alta velocidad, consisten esencialmente en una serie de láminas planas paralelas colocadas en un tanque apropiado con un ángulo (θ) de inclinación de modo que el agua asciende por las celdas con flujo laminar, esto permite cargas superficiales entre **120 a 300 m³/m²/día**, mientras que un sedimentador ordinario, trabaja entre **20 a 60 m³/m²/día**.



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

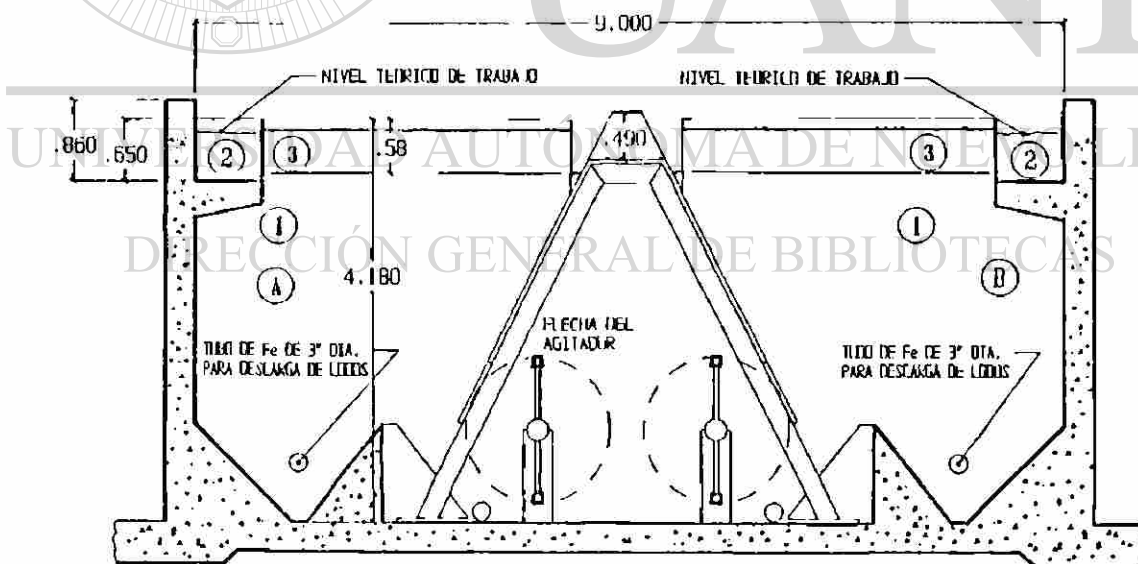
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Fig. No. 37 Corte transversal de precipitador No 1

Planta Potabilizadora No 1

Monterrey, N.L. Agosto 1995

ESCALA: 1:50



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

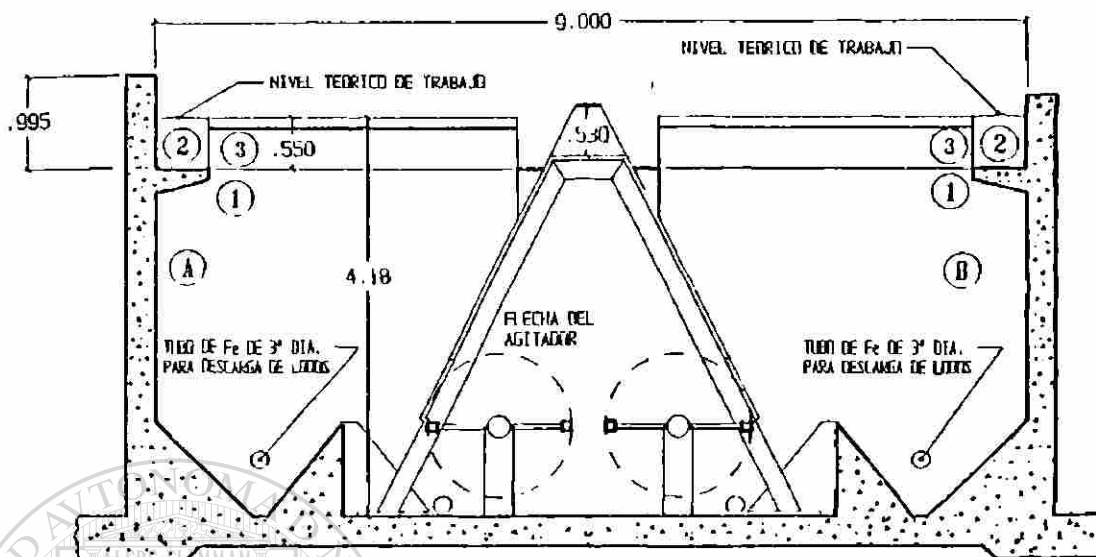
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Fig. No. 38 Corte transversal de precipitador No 2

Planta Potabilizadora No 1

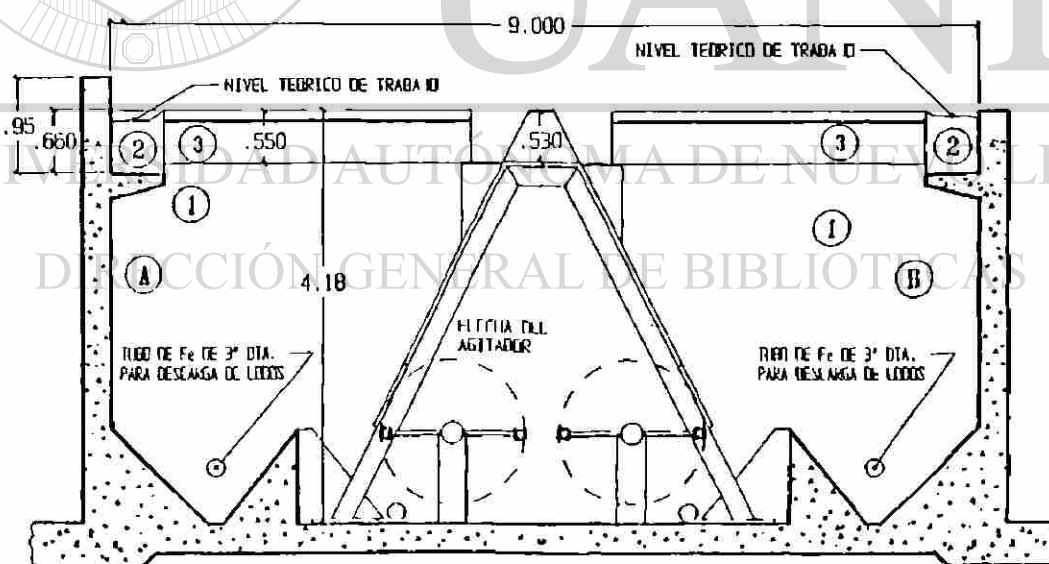
Monterrey, N.L. Agosto 1995

ESCALA: 1:50



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Fig. No. 39 Corte transversal de precipitador No 3
 Planta Potabilizadora No 1
 Monterrey, N.L. Agosto 1995

ESCALA: 1=50



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Fig. No. 40 Corte transversal de precipitador No 4
 Planta Potabilizadora No 1
 Monterrey, N.L. Agosto 1995

ESCALA: 1=50

Analizando los sedimentadores actuales en planta No 1, observamos que trabajan deficientemente con una carga superficial de $84 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, cuentan con módulos de aceleración (sin funcionar). Para lograr que los sedimentadores operen los **950 lps** entre los 4, se requiere tener una carga superficial de aproximadamente $130 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, la cual se logrará, acondicionando a la etapa de sedimentación módulos apropiados para aceleración.

Yao (6), considera que el modelo de Camp requiere una generalización, para poder aplicar el concepto de carga superficial a los sedimentadores de alta velocidad y concluye que el parámetro que caracteriza su comportamiento esta dado por el valor "S" definido como sigue:

$$S = (V_s / V_0) (\text{Sen } \theta + L \text{ Cos } \theta) \text{ ----- (2.8)}$$

Donde:

S = Constante según tipo de sedimentador

V_s = Velocidad de caída de la partícula suspendida

V_0 = Velocidad promedio del flujo en sedimentador

$L = l/e$ = se considera la longitud efectiva

l = Largo de la placa

θ = ángulo de inclinación

e = Espaciamiento entre placas

Para cada flujo existe un valor crítico de “S” llamado “S_c”. De acuerdo con este modelo, cualquier partícula suspendida con un valor de “S” mayor ó igual que S_c, sería removida.

El valor S_c para láminas cuadradas es 11/8. La velocidad crítica puede hallarse despejando V_{sc}; que es la carga superficial de las placas:

$$V_{sc} = (S_c \times V_0) / (\text{Sen } \theta + \text{Cos } \theta) \text{ ----- (2,9)}$$

Como ya se menciona la potabilizadora cuenta con 4 sedimentadores los cuales a su vez cada uno de ellos alimenta a 4 filtros, se toma en el análisis un sedimentador para trabajar con un Q_{máx}, de 240 lps, por lo que en el presente trabajo, se demostrará que los actuales dimensionamientos de la etapa de sedimentación con las propuestas de colocar módulos de aceleración es lo más recomendable.

Los módulos de aceleración se instalan fácilmente sobre una estructura metálica liviana dentro del sedimentador, a unos 60 a 90 cm, de profundidad de la superficie, para el caso específico de la planta, se colocarán a 90 cm. La indicación de niveles

hidráulicos para la operación del sistema, se muestra en las figuras 37, 38, 39 y 40 (Páginas 63 y 64) así como las cotas mostradas en la Tabla II (Página 65).

El actual sistema trata en la etapa de sedimentación, un caudal de 48,384 M³/día, en 4 sedimentadores hidráulicos convencionales de sección rectangular de 16.0 m de largo por 9.0 m de ancho y con una profundidad promedio de 4.18 m. El análisis de esta etapa se hace con la operación actual de la forma ya mencionada.

Datos para análisis:

$$Q_{máx} = 20,736 \text{ M}^3/\text{día} \text{ (por sedimentador)}$$

$$l = 1.0 \text{ m} \quad S_c = 1.375$$

$$e = 0.051 \text{ m} \quad \text{Módulos conductos cuadrados}$$

$$L = 19.6 \quad T = 25^\circ\text{C}$$

$$\theta = 60^\circ \quad R_c = < 500 \text{ (laminar)}$$

La planta trata actualmente $12,096 \text{ M}^3/\text{día}$, por lo que la carga superficial es:

$$q = Q / A \quad q = 12,096 / (16 \times 9) \text{ por sedimentador}$$

$$q = 84.0 \text{ M}^3/\text{M}^2/\text{día} ; \text{ se requiere mayor carga superficial}$$

El ángulo de inclinación de las celdas (θ), es otro parámetro que caracteriza el comportamiento de este tipo de sedimentadores, de la ecuación (2.8), si hacemos $\theta = 0$, obtenemos:

$V_{sc}/V_0 = S/L$, y se tendría a la máxima eficiencia, y si $\theta = 90^\circ$, $V_{sc}/V_0 = S_c$; en este caso la sedimentación trabaja como un decantador de flujo ascendente. Se ha trabajado bastante sobre este tipo de mecanismos Culp (7) compara curvas teóricas obtenidas trabajando con tubos colocados con diferentes ángulos de inclinación, y encuentra que la

remoción del efecto de la turbiedad y eficiencia del mecanismo decrece a partir de $\theta = 50^\circ$. Usando ángulos entre 40 a 60° , los lodos sedimentados en las celdas se deslizan hacia el fondo del tanque, mezclándose con los que ascienden, lo que ayuda en la desestabilización de las partículas aún no coaguladas.

Usando la teoría de Hazen Yao (8), las curvas de comportamiento obtenidas según dicha teoría en sedimentadores horizontales y decantadores tubulares referencia figura 5-36 página 264 (5). En ella se observa que cargas superficiales de $40 \text{ M}^3/\text{M}^2/\text{día}$, la sedimentación horizontal será tan eficiente ó mejor que la acelerada, por

lo que para este caso se sugiere operar con valores superiores y así poder eficientar el sistema, aumentando la capacidad de tratamiento.

Siguiendo esta Filosofía se hace el reacondicionamiento de los sedimentadores de planta No 1, por lo que la carga superficial equivalente después de instalados los módulos será:

$$A \text{ (sedimentación acelerada)} = 7.75 \times 15.5 \text{ m} = 120.1 \text{ M}^2$$

Como tenemos que:

$$L = 19.6$$

$$\theta = 60^\circ$$

$S_c = 1.375$ (secciones cuadradas); entonces V_0 se obtiene como:

$$V_0 = Q / A ; V_0 = 20,520 / 120.1$$

$$V_0 = 170.9 \text{ m/día (por sedimentador)}$$

Aplicando la fórmula (2.9), y adoptando que $V_{sc} = q$, entonces tendremos que:

$$q = (1.375) \times (170.9) / (0.8666 + 19.6 \times 0.5)$$

$$q = 36.7 \text{ M}^3/\text{M}^2/\text{día}$$

El valor del Número de Reynolds (Re) se obtiene a partir de:

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

$$Re = V_0 \times e / \sqrt{\nu}; \text{ donde:}$$

Re = Número de Reynolds

V_0 = Velocidad entre placas (cm/seg)

e = Espaciamiento entre placas (cm)

ν = Viscosidad cinemática, para $T = 25^\circ\text{C}$ es 8.97×10^{-2} .

cm^2/seg

$$Re = 0.1709 \times 5.1 / 8.97 \times 10^{-2}$$

Re = 97.1 < 500 se establecerá por tanto flujo laminar

El tiempo de detención (t_0), será:

$$t_0 = 100.0 / 0.1709 ; t_0 = 585 \text{ seg.} = 9.75 \text{ min.}$$

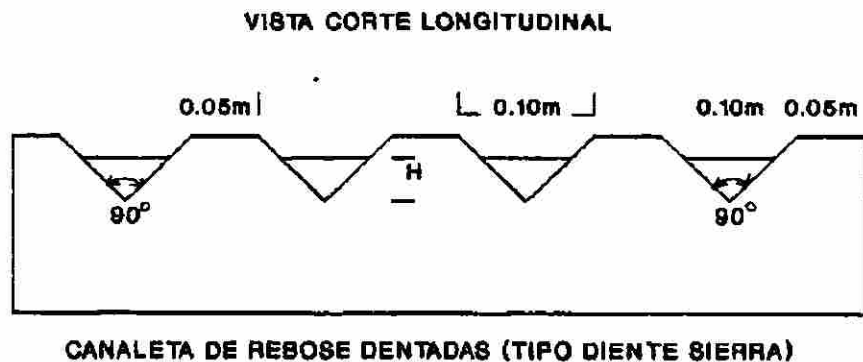
La zona de salida en los sedimentadores horizontales convencionales, determina en buena parte la mayor o menor proporción de las partículas que pueden ser resuspendidas en el flujo. El criterio en el diseño, será evitar tener zonas muertas, pues la trayectoria de las partículas se tiene que curvar aumentando la posibilidad de arrastre.

De acuerdo al análisis efectuado a sedimentadores de planta No 1, se observa que la zona de salida esta provista de **canaletas recolectoras a base de orificios**. Las mismas están constituidas con arreglos diferentes, los cuales se han estado **rehabilitando**, pero no se ha logrado tener una buena disposición, tanto en distribución como material constituyente. Las canaletas actuales algunas son de fierro y otras más de

fibra de mala calidad, provocando **deterioro físico en las de fierro y deformaciones en las de fibra**.

En el presente proyecto, se ha previsto rehabilitar la zona de salida del agua, para cambiar el tipo de canaletas, de orificios a **canaletas tipo dientes de sierra de fibra de vidrio rígida** y aprovechar el sistema de apoyo y ejes actual en los sedimentadores, en la **figura 41**, se muestra un corte de las canaletas propuestas.

Figura 41. Geometría de canaletas propuestas tipo dientes de sierra sedimentadores rectangulares.



El arreglo que se sigue en la disposición de las canaletas será de acuerdo a la distribución actual, y mediante su rehabilitación casi total. El sedimentador 1, dispone de un arreglo diferente a los sedimentadores 2, 3 y 4, por lo que para fines de cálculo se hará por separado. El $Q_{máx}$ a tratar en cada sedimentador es $20,736 \text{ M}^3/\text{día}$ (240 lps).

El sedimentador 1 (Western Company), contará con el siguiente arreglo:

8 canaletas eje a eje de 7.50 m largo, por lo que se dispone de una longitud total por lado y lado de:

$$L_1 = 8 \times 7.50 \times 2 ; L_1 = 120.0 \text{ m}$$

El número total de vertedores (N_1), en dicha longitud será:

$$N_1 = 120.0 / (0.10 + 0.05) ; N_1 = 800$$

Por tanto el caudal que se captará por vertedor es:

$$q_1 = 240 / 800 ; q_1 = 0.30 \text{ lps}$$

La carga por vertedor, según fórmula de Thompson (9), para vertedores triangulares es:

$$Q = C \times H^{5/2} \text{ ----- (2.10)}$$

Donde:

Q = Caudal en M³/seg

H = Carga (m)

C = Constante de acuerdo al valor de θ

De acuerdo a figura 41, se muestra sección vertedora triangular con $\theta = 90^\circ$, por lo que para este valor **C = 1.4**, sustituyendo valores en (2.10), tenemos que:

$$0.00030 = 1.4 H^{5/2} ; H_1 = [(0.00030)/1.4]^{2/5}$$

$$H_1 = 0.034 \text{ m} = (3.4 \text{ cm})$$

En cuanto a los sedimentadores 2, 3 y 4 este se propone de la siguiente forma:

16 canaletas recolectoras de 3.5 m de longitud, es decir se colocarán **8 canaletas** de cada lado, por lo que se dispone de una longitud total por ambos lados y sentidos de:

$$L_2 = 16 \times 3.50 \times 2 ; L_2 = 112.0 \text{ m}$$

esta longitud es ligeramente menor a la propuesta en sedimentador 1, por lo tanto el número de vertedores (**N₂**), será:

$$N_2 = 112.0 / (0.10 + 0.05) ; N_2 = 747$$

El caudal que se capta por vertedor (**q₂**), es:

$$q_2 = 240 / 747 ; q_2 = 0.32 \text{ lps}$$

Como el tipo de canaleta recolectora será la misma, entonces la carga por vertedor se calculará de acuerdo a (2.10), como sigue:

$$H_2 = [(0.00032)/1.4]^{2/5} ; H_2 = 0.035 \text{ m} = 3.5 \text{ cm}$$

Definición de parámetros:

Q_{máx} = Caudal máximo por tratar en sedimentadores

L_1 = Longitud total de canaletas para vertedores en Sedimentador 1

N_1 = Número vertedores triangulares en sedimentador 1

L_2 = Longitud total de canaletas para vertedores en sedimentadores 2, 3 y 4

N_2 = Número vertedores triangulares en sedimentadores 2, 3 y 4

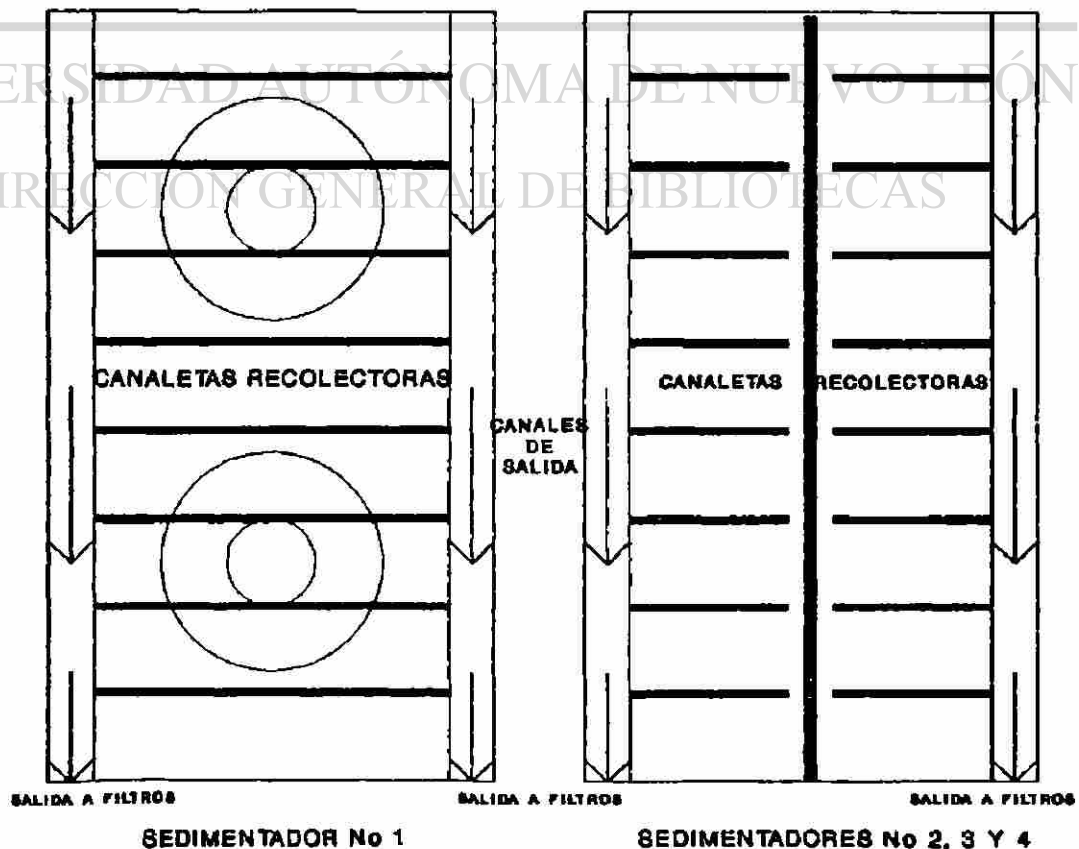
H_1 = Carga en vertedor de canaleta sedimentador 1

H_2 = Carga en vertedores de canaleta sedimentadores 2, 3 y 4

θ = Ángulo de vertedores triangulares en canaletas.

Las canaletas recolectoras tipo diente de sierra propuestas en este proyecto hidráulico, se colocarán en el sentido transversal, por lo que la separación entre canaleta y canaleta centro a centro es de 1.77 m tanto para sedimentador 1 como 2, 3 y 4. (Ver figura 42).

Figura 42. Planta de distribución canaletas recolectoras en sedimentadores Planta potabilizadora No 1.



El dimensionamiento propuesto, presenta ligera pendiente del centro hacia las laterales, donde el agua recolectada por medio de las canaletas se depositará, en 2 canales laterales que se tienen en cada sedimentador. La canaleta tipo diente de sierra se diseñará, para trabajar con para descarga libre debido a que casi se tiene una pendiente horizontal, se utiliza la fórmula (5-18) de la referencia (5), de manera tal que tendremos que:

$$Q = 1376 W h_0^{3/2} \text{ ----- (2.11)}$$

Donde:

Q = Caudal en (lps)

W = Ancho de la canaleta (m)

h₀ = Máximo nivel de agua en canaleta (m)

Debido a que en la propuesta se tienen 2 diferentes tipos de arreglos de los sedimentadores, se analizan por separado los mismos. El sedimentador 1 dispondrá en su arreglo de 8 canaletas por lo que se considera un caudal de aportación en cada

canaleta de:

$$Q_t = 240 / 8 \quad ; \quad Q_t = 30 \text{ lps}$$

El caudal a tratar en cada sedimentador es de 20,736 M³/día (240 lps). Para este proyecto, se propone un ancho de la canaleta **W = 0.30 m**, de acuerdo a lo anterior calculamos el tirante máximo del agua en canaleta (h₀), a partir de la fórmula (2.11), por tanto despejando el término tenemos que.

$$h_0 = [(30)/1376 \times 0.30] \quad ; \quad h_{01} = 0.174 \text{ m}$$

En los sedimentadores 2, 3 y 4 se asume el mismo criterio, en este caso por el diseño del tipo de sedimentadores, se tiene que las canaletas se ubicarán al igual que el anterior en el sentido transversal, del centro de la estructura de entrada hacia ambos lados, teniendo en total **16 canaletas, 8 de cada lado**. El caudal por canaleta dimensionada será:

$$Q_2 = 240 / 16 \quad ; \quad Q_2 = 15 \text{ lps} \quad \text{entonces:}$$

$$h_{02} = [(15) / 1376 \times 0.3] \quad ; \quad h_{02} = 0.11 \text{ m}$$

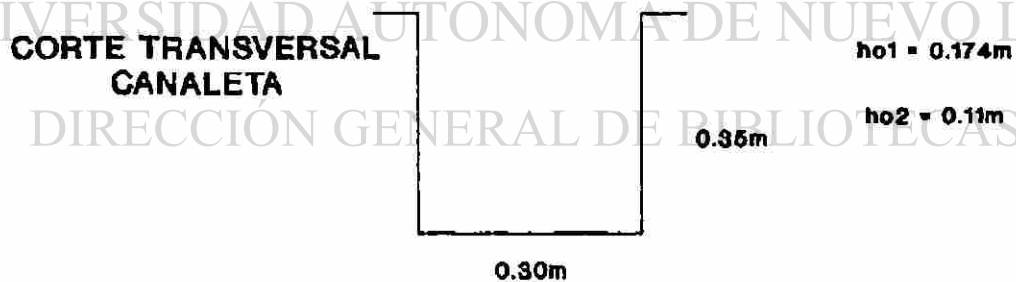
Debido a que tenemos una pendiente muy ligera, casi horizontal, hacia la descarga lateral canal de concreto, la descarga de los vertedores es libre, por tanto se debe prever un espacio eventual en la altura de las canaletas:

Dimensionamiento Canaletas requerido:

$$W = 0.30 \text{ m} \quad H_t = 0.35 \text{ m}$$

Donde: H_t = Altura total de canaleta (m) ver figura 43

Figura 43. Corte canaleta tipo propuesto para sedimentador.



2.4.1.6 Filtración

La planta potabilizadora No 1 de Matamoros Tamps., cuenta con **16 unidades de filtración rápidas** de flujo descendente con **lechos dobles (mixtos) de antracita-arena**, con un área promedio de las unidades con **22.0 M²** en cada una de ellas.

Actualmente los lechos filtrantes de acuerdo a pruebas físicas directas realizadas, nos encontramos que los mismos están completamente mezclados y colmatados en gran parte del área filtrante obstruida por bolas de barro.

El efecto presentado en la etapa de filtración, antes mencionado da lugar a tener deficiencia operacional de los filtros. Al llegarse a esta etapa el agua ya incluyó en su tratamiento, los procesos de: Coagulación, floculación y sedimentación, así como la precloración.

Considerando que con los arreglos propuestos en la etapa anterior, se tendrá un afluente proveniente de los sedimentadores óptimo para recibirse en las unidades de filtración. Se opta por el uso de lechos dobles debido a experiencias observadas en este tipo de lechos, este sistema con una turbiedad de agua sedimentada que tiende a ser independiente de los valores de turbiedad del agua cruda (10) con lo que esta condición hará tener carreras de filtros más ó menos prolongadas.

El uso de medios filtrantes con material de diferentes densidades, no es nuevo.

Baylis (5), en 1935 realizó experimentos con filtros compuestos de un lecho de material filtrante de baja gravedad específica sobre otro material más fino. Posteriormente el mismo autor en 1939 realiza nuevos ensayos con lechos de arena de 0.5mm de tamaño efectivo, sobre los cuales se colocaron 7.5 cm de antracita de 1.5mm y al respecto decía “Este sistema disminuye grandemente la velocidad de filtración a la cual la pérdida de carga evoluciona en el filtro”.

Se han tenido experiencias realizadas desde 1950, trabajando Plantas con tasas de filtración de $360 \text{ M}^3/\text{M}^2/\text{día}$, con efluentes de turbiedad promedio inferior a 0.01 UJ , por más de 6 horas.

Robeck, Dostal y Woodward (11), en 1963 realizaron estudios sobre modificaciones en la filtración del agua, en los que evaluaban fisico-químico-bacteriológico de los medios de arena y antracita. Se trabajaron tasas de $360 \text{ M}^3/\text{M}^2/\text{día}$, teniéndose espesores de 45 cm antracita con tamaño efectivos de 1.05mm y lecho de arena con espesor de 0.15 m y tamaño efectivo de 0.45mm, después de año y medio de ensayos, concluyeron que los medios dobles experimentados “fueron capaces de remover tanta o más turbiedad, bacterias coliformes, virus de polio o carbón activado que los lechos de arena sola o antracita”.

Un buen número de plantas de tratamiento, tanto en Estados Unidos, como en América Latina, lo han adoptado, convirtiendo los filtros de arena, en filtros de medios con diferentes densidades. Dice al respecto el manual “Water Treatment Plant Design”

de la AWWA (1969): “En la expansión de las plantas de filtros rápidos, la conversión a medios mezclados debe considerarse”. Una de las conclusiones del Simposio sobre Nuevos Métodos de Tratamiento de Agua, celebrado en Asunción en 1972, dice a este respecto “El uso de filtros con lechos de arena y antracita, debe, en lo posible preferirse en forma general, ya sea para aumentar la capacidad de las plantas de tratamiento existentes como para las nuevas instalaciones, disminuyendo en esta forma los costos de capital, de operación ó ambos”.

Como se menciono anteriormente la Planta cuenta con 16 unidades de filtración rápida de flujo descendente, con lechos de antracita-arena. Debido a fallas operacionales tanto de los lechos, válvulas, sistemas de medición (flujo y pérdida de carga), tuberías, será necesario acondicionar esta etapa de la potabilización.

El proyecto hidráulico en la etapa de filtración contempla, considerar lechos múltiples de antracita-arena, por lo que se manejarán los siguientes parámetros de diseño:

Arena sílica:

h	=23.0 cm
T.E	= 0.50 mm
C.U.	= 1.60
Dureza	= 7.0
P	= 42 %
Ce	= 0.89

Antracita:

h	=50.0 cm
T.E.	=1.30
C.U.	= 1.10
Dureza	> 3.0
Gs	< 1.55
Ce	= 0.70

Donde:

h_1 = Espesor lecho antracita (cm)

h_2 = Espesor lecho arena (cm)

T.E.= Tamaño efectivo del grano (mm)

C.U.= Coeficiente de uniformidad

P = Porosidad del grano (%)

Ce = Coeficiente de esfericidad del grano

CS = Carga superficial ($M^3/M^2/día$)

El coeficiente de uniformidad dependerá básicamente de la granulometría del material de los lechos filtrantes, entonces:

$C.U. = D_{60} / D_{10}$; donde $D_{10} = T.E.$ y D_{60} es la abertura del tamiz que dejaría pasar el 60% del material, de acuerdo a esto es importantísimo estudiar la granulometría de los lechos filtrantes. De igual forma el D_{10} , es la representación granulométrica de la abertura del tamiz que dejaría pasar el 10% (T.E.).

Es importante mencionar que se podrá seleccionar diferentes valores establecidos dentro de los rangos recomendados, por lo que estos se manejan con cierta discreción.

De referencia (5), tabla 8-1 pag., 347, se establece que para filtros rápidos con lechos mixtos (Antracita-arena), la carga superficial de filtración para tasa normal es:

Carga Superficial de filtración (CS) = 350 M³/M²/día

El caudal a tratar en las unidades filtrantes es de 1100 lps, debido a que se contemplará la incorporación del agua tratada en Lagunetas Naturales, la cual llegará a planta No 1 y se liga a las unidades filtrantes, por lo cual el diseño contempla esta fase

propuesta para la etapa de filtración. Las características de las unidades filtrantes son:

No de unidades = 16

Área filtrante = 22 M²/unidad

Drenaje = Tipo falsos fondos Weeler

El caudal por unidad será:

$Q = 1100 / 16$; $Q = 70.0$ lps (valor redondeado)

entonces la Carga superficial es:

$CS = q / A$ Donde:

q = Caudal a tratar por unidad ($M^3/día$)

A = Área de la unidad filtrante (M^2), por tanto:

$CS = 6,048 / 22.0$; $CS = 275.0 M^3/M^2/día$, se considera aceptable para fines de diseño.

El método del lavado de las unidades de filtración, se propone seguir de igual forma como hasta la fecha se viene realizando, mediante retrolavado (flujo inverso), con ayuda de un Tanque elevado con capacidad de $300 M^3$, ó bien mediante bombeo de caja de aguas claras (almacenamiento) capacidad de $1500 M^3$, aquí es importante señalar la Filosofía de proceso, para el control de las pérdidas de carga, flujo de filtración y control de velocidad del lavado, puntos muy importantes en todo tipo de plantas, y que actualmente la planta No 1 carece de este control.

Respecto al control del caudal de lavado, el mismo se realizará, con el apoyo del sistema automático de instrumentación, colocando equipo descrito para facilitar el control de la velocidad de lavado. Siguiendo un criterio bajo estas condiciones, se

propone lo siguiente:

Datos para proyecto:

$$Q = 6,048.0 M^3/día \text{ (70 lps)}$$

$$A = 22 M^2$$

$$\text{Vel. Lavado} = 0.85 \text{ m/min}$$

$$\text{Tiempo Lavado} = 6 \text{ min.}$$

$$Q_{\text{LAVADO}} = Q_{\text{TEORICO}} + 0.30 (Q_{\text{TEORICO}}) , \text{ entonces:}$$

$$Q_{\text{TEORICO}} = 0.85 \times 22.0 ; Q_{\text{TEORICO}} = 18.7 M^3/min$$

$$Q_{\text{LAVADO}} = 18.7 + 0.30 (18.7) ; Q_{\text{LAVADO}} = 24.31 \text{ M}^3/\text{min}$$

Si se considera un tiempo de lavado de las unidades en promedio de **6 min.**, ya que se contemplará en esta etapa **incluir aire al lavado** para eficientar el sistema y acortar el tiempo requerido entonces, el caudal de lavado por filtro es:

$$Q_{\text{LAV/FILTRO}} = 24.31 \times 6 = 145.86 \text{ M}^3 \text{ (145,860 litros)}$$

esto nos indica que el tanque elevado tiene capacidad para **lavar 2 filtros a la vez** y que el tanque subterráneo ó caja de almacenamiento de aguas claras operará mediante bombeo para retrolavar los filtros teniendo capacidad suficiente para lavar sin problemas a más de **6 unidades a la vez**. El llenado del tanque elevado con capacidad de 300 M^3 , se realiza con equipo de bombeo 75 HP, dando una alimentación de **150 Ips**, por lo que requiere de:

$$\text{Tiempo llenado tanque elevado} = 300,000/150 = 2000 \text{ seg. , siendo algo mas de } 30 \text{ min.}$$

La mayor parte de los problemas que ocurren en la operación de filtros, se

relacionan con el mantenimiento del **lecho filtrante** en buenas condiciones, puede decirse que un filtro será tan bueno como eficiente sistema de lavado presente (12).

Estudios recientes han demostrado que la colisión y por consiguiente la abrasión de partículas durante este proceso, tiene poca o ninguna importancia, y en consecuencia son las fuerzas cortantes hidrodinámicas resultantes del flujo ascensional, las que producen el efecto descado (10)

Conviene observar que las características del medio filtrante, tales como el tamaño efectivo, coeficiente de uniformidad y peso específico tienen más importancia en el lavado, que la misma velocidad ascendente, de acuerdo a los resultados obtenidos (10), se concluye que es poco el beneficio que se consigue incrementando la velocidad del agua de lavado por encima del valor mínimo de fluidificación. Es decir teniéndose lavados con expansión de 50 al 60% no es sensiblemente mejor que otro con expansión del 20 a 30%, para la capa respectiva que sufre dicha expansión (12). Cuando se trata de medios dobles de arena y antracita, debe observarse que tal expansión baja (20 a 30%), permite que los granos de la interfase inicien su fluidificación.

De lo anterior expuesto es muy importante considerar por tanto estos aspectos para el mejor control en el manejo del agua de retrolavado que se utilizará en la planta potabilizadora No 1, porque este es un problema al que los operadores se enfrentan día a día debido a la deficiencia actual en el control del flujo por mala operación en el control de las válvulas (neumáticas é hidráulicas).

Para esta el control del lavado como ya se apuntó con anterioridad, se ha previsto una velocidad para el lavado de las unidades de.

Velocidad de lavado = 0.85 m/seg , haciendo uso de la referencia (5), gráfico 8-18 página 380, encontramos los siguientes valores de expansión para lechos filtrantes de arena y antracita:

Arena: T.E. = 0.50mm

Antracita: T.E. = 1.20

C.U. = 1.60

C.U. = 1.10

Ss = 2.65

Ss = 1.65

Expansión = 29.0 %

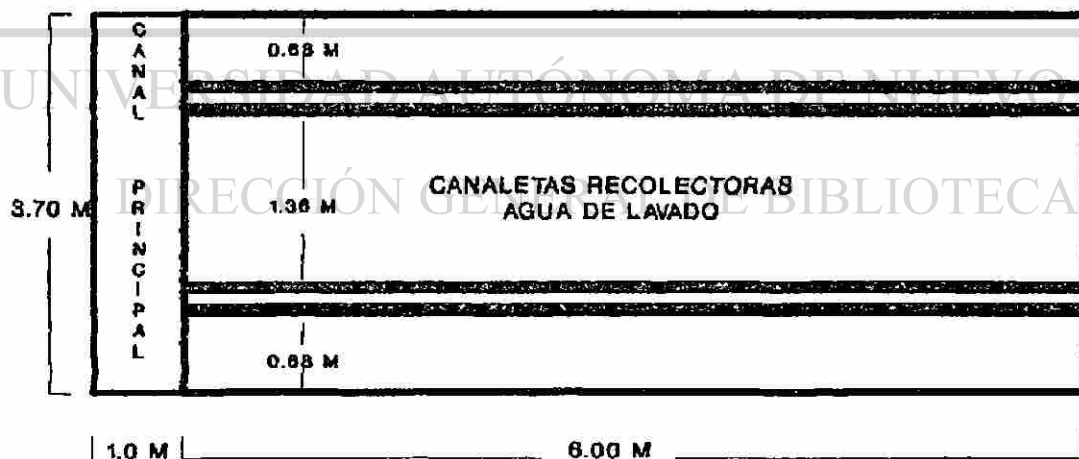
Expansión = 41.0 %

Como el espesor total del lecho contemplado en el presente trabajo es de 23 cm (arena) y 50 cm (antracita), una vez que se efectúe el retrolavado se tendrá la siguiente altura del lecho expandido:

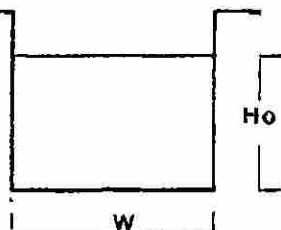
$h' = 0.23 \times 1.29 + 0.50 \times 1.41$; $h' = 1.0 \text{ m}$, los cálculos anteriores nos indican que la expansión del material filtrante del lecho doble seleccionado (antracita-arena), será 27 cm mayor que el espesor del lecho filtrante, por lo que es muy importante considerar los niveles de operación y control en la etapa de la filtración. De esta manera se considera adoptar el actual diseño de los filtros, respecto a las canaletas de lavado, colocando 2 canaletas por filtro y el canal principal lateral (ver figura 44).

Figura 44. Planta general de filtro tipo mostrando distribución de canaletas de lavado y corte de canaletas.

CORTE LONGITUDINAL FILTRO TIPO



CORTE CANALETA AGUA DE LAVADO TIPO



$H_o = 0.45 \text{ M}$

$W = 0.48 \text{ M}$

Se propone rehabilitar las actuales canaletas de lavado de las unidades filtrantes, ya que presentan deterioro físico visible, además se recomienda utilizar material de fibra vidrio rígido resistente a la corrosión. Se utilizará canaletas rectangulares dispuestas bajo el mismo arreglo, la canaleta se diseñará como ya se menciona anteriormente para un 30% adicional del caudal de lavado teórico, el cual ya se obtuvo como:

$Q_{LAVADO} = 24.31 \text{ M}^3/\text{día}$, como se tienen 2 canaletas el caudal por canaleta en cada unidad filtrante será:

$$Q_{LAV/CANAleta} = 24.31 / 2 = 12.16 \text{ M}^3/\text{día}$$

Camp halló la siguiente expresión:

$$Q = 82.5 W h_0^{3/2} \text{----- (2.12)}$$

Donde:

Q = Caudal dado por canaleta (M^3/min)

W = Ancho de la canaleta (m)

h_0 = Máximo nivel de agua en la canaleta (m)

de acuerdo a resultados obtenidos de la expansión de los lechos filtrantes de antracita y

arena, para una velocidad de lavado de $0.85 \text{ m}/\text{min}$, nos indican que son: **41% y 29%**

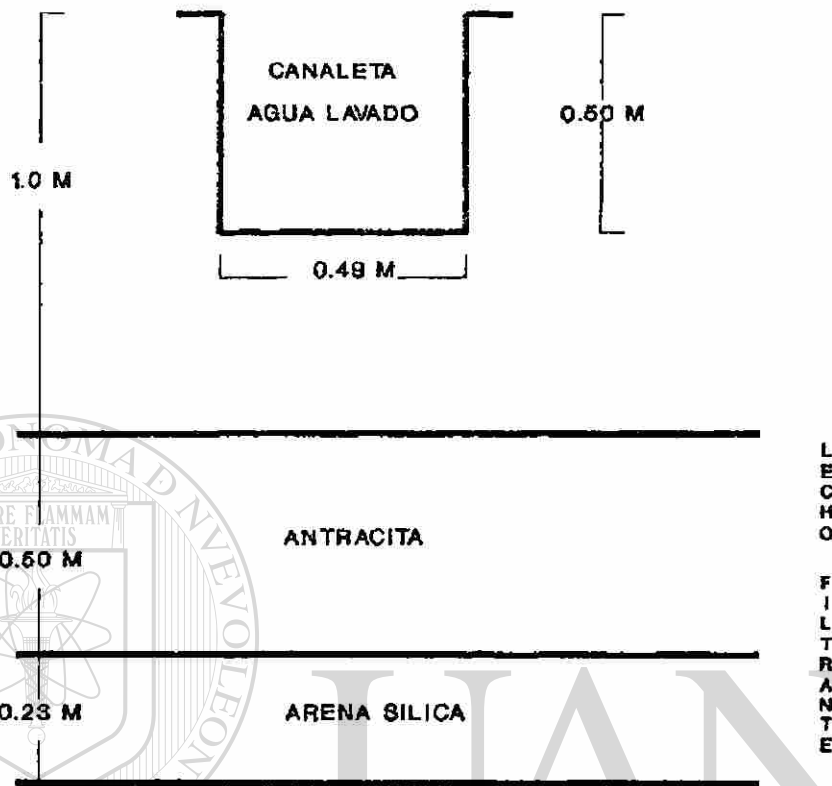
respectivamente, asumiendo que el valor de h_0 , sea de **45 cm**, y sustituyendo valores en

fórmula (2.12), tenemos que:

$$W = [Q / 82.5 \times h_0^{3/2}] = [12.16 / 82.5 (0.45)^{3/2}]$$

$$W = 0.49 \text{ m} ; (\text{ Ver figura 45 })$$

Figura 45. Detalle canaletas recolectoras agua de lavado mostrando nivel con respecto a lecho filtrante.



Las unidades (1, 2, 15 y 16), operan actualmente mediante el sistema de

válvulas neumáticas siendo alimentadas por el sedimentador 1, por medio de tubería

de 16" (41cm) de diámetro y entrando a unidades mediante control de válvula de 10" [®]

(25.4cm), los niveles de operación que se tendrán son:

Elev. Pasillo mesas de operación = 13.756

Elev. Lomo tubo (10") afluente = 12.766

Elev. Canaletas de lavado = 12.731

Plantilla canaleta de lavado = 12.281

Elev. Nivel superior antracita = 11.731

Elev. Eje agua tubería agua lavado (10")	= 11.153
Elev. Superior losa falso fondo	= 10.750
Elev. Eje tubo (8") agua filtrada	= 10.588
Elev. Fondo firme	= 10.450
Elev. superior caja aguas claras	= 9.706

Las unidades filtrantes (3, 4, 13 y 14), operan mediante el sistema de **válvulas hidráulicas**, siendo alimentadas por el **sedimentador 2**, mediante tubería de fierro de **16" (41cm)** diámetro y entrando a las unidades por medio de control de válvula de **10" (25.4cm)** diámetro, los niveles manejados en el sistema de filtración son:

Elev. Pasillo mesas de operación	= 13.726
Elev. Lomo tubo (10") afluyente	= 12.803
Elev. Canaletas de lavado	= 12.880
Plantilla canaletas de lavado	= 12.430
Elev. Nivel superior antracita	= 11.880

Elev. Eje tubería agua de lavado (10") = **11.219**

Elev. Superior losa falso fondo = **10.830**

Elev. Eje tubo (8") agua filtrada = **10.678**

Elev. Fondo firme = **10.210**

Elev. Losa superior caja aguas claras = **9.470**

Las unidades filtrantes 5, 6, 11 y 12 operan mediante sistema de **válvulas hidráulicas**, son alimentados por **sedimentador 3** mediante tubería de fierro **16" (41cm)** de diámetro, contemplándose para el proyecto los siguientes niveles:

Elev. Pasillo mesas de operación	= 13.740
Elev. Lomo de tubo (10") afluyente	= 12.784
Elev. Canaletas de lavado	= 12.710
Plantilla canaletas de lavado	= 12.260
Elev. Nivel superior antracita	= 11.710
Elev. Eje tubería agua lavado	= 11.215
Elev. Superior losa falso fondo	= 10.730
Elev. Eje tubo (8") agua filtrada	= 10.680
Elev. Fondo firme	= 10.450
Elev. Losa superior caja aguas claras	= 9.47

Por último las unidades de filtración (8, 9, 10 y 11), son alimentadas por el **sedimentador 4** bajo el mismo sistema ya mencionado, considerando para ello los siguientes niveles de operación:

Elev. Pasillo mesas de operación	= 13.664
---	-----------------

Elev. Lomo tubo (10") afluyente	= 12.715
--	-----------------

Elev. Canaletas de lavado	= 12.710
----------------------------------	-----------------

Plantilla canaletas de lavado	= 12.210
--------------------------------------	-----------------

Elev. Nivel superior antracita	= 11.710
---------------------------------------	-----------------

Elev. Eje tubería agua lavado	= 11.215
--------------------------------------	-----------------

Elev. Superior losa falso fondo	= 10.730
--	-----------------

Elev. Eje tubo (8") agua filtrada	= 10.680
--	-----------------

Elev. Fondo firme	= 10.530
--------------------------	-----------------

Es importante mencionar que el agua ocupada en el lavado de las unidades de filtración actualmente se envía al drenaje por lo que se propone reaprovechar la misma, ya que es agua de buena calidad con algo de turbiedad, y que a costado su proceso en el tratamiento, se recomienda retornar el agua a **LAGUNETAS DE PRESEDIMENTACIÓN**, mediante línea a presión teniendo una longitud semejante a la línea de conducción de agua cruda a Planta Potabilizadora No 1.

Se presenta un desnivel a vencer de aproximadamente de 1.0 m, por lo que esta alternativa permitirá **recuperar el agua de lavado**, representando desde el punto de vista de capacidad de abastecimiento aceptable para el proyecto.

2.4.1.7 Desinfección

El método a seguir en esta etapa de potabilización, es el tradicional como hasta la fecha se ha venido realizando, mediante la aplicación de cloro al agua, contando para ello con equipo dosificador Fisher Porter.

La cloración tiene por objeto destruir las bacterias con la acción germicida del cloro. También son importantes otros efectos secundarios como la oxidación del Fe-Mn y del sulfuro de hidrógeno, la eliminación de las algas y de los microorganismos patógenos.

El uso del cloro se propone hacerse en 2 etapas del tratamiento, como precloración y postcloración, la cual describiremos como:

Precloración. Aplicación del gas cloro-mezcla mezclado con el agua para producir una solución acuosa, y mediante equipo dosificador aplicar dosis adecuadas. Esto se hará a la entrada a planta donde se localiza la **Canaleta Parshall**, para aprovechar la mezcla

rápida generada y lograr una buena homogeneización del cloro-agua, además que permitirá eficientar los procesos de clarificación.

Postcloración. Se refiere concretamente a la demanda de cloro requerida en la planta potabilizadora No 1 así como el caudal depositado proveniente de Lagunetas Naturales, que como ya se menciono pasará por filtros en la planta, por tanto el caudal a tratar total es de 1100 lps, por tanto la dosificación se regulará automáticamente con equipo propuesto. Es necesario considerar la importancia de mantener un cloro libre residual en la planta y red de distribución, con la finalidad de garantizar un agua buena desde el punto de vista higiénico.

Una cloración eficaz requiere que se contemplen varios puntos de interés (12): Aplicación uniforme del cloro; aplicación continua; determinación de dosis adecuada a caracterización del agua; regulación del tratamiento para obtener un agua inocua y al mismo tiempo agradable.

Se recomienda que debido a que el sistema se pretende quede automatizado, fijar

las dosis de acuerdo a los tanteos obtenidos mediante las pruebas de laboratorio, el sistema de instrumentación y control, se adaptará a cantidad de flujo y características del afluente recibido en planta.

La agitación y mezcla que debe tener el cloro una vez que se ha adicionado al agua es un punto muy importante. Según estudios (14), se constató, que la acción del cloro en el agua que sera desinfectada, es mucho mayor en los casos en que la aplicación se realiza en zona de gran agitación y turbulencia. Posteriormente se verificó que la mezcla adecuada debe ser considerada como uno de los factores mas importantes en la

desinfección del cloro, actualmente se admite que la deficiencia de la cloración depende del grado de turbulencia en el punto de aplicación.

En el presente trabajo, se aprovechará la colocación del Parshall, con dispositivo de control electrónico automatizado para el flujo y dosis, teniendo un buen y eficiente punto de mezclado.

Se requiere tener en la red un cloro residual de 1.0ppm por seguridad, y de acuerdo a las Normas establecidas, debido a que la caja de almacenamiento subterráneo (aguas claras), tiene suficiente capacidad el tiempo de retención en la misma para lograr la destrucción de los microorganismos patógenos, es aceptable.

La eficiencia de la desinfección de las aguas esta, en función de la dosis de cloro, PH, temperatura y tiempo de contacto. Existen recomendaciones (9), (13), (14), acerca del periodo mínimo de contacto entre el agua y cloro que se establece sea mayor a 16 min. Debido a que la capacidad de la caja de aguas claras es de 6,500 M³, entonces el periodo de contacto es:

$$\text{Periodo contacto} = 6,500 / 1.1 = 5909 \text{ seg.} = 98.5 \text{ min.}$$

Esto es considerando que se entregará al consumo un flujo de 1100 lps (1.1 M³/seg).

El contenido de cloro residual es fundamental para garantizar la desinfección en la red de distribución, pero el mismo se debe controlar para evitar que el mismo sea considerado como motivo de rechazo para el consumo.

En Tabla III (Página 91), se muestran consumos reales actuales de químicos utilizados en los 2 trenes de tratamiento.

TABLA III
CONSUMOS REALES DE REACTIVOS QUIMICOS EMPLEADOS EN
PROCESO DE POTABILIZACION POTABILIZADORA No 1
Y LAGUNETAS NATURALES H. MATAMOROS TAMPS

TRATAMIENTO	REACTIVO	PUNTO DE APLICACION	CONSUMO DIARIO
POTABILIZADORA No 1	POLIMERO K-5	EST. BOMBEO SOLISENO	100 Lts
		ENTRADA A PLANTA (PRECLORACION)	180 Kgs
	COLORO	CAJA AGUAS CLARAS (POSTCLORACION)	129.6 Kgs
LAGUNETAS NATURALES	POLIMERO K-5	ENTRADA A LAGUNETAS	40 Lts
		ENTRADA A LAGUNETA (PRECLORACION)	84.28 Kgs
	COLORO	CANAL DE SALIDA (POSTCLORACION)	41.9 Kgs

2.4.2 Auditoría Lagunetas Precipitadoras Naturales

Las Lagunetas Naturales un sistema de potabilización de aguas de la ciudad de Matamoros Tamaulipas, actualmente procesa el agua cruda en forma natural, contando el tratamiento con las etapas de coagulación-sedimentación-cloración. En el Proyecto hidráulico, se considera un tren de tratamiento hasta para 215 lps, asumiendo la adaptación del sistema de las etapas de floculación y filtración, interconectando el efluente de las Lagunetas a la etapa de filtración en Planta No 1, cuyo análisis se considera en el punto (2.4.1.6).

2.4.2.1 Línea de Conducción

La conducción de la obra de toma a Lagunetas Precipitadoras Naturales, se realiza mediante bombeo mediante 2 equipos de 75 HP y 1 equipo de 150 HP. El estudio de hidrometría practicado en la estación de bombeo donde se ubica la salida del agua cruda, en línea de acero 16" de diámetro, nos muestra que operando los 3 equipos

actuales, de acuerdo a la eficiencia lograda actualmente se pueden alcanzar flujos hasta de 250 lps, y con un equipo de 75 HP, se bombea un caudal hasta de 175 lps. Se propone utilizar en el sistema de bombeo 1 de 75 HP y 1 de 150 HP, dejando el tercer equipo como reserva cuando se requiera aportar mayor flujo interconectando a estación de bombeo Soliseño.

La práctica de medición de flujo (ya que la planta no cuenta), se realiza con manómetros graficadores "Bristol". La línea a presión de 16" se revisa para conducir un caudal de 215 lps (considerando pérdidas en el proceso), teniendo las siguientes características:

Con velocidades de operación = 2.0 m/seg

y con diámetro de 16" , se alcanzarán caudales hasta de 220 lps. Por lo que se recomienda de acuerdo al cálculo anterior operar la línea a presión con velocidades económicas razonables menores a 3.0 m/seg .

El equipo de bombeo y línea de conducción actual Ver Tabla I y figura 32 (Páginas 45 y 47), cumplen con la capacidad requerida, será importante que se controlen las velocidades de operación lográndose esto con el apoyo del sistema de medición, el cual se describe en el siguiente punto.

2.4.2.2 Aforo

La estación de bombeo en obra de toma será provista de un **equipo electrónico** para controlar el flujo y la velocidad, de tal forma que será la única etapa que estará desligada del sistema de control e instrumentación propuesto para el proyecto. El agua cruda al llegar a Lagunetas Naturales inmediatamente, se dispondrá un **Aforador**

Parshall prefabricado de fibra de vidrio de 1' (30.48cm). con un rango de funcionamiento para descarga libre de 9.8 a 451.6 lps, la fórmula para determinar el caudal para el diseño esta dada por (2.1). La Canaleta Parshall de fibra de vidrio presenta los siguientes parámetros:

$$W = 1' (30.48\text{cm})$$

$$Q_{\text{MÁX}} \approx 215 \text{ lps} \quad (\text{Tomar rango de 200 a 215 lps})$$

$$Q_{\text{MÍN}} \approx 200 \text{ LPS}$$

Aplicando la fórmula (2.1), tenemos que:

$$H_{a_{\text{mín}}} = (7.14 / 4)^{0.63377} ; H_{a_{\text{mín}}} = 1.44' = 44 \text{ cm}$$

$$H_{a_{\max}} = (7.68 / 4)^{0.63377} ; H_{a_{\max}} = 1.51' = 46 \text{ cm}$$

Al igual que en anterior cálculo para el Parshall, será necesario disponer de un escalón de bajada a la entrada de la Canaleta Parshall. El grado de sumergencia ("S"), para establecer descarga libre en el diseño será:

$$W = 1 \text{ pie (30.48cm)}$$

$$S = H_b/H_a ; \text{ para } W = 1 \text{ pie } S = 0.70 \text{ entonces:}$$

$$H_b = 0.70 \times 46 ; H_b = 32.2 \text{ cm}$$
 La pérdida de carga (P) según fórmula (2.2) se

calcula como:

$$P = 46.0 - 32.2 ; P = 13.8 \text{ cm}$$

teniendo que el valor de Y_n (tirante normal para Q_{\max}), es igual a 60 cm, entonces el escalón ó cresta (Z) será:

$$Z = 60.0 + 13.8 - 46.0 ; Z = 27.8 \text{ cm}$$

La Canaleta Parshall dispondrá con instalación de medidor automático electrónico tipo sensor-transmisor de flujo ultrasónico para canal abierto con

alimentación eléctrica, display alfanumérico de 16 caracteres y software integrado para

ecuaciones. El sistema propuesto en el presente trabajo facilita, y permite al Jefe de Planta controlar el proceso de tratamiento, y sobre todo saber cual es el caudal que se

procesa continuamente, mediante equipo de registro, ya que es de vital importancia para

el manejo de pérdidas de carga, dosificaciones y consumos a la red

2.4.2.3 Coagulación

El punto de aplicación del polímero se localizará en el **Salto Hidráulico** generado en la **Canaleta Parshall** mencionada anteriormente, por considerarse un punto ideal para efectuarse una **mezcla rápida**, dando lugar a una **buena dispersión de las partículas** con el agua cruda, de tal forma que el Parshall, cumplirá 2 funciones básicas: medir flujo entrada y punto de aplicación de químicos del proceso. Ver figura 35 (Página 53).

Las dosis de polímero se fijarán en Laboratorio, de acuerdo a la calidad física del agua, utilizando para ello el Químico responsable la **Prueba de Jarras Modificada**, esto a su vez se controlan automáticamente mediante el sistema de Instrumentación.

2.4.2.4 Floculación

El tratamiento actual, no cuenta con un buen acondicionamiento para lograr la **Mezcla Lenta**, de hecho no existe de tal forma que se carga la operación en la acumulación de lodos hacia los precipitadores naturales, aunque se ha encontrado un efluente del proceso de buena calidad física para eficientar aún más el tratamiento, se propone para este fin como un apoyo fundamental a las etapas posteriores un Floculador hidráulico de mamparas de flujo horizontal.

Este tipo de floculadores derivan su energía por la **agitación** de la masa líquida de la carga de velocidad que el flujo adquiere al escurrir por un canal, y consiste en un tanque provisto de mamparas removibles, en las cuales el agua circula a una velocidad fija, produciendo cierta turbulencia en cada cambio de dirección de flujo.

Debido a que como ya se menciona con anterioridad, la calidad física del agua cruda, **en lo específico la turbiedad del afluente, es baja**, por tanto el floculador que se propone en el presente trabajo, **para la aglutinación de particular (mezcla lenta)**, requiere de un período de retención corto.

Datos para el diseño del Floculador hidráulico horizontal:

$$t_0 = 10 \text{ min.}$$

$$T = 25^\circ\text{C}$$

$$Q_{\max} = 215 \text{ lps}$$

$$Q_{\min} = 200 \text{ lps}$$

$$n = 0.015$$

En el canal de salida del Parshall, se tiene un ancho de 60.5 cm ver figura 35 (Página 53), por lo que un fin práctico será ampliar algo el canal del floculador, proponemos lo siguiente:

Usar $b = 1.0 \text{ m}$ $h = 1.20 \text{ m}$ entonces el área del canal es:

$A = 1.0 \times 1.2$; $A = 1.20 \text{ M}^2$, aplicando la ecuación $Q = A \times V$ entonces la velocidad obtenida, para Q_{\max} es:

$$V = 0.215 / 1.2 ; V = 0.179 \text{ m/s}$$

la longitud de recorrido total del agua en los canales esta dada por:

$$l = V \times t_0 ; l = 0.179 \times 10 \times 60 ; l = 107.4 \text{ m}$$

Las mamparas serán prefabricadas de **concreto aligerado, con $F'c = 250 \text{ Kg/Cm}^2$** , a base de hojas tipo Panel "w" (comercial), zarpeadas y afinadas, dando un espesor total de **0.07 m (7cm)**. Se propone colocar por facilidad y manejo del sistema guías metálicas para hacer el mecanismo removible.

Las dimensiones de las mamparas removibles es de **2.0 m de largo por 1.20 m profundidad**, por lo que el ancho total del canal considerando estos aspectos será:

$$B = P + 1.5a \text{ ----- (2.13) donde:}$$

B = Ancho total del floculador (m)

a = Espaciamiento entre mampara y mampara (m)

P = Ancho de mampara (m) ; entonces:

$$B = 2.0 + 1.5 (1.0) ; B = 3.50 \text{ m}$$

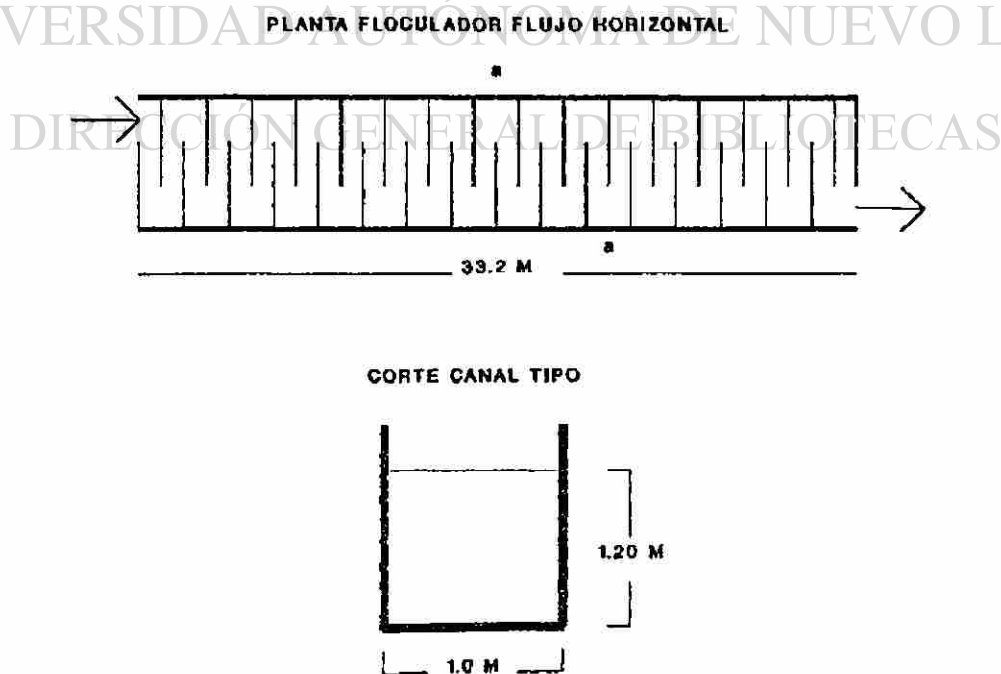
Por tanto el cálculo del número de mamparas (N), lo determinamos como:

$N = 107.4 / 3.50 ; N = 31$, la longitud horizontal del floculador (L), se obtiene en función del número de mamparas y los espaciamentos establecidos entre mampara y mampara, así como el espesor de las mamparas, quedando:

$$L = 31 (1.0) + 31 (0.07) ; L = 33.2 \text{ m}$$

ver detalle planta y corte de floculador propuesto, en **figura 46**.

Figura 46. Detalle floculador planta y corte de canal



Para la determinación de la pérdida de carga total (h_f), la cual se considera como:

$h_f = h_1 + h_2$; h_1 , se obtiene a partir de la fórmula (2.4), de manera tal que:

$$h_1 = [3.0 \times 31 (0.179)^2 / 19.6]$$

$$h_1 = 0.152 \text{ m}$$

La pérdida de carga (h_2), se obtiene con fórmula (2.6), por lo que es necesario determinar primeramente el radio hidráulico (R), como:

$$R = A/P \quad ; \quad R = 1.20 / (1.0 + 2 \times 1.2) \quad ; \quad R = 0.353 \text{ m}$$

sustituyendo valores en fórmula (2.6), tenemos que:

$$h_2 = [0.179 \times 0.015 / (0.353)^{2/3}]$$

$h_2 = 0.003$ (valor muy cercano a cero no se considera), entonces la pérdida de carga total será:

$$h_f = 0.15 \text{ m (15 cm)}$$

Otro parámetro importante en floculadores hidráulicos es la determinación del

Gradiente de velocidad (G). De referencia (5), figura 3-23, página 134, con valores

encontrados tenemos que:

$$h_f = 15 \text{ cm}$$

$$t_0 = 600 \text{ seg.}$$

$T = 25^\circ\text{C}$; entrando a figura (3-23) y haciendo corrección por temperatura

el gradiente de velocidad será:

$$G = 45 \times 1.1758 \quad ; \quad G = 52.9 \text{ seg}^{-1}$$

este valor se considera aceptable ya que según (5) el valor de G promedio en flocladores de pantallas varía entre 10 y 100 seg^{-1} , y más frecuentemente entre 30 y 60 seg^{-1} .

La potencia unitaria disipada (p), se obtiene a partir de la fórmula (2.7), de tal forma que:

$$p = 1000 \times 15 / 600 \quad ; \quad p = 25.3 \text{ gr-cm/seg-lt}$$

La idea de colocar mamparas prefabricadas móviles, es con la finalidad de aumentar ó disminuir el valor del **Gradiente de velocidad (G)**.

2.4.2.5 Sedimentación

El proceso de parte de la etapa de **Clarificación del agua** manejada en **Lagunetas Presedimentadoras Naturales**, se realiza en Lagunetas con una capacidad de 16,800 M^3 Ver Plano Anexo A-2 (Página 135). El corte D-D mostrado en plano, corresponde a Laguneta donde entrará directamente el efluente del sistema de

Floculación propuesto. Las experiencias obtenidas durante todos estos años en operación, nos permiten proponer el mismo ciclo actual en la etapa de sedimentación. El agua pasará, por entre las Lagunetas, ya que están intercomunicadas, por lo que el período de retención establecido en esta etapa del proceso, se calculará en función de su capacidad de almacenaje y de la cantidad tratada, obteniéndose este como:

$Q_{\text{máx}} = 215 \text{ Ips} = (18,576 \text{ M}^3/\text{día})$, como se tiene un volúmen de almacenamiento de 16,800 M^3 , por tanto el periodo de retención en **Lagunetas Naturales (Sedimentación)** es:

$$t_0 = 16,800 \times 24 / 18,576 \quad ; \quad t_0 = 21.7 \text{ hr}$$

CAPITULO 3

PROBLEMAS OPERACIONALES ACTUALES EN PLANTAS

3.1 Descripción General de las Deficiencias en el Proceso de Potabilización

Como ya se mencionó en capítulos anteriores, la Planta Potabilizadora No 1 de la ciudad de H. Matamoros Tamps., es de Tipo **Convencional**, y como cualesquier Planta, presenta ciertas deficiencias dentro de su Proceso y Operación, los cuales se describirán para ambas etapas.

3.1.1 Problemas Operacionales en Planta No 1

En el recorrido de las diferentes etapas del Tratamiento encontramos algunas deficiencias las cuales mencionaremos en orden desde la salida del agua de la obra de toma. La primer deficiencia se observa en la **etapa de Coagulación**, la cual se efectúa en un punto donde **no existe una buena dispersión de los coagulantes** (Mezcla rápida), ya que las dosis de polímero se adicionan en la caja recolectora a la llegada del agua cruda a Estación de Bombeo Soliscño (**No existe agitación**), por tanto no existe una buena mezcla entre los coagulantes y el agua. También es muy importante que el Químico Responsable de la Calidad del agua de la Planta, fije los parámetros de

dosificaciones en base a una prueba efectiva (**Prueba de Jarras Modificada**), de esta manera el operador de planta se evitará problemas innecesarios. Estas sugerencias y observaciones se fijan en base a los resultados obtenidos en el análisis de la Turbiedad del agua cruda mostrada en varios años (1986-1994), por lo que la dosis actual se encuentra arriba de la requerida. Ver **Tabla III (Página 91)**.

El sistema no cuenta con medición de flujo en el punto de salida del agua cruda, ni en el punto de llega al punto de aplicación del polímero, por lo que se considera importante conocer los caudales para de acuerdo a ello fijar las cantidades requeridas en cada etapa. El caudal actual se estima en función del equipo de bombeo, pero debido a que el mismo no opera eficientemente, por tanto no puede ser confiable.

Los Floculadores verticales existentes, **operan deficientemente**, ya que no cuentan con el espaciamiento adecuado de sus mamparas ó baffles, lo cual da lugar a que el periodo de retención sea demasiado corto, esto es motivo principal para que las etapas posteriores se vean afectadas.

La Planta cuenta con **3 Sedimentadores Horizontales** rectangulares de flujo ascendente; y **1 Sedimentador** rectangular de flujo descendente Ver **figuras 37, 38, 39 y 40 (Páginas 63 y 64)**, actualmente operan deficientemente, teniendo problemas en la carga superficial (problemas del coagulante), periodo de retención (relacionados con el acumulamiento de lodos y mala operación de modulos existentes), asimismo esto hace que existan bajas velocidades en el agua clarificada. Las canaletas recolectoras requieren de una rehabilitación debido a que las mismas presentan deficiencias físicas en un 60%.

La Planta cuenta para su Proceso con **16 unidades de filtración** de flujo descendente con lechos de antracita-arena, operando deficientemente debido a la

presencia de “bolas de barro” dentro del espesor del filtro, haciéndose que en algunos casos trabajen hasta en un 40% debido a la cobertura de área de trabajo de los filtros, se tiene problemas en el control de las válvulas por lo que los operadores batallan al controlar el sistema (Entrada, retrolavado, etc.). Las canaletas recolectoras del agua de lavado, son de fierro, la mayoría de ellas se encuentra en mal estado, de tal forma que al lavar los filtros, existe filtración de la misma al lecho, no existe control correcto para detectar el momento preciso para el lavado de los filtros, así como para medir las pérdidas de carga y flujo filtrado, el cual nos pueda medir la eficiencia de la Unidades. La expansión del lecho se presenta en algunas ocasiones fuera del control del operador debido a la deficiencia de válvulas del tipo hidráulico y neumático existentes.

La Precloración y Postcloración, son bastante importantes en la Potabilización de las aguas, el agua de la ciudad de Matamoros se ha caracterizado, por tener una concentración de cloro arriba de lo normal en cuanto a cloro residual en la red, siendo esto una garantía de que en el aspecto Higiénico el agua esta desinfectada, pero es

importante manejar adecuadamente estas dosis, para que no sea motivo de rechazo el agua de la ciudad.

Será importante recalcar que la Planta **carece de sistemas de medición básicos** para el control de los flujos y dosis como anteriormente se menciona. Es necesario conocer que cantidad de agua se recibe y cuanta sale de la Planta.

También el sistema de Galerías de válvulas, tuberías y fontanería presenta demasiadas fugas, las cuales hace necesario repararse para evitar el control de pérdidas y fugas.

Por último el agua de lavado utilizada en filtros, se descarga, directamente al drenaje, considerándose esto como una pérdida bastante lamentable.

La representación del ciclo del flujo de Tratamiento del agua actualmente se puede observar en la figura 47.

3.1.2 Problemas Operacionales en Lagunetas Naturales

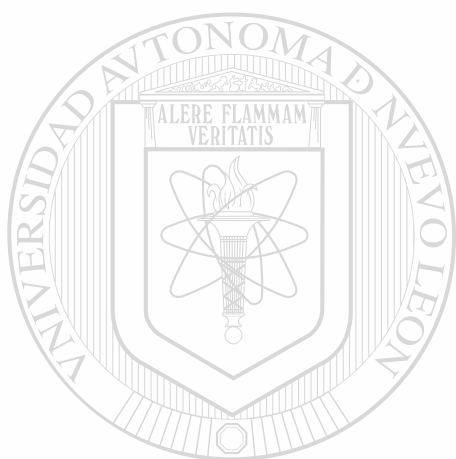
Es necesario hacer mención que el Tratamiento en Lagunetas con un caudal de aproximadamente 200lps, se realiza por separado é independiente de la Planta No 1, por lo que hace necesario señalar también estas deficiencias.

El punto de aplicación del polímero se efectúa a la llegada del agua a Lagunetas Naturales, considerando que la presión de la línea da un buen sistema para la dispersión del coagulante en el agua (mezcla rápida), problema que se ve acrecentado en la etapa del tratamiento, debido a la falta de aglutinación de partículas (Mezcla lenta), debido a carece de floculador, por lo que esto hace menos efectivo el proceso, también existen problemas debido a que el agua con precloración y coagulante, se infiltra antes de llegar a la última Laguneta, dando así lugar a que el ciclo del agua tenga un menor periodo de retención, ver Plano A-2 (Página 135).

El agua manejada en Lagunetas Naturales, solamente tiene etapas de Coagulación, Sedimentación, Cloración, por lo que falta que el flujo maneje Floculación y Filtración. Debido a que el Tratamiento en Lagunetas, se hace en forma natural, y la misma se encuentra expuesta a la intemperie, esto hace que en tiempo de lluvia, el agua en proceso presente problemas de turbiedad. Todos estos detalles antes mencionados hacen menos operacional el Sistema de Tratamiento, por lo que en el

presente Proyecto, se darán sugerencias y recomendaciones para eficientar y aumentar la capacidad de producción de las Plantas estudiadas.

En la **figura 48**, (**Página 105**) se muestra el diagrama de flujo que sigue el proceso de tratamiento actual en Lagunetas Naturales



UANL

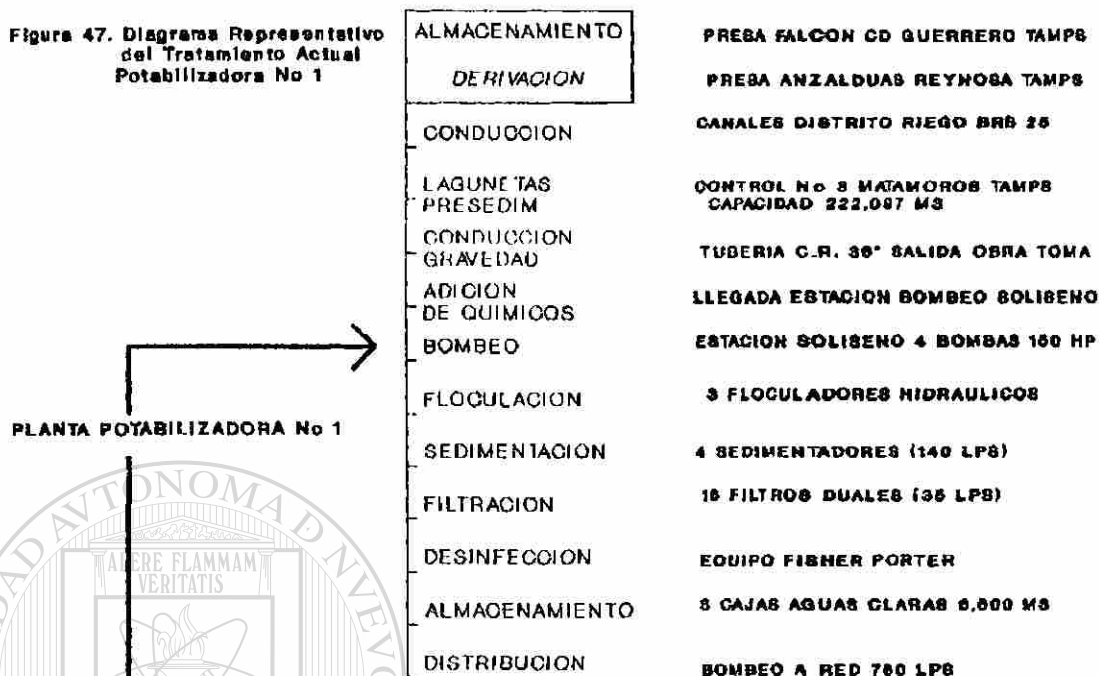
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

PLANTA POTABILIZADORA No 1 DIAGRAMA DE FLUJO DEL TRATAMIENTO

Figura 47. Diagrama Representativo del Tratamiento Actual Potabilizadora No 1



LAGUNETAS NATURALES DIAGRAMA DE FLUJO DEL TRATAMIENTO

Figura 48. Diagrama Representativo del Tratamiento Actual Lagunetas Naturales



CAPITULO 4

CAMBIOS OPERACIONALES Y MODIFICACIONES PROPUESTAS AL SISTEMA

4.1 Cambios operacionales en Planta No 1

En este capítulo, se llevara a cabo la descripción general de las modificaciones propuestas para el Proyecto Hidráulico del sistema para la Potabilización del agua de la ciudad de H. Matamoros Tamps, en Planta No 1 y Lagunetas Naturales, por tanto se analizará el tren de tratamiento en ambos procesos por separado. En Planta No 1 se desarrollará el proceso de potabilización considerándose un flujo a tratar de 950 lps

(hasta la etapa de sedimentación) y de hasta 1100 lps, en la etapa de filtración ya que se tiene el flujo que llegará de las Lagunetas Naturales.

4.1.1 Sistema de medición del flujo

El actual proceso de tratamiento, carece de sistema de medición en el flujo del agua a tratar, contándose con solamente un sistema de macromedición a la llegada del agua a la planta, el cual opera deficientemente y por tanto el encargado de la potabilizadora no puede confiar en los caudales manejados en el proceso. Debido a que

en este trabajo se considera indispensable el conocimiento del flujo procesado, en las etapas mas importantes, se propone contar con los siguientes puntos de medición:

a) Medidor de flujo en la estación de bombeo Soliseño, tipo electrónico para facilitar al operador el manejo del caudal por bombear a la Potabilizadora (950lps), el medidor se ubicará en el punto de salida del bombeo.

b) Medidor de Flujo a la llegada del agua a Planta, Sensor-transmisor de flujo tipo ultrasónico, para canal abierto, ya que el mismo se integrará al sistema de instrumentación, y por tanto el modelo propuesto quedaría ubicado en la **Canaleta Parshall** de fibra de vidrio, la cual cumplirá 2 funciones medir el caudal a tratar y como punto de aplicación dosis de polímero.

c) Medidor de Flujo ultrasónico portátil, indicador de velocidad instantáneo y totalización, útil para rangos de tuberías desde 3/4" hasta 300", con capacidad de memoria hasta de 100,000 puntos. Este Sistema se instalará dentro de la Planta, y regulará el flujo en las unidades de filtración, y en el bombeo del agua a la salida por

lado oriente y poniente. La planta cuenta con 16 unidades filtrantes mixtas de antracita-arena, cada una de ellas contará con medición a la salida, esto facilitará al operador para saber en que momento hace necesario lavar la unidad.

Actualmente la Planta No 1 cuenta con 2 salidas de agua potable a la red, por lo que se tendrá mejor control en la cantidad de caudal manejado para el consumo de la ciudad, ya que el jefe de planta conocerá los flujos de salida oriente y poniente. Asimismo el mejor manejo del flujo del agua nos permite eficientar el tren de tratamiento, ya que se fijarán las pérdidas en el sistema, conocer cuanto caudal entra a

planta y cuanto sale a la red aumenta la eficientización del proceso de tratamiento en la Planta Potabilizadora No 1, la cual actualmente carece de este punto tan importante.

4.1.2 Dosificación de Químicos

Los compuestos químicos manejados en la planta son: Coagulantes (polímero) y Cloro (gas). El Coagulante (polímero), a reserva de no demostrarse lo contrario, se propone utilizar el polímero que hasta la fecha se ha venido utilizando **tipo K-5** suministrado en tanques de PVC, con capacidad de 200 litros, el cual mediante equipo de bombeo adecuado (bomba de diafragma de 115 volts 1 amper de 5 a 100ml por minuto 100 lbs/psi) la cual succionará la solución manejada, estando regulado esa etapa del proceso de acuerdo al flujo manejado en planta.

El punto de aplicación del polímero se hará en la llegada a la potabilizadora, teniéndose como sistema de mezcla rápida la **Canaleta Parshall**, ya mencionada en el punto de medición de flujo.

Se propone modificar la forma para determinar la dosis del polímero, sustituyendo la prueba de jarras tradicional por la modificada, utilizando para ello recipientes con capacidad de 2 litros, por ser mas efectiva y representativa en Laboratorio. Como las aguas crudas presentan bajo índice de turbiedad, es importante que el Químico responsable de la planta, lije las mismas en función de dicha prueba. El cambio en el punto de aplicación, y la cantidad de polímero, permitirán desde el punto de vista técnico eficientar el proceso, ya que existirá mejor dispersión y aglutinamiento de las partículas, todo esto se encontrará en mejor condición, al adoptar la Filosofía de Instrumentar Electrónicamente y Automatizar varias etapas del Tratamiento.

La reducción de químicos (coagulantes), en esta etapa, con el apoyo del Sistema de Instrumentación propuesto, **viene a reducir costos de operación** y permite al Jefe de Planta visualizar gráficamente y día con día la regulación en el manejo de los compuestos utilizados.

La Agencia de Protección del Ambiente de los Estados Unidos (EPA), edita listados de los polielectrolitos aprobados, para ser usados en agua de consumo humano, por lo que se recomienda tener a la mano la misma, y así poder verificar si son aptos ó no para el manejo de la potabilización de las aguas. La determinación de la dosificación óptima del polímero dependerá del peso molecular y de las características de carga de los mismos, por eso es importantísimo el control del Gradiente de velocidad para un mejor mezclado del polímero, esto en algunas ocasiones no puede traducirse mediante la prueba de jarras tradicional, por tanto la dosificación puede generarse erróneamente (16). Innumerables investigaciones sobre el uso de polímeros se han efectuado en aguas con baja turbiedad, encontrando que para optimizar la dosis de polímero en el

tratamiento y que esta sea consistentemente de buena calidad física, que los productos de las reacciones con cloro sean mínimas, para hacer que todo el polímero reaccione y sea removido en forma eficaz (17).

4.1.3 Mezcla Rápida

El mecanismo propuesto para lograr una buena dispersión del polímero que se propone es mediante el uso de la Canaleta Parshall. De acuerdo a la Filosofía adoptada, y por considerar que la Canaleta cumple con esta función es decir que por medio del salto hidráulico generado, se una disipación de energía suficiente, para dispersar el

polímero en el agua, se conoce de acuerdo a investigaciones realizadas que el tipo de salto descable para lograr una buena mezcla rápida, se tiene cuando el mismo presenta Números de Froude entre 4.5 y 9, y un tiempo de mezcla menor a un segundo, si estas condiciones se cumplen hacen del salto hidráulico un mecanismo eficiente de mezclado (15).

4.1.4 Floculación

Será importante reacondicionar los 3 Floculadores existentes en la Planta No 1, ya que actualmente, no operan eficientemente, teniendo un período de retención muy bajo, no permitiendo así dar el tiempo suficiente para la aglutinación de las partículas. Se recomienda fabricar mamparas deslizantes hasta la profundidad establecida (ya construida), y darle el suficiente tiempo de detención, y así lograr una buena mezcla lenta.

Los Floculadores hidráulicos de tipo vertical se diseñaron para un flujo a tratar en cada uno de ellos de 240 lps.

4.1.5 Sedimentación

La Planta Potabilizadora No 1 cuenta con 4 sedimentadores, operando deficientemente, consecuencia de las etapas anteriores, y al actual manejo de las aguas. Se propone aumentar el tren de tratamiento colocando módulos de aceleración, haciendo así aumentar la capacidad de los mismos hasta 240 lps c/u como máximo, para el Proyecto se requiere de 225 lps. Es necesario aumentar la carga superficial de los

sedimentadores, ya que actualmente el flujo que tratan son alrededor de **140 lps**, al colocar este tipo de sistema, se logra una mejora en el aumento de la carga superficial.

El enlace de los sedimentadores con el **Sistema de Instrumentación**, permite evaluar el índice de Turbidez mostrado a la salida de los precipitadores. Será necesario cambiar las canaletas recolectoras del agua clarificada ya que las existentes, presentan serios deterioros.

Los resultados obtenidos en el Estudio, nos indican que la calidad del agua del efluente, es buena, en cuanto a los parametros de referencia del **Capítulo II**, es importante volver a señalar que se tratará de eficientar el sistema aprovechando las etapas ya existentes, por esta razón creo conveniente aumentar la carga superficial de los sedimentadores, ya que estos solamente serviran para apoyar la siguiente etapa.

Sabemos que no existe una forma adecuada para evaluar la eficiencia de los sedimentadores, aunque existen diferentes tecnicas propuestas a este respecto, comúnmente se toma como la relación entre la concentración de las partículas a la salida

y la concentración de las partículas a la entrada, presentando el inconveniente de que a mayor concentración en la Turbidez de entrada dará mayor eficiencia sin importar que se obtenga la misma turbiedad de salida (5). Para que la turbiedad pueda considerarse una medida de la concentración debe haber un alto grado de dispersion de las partículas. Por tanto para que esta relación sea valida, hay que agitar fuertemente las muestras antes de medir la turbiedad.

Se propone instalar los **módulos de aceleración plásticos** con ángulos de inclinación de **60°**, a **90cm** de la superficie, lo que permite acelerar el proceso del flujo escurriendo el lodo por gravedad y las limpiezas de los mismos serán ocasionales.

Respecto a los canales de salida, cada sedimentador cuenta con 2, ver figuras 37, 38, 39 y 40, (Páginas 63 y 64), los cuales a su vez alimentan a las tuberías de los filtros, el sedimentador No 1 alimenta a los filtros 1, 2, 15 y 16; el sedimentador No 2 alimenta a filtros 3, 4, 13 y 14; el sedimentador No 3 alimenta a filtros 5, 6, 11 y 12; el sedimentador No 4 alimenta a filtros 7, 8, 9 y 10, ver figura 49 (Página 114). En esta etapa del tratamiento, se presenta el problema de que al momento de estarse dando mantenimiento a un sedimentador 4 filtros dejan de operar, por lo que se propone tener una interconexión de la siguiente forma:

- 1) Ligar tubería de alimentación de filtros (1,2,15,16) con (3,4,13,14), quedando comunicados por tanto efluentes de sedimentadores 1 y 2.
- 2) Ligar tubería de alimentación de filtros (5,6,11,12) con (7,8,9,10), quedando comunicados por tanto efluentes de los sedimentadores 3 y 4.

Esta proposición, da como resultado de que tenga la planta continuidad en el proceso, cuando exista algún imprevisto por fallas ó mantenimiento, haciendo que las unidades de filtración, solamente dejen de operar al ser retrolavadas.

4.1.6 Filtración

Las unidades de filtración, requieren de un **cambio total** de los actuales lechos filtrantes, ya que la antracita-arena, se encuentran **completamente mezcladas**, sin tener una homogeneidad de los estratos, además se tiene el área de filtración prácticamente en un **60% inoperable**, así como bolas de barro.

Se propone colocar nuevas camas de antracita-arena, con espesores y niveles marcados, reparar los sistemas de control de válvulas de operación del sistema total de

filtros, ya que presentan demasiadas deficiencias, reposición de canaletas de lavado ya que son de fierro y debido a la calidad del agua, las mismas se han corroído, estando algunas de ellas con desgaste parcial lo cual hace que existan fugas. Las canaletas se proponen de fibra de vidrio de alta resistencia a la corrosión, colocar sistema de medición de flujo y medidor de la eficiencia de turbiedad, para el sistema indicador del retrolavado del filtro.

Será importante señalar que la forma de operación del lavado de los filtros se seguirá proponiendo de igual manera que actualmente se realiza. Por medio de Tanque elevado, y a presión con agua del almacenamiento, solamente que este se eficientará por el Sistema de Instrumentación propuesto en esta etapa del tratamiento.

El sistema de drenaje de las unidades de filtración actual, es del tipo Falsos fondos (**Tipo Weeler**), el cual funciona adecuadamente, así como la cama de grava, por lo que no será necesario proponer un cambio de los mismos.

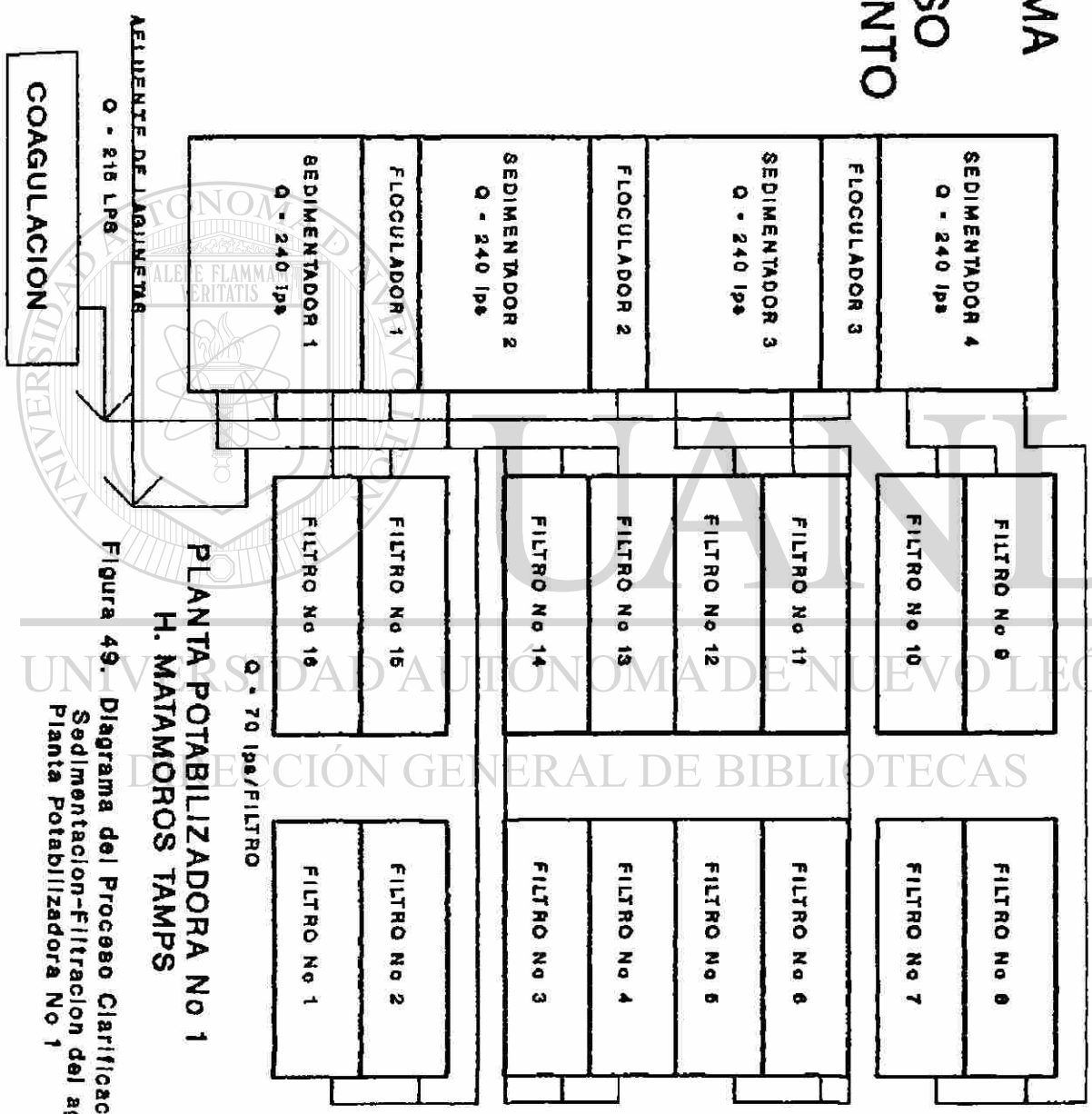
El equipo de limpieza superficial original, tiene bastantes años sin operar, por tanto no se tomará en cuenta para el diseño sugiriendo retirar lo existente. El sistema de control de válvulas se eficientará para manejar de manera adecuada los flujos de entrada a las unidades, así como la velocidad de retrolavado. El tiempo de lavado de las unidades fluctuará entre **5 y 7 minutos**, con carreras de **18 a 24 horas**.

Se propone que el agua utilizada en el lavado de los filtros se regrese a las **Lagunetas de Presedimentación** superficie donde se ubica la obra de toma de la Planta.

En (**18**), se explica que existen diferentes opciones para el diseño de la filtración del agua en plantas potabilizadoras, por lo que esto debe evaluarse muy

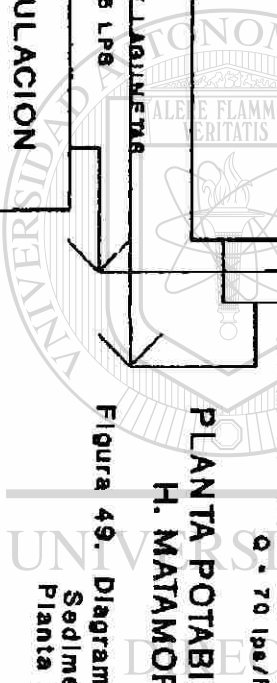
DIAGRAMA DE PROCESO DE TRATAMIENTO

C L A R I F I C A C I O N



PLANTA POTABILIZADORA No 1
H. MATAMOROS TAMPS

Figura 49. Diagrama del Proceso Clarificación Sedimentación-Filtración del agua Planta Potabilizadora No 1



detenidamente, antes de seleccionar el diseño óptimo, existiendo diferentes alternativas a seguir dependiendo básicamente de cada proyecto específico. El caso particular de la potabilizadora No 1, el mejoramiento en la calidad del efluente y capacidad se verá favorecida siguiendo algunas de las recomendaciones mencionadas.

4.1.7 Precloración y Postcloración

El punto de aplicación de cloro al agua como precloración, será en la llegada del agua cruda a planta, y aprovechando el salto hidráulico provocado en la Canaleta Parshall, este sistema propuesto ligado a la Instrumentación del proceso permitirá dosificar cantidades adecuadas de cloro y eficientar las etapas posteriores de Floculación, Sedimentación, Filtración.

La postcloración del agua se hará como se tiene hasta la fecha, a la entrada del agua en caja de aguas claras, por ello la importancia del control del flujo de salida de los filtros, ya que esto ayudará al Jefe de planta en cuanto a las dosificaciones adecuadas, y

así evitar el exceso de cloro residual en la red, como actualmente se observan en varios puntos de la ciudad, siendo esto motivo de rechazo para el consumo del agua.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

4.1.8 Sistema de Control é Instrumentación

La idea fundamental de proponer esta etapa en el Sistema de Tratamiento de la potabilizadora No 1 es con la finalidad de que exista un control de la cantidad, calidad, y registro del flujo, tratando de instrumentar una automatización, de las etapas del proceso más importantes como ya se mencionó anteriormente.

La instrumentación, consistirá en colocar medidores de flujo tipo ultrasónico, Canaleta Parshall, y sistema de registro automático, ver figura 50 (Página 121). El equipo contará con software integrado, para que el responsable del mismo este verificando los puntos mas importantes del proceso, tales como: Flujo de entrada, dosificación de químicos, calidad de afluente agua cruda, calidad efluentes de sedimentadores y filtros, y flujo del efluente en unidades filtrantes. Asimismo el equipo eficientará el uso del agua en los filtros ya que se controlarán las carreras de los filtros.

Un diagrama de flujo de los cambios y sugerencias operacionales propuestas en planta potabilizadora No 1 se muestra en la figura 51 (Página 122).

4.2 Cambios Operacionales en Lagunetas Naturales

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

El tren de tratamiento a considerar en este proceso será **215 lps** los cuales se tratarán en Lagunetas Naturales hasta la etapa de sedimentación, para posteriormente filtrar en planta No 1 como ya se describe con anterioridad.

4.2.1 Sistema de medición del flujo

Al igual que en el proceso anterior, se tiene problemas en el tratamiento, ya que se carece de una medición, del flujo a tratar (215 lps) en Lagunetas Naturales, por lo que se considera importante señalar los siguientes puntos básicos en el control del flujo:

a) Medidor de flujo electrónico ubicado en el bombeo de línea en obra de toma, esto facilitará al operador para controlar y regular la cantidad de agua que se bombea hacia las Lagunetas Naturales, así como cuando exista necesidad de aumentar el flujo para enviar agua a estación de bombeo Soliseño

b) Instalación de Canaleta Parshall y sensor-transmisor de flujo tipo ultrasónico para canal abierto, ubicándose los mismos a la llegada de agua cruda a Lagunetas Naturales, esto permite controlar de manera eficiente el flujo a tratar.

Estos 2 puntos serán las recomendaciones que se tienen referentes a medición de flujo, ya que el ciclo del agua se incorpora a la Potabilizadora No 1 y este control ya se explico en el punto anterior.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

4.2.2 Dosificación de Químicos

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

La aplicación del polímero tipo K-5 se hará en la llegada del agua cruda a Lagunetas Naturales, específicamente en el salto hidráulico de Canaleta Parshall, la dosificación se regulará adecuadamente de acuerdo a la calidad del agua registrada y mediante equipo de bombeo tipo diafragma de 1 amper de 5 a 100 ml por minuto 100 lbs/psi, el cual se ajustara al diseño de Instrumentación automática electrónica del

sistema. El ajuste en la dosis del polímero al efluente del agua, nos permite hacer más eficiente el proceso actual.

4.2.3 Mezcla Rápida

Se efectuará en el salto hidráulico que se presenta en **Canaleta Parshall**, con un ancho de garganta de **1' (30.48cm)** prefabricada de fibra de vidrio de alta resistencia, se considera una adaptación adecuada al tratamiento, ya que actualmente se carece de este medio.

4.2.4 Flocculación

Se propone un **floculador hidráulico horizontal** inmediatamente después de la **Canaleta Parshall**, diseñado con mamparas verticales, que permitan dar el tiempo de retención suficiente al agua para lograr un aglutinamiento de las partículas con características típicas eficientes para el sistema. Al construir el **floculador horizontal**, se

eliminará el canal de acceso a **Lagunetas**, y de esta forma se evitará la entrada de agua por filtración a sección **B** y **C** de **Lagunetas**, **Ver Plano A-2 (Página 135)** el agua del **floculador** pasa a sección **D** de **Laguneta Natural**, esta etapa es necesaria para facilitar el proceso natural de la sedimentación.

4.2.5 Sedimentación

El proceso en **Lagunetas Naturales** se muestra en **Plano A-2, (Página 135)** por lo que se puede observar las 3 secciones mencionadas (**B, C y D**) mostrando sus cortes y volúmenes de almacenamiento. El agua pasará del **floculador** a la sección de la **Laguneta**

D, comunicándose hacia la sección C, y a terminar el ciclo en la sección C, donde termina la etapa de sedimentación. Es importante señalar que existe falta de atención al mantenimiento de las Lagunetas, por lo que se recomienda desasolvar las secciones B y C, las cuales presentan problemas de este tipo.

4.2.6 Filtración

El agua de las Lagunetas sale para almacenarse en Potabilizadora No 1, aproximadamente 215 lps, razón por la cual al depositarse en la caja de aguas claras se mezcla con el agua producida en Planta Potabilizadora No 1, sin recibir la etapa de Filtración.

El cambio operacional propuesto al ciclo de tratamiento es, enlazar el agua a las unidades de filtración, por bombeo elevando el nivel para alcanzar las Galerías de tuberías de filtración y hacer que el agua se interconecte con la salida del efluente de sedimentadores en planta, y cumplan las 2 aguas el ciclo de Clarificación, de la forma en

que se menciona en la etapa anterior de Filtración

Con lo antes mencionado se entiende que las unidades de filtración, mezclarán las 2 aguas en 16 Unidades teniendo una Tasa de filtración de 70 lps c/u. Este cambio operacional no afectará el proceso en planta, al contrario eficientará la calidad del efluente, también es importante señalar que en años anteriores se contaba con esta etapa, la cual se eliminó por problemas operacionales, por tanto este efecto no implica un costo adicional, sino solamente una adaptación al proceso.

4.2.7 Precloración y Postcloración

La precloración del agua se aplicará en la entrada del agua cruda a Lagunetas teniendo como punto, el salto hidráulico del Parshall, esto ayuda al manejo de las etapas posteriores, así como un mantenimiento preventivo para el desarrollo de algas en Lagunetas.

La postcloración se hará en Potabilizadora No 1 en la salida de las unidades de filtración y a la llegada a caja de aguas claras.

4.2.8 Sistema de Control é Instrumentación

Al igual que en el proceso anterior deberá existir control electrónico y automatizado de las etapas de tratamiento, para manejar eficientemente el flujo, calidad, dosificación en cloro del agua, por lo que en el presente Proyecto se trata de disminuir los problemas generados actualmente por falta de eficiencia en la operación del sistema, en la **figura 52 (Página 121)**, se muestra un esquema de la representación, del sistema

de control é instrumentación propuesto en el presente trabajo.

En la **figura 53 (Página 122)**, se muestra una representación del proceso de operación propuesto para las Lagunetas Precipitadoras Naturales de H. Matamoros Tamps.

Figura 50. Sistema de instrumentacion Integral automatizado propuesto para Planta Potabilizadora No 1 H. Matamoros Tamps

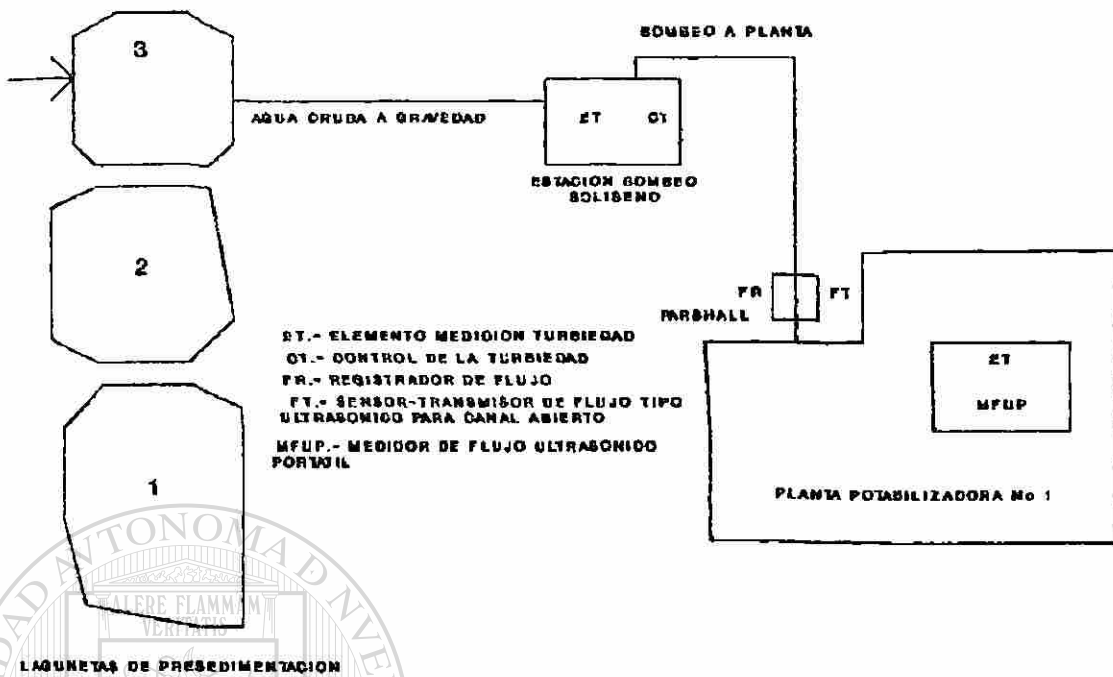
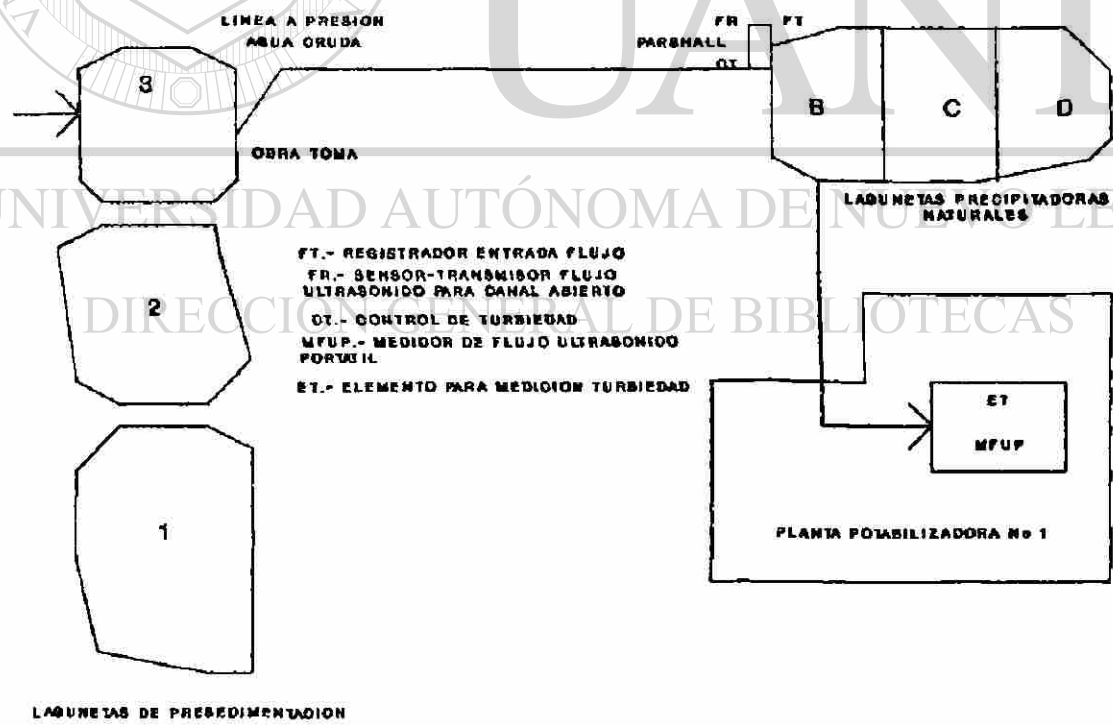
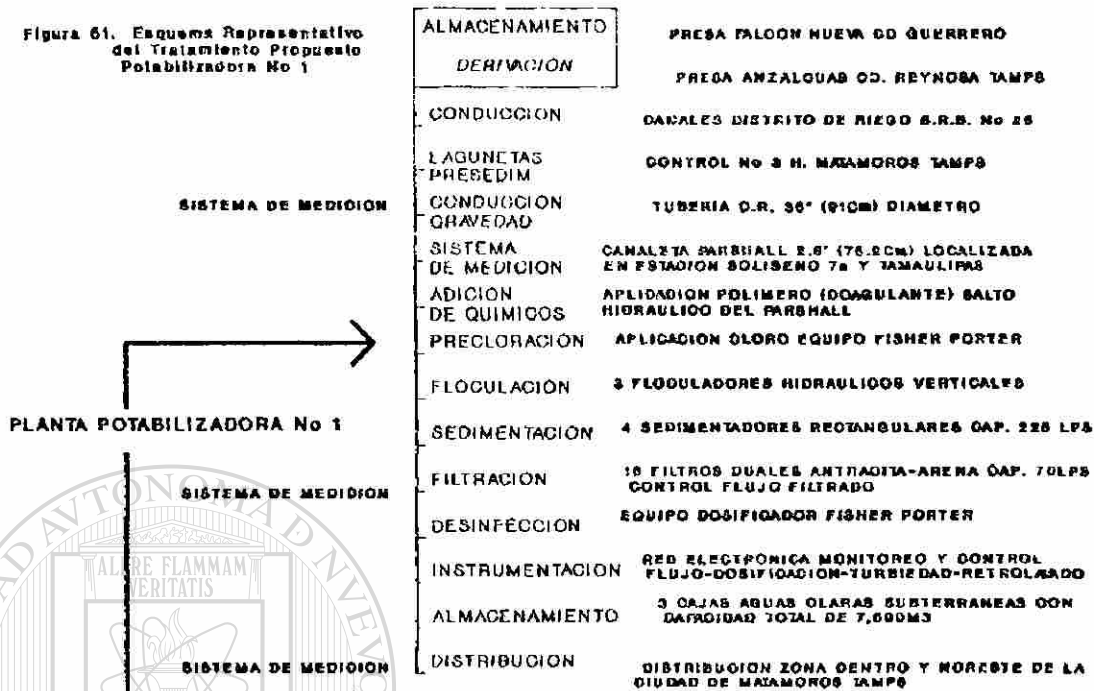


Figura 62. Sistema de instrumentacion Integral automatizado propuesto para Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.



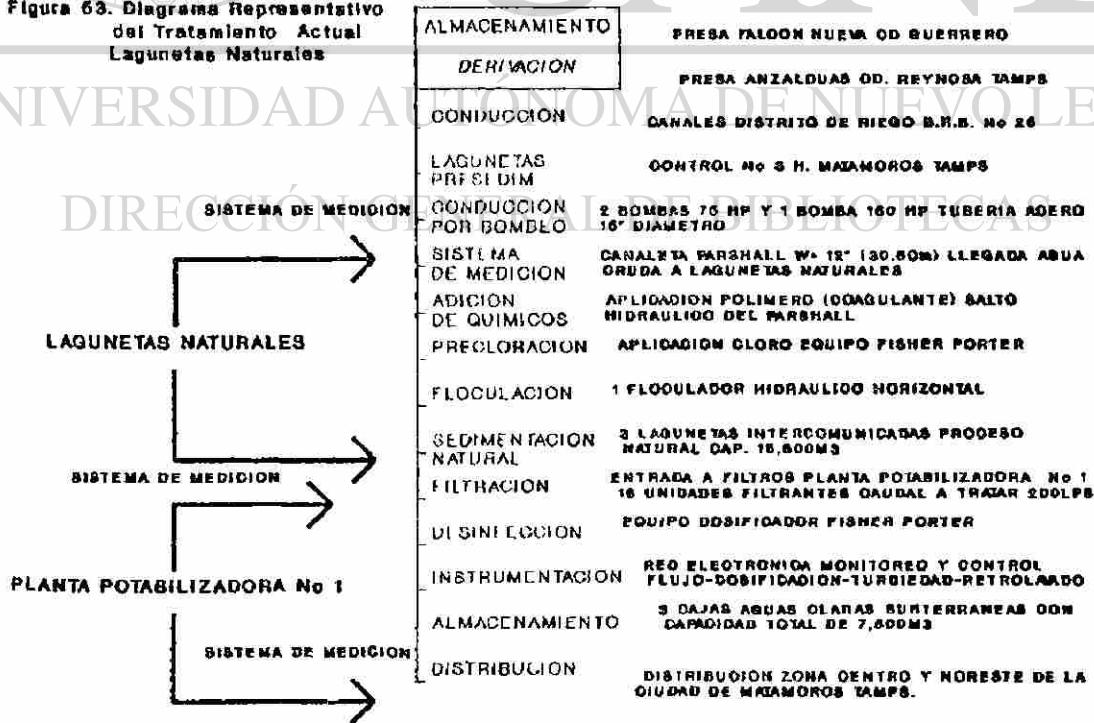
PLANTA POTABILIZADORA No 1 DIAGRAMA DE FLUJO DEL TRATAMIENTO

Figura 61. Esquema Representativo del Tratamiento Propuesto Potabilizadora No 1



LAGUNETAS NATURALES DIAGRAMA DE FLUJO DEL TRATAMIENTO

Figura 63. Diagrama Representativo del Tratamiento Actual Lagunetas Naturales



CAPITULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este Capítulo se discutirá los principales resultados obtenidos, tanto en las actuales operaciones de los procesos como en las propuestas indicadas para la eficiencia técnico-práctica-económica, utilizadas en Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Precipitadoras Naturales.

No se puede seguir adoptando la cómoda posición de culpar a los operadores como los únicos responsables del pobre funcionamiento de las plantas de potabilización de agua, se deberían hacer esfuerzos conjuntos y capacitar al personal encargado en esta área, también parece razonable y apropiado, estudiar en forma crítica los diseños que se están ejecutando, y analizar por qué las mismas dificultades se están presentando en casi todos los países, partiendo de esta premisa consideramos que el diseño propuesto a la planta potabilizadora de la ciudad de Matamoros Tamaulipas, ofrece una opción a considerar bastante buena sin efectuar ampliaciones constructivas y modificaciones costosas que representarían para el organismo operador Junta de Aguas y Drenaje una alternativa ineficaz.

Las recomendaciones en el aspecto de colocar sistemas de medición de flujo, representa un avance en mas del 80% del tratamiento en la potabilización, ya que esto permite adicionar volúmenes reales de los químicos manejados en el proceso, y si a eso

aunamos el **Control de Instrumentación** en algunas etapas, la potabilizadora bajará por mucho los costos de operación actuales, los cuales se ven afectados precisamente por los inadecuados procesos manejados.

Es necesario reflexionar y volver a mencionar que las plantas analizadas en la presente Tesis, tienen operando **más de 40 años** lo cual implica que es irreversible su actualización, la Filosofía de diseño que se sigue, es demostrar que la **calidad del afluente a tratar, bien manejada y con etapas eficaces, permiten tener un efluente de buena calidad aún aumentando el tren de tratamiento, en forma técnico-económica.**

Se ha visto que al sistema se le han realizado algunas rehabilitaciones, las cuales son necesarias para su funcionamiento, pero partiendo de la Filosofía mencionada hace necesario ir más allá para poder alcanzar metas cada vez mejores, la Tecnología avanza a pasos agigantados, y en este tema, es importante reflexionar, ya que se está manejando el **tratamiento de un agua que se entregará al Consumo Humano**, y para esto considero en mi muy humilde manera de pensar y expresarme, no existe un precio en competencia.

Como se presenta en Capítulos anteriores la caracterización de las aguas del afluente, nos permite analizar las posibles etapas del proceso, posiblemente y bajo circunstancias diferentes el tren de tratamiento al diseño inicial de la planta correspondan a los adecuados, las características actuales, y falta de equipamiento nos demuestran lo contrario.

Las plantas actualmente no cuentan con controles automáticos, asimismo el jefe de planta desconoce los caudales generados en el consumo del área poblacional servida, no es lo mismo **“suponer que”** se envía a la red un determinado caudal a medirse en forma adecuada el mismo, y de acuerdo a ello establecer las pérdidas de carga en el

sistema, el responsable del tratamiento, debe conocer y tener estadísticas en este sentido, ya que las mismas servirán en un futuro para evitar los errores que hoy en día se generan.

La Instrumentación de la planta permite entre otras cosas almacenar y estar recopilando información, al momento que se requiera y que el jefe de planta este observando el ciclo del agua y en caso de ser necesario cambiar las fallas presentadas por imprevistos. El acondicionamiento de Sedimentadores en planta No 1 es necesario, no representando problemas de operación en la planta si se ligan los efluentes de los mismos a las galerías de filtros para que exista continuidad, y se puedan rehabilitar uno a uno las canaletas recolectoras y módulos de aceleración. La misma operación se haría con las unidades filtrantes al llevarse a cabo la rehabilitación de las canaletas de lavado y lechos filtrantes.

Creo importante señalar que en el presente Proyecto hidráulico, es necesario dar lugar especial al Control del Proceso de Filtración, por lo que describen brevemente 2

Estudios básicos de operación:

1) Analizar las condiciones del desarrollo de la filtración, dando enfoque especial a :
 Precisión de los instrumentos de control (flujo, pérdida de carga); Control de caudal de lavado (controlador de caudal, duración del lavado, expansión arena, desplazamiento grava); Análisis del medio filtrante (granulometría, bolas de barro, peso específico, porosidad, dureza, solubilidad).

2) Evaluar eficiencia microbiana-bacteriológica y tipo de partículas suspendidas:

Medición de la turbiedad. Control microscópico y coagulante residual.

Debido a que estos estudios son básicos para el buen funcionamiento de toda planta, el Sistema de Control e Instrumentación automatizado electrónico con registrador automático propuesto mejorará el proceso.

Se puede considerar que el Proyecto hidráulico se divide en 2 partes: **Rehabilitación física y Control e Instrumentación**. Otro punto importante por considerar en este Capítulo es la eficientación del sistema en la potabilización del agua extra-planta, por ello como punto de apoyo al Proyecto se menciona en resumen de conclusiones.

En la información proporcionada por el Gerente de la Junta de Aguas y Drenaje, nos menciona los importantes logros y avances realizados para dotar de agua a la comunidad, pero las estadísticas proporcionadas nos asombran al conocer que actualmente el 90% de la población se encuentra integrado a la red (355,201

habitantes), lo cual implica que se tengan contratadas **64,582 tomas domiciliarias**, correspondiendo a tener en promedio 5.5 habitantes/toma. De este total solamente se tienen **1492 usuarios con medidor**, representando la insignificante cantidad del **2.3%** del total. Por una parte se pudiera considerar un trabajo aceptable del organismo operador al tener cubierto un 90% de la población dotando de los servicios de agua potable, pero por otra parte no se entiende como hasta hoy estas tomas domiciliarias no cuentan con sistema de medición particular.

Información proporcionada en el Departamento técnico nos dice que en el año de 1980, la ciudad de Matamoros a través del organismo FIFAPA y mediante el apoyo del Banco Mundial al municipio creó un programa para la rehabilitación de la ciudad dentro de los servicios de agua y drenaje, contemplando en ese entonces la implementación de una cantidad considerable de medidores (sin proporcionar dato), para las tomas existentes, lo cual lamentablemente no se llevó a cabo por razones desconocidas.

La Junta de Aguas y Drenaje, esta presentando un programa para instalar medidores particulares, pero considero que no se tiene éxito por representar hacer al usuario un gasto adicional y que además lo tienen acostumbrado a pagar una cuota fija por consumo según el sector donde se ubica, esto a mi manera de ver no es correcto. El organismo operador debe crear programas más ambiciosos en los que se integre la ciudadanía, tales como: Instalación de medidores, cambio de sanitarios (6 litros), instalación de sistemas de almacenamiento (tinacos); consiguiendo financiamiento para

que el costo inicial no grave el patrimonio familiar, cobrándose en el recibo mensual mediante cuotas módicas, de esta manera, se logrará tener ahorro de agua y eficientización de los sistemas de regularización. Sabemos que lo antes mencionado, representa un trabajo y esfuerzo conjunto en el que intervienen varios aspectos, pero es una alternativa más para ir modernizando el sistema actual.

En el plano anexo A-4 (Página 137), se muestra el área de cobertura parcial de abastecimiento de agua potable a la ciudad mediante Planta potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales. El presente proyecto se ha calculado para poder servir eficientemente hasta una población de la ciudad de Matamoros Tamaulipas de 160,000

hab., por lo que la cobertura se considera actualmente un **45% del área servida**, los parámetros que se consideran son:

$$\text{Dotación} = 300 \text{ l/hab/día}$$

$$\text{No. Habitantes} = 160,000$$

$$\text{Cvd} = 1.30 \quad ; \quad \text{Cvh} = 1.50 \quad \text{donde:}$$

Cvd = Coeficiente de variación diaria

Cvh = Coeficiente de variación horaria

Por tanto el Caudal máximo horario, estará dado por:

$$Q_{mh} = [\text{Dot} \times \text{No Hab} / \text{No seg día}] \times \text{Cvd} \times \text{Cvh}$$

$$Q_{mh} = [300 \times 160,000 / 86,400] \times 1.30 \times 1.50$$

$$Q_{mh} = 1083.3 \text{ lps.}$$

La ampliación propuesta para el presente proyecto es hasta **1100 lps**, por lo que se cumple con esta finalidad.

Las Plantas Paquete en Tratamiento para Agua Potable, vienen siendo usadas

con bastante éxito, de hecho la ciudad cuenta con 2 Plantas Paquete para tratar **100 lps**

c/u (22), se menciona la importancia de dichas plantas para pequeñas comunidades ó

Abastecimientos, incorporando las etapas de Coagulación , Flocculación , Sedimentación

y Filtración, ofreciendo tratamientos en la calidad de agua aceptables en cuanto a los

estándares de calidad y economía. Las Lagunetas Naturales con un tren de tratamiento

de 215 lps, pudiese sugerirse colocar un equipo paquete para la etapa de Filtración del

agua.

Los costos de construcción de Plantas Paquete son competitivos en diseños apropiado al caso presentando ventajas en tratamientos de agua para capacidades superiores de 90 lps.

La ventaja de contar con sistemas automatizados en Plantas de Tratamiento, permite a los operadores elegir el proceso total de tratamiento, ó desviar Coagulación y Floculación dependiendo de la calidad del afluente, esto permite al Organismo operador reducir costos innecesarios en el proceso además de reducir personal y eficientar la calidad del agua (20).

Siempre el factor económico será fundamental en la decisión de la elección de un modelo tipo, (21) menciona que existen 3 principales factores que se consideran de importancia en aguas de baja turbiedad tratadas mediante Filtración Directa, respecto al Tratamiento Convencional: Reducción de químicos, disminución del costo de operación de lavado de filtros, y reducción en la producción de lodos en plantas . El proyecto presentado en el presente Trabajo se basa en estas consideraciones fundamentales, de

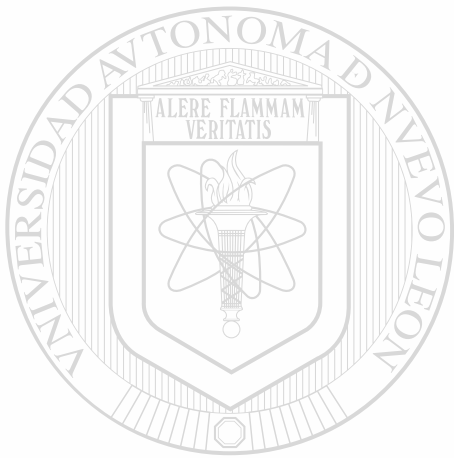
acuerdo a la calidad del afluente a tratar.

La reducción en los costos de operación en Planta No 1 y Lagunetas Naturales, según lo propuesto a futuro se lograrán ahorros mayores al 50% de los actuales. El uso de Polielectrolitos como coagulantes en el agua en Filtración Directa, mediante el uso de Filtros Duales, de antracita-arena , de acuerdo a (23) y (24), es la formación de una zona de filtración , que se mueve hacia abajo a través del lecho, estando determinada la tasa de filtración, por el pretratamiento y condiciones de operación de las unidades. Este punto es bastante importante ya que la rehabilitación de las unidades de filtración como se menciona en el Capítulo 2 es necesariamente indispensable.

BIBLIOGRAFÍA

1. Hudson, H. E. Jr, Water Clarification Processes Practical Design and Evaluation. Van Nostrand Reinhold Company Regional Offices. New York Cincinnati Atlanta Dallas San Francisco (1981).
2. Logsdon, G.S., Clark, R. M., Tate, C.H. Treatment Plants Direct Filtration. Journal AWWA, Vol. 72, Marzo, (1980).
3. Bratby, J. R., Optimizing Direct Filtration Brasil Journal AWWA, Vol.78,No. 7, Julio, (1986).
4. Roberts, K. J., The Status of Direct Filtration. Journal AWWA, Vol. 72, Julio, (1980).
5. Arboleda, V. J., Teoría, Diseño y Control de los Procesos de Clarificación del Agua. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, CEPIS, OSP/OMS, Lima, Abril (1973).
6. Yao, K. M., Theoretical Study of High Rate Sedimentation. Journal WPCF, 42: 218, Febrero (1970).
7. Hansen, C. G., Richardson, G., High Rate Sedimentation Theory. Journal AWWA, Vol. 60: 6, p. 681, Junio (1968).
8. Miller, D. G., Solid Contact Reactors, Actas del Simposium sobre Nuevos Metodos de Tratamiento del Agua. CEPIS / OMS, (1972).
9. Cox, R. Ch., Operation and Control of Water Treatment Processes, monograph series No 49, OMS, Ginebra, (1969).
10. Arboleda, V. J., & Richter, C. A., Filtración Ascendente Descendente, Aspectos operacionales y de Proyecto. División de Purificación del Agua, DIPA - AIDIS, Revista Acodal, Bogotá, Junio, (1980).
11. Robeck, G. G., Dostal, K. A., y Woodward, R. L., Studies of Modifications in Water Filtration. Journal AWWA, Vol. 56: 198, Febrero (1964).

12. **Loaiza, N. J., Anteproyecto de Planta Potabilizadora de Aguas del río San Juan en China, N.L. Tesis de Grado Maestría, U.A.N.L., Febrero (1988).**
13. **Wagner, E. G., & Laniox, J. N., Water Supply for Rural Areas and Small Communities, monograph series No. 42, OMS, Ginebra, (1961).**
14. **Azevedo, N. J. M., Aplicación de cloro en Tanques de Concreto. División de Purificación del Agua, DIPA - AIDIS, Revista Adocal No. 100, Bogotá, Junio, (1981).**
15. **Loaiza, N. J., Estudio del Salto Hidráulico como Unidad de Mezcla Rápida, Tesis de Grado Maestría, U.A.N.L. Octubre, (1987).**
16. **Hsuan, H. Y., & Ghosh, M. M., Selections Polymers of Direct Filtration. Journal AWWA, Vol. 73, Abril, (1981).**
17. **Carns, K. E., & Dickson, P. J., Utilization Polymers of Direct Filtration. Journal AWWA, Vol. No 77, Marzo, (1985).**
18. **Monk, R. D., Options Designs of Water Filtration. Journal AWWA, Vol. 79, Septiembre (1987).**
19. **Arholeda, V. J., A New Approach to Treatment Plant Design and Construction in Latin América. Journal AWWA, Julio (1986).**
20. **Wier, R. K., Chapman, R. L., Foothills Modern Plant Treatment of Water. Journal AWWA, Vol. 79, Septiembre (1987).**
21. **Garret P. W., Hess, A. F., And Barnes M. J., Plant-Scale Comparision of Direct Filtration Versus Conventional Treatment of a Lake Eric Water. Journal AWWA, Vol. 72, Marzo, (1980).**
22. **Hansen, S. P., Package Plants: One Solution to Small Community Water Supply Needs. Journal AWWA, Vol. 79, Junio (1979).**
23. **Letterman, R.D., Reddy R. S., And Didomenico, J. E., Direct Filtration Using Polyelectrolyte Coagulants. Journal AWWA, Junio (1979).**
24. **Vernon, S., & Novak, J. T., Polyelectrolyte Selection for Direct Filtration. Journal AWWA, Junio , (1979).**



APÉNDICES

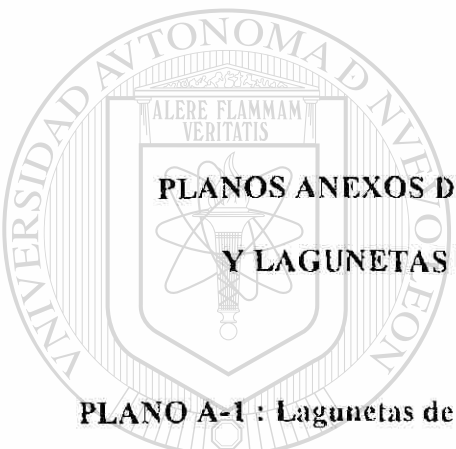
UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

APÉNDICE A



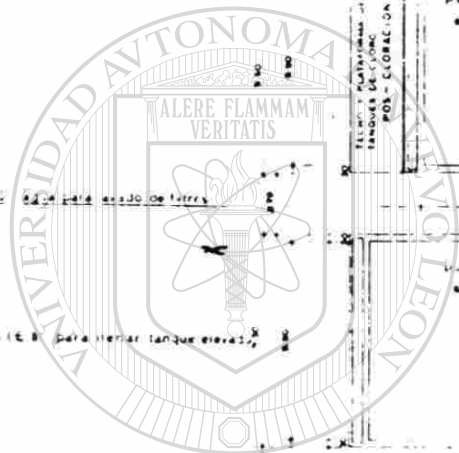
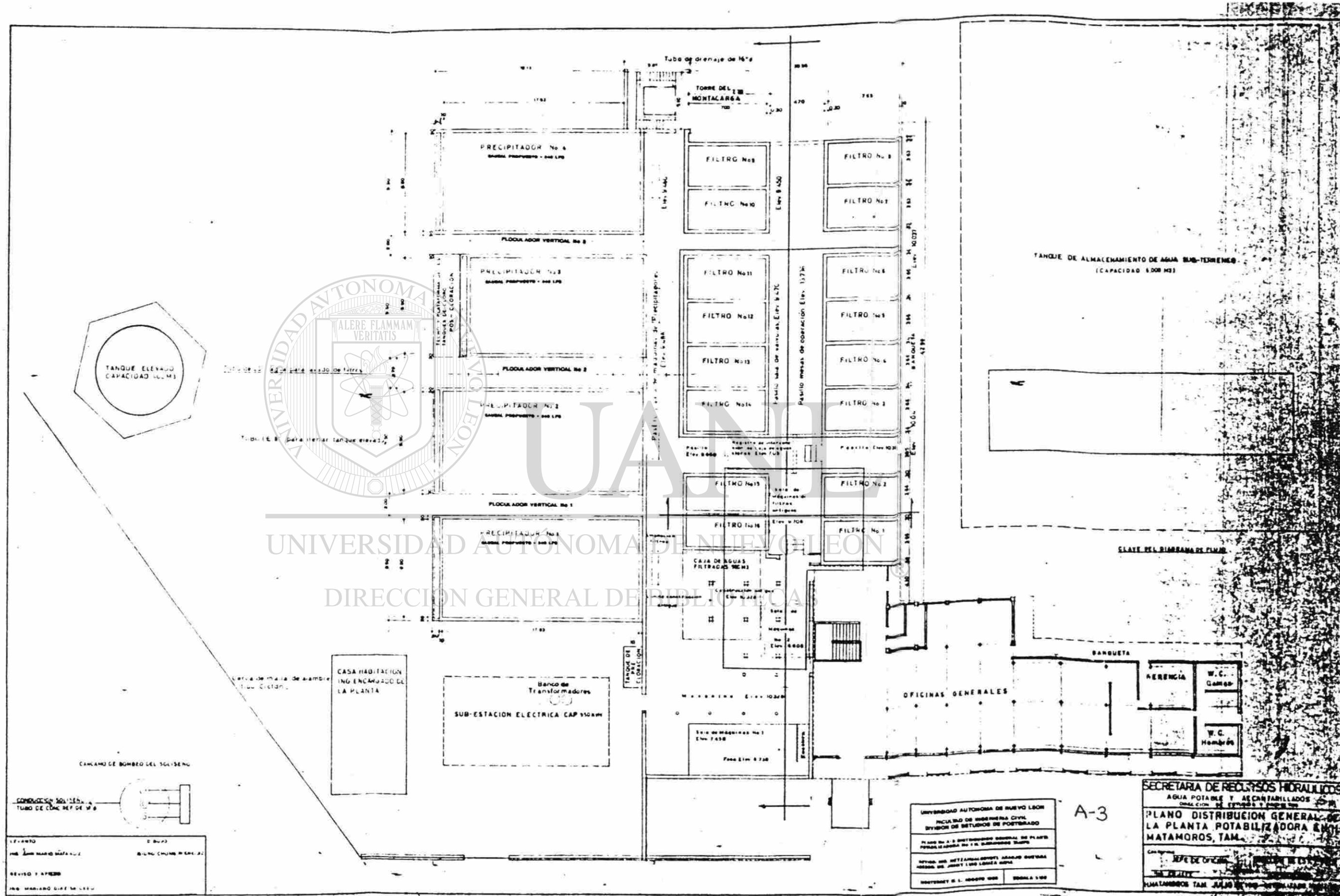
**PLANOS ANEXOS DE APOYO PLANTA POTABILIZADORA No.1
Y LAGUNETAS NATURALES II. MATAMOROS TAMPS.**

PLANO A-1 : Lagunetas de Presedimentación, Captación y Obra de Toma.

PLANO A-2 : Lagunetas Precipitadoras Naturales

PLANO A-3 : Planta de Distribución Potabilizadora No.1

**PLANO A-4 : Área de Cobertura Distribución de Agua Potable, Sistema Planta
No.1 y Lagunetas Naturales**



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

DIRECCION GENERAL DE BIBLIOTECA

DISEÑADO POR: **DR. MANUEL MARTINEZ**
 REVISADO Y APROBADO: **DR. MANUEL MARTINEZ**
 FECHA: **1950**

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
 PLANO No. A-3 DISTRIBUCION GENERAL DE PLANTA
 PARA LA AGUA No. 1 EN BARRIO DE SAN JUAN
 MATAMOROS TAM. JULIO 1950

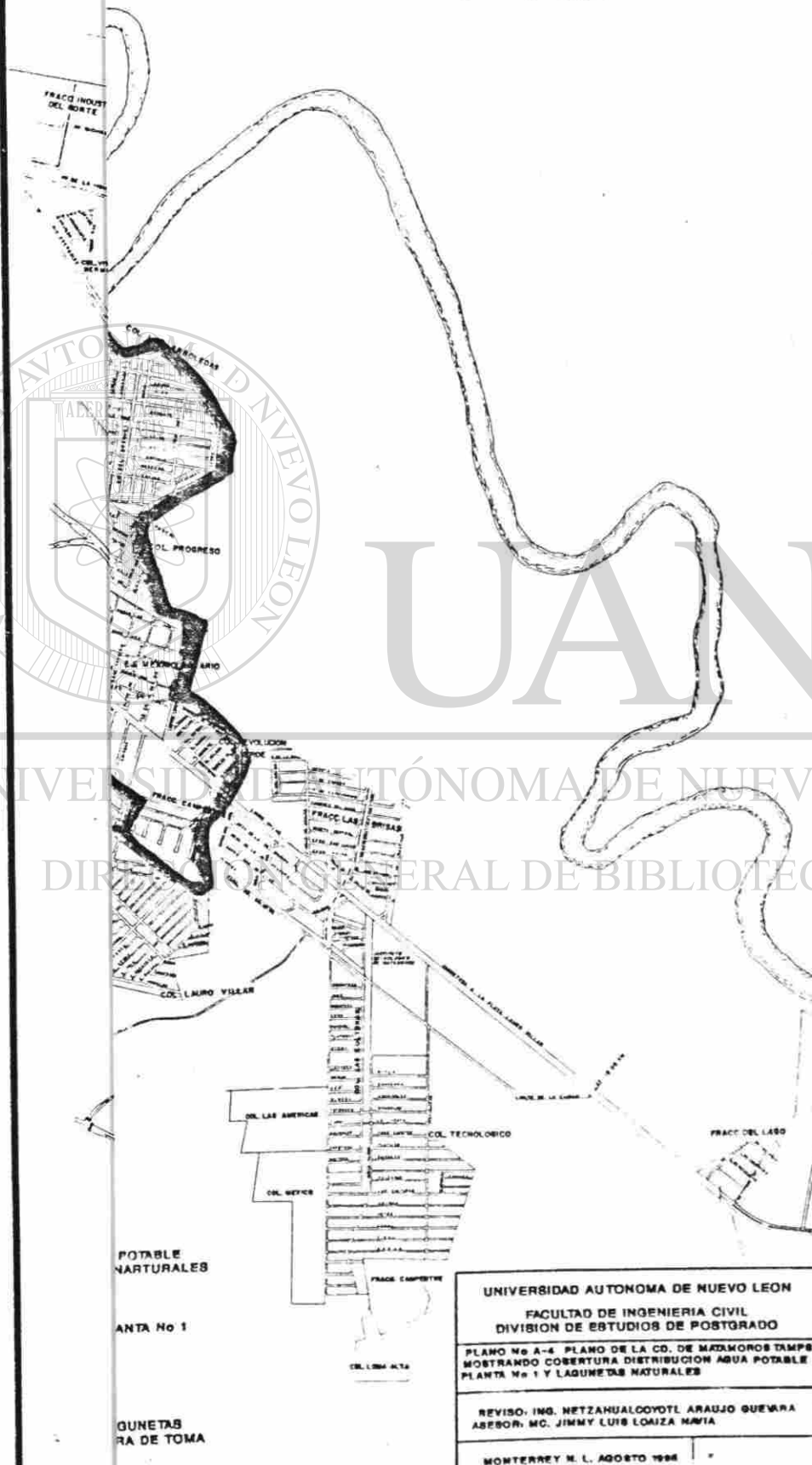
A-3

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 AGUA POTABLE Y ASCANTARILLADOS
 DISTRIBUCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
PLANO DISTRIBUCION GENERAL DE LA PLANTA POTABILIZADORA EN MATAMOROS, TAM.
 CANTIDAD: **UNA**
 MATAMOROS TAM. JULIO 1950



Junta de Aguas y Drenaje

INSTITUCION PUBLICA DESCENTRALIZADA
H. MATAMOROS, TAM., MEXICO



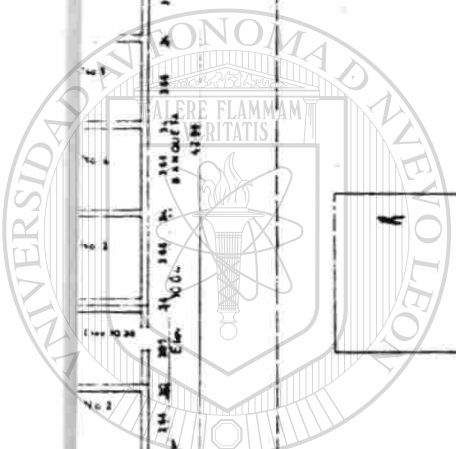
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
 PLANO No A-4 PLANO DE LA CD. DE MATAMOROS TAMPS
 MOSTRANDO COBERTURA DISTRIBUCION AGUA POTABLE
 PLANTA No 1 Y LAGUNETAS NATURALES
 REVISO: ING. NETZAHUALCOYOTL ARAUJO GUEVARA
 ASESOR: MC. JIMMY LUIS LOAIZA MARTA
 MONTERREY N. L. AGOSTO 1986

MODERNAS
 R 637 NTE.
 NO
 DO



UANL

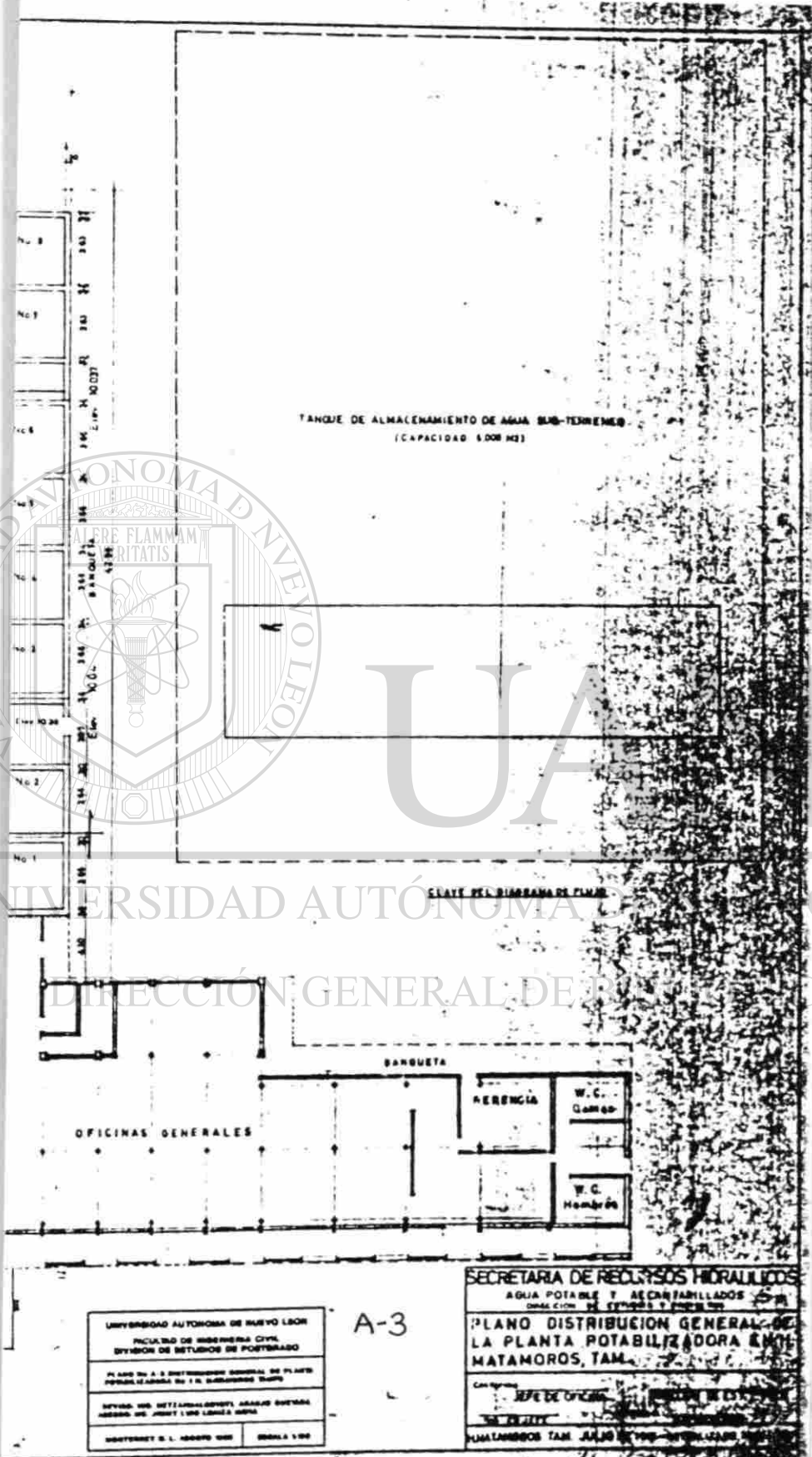
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



UAL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE SERVICIOS



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO

PLANO No. A-3 DISTRIBUCION GENERAL DE PLANTA
 POTABILIZADORA EN EL SUBSUELO TERCERO

OPERA. ING. METEOROLOGISTAS JESUS GUTIERREZ
 HERRERA, ING. JUAN Y VERA LONDEA MORA

DISEÑADOR: S. L. HERRERA GARCIA ESCALA: 1:50

A-3

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 AGUA POTABLE Y RESERVAZADOS
 COM. C. 1001 DE ESTADOS UNIDOS MEXICANOS

PLANO DISTRIBUCION GENERAL DE
 LA PLANTA POTABILIZADORA EN EL
 SUBSUELO TERCERO MATAMOROS, TAM.

Construido por: JEFE DE OFICINA INGENIERO DE ESTUDIOS
 S. L. HERRERA GARCIA JUAN Y VERA LONDEA MORA

MATAMOROS TAM. JULIO 1970 1001

S MODERNAS
 POR 637 NTE.
 EVIÑO
 -59
 PIADO

