UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO HIDRAULICO PARA AMPLACION EN LA CAPACIDAD DE TRATAMIENTO A PLANTA POTABILIZADORA No. 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

TM
Z6834
.C5
FIC
1995
A7

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

N. A. G.

1020113921

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO HIDRAULICO PARA AMPLACION EN LA CAPACIDAD DE TRATAMIENTO A PLANTA POTABILIZADORA No. 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

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

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

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 Filosofia 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 optimizen 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 eficientan el sistema, y si al mismo integramos algunas sugerencias y recomendaciones el Proceso en Planta tipo Convencional, y el manejado 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-Economicamente, 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 día 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.

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...**

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

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

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

NOMENCLATURA

cm	Centímetros
CS	Carga Hidráulica superficial
C.U.	Coeficiente 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_{min}	Caudal Mínimo
S	Grado de Sumergencia (Descarga Libre)
seg	Segundos
SiO2	Escala Sílice (Medición turbiedad)
T.E.	Tamaño efectivo del grano (D10)
to	Tiempo de retención
UV	Ultra Violeta
W	Ancho Aforador Parshall
^0C	Grados Centígrados

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.

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 preocupacion en todo el Mundo, respecto a los problemas relacionados con el Saneamiento basico. 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 - Economicas

Nuestro Planeta esta formado en sus ¾ 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, constituyendose 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 metodos 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** correspondia 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 sedimentacion se considera una etapa complementaria, y realiza la separación de los sólidos mas 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 innocuo 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 polímeros 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 Filtracion 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 Afluente 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 polielectrolítos.

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 Titulo 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 extremoso 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 mas 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 algodonero 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 lps** quedando inconclusa y operando a una Capacidad aproximada de **700 lps**, teniéndose la obra de toma hasta ese entonces directamente sobre el Río Bravo. Hasta esas fechas la ciudad contaba con una demanda de **550 lps** , 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 límite 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 tuberias 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 desentralizada, 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 **Titulo de Concesión** No **2-TAM-1-00224/24-H-A-SG-94**, para la Explotación ó uso de Aguas Nacionales Superficiales por un volúmen de **48'100,000 M^3 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 ocaciones 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 diarreícas, 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 678**ppm 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 Sílice (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 **límite 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.

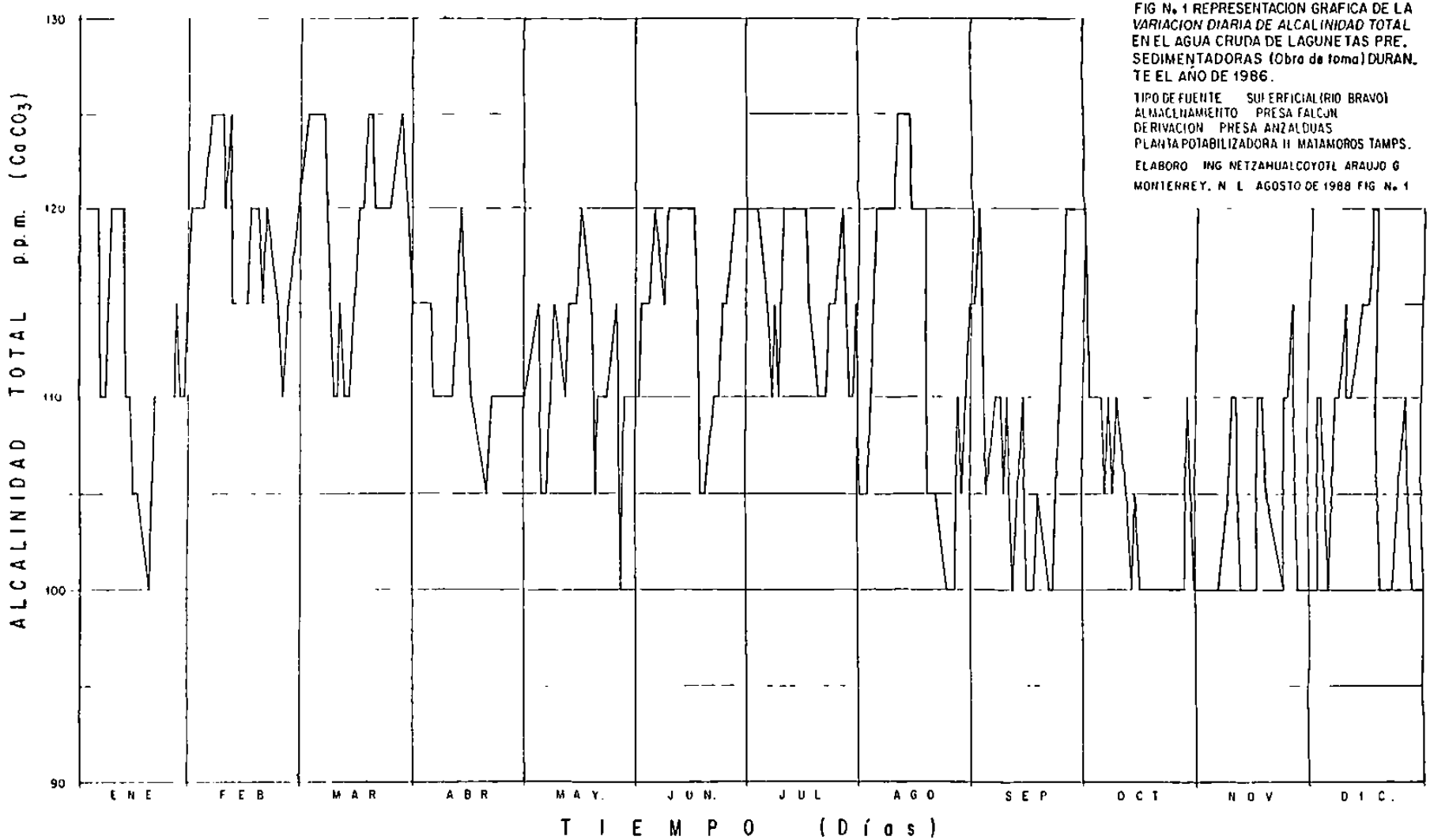
2) Deberá tener baja Turbiedad y máximo **Color 125 unidades Escala Platino-Cobalto**.

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 dc 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 ensayes Físico-Químicos de muestras de agua cruda y potable los cuales apoyan los resultados preliminares obtenidos, en dichos ensayes 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**.



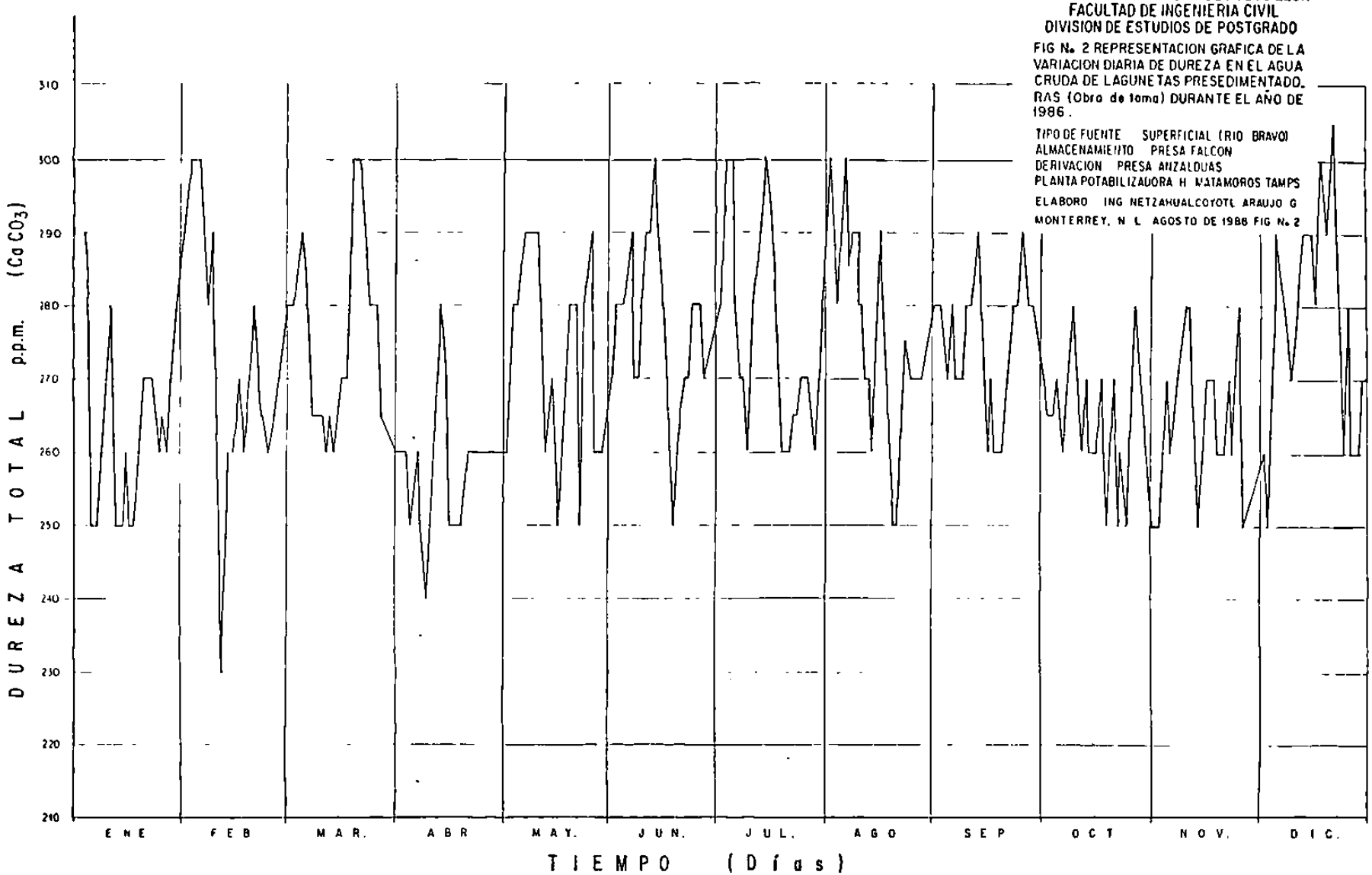
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO

FIG N. 1 REPRESENTACION GRAFICA DE LA *VARIACION DIARIA DE ALCALINIDAD TOTAL* EN EL AGUA CRUDA DE LAGUNETAS PRE. SEDIMENTADORAS (Obra de toma) DURANTE EL AÑO DE 1986.

TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL (RIO BRAVO)
ALMACENAMIENTO PRESA FALCON
DERIVACION PRESA ANZALDUAS
PLANTA POTABILIZADORA II MATAMOROS TAMPS.

ELABORO ING NETZAHUALCOYOTL ARAUJO G

MONTERREY, N L AGOSTO DE 1988 FIG N. 1

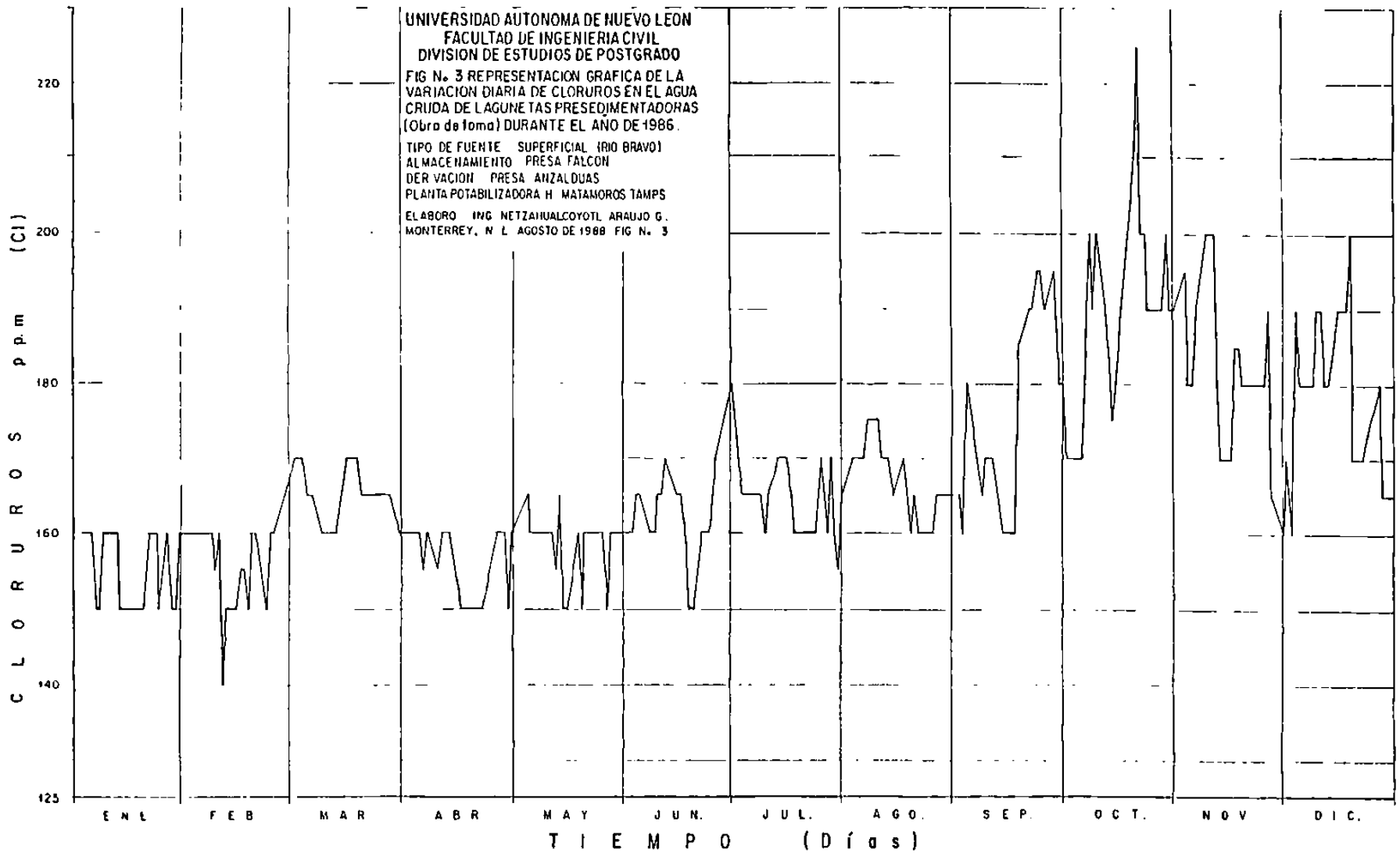


UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO

FIG N. 2 REPRESENTACION GRAFICA DE LA VARIACION DIARIA DE DUREZA EN EL AGUA CRUDA DE LAGUNETAS PRESEDIMENTADORAS (Obra de toma) DURANTE EL AÑO DE 1986.

TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL (RIO BRAVO)
ALMACENAMIENTO PRESA FALCON
DERIVACION PRESA ANZALDUAS
PLANTA POTABILIZADORA H MATAMOROS TAMPS

ELABORO ING NETZAHUALCOYOTL ARAUJO G
MONTERREY, N L AGOSTO DE 1988 FIG N. 2

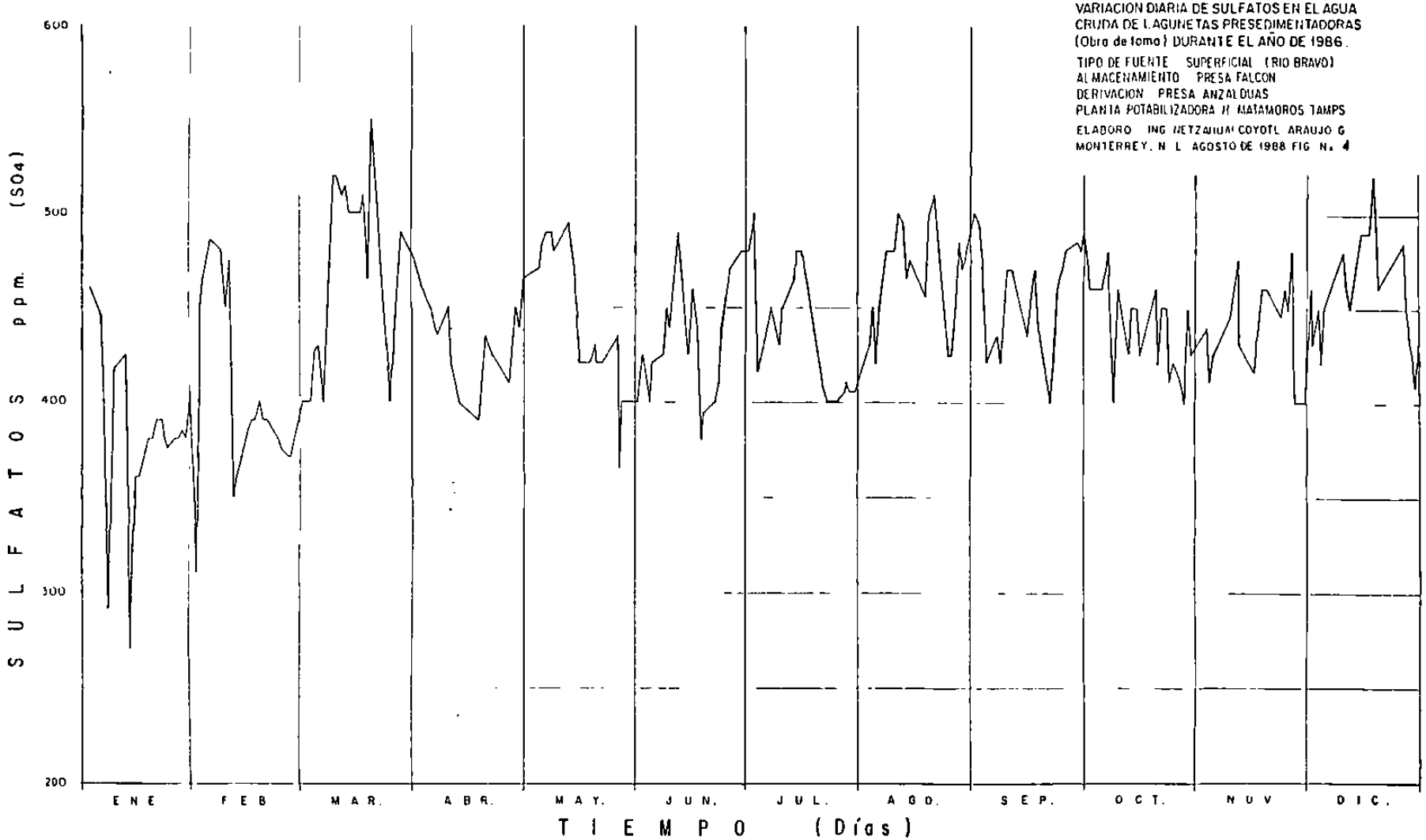

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
FIG N. 3 REPRESENTACION GRAFICA DE LA VARIACION DIARIA DE CLORUROS EN EL AGUA CRUDA DE LAGUNETAS PRESEDIMENTADORAS (Obra de toma) DURANTE EL AÑO DE 1986.
TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL (RIO BRAVO)
ALMACENAMIENTO PRESA FALCON
DERIVACION PRESA ANZALDUAS
PLANTA POTABILIZADORA H MATAMOROS TAMPS
ELABORO ING NETZAHUALCOYOTL ARAUJO G.
MONTERREY, N L AGOSTO DE 1988 FIG N. 3
CLORUROS p.p.m (Cl)
220
200
180
160
140
125
ENE
FEB
MAR
ABR
MAY
JUN.
JUL.
AGO.
SEP.
OCT.
NOV
DIC.
TIEMPO (Días)

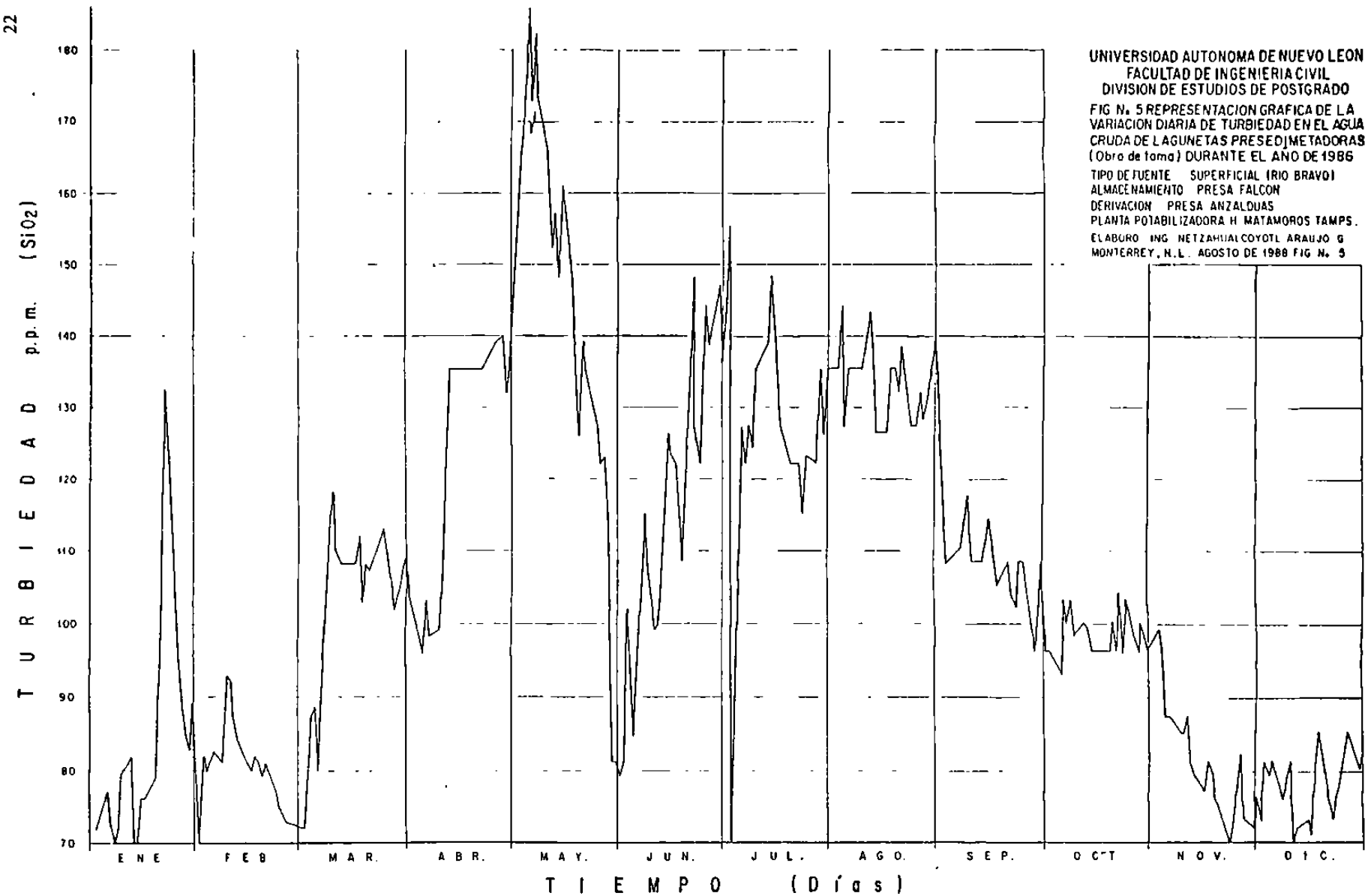
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO

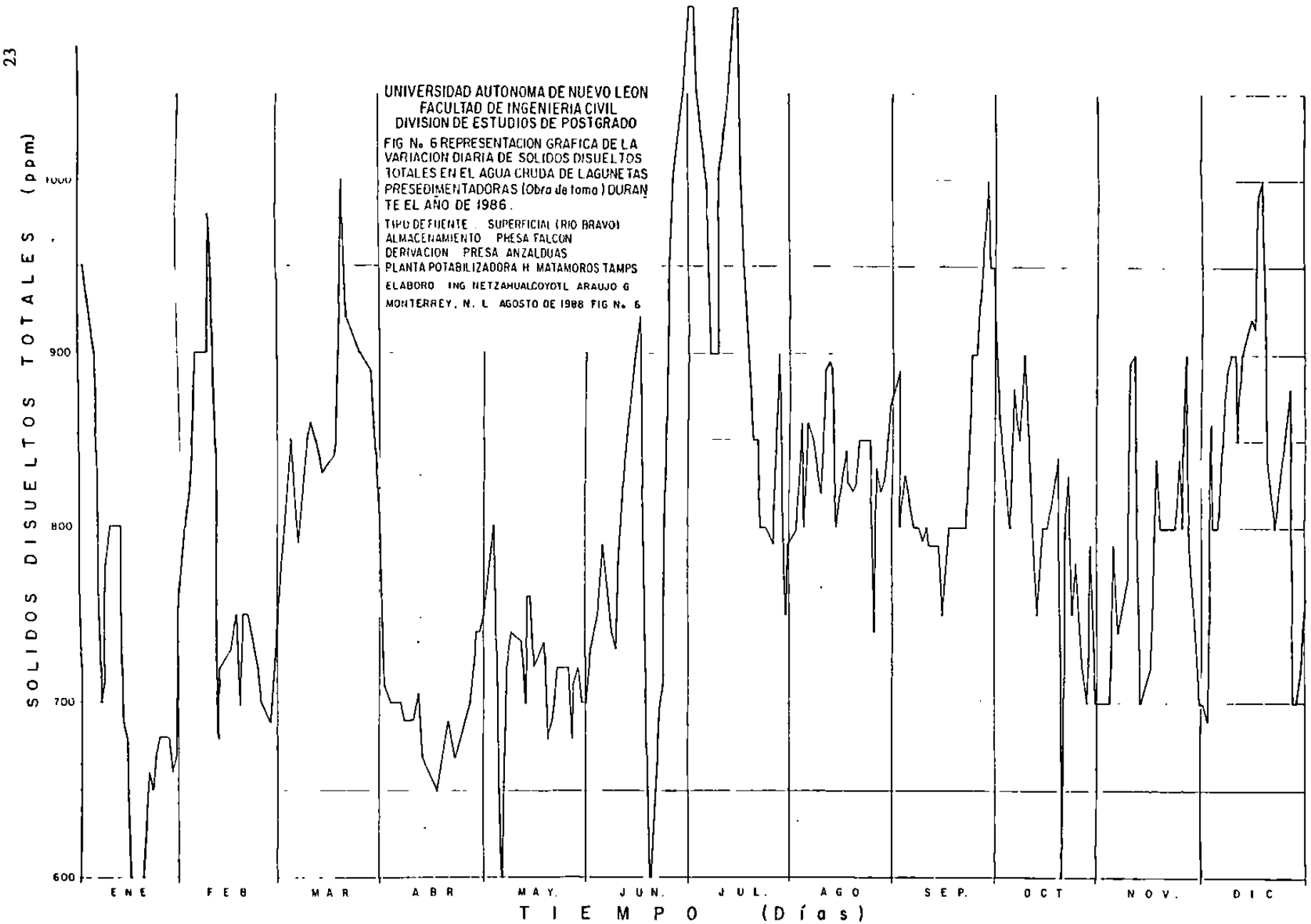
FIG N. 4 REPRESENTACION GRAFICA DE LA VARIACION DIARIA DE SULFATOS EN EL AGUA CRUDA DE LAGUNETAS PRESEDIMENTADORAS (Obra de toma) DURANTE EL AÑO DE 1986.

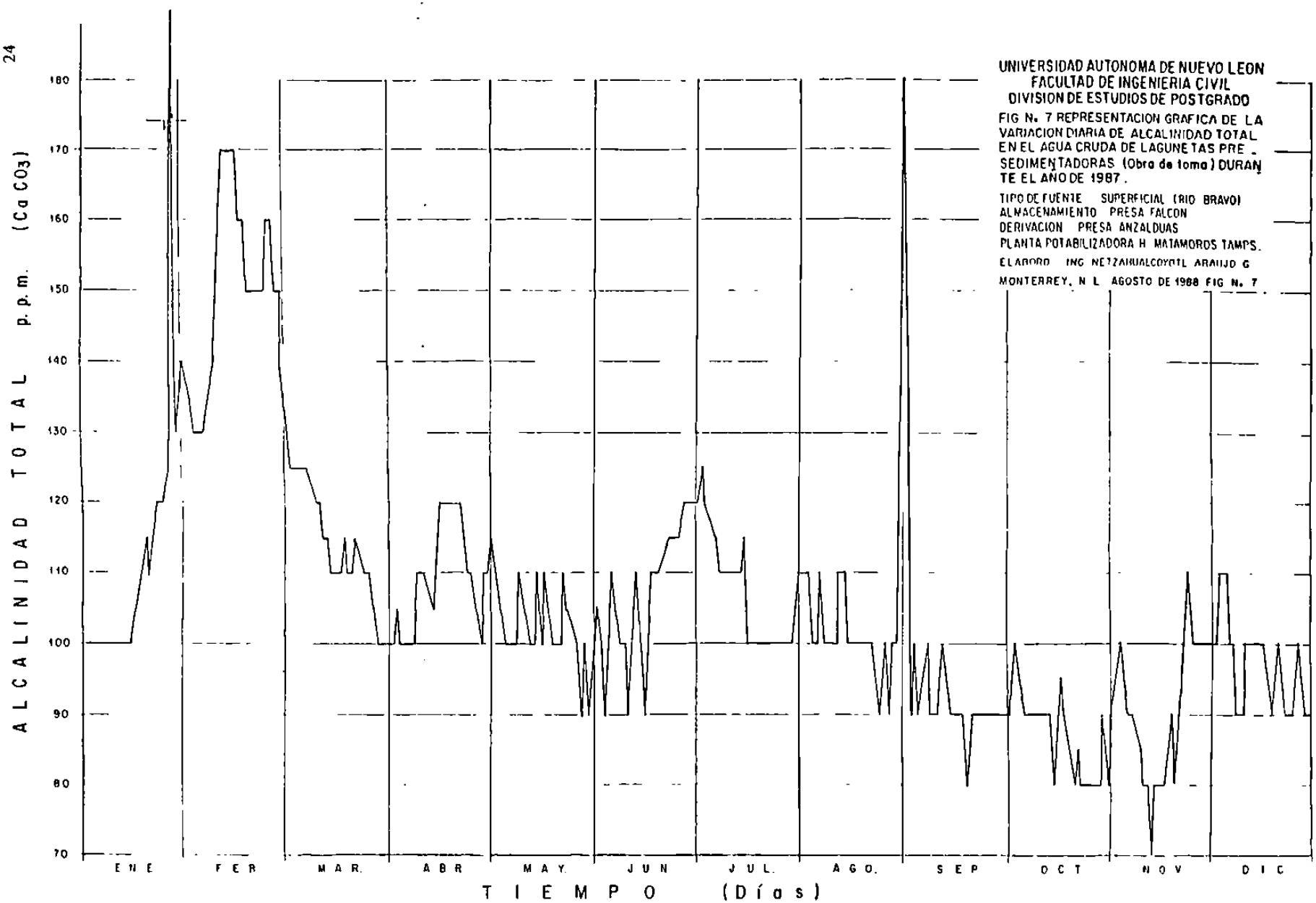
TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL (RIO BRAVO)
ALMACENAMIENTO PRESA FALCON
DERIVACION PRESA ANZALDUAS
PLANTA POTABILIZADORA # MATAMOROS TAMPS

ELABORO ING NETZAHUALCOYOTL ARAUJO G
MONTERREY, N L AGOSTO DE 1988 FIG N. 4




UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
FIG N. 5 REPRESENTACION GRAFICA DE LA VARIACION DIARIA DE TURBIEDAD EN EL AGUA CRUDA DE LAGUNETAS PRESEDIMETADORAS (Obra de toma) DURANTE EL AÑO DE 1986
TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL (RIO BRAVO)
ALMACENAMIENTO PRESA FALCON
DERIVACION PRESA ANZALDUAS
PLANTA POTABILIZADORA H. MATAMOROS TAMPS.
ELABORO ING NETZAHUALCOYOTL ARAUJO G
MONTERREY, N.L. AGOSTO DE 1988 FIG N. 5
TURBIEDAD p.p.m. (SiO2)
180
170
160
150
140
130
120
110
100
90
80
70
ENE
FEB
MAR.
ABR.
MAY.
JUN.
JUL.
AGO.
SEP.
OCT
NOV.
DIC.
TIEMPO (Días)


UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
FIG No. 6 REPRESENTACION GRAFICA DE LA VARIACION DIARIA DE SOLIDOS DISUELTOS TOTALES EN EL AGUA CRUDA DE LAGUNETAS PRESEDIMENTADORAS (Obra de toma) DURANTE EL AÑO DE 1986.
TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL (RIO BRAVO)
ALMACENAMIENTO PRESA FALCON
DERIVACION PRESA ANZALDUAS
PLANTA POTABILIZADORA H. MATAMOROS TAMPS
ELABORO ING NETZAHUALCOYOTL ARAUJO G
MONTERREY, N. L AGOSTO DE 1988 FIG N. 6
SOLIDOS DISUELTOS TOTALES (ppm)
1000
900
800
700
600
ENE
FEB
MAR
ABR
MAY.
JUN.
JUL.
AGO
SEP.
OCT
NOV.
DIC
TIEMPO (Días)



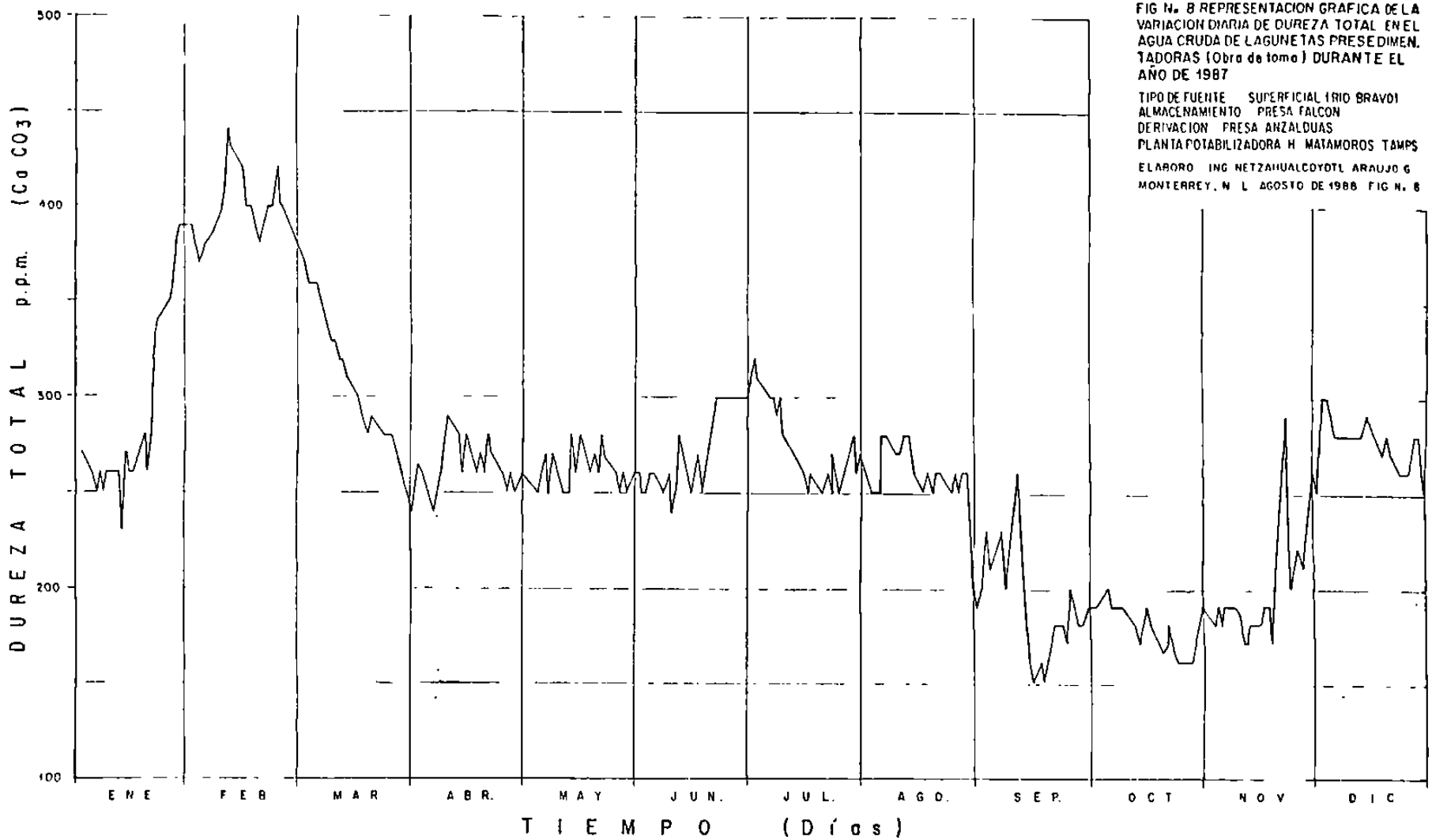
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO

FIG N. 7 REPRESENTACION GRAFICA DE LA VARIACION DIARIA DE ALCALINIDAD TOTAL EN EL AGUA CRUDA DE LAGUNETAS PRE - SEDIMENTADORAS (Obra de toma) DURANTE EL AÑO DE 1987.

TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL (RIO BRAVO)
ALMACENAMIENTO PRESA FALCON
DERIVACION PRESA ANZALDUAS
PLANTA POTABILIZADORA H. MATAMOROS TAMPS.

ELABORO ING NETZAHUALCOYOTL ARAUJO G

MONTERREY, N L AGOSTO DE 1988 FIG N. 7

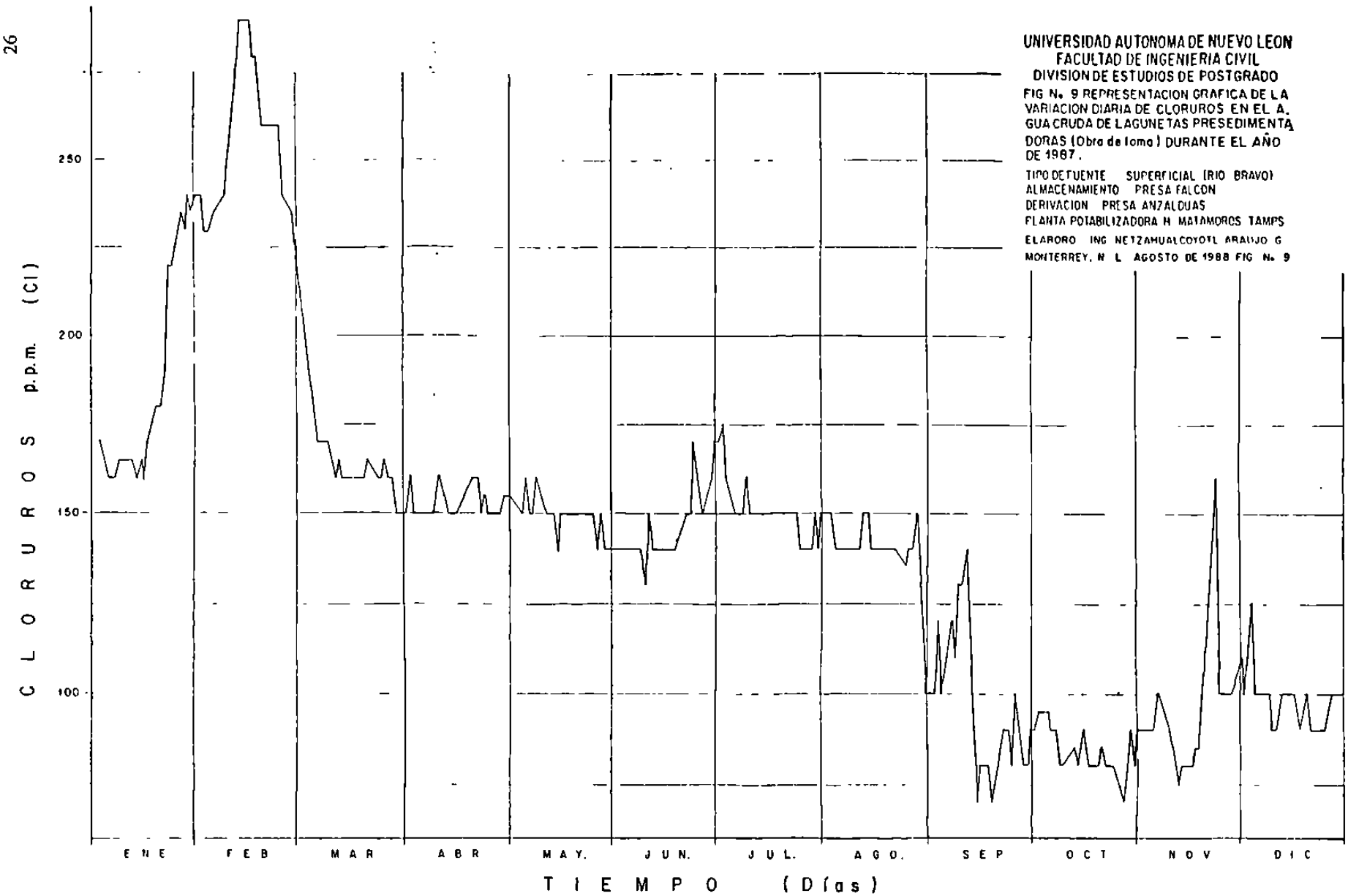


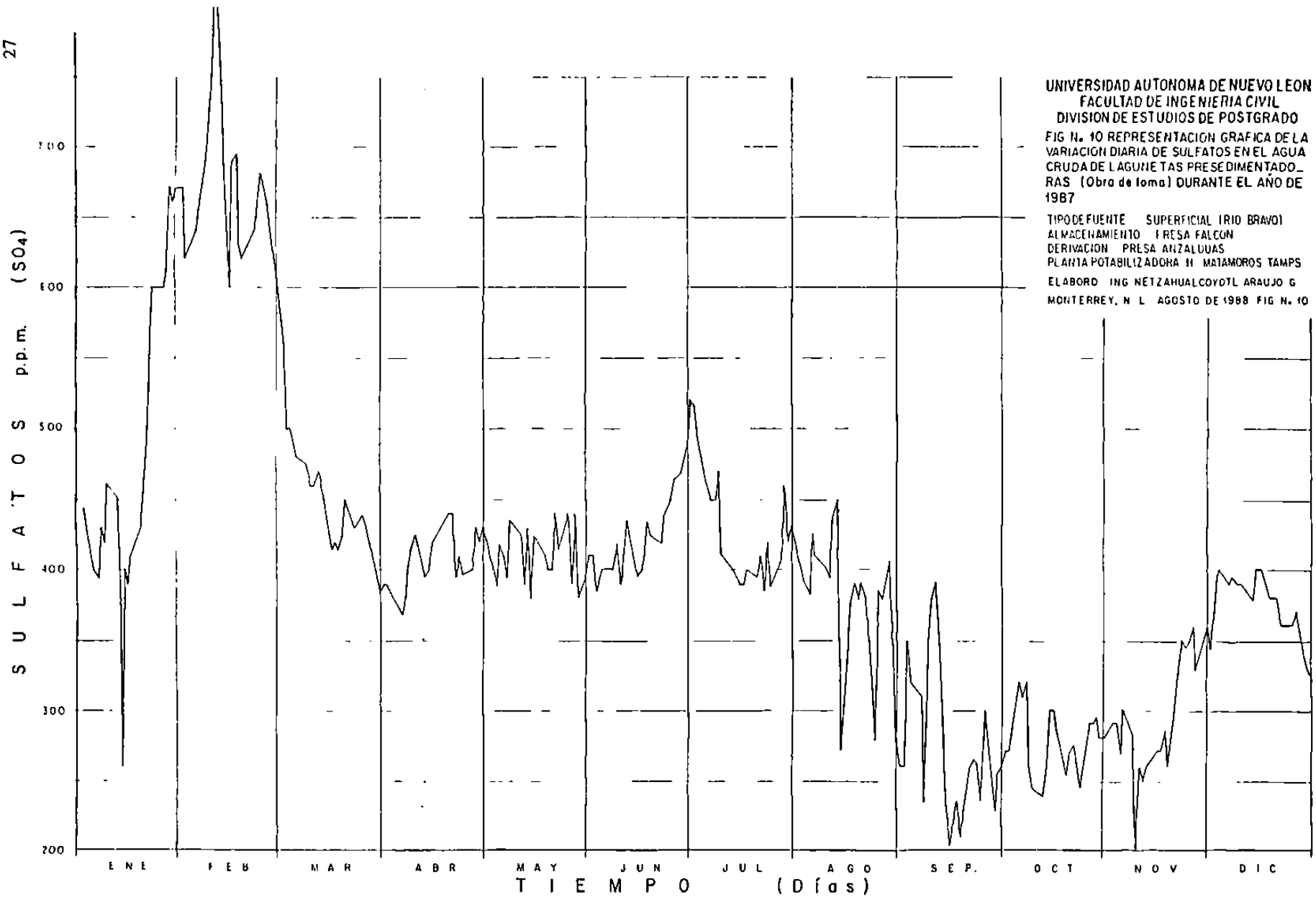
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO

FIG N. 8 REPRESENTACION GRAFICA DE LA VARIACION DIARIA DE DUREZA TOTAL EN EL AGUA CRUDA DE LAGUNETAS PRESEDIMENTADORAS (Obra de toma) DURANTE EL AÑO DE 1987

TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL (RIO BRAVO)
ALMACENAMIENTO PRESA FALCON
DERIVACION PRESA ANZALDUAS
PLANTA POTABILIZADORA H. MATAMOROS TAMPS

ELABORO ING NETZAHUALCOYOTL ARAUJO G
MONTERREY, N L AGOSTO DE 1988 FIG N. 8


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 AGUA CRUDA DE LAGUNETAS PRESEDIMENTADORAS (Obra de toma) DURANTE EL AÑO DE 1987.
TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL (RIO BRAVO)
ALMACENAMIENTO PRESA FALCON
DERIVACION PRESA ANZALDUAS
PLANTA POTABILIZADORA H. MATAMOROS TAMPS
ELABORO ING NETZAHUALCOYOTL ARAUJO G
MONTERREY, N L AGOSTO DE 1988 FIG N. 9
CLORUROS p.p.m. (Cl)
250
200
150
100
ENE
FEB
MAR
ABR
MAY.
JUN.
JUL.
AGO.
SEP
OCT
NOV
DIC
TIEMPO (Días)



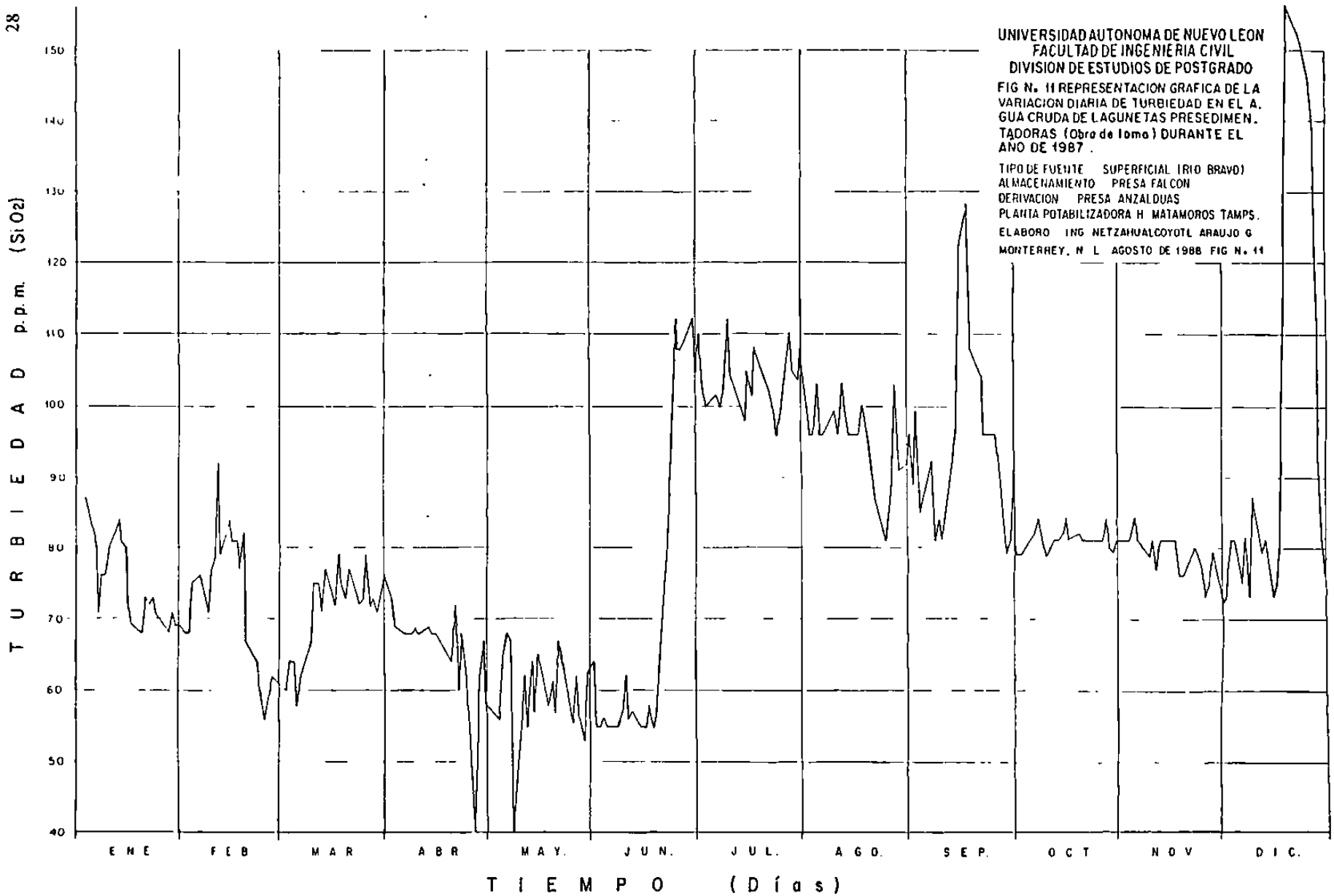
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO

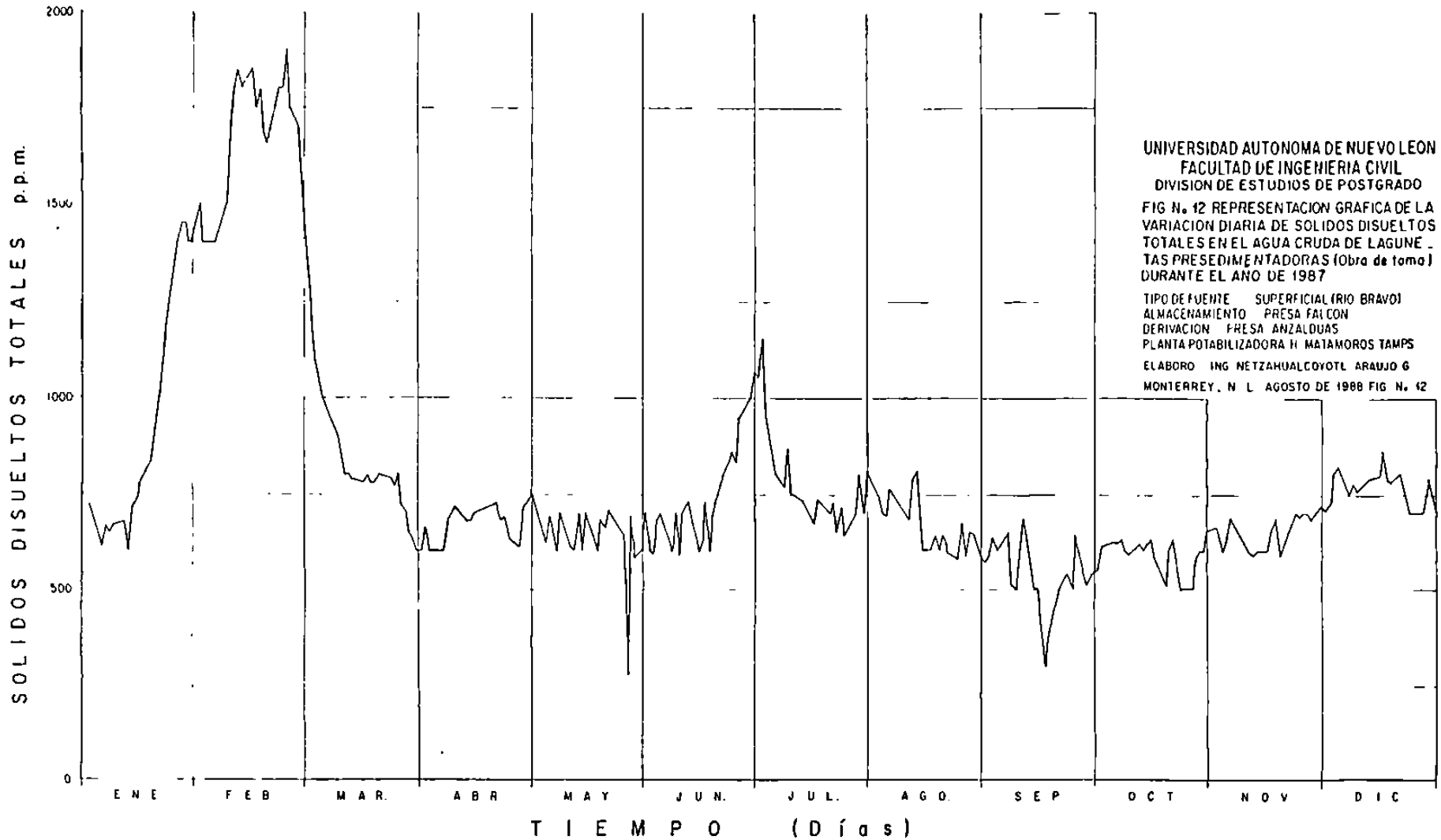
FIG N. 10 REPRESENTACION GRAFICA DE LA VARIACION DIARIA DE SULFATOS EN EL AGUA CRUDA DE LAGUNETAS PRESEDIMENTADORAS (Obra de toma) DURANTE EL AÑO DE 1987

TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL (RIO BRAVO)
ALMACENAMIENTO PRESA FALCON
DERIVACION PRESA ANZALDUAS
PLANTA POTABILIZADORA II MATAMOROS TAMPS

ELABORO ING NETZAHUALCOYOTL ARAUJO G

MONTERREY, N L AGOSTO DE 1988 FIG N. 10


UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
FIG N. 11 REPRESENTACION GRAFICA DE LA VARIACION DIARIA DE TURBIEDAD EN EL AGUA CRUDA DE LAGUNETAS PRESEDIMENTADORAS (Obra de toma) DURANTE EL AÑO DE 1987.
TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL (RIO BRAVO)
ALMACENAMIENTO PRESA FALCON
DERIVACION PRESA ANZALDUAS
PLANTA POTABILIZADORA H MATAMOROS TAMPS.
ELABORO ING NETZAHUALCOYOTL ARAUJO G
MONTERREY, N L AGOSTO DE 1988 FIG N. 11
TURBIEDAD p.p.m. (SiO2)
150
140
130
120
110
100
90
80
70
60
50
40
ENE
FEB
MAR
ABR
MAY.
JUN.
JUL.
AGO.
SEP.
OCT
NOV
DIC.
TIEMPO (Días)



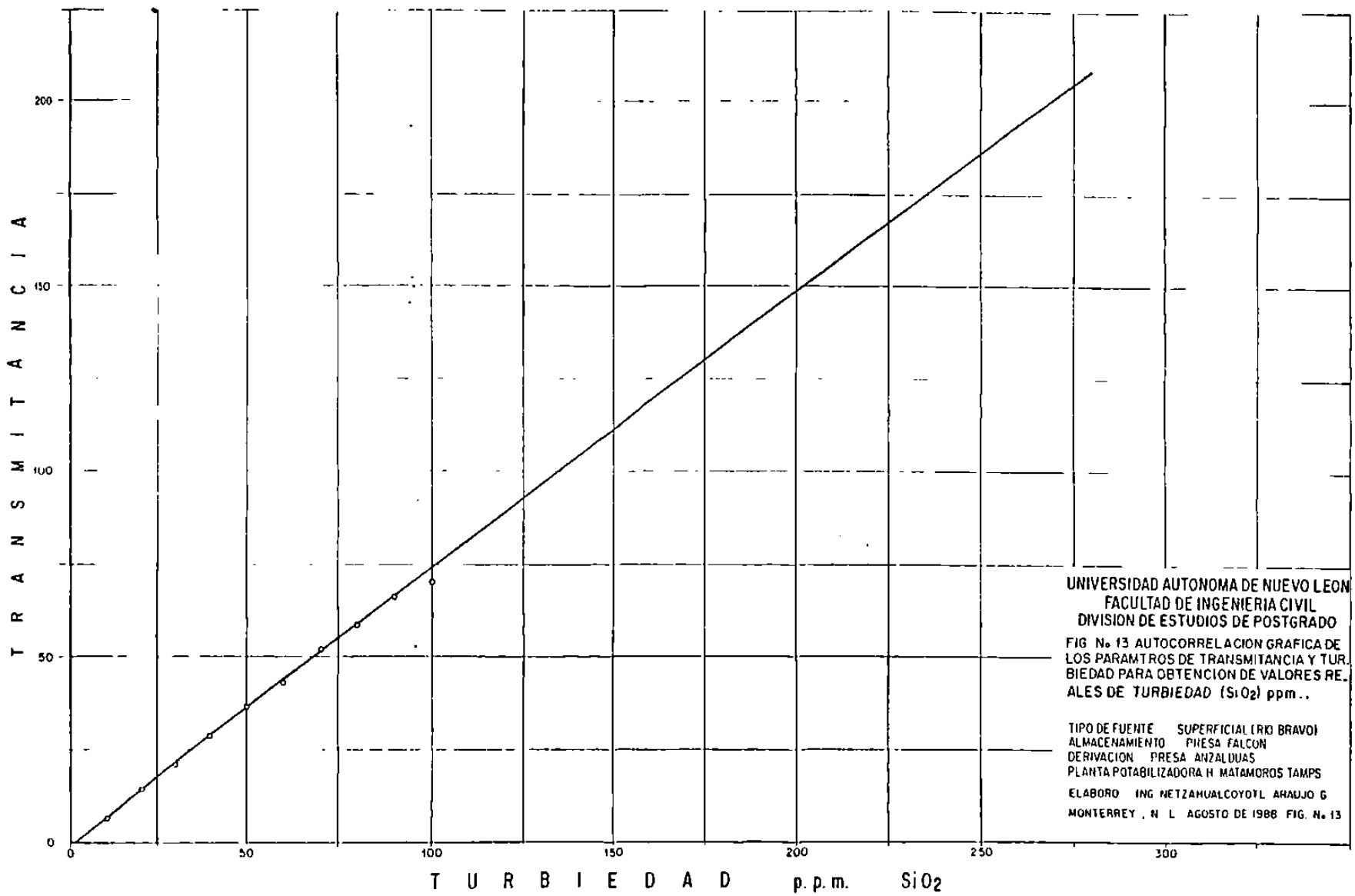
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO

FIG N. 12 REPRESENTACION GRAFICA DE LA VARIACION DIARIA DE SOLIDOS DISUELTOS TOTALES EN EL AGUA CRUDA DE LAGUNE - TAS PRESEDIMENTADORAS (Obra de toma) DURANTE EL AÑO DE 1987

TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL (RIO BRAVO)
ALMACENAMIENTO PRESA FALCON
DERIVACION PRESA ANZALDUAS
PLANTA POTABILIZADORA H MATAMOROS TAMPS

ELABORO ING NETZAHUALCOYOTL ARAUJO G

MONTERREY, N L AGOSTO DE 1988 FIG N. 12



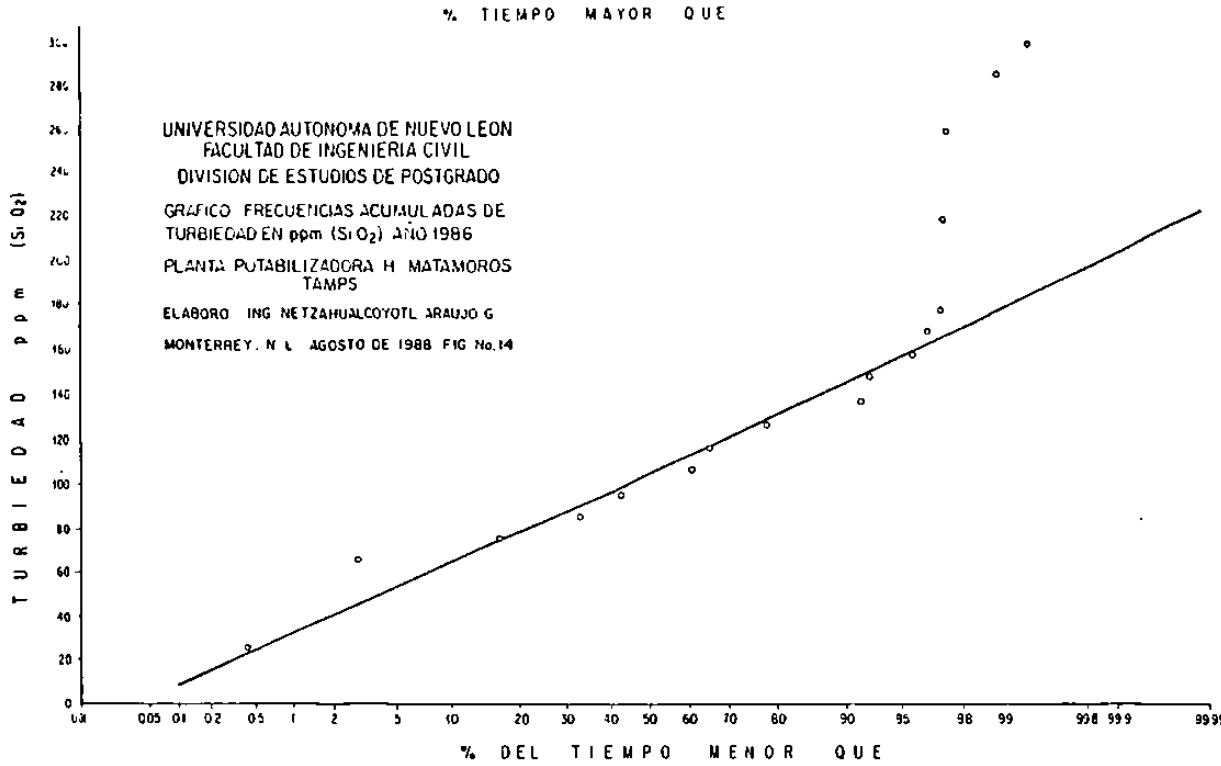
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO

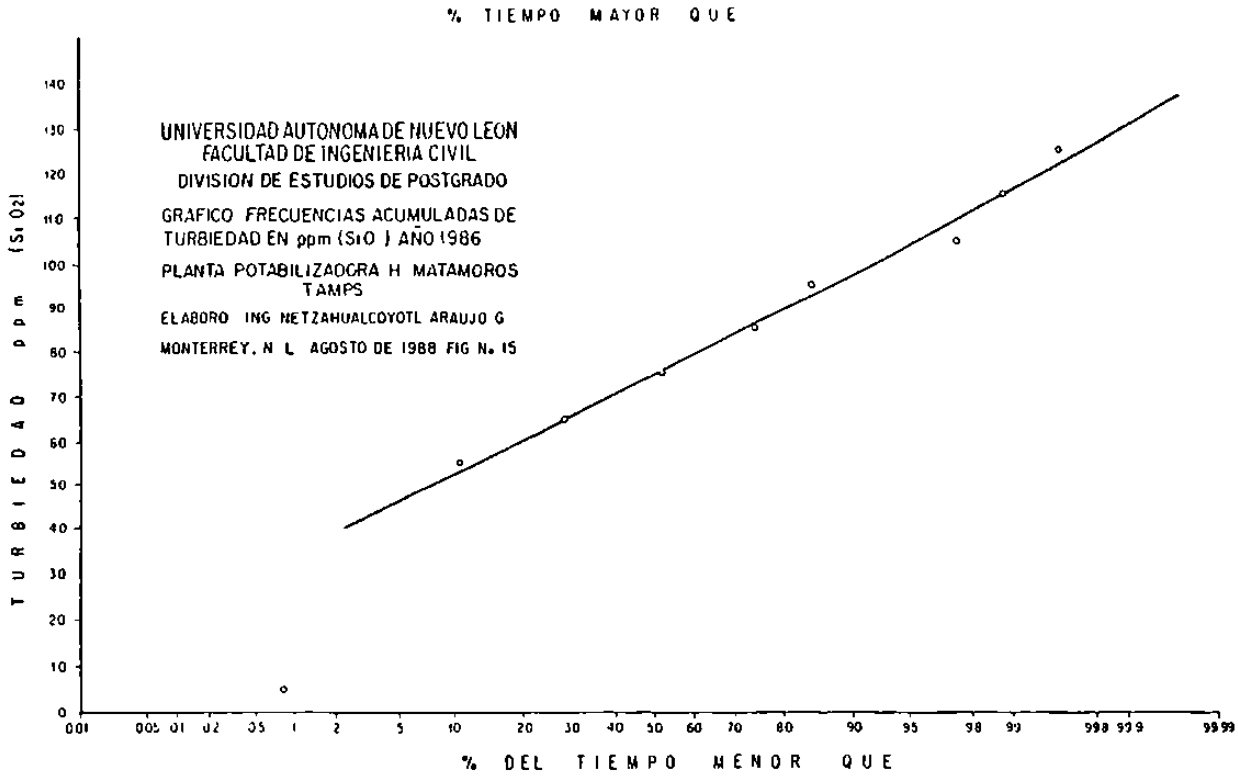
FIG No 13 AUTOCORRELACION GRAFICA DE LOS PARAMTROS DE TRANSMITANCIA Y TURBIEDAD PARA OBTENCION DE VALORES REALES DE TURBIEDAD (SiO_2) ppm..

TIPO DE FUENTE SUPERFICIAL (RIO BRAVO)
ALMACENAMIENTO PRESA FALCON
DERIVACION PRESA ANZALDUAS
PLANTA POTABILIZADORA H MATAMOROS TAMPS

ELABORO ING NETZAHUALCOYOTL ARAUJO G

MONTERREY , N L AGOSTO DE 1988 FIG. No 13


% TIEMPO MAYOR QUE
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
GRAFICO FRECUENCIAS ACUMULADAS DE
TURBIEDAD EN ppm (Si O2) AÑO 1986
PLANTA POTABILIZADORA H MATAMOROS
TAMPS
ELABORO ING NETZAHUALCOYOTL ARAUJO G
MONTERREY, N L AGOSTO DE 1988 FIG No.14
TURBIEDAD ppm (Si O2)
% DEL TIEMPO MENOR QUE


% TIEMPO MAYOR QUE
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
GRAFICO FRECUENCIAS ACUMULADAS DE
TURBIEDAD EN ppm (SiO) AÑO 1986
PLANTA POTABILIZADORA H MATAMOROS
TAMPS
ELABORO ING NETZAHUALCOYOTL ARAUJO G
MONTERREY, N L AGOSTO DE 1988 FIG No. 15
TURBIEDAD ppm (Si O2)
% DEL TIEMPO MENOR QUE

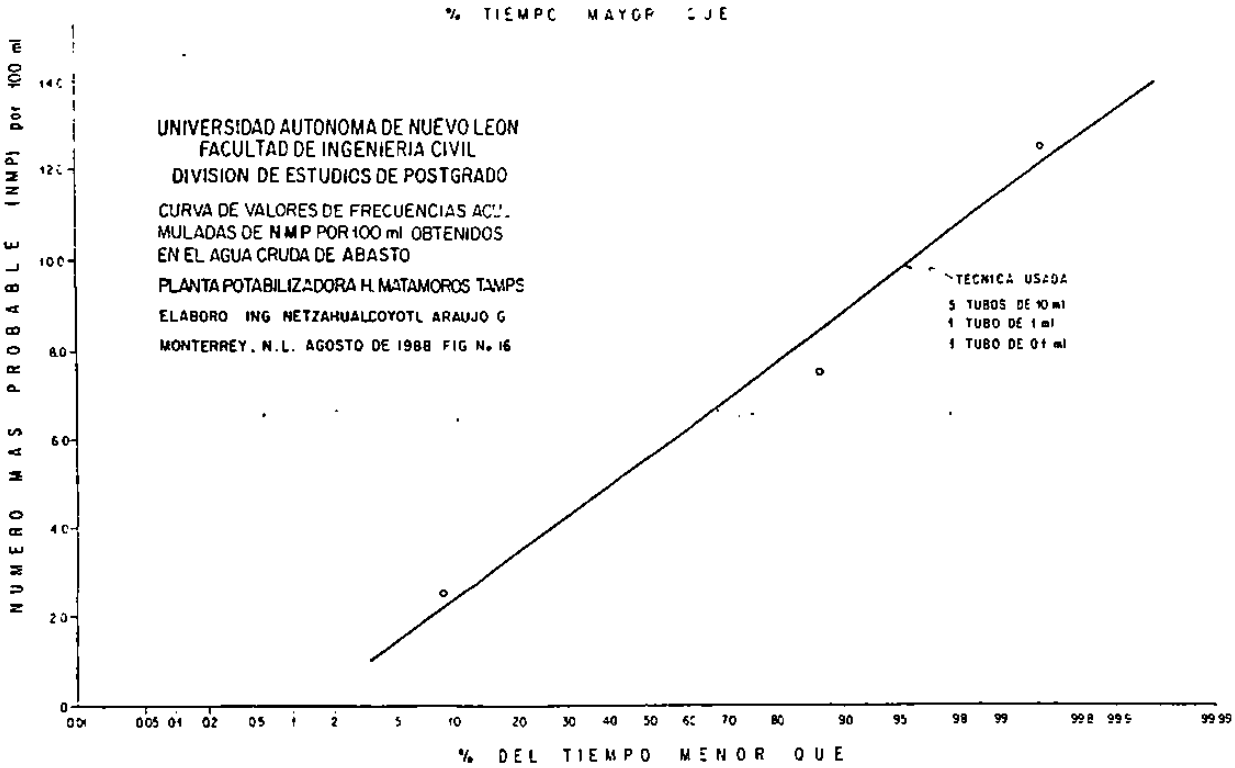
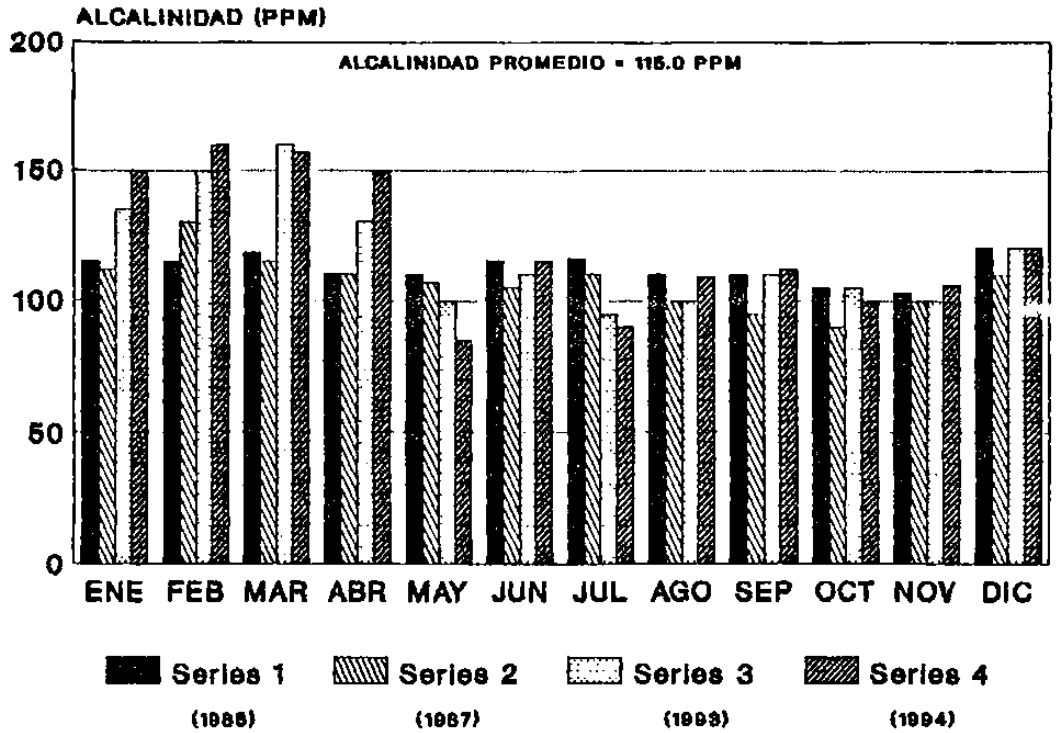

% TIEMPO MAYOR QUE
NUMERO MAS PROBABLE (NMP) por 100 ml
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
CURVA DE VALORES DE FRECUENCIAS ACUMULADAS DE NMP POR 100 ml OBTENIDOS EN EL AGUA CRUDA DE ABASTO
PLANTA POTABILIZADORA H. MATAMOROS TAMPS
ELABORO ING NETZAHUALCOYOTL ARAUJO G
MONTERREY, N.L. AGOSTO DE 1988 FIG N. 16
TECNICA USADA
5 TUBOS DE 10 ml
1 TUBO DE 1 ml
1 TUBO DE 0.1 ml
% DEL TIEMPO MENOR QUE

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.

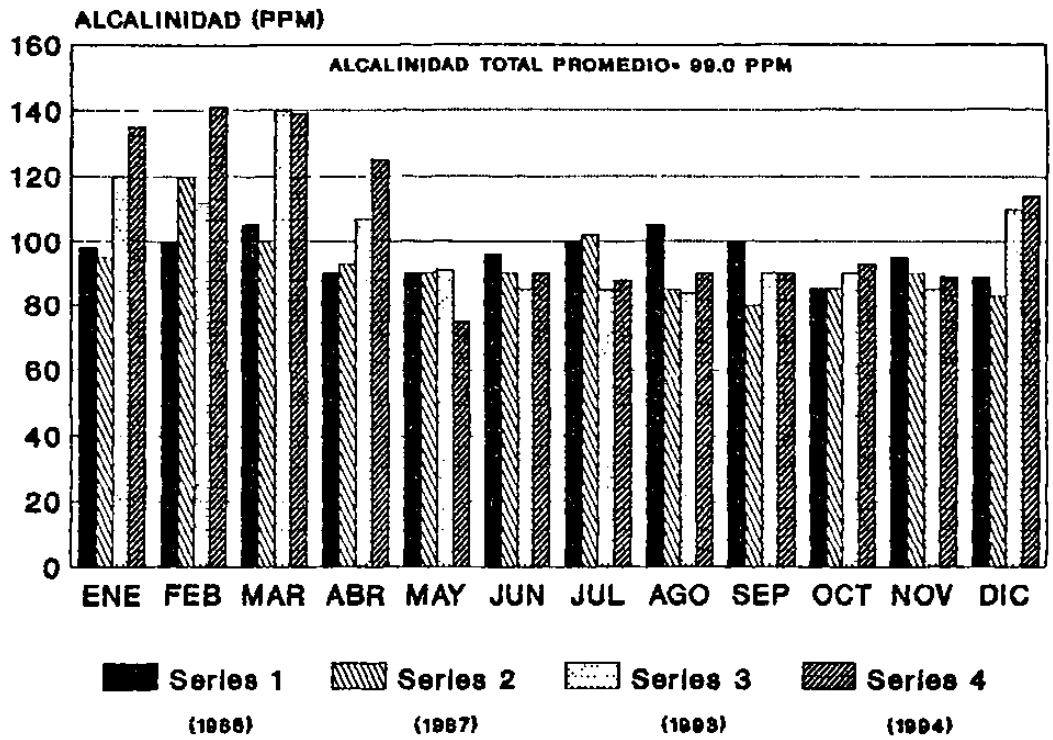


Figura 19. Grafico de la variacion Mensual en la Dureza Total Agua Cruda Obra de Toma Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps

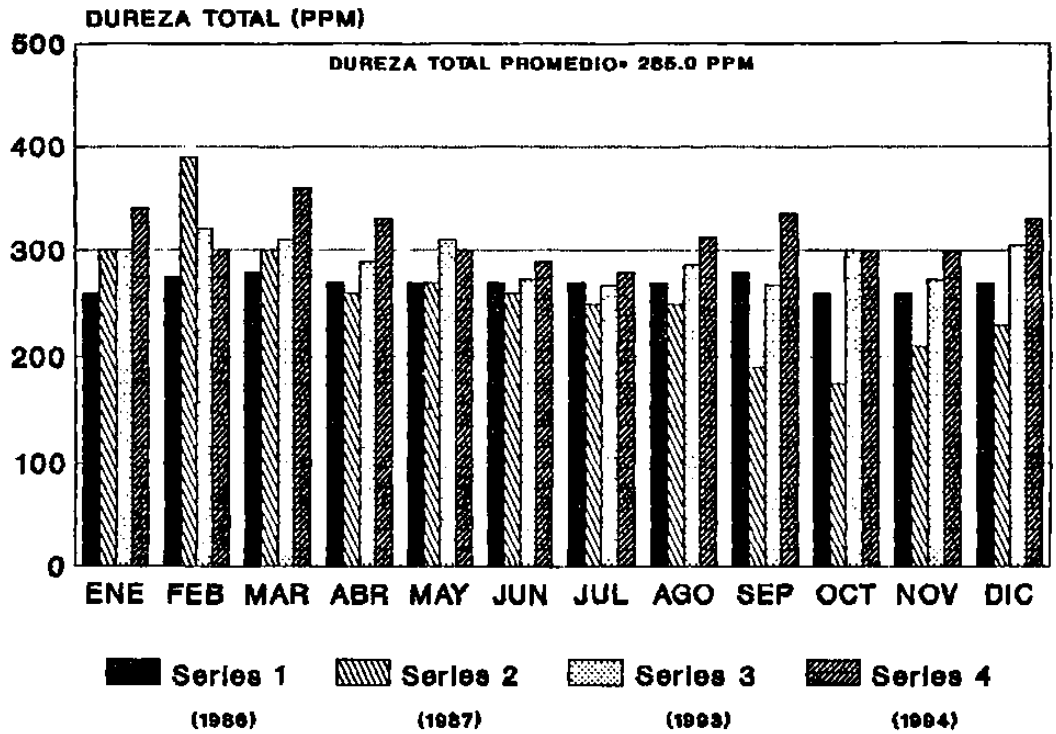


Figura 20. Grafico de la variacion Mensual en la Dureza Total Agua Potable Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.

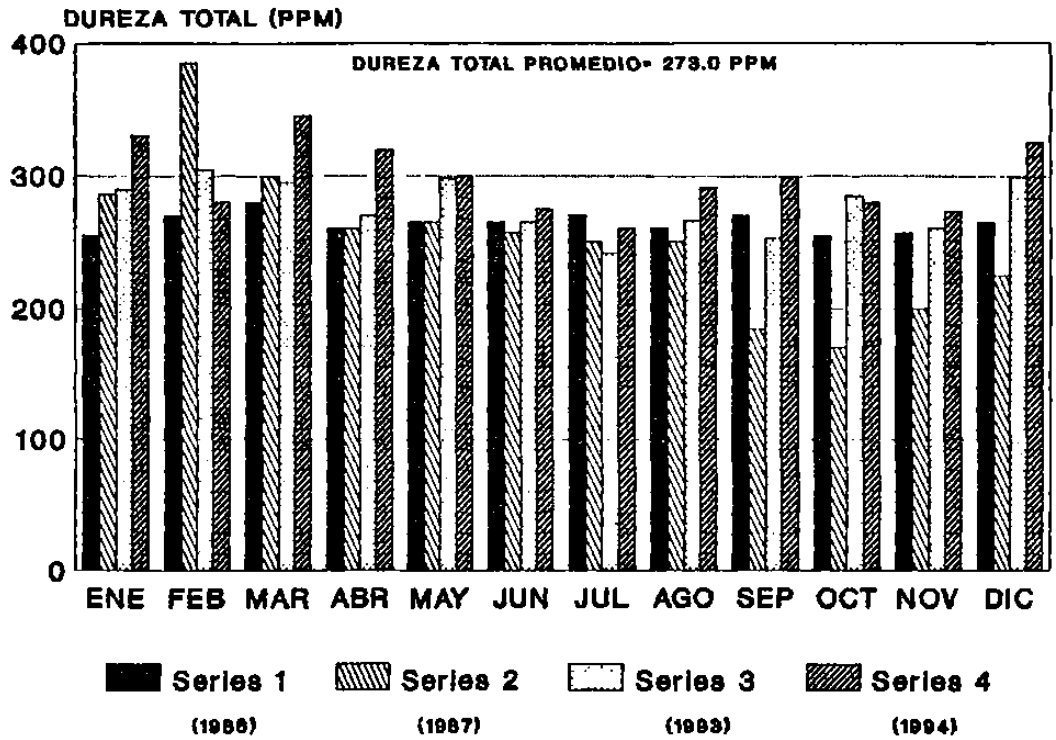


Figura 21. Grafico de la variacion Mensual de Cloruros Agua Cruda en Obra de Toma Planta PotabilizadoraNo 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.

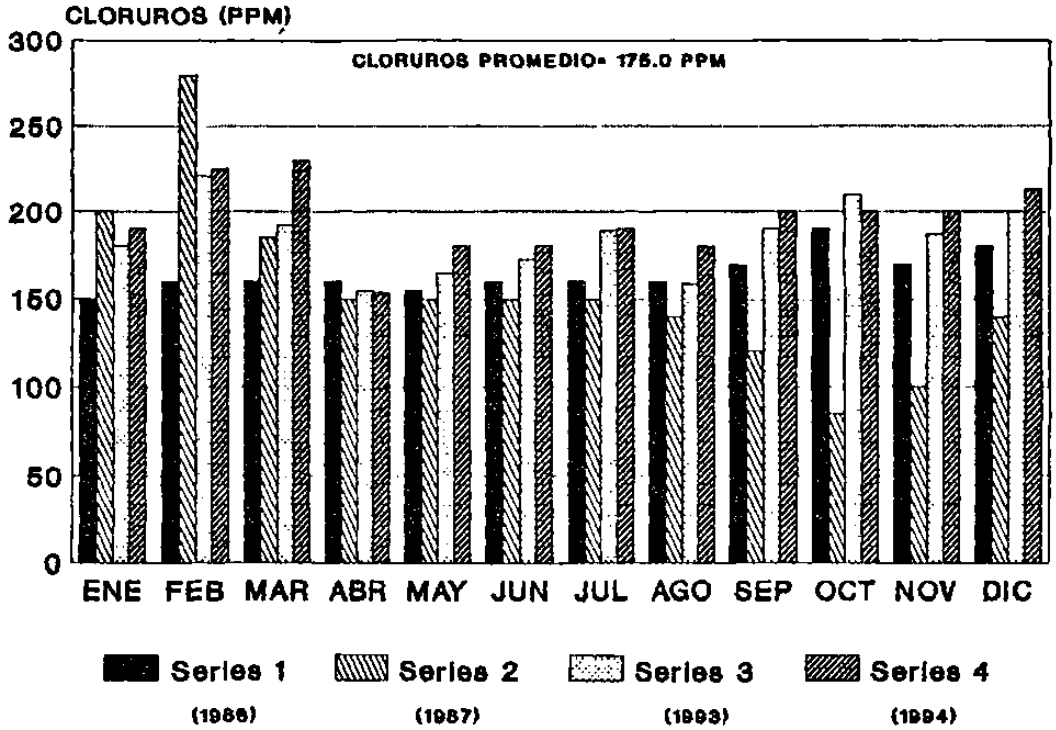


Figura 22. Grafico de la variacion Mensual de los Cloruros Agua Potable Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.

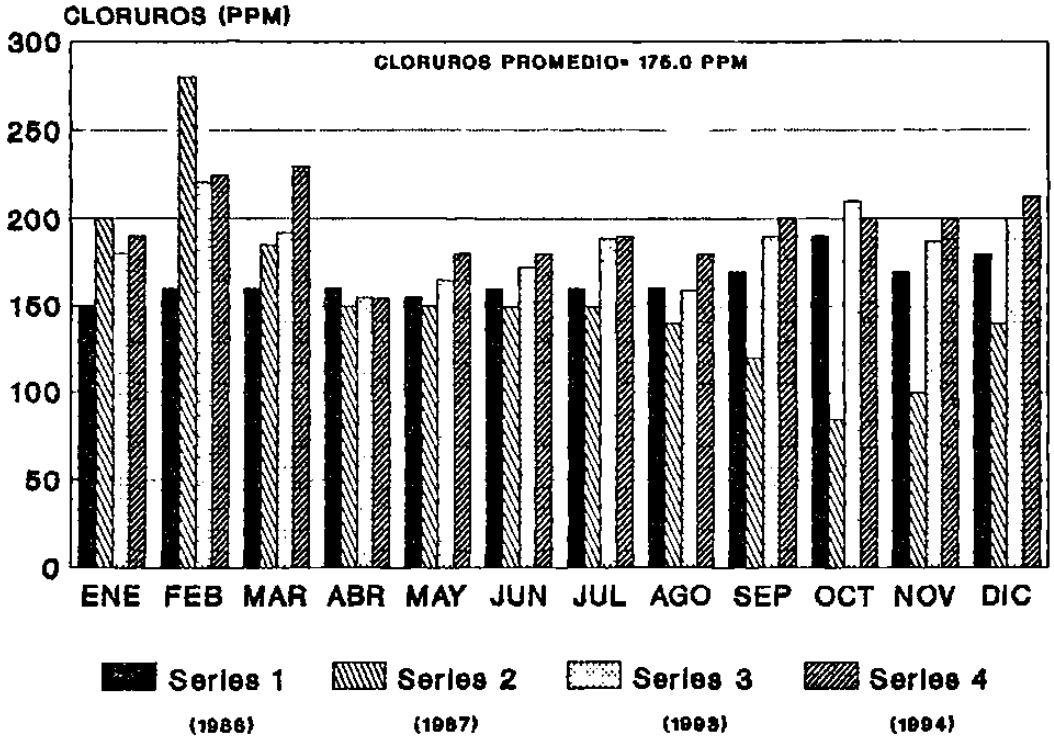


Figura 23. Grafico de la variacion Mensual de Sulfatos Agua Cruda en Obra de Toma Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.

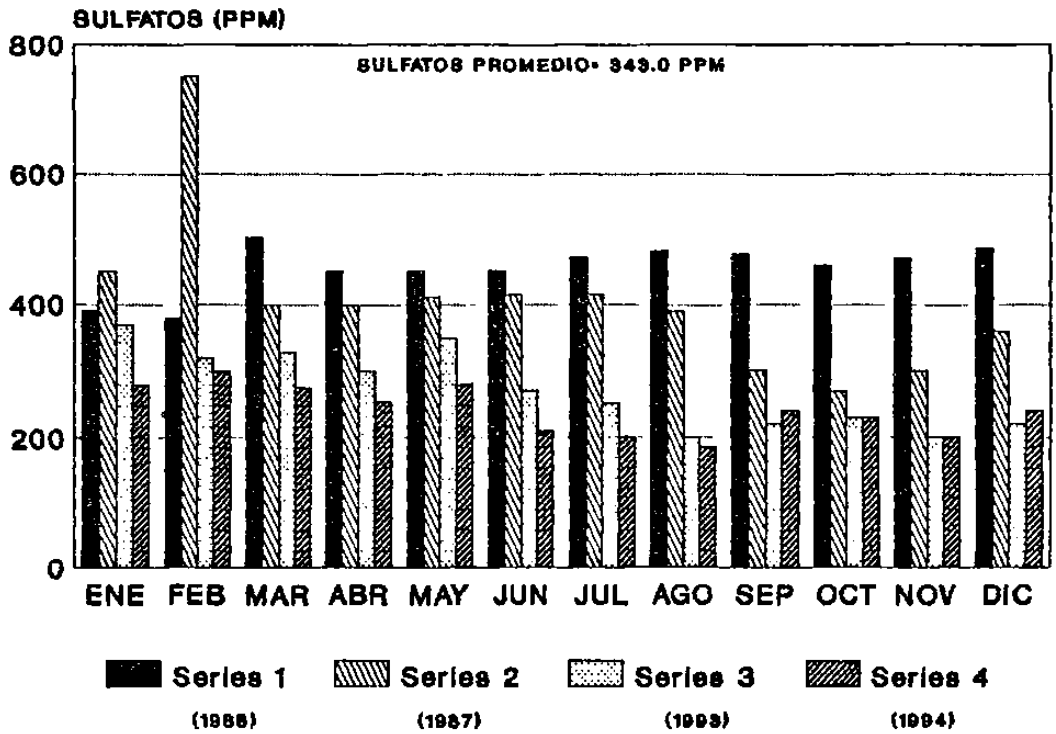


Figura 24. Grafico de la variacion Mensual de los Sulfatos Agua Potable Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros tamps.

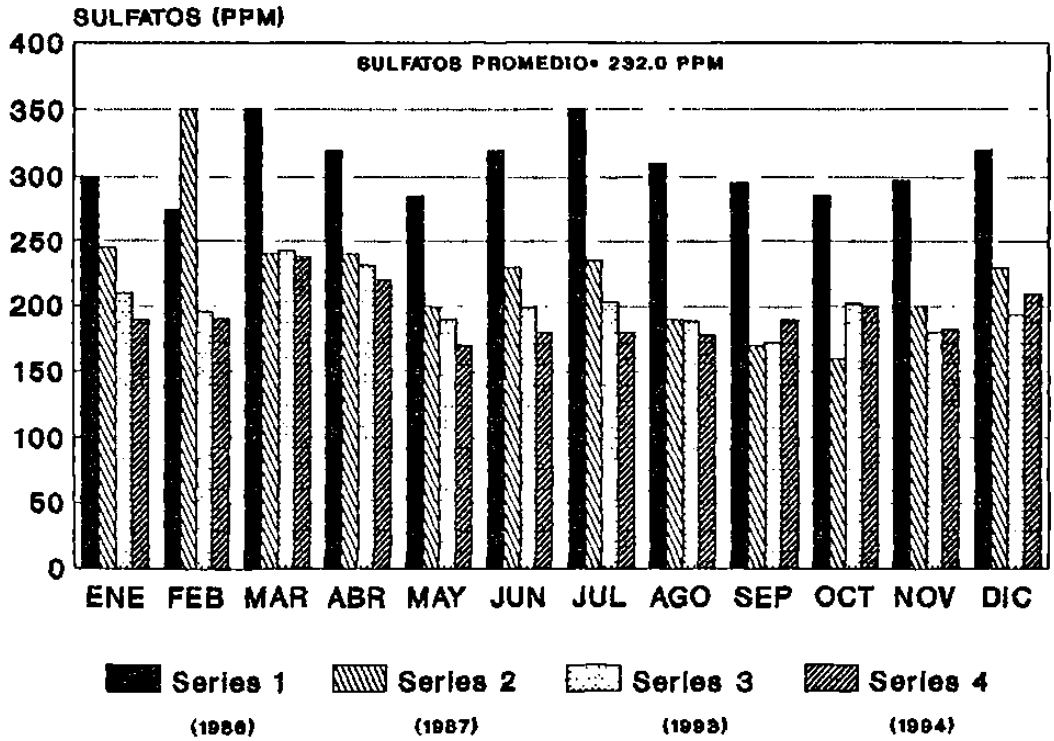


Figura 25. Grafico de la variacion Mensual en la Turbiedad Agua Cruda en Obra de Toma Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.

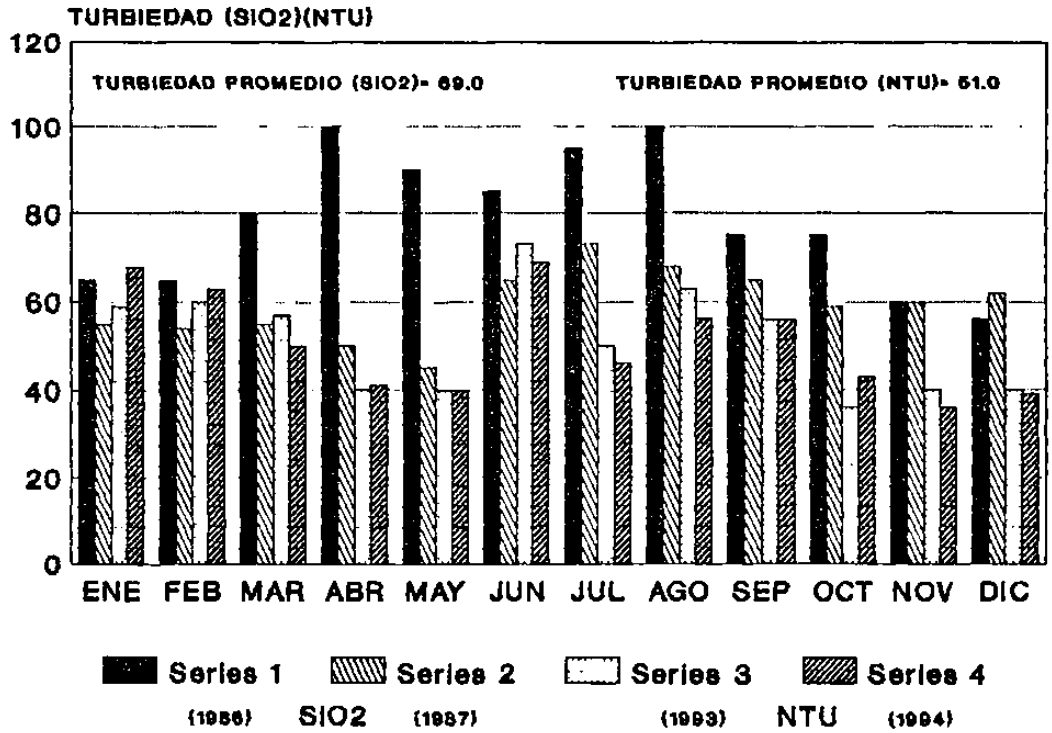


Figura 26. Grafico de la variacion Mensual en la Turbiedad Agua Potable Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.

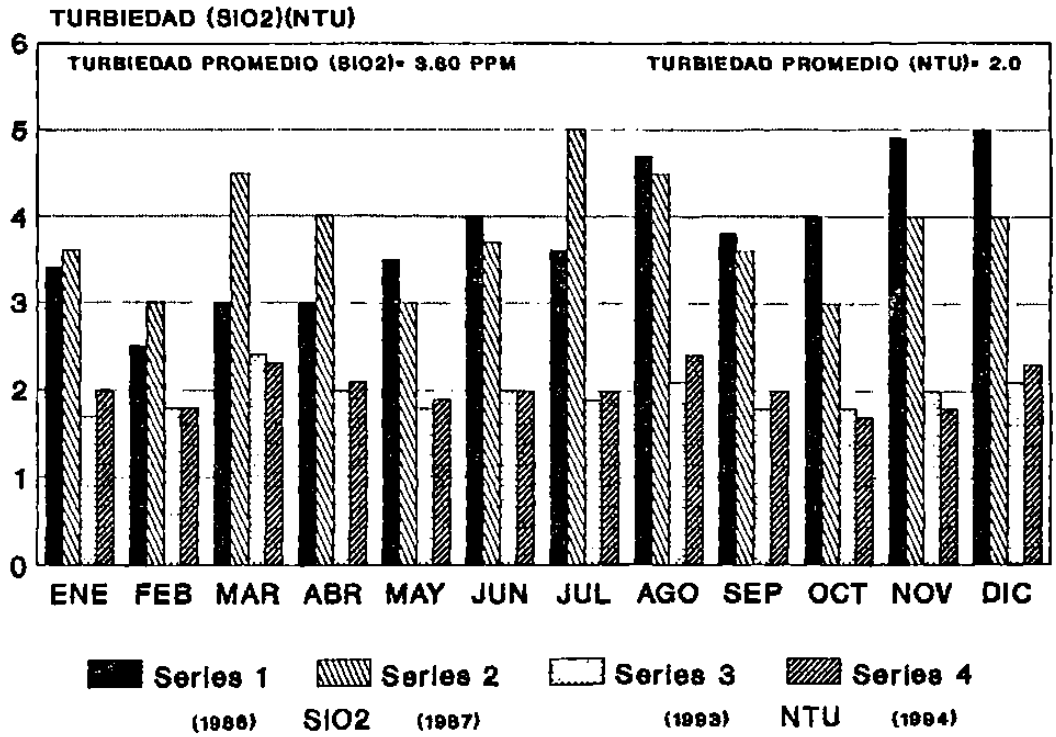


Figura 27. Grafico de la variacion Mensual en los Solidos Disueltos Totales Agua Cruda en Obra de Toma Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales H. Matamoros Tamps.

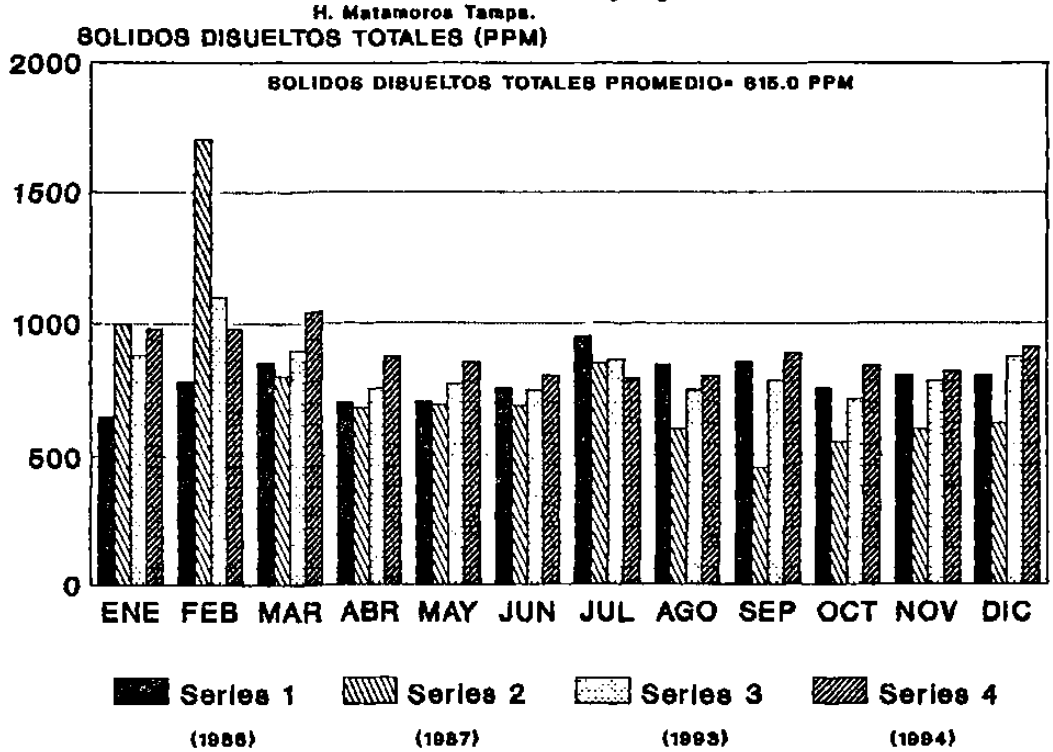


Figura 28. Grafico de la variacion Mensual de los Solidos Disueltos Totales Agua Potable Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales

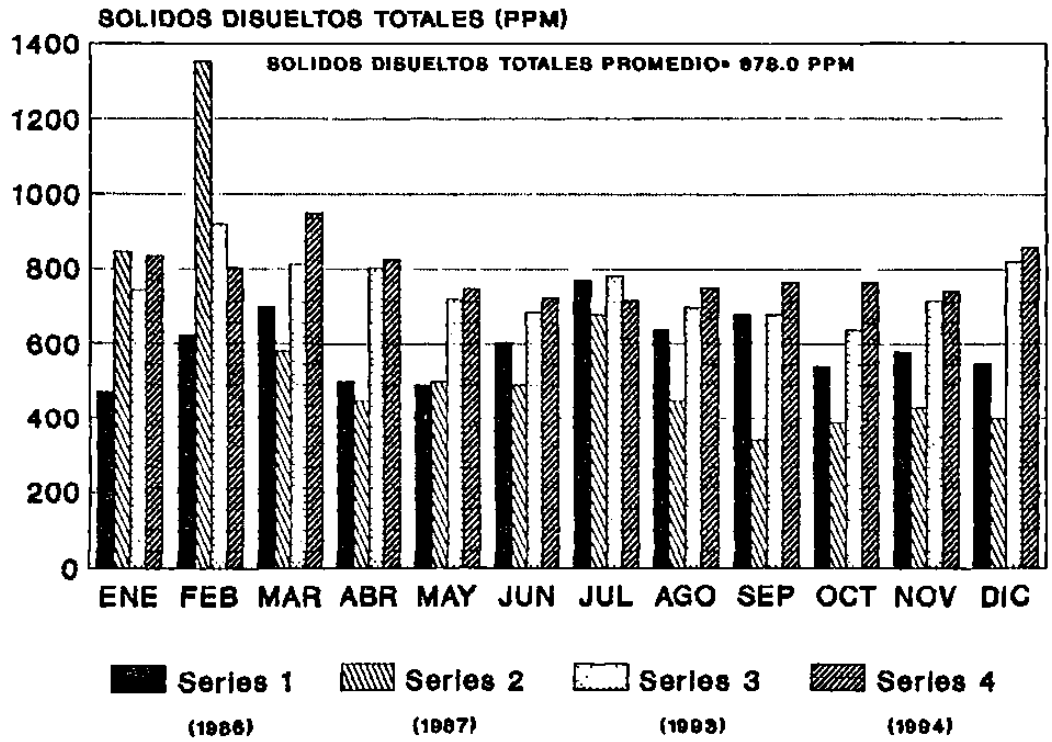


Figura 29. Grafico comparativo de resultados obtenidos en Laboratorio al medir la Turbiedad del Agua a partir de un Estandar preparado a 100ppm SiO2 y Diluciones a cada 10ppm Agua Cruda obtenida en Obra Toma H. Matamoros Tamps

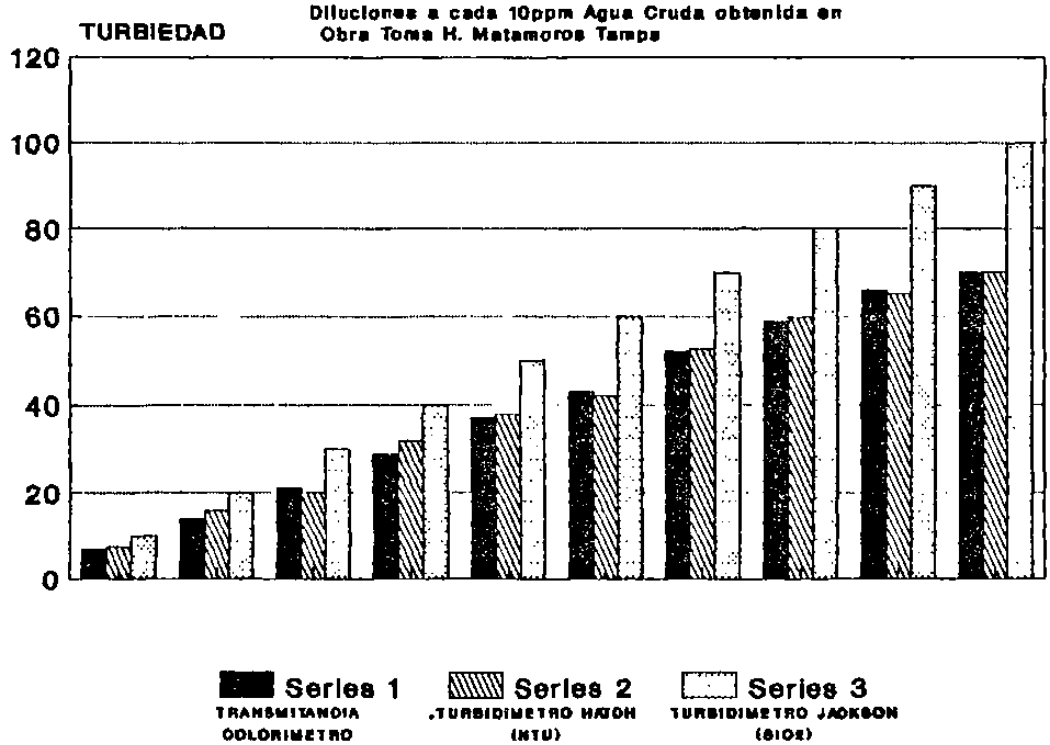


Figura 30. Grafico comparativo de Turbiedades determinado sobre Agua Cruda obtenida en Obra de Toma de Planta Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales Transmitancia-NTU-SiO2 H. Matamoros Tamps

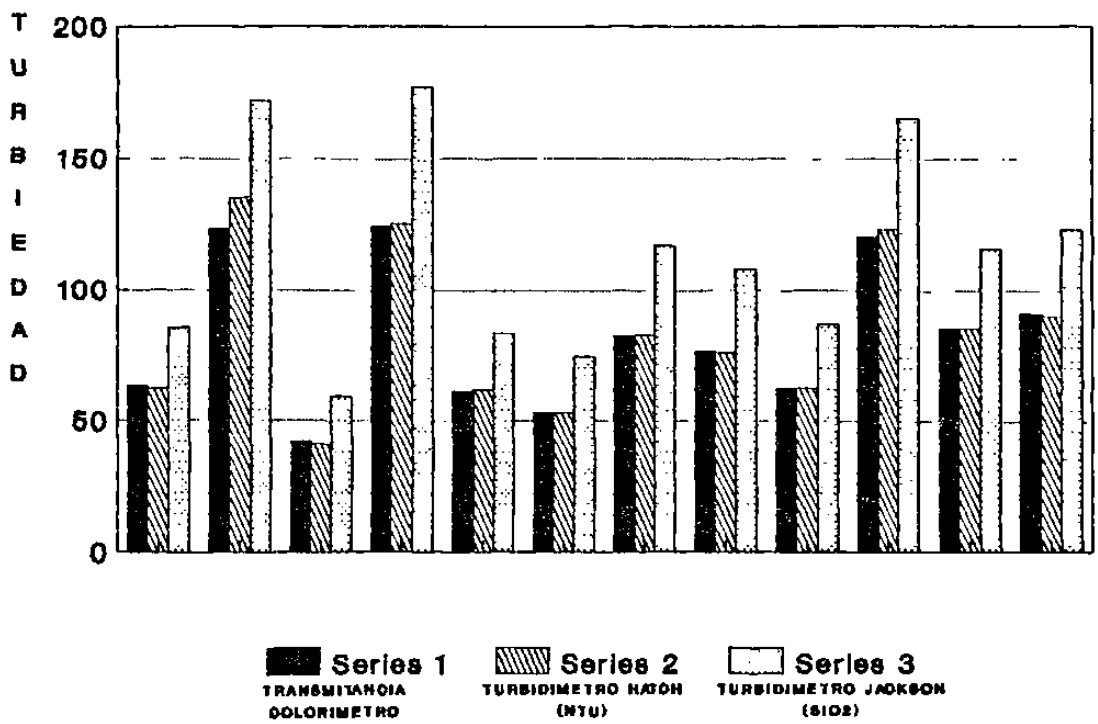
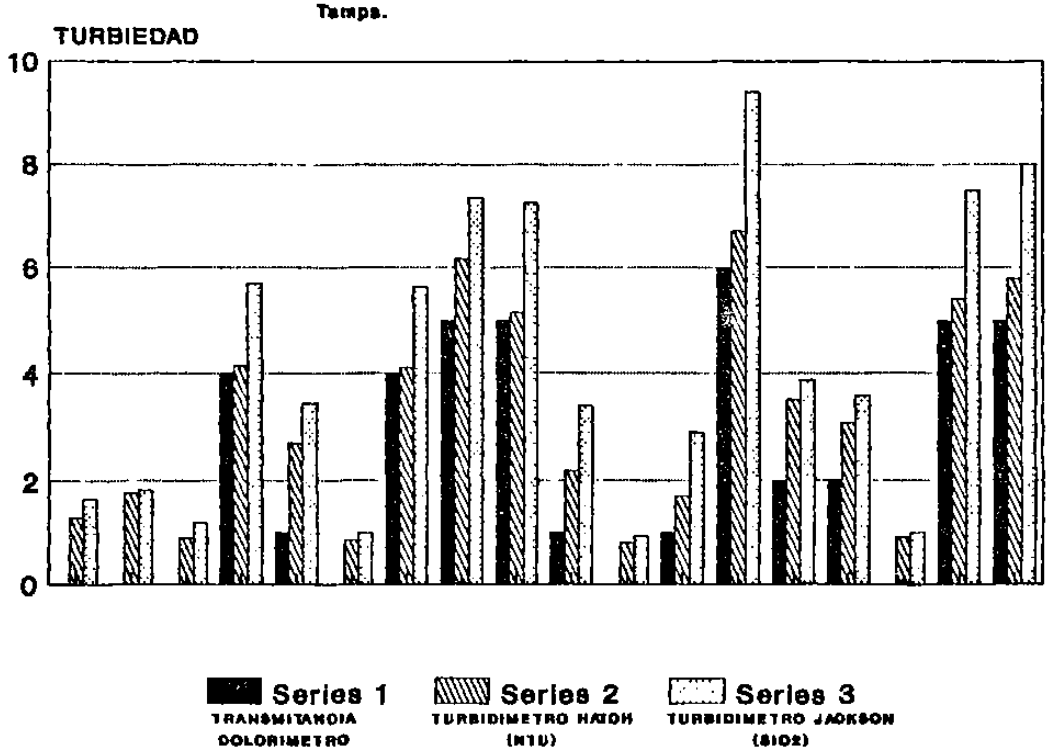


Figura 31. Grafico comparativo de Turbiedades determinadas en Agua Potable Potabilizadora No 1 y Lagunetas Naturales Transmitancia-NTU-SIO2 H. Matamoros Tamps.



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 **222,097M^3** 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 M^3**.

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 M^3**, 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 M^3**. 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

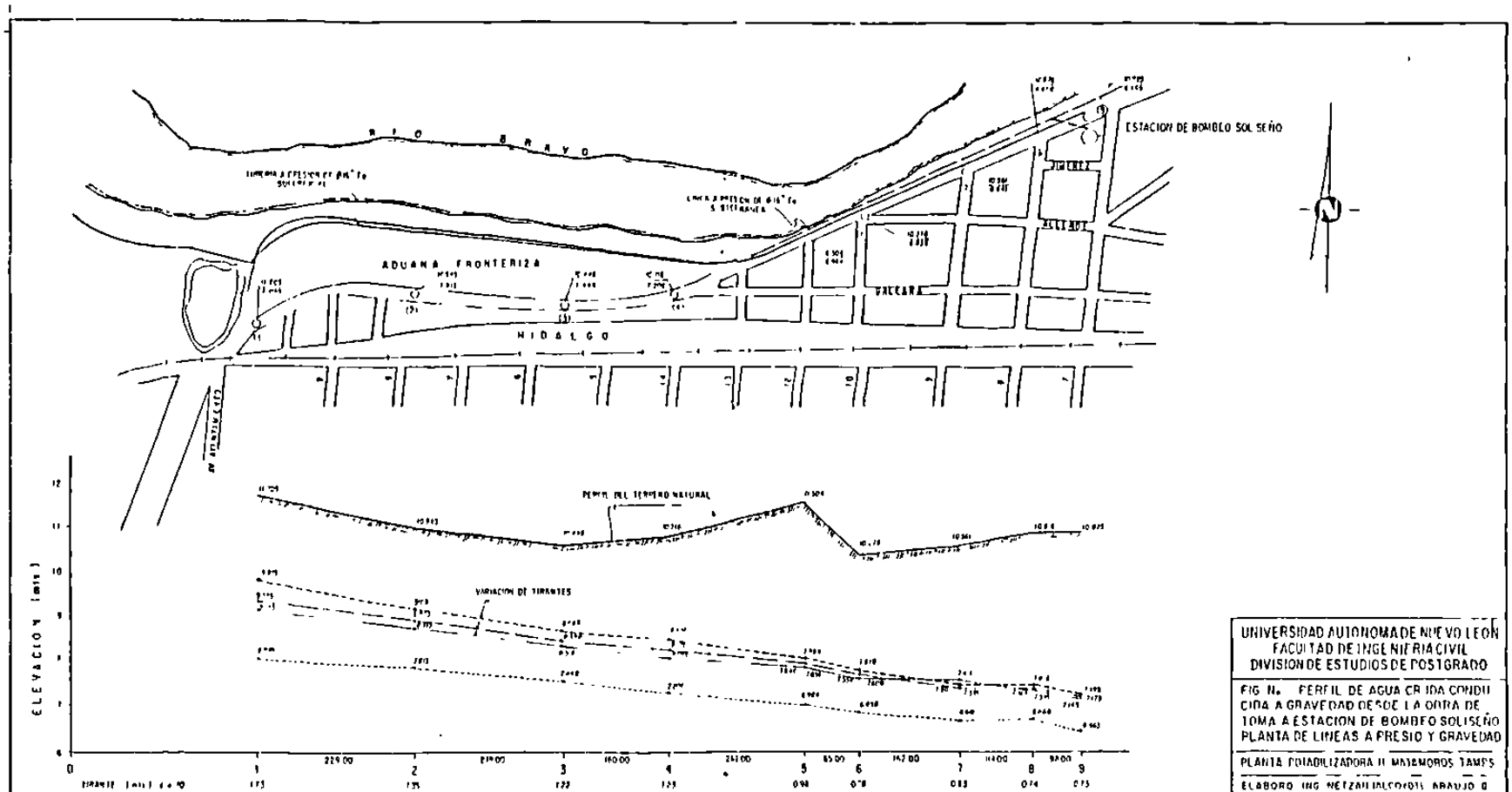
La localización de la Obra de Toma al igual que en anterior caso, se ubica en **Laguneta presedimentadora 3** (21a y Galeana). El agua cruda se bombea hacia las **Lagunetas Precipitadoras Naturales**, contándose para ello con **3 equipos de bombeo**; 2 de 75HP y 1 de 150HP **Ver Tabla I (Página 47)** 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.

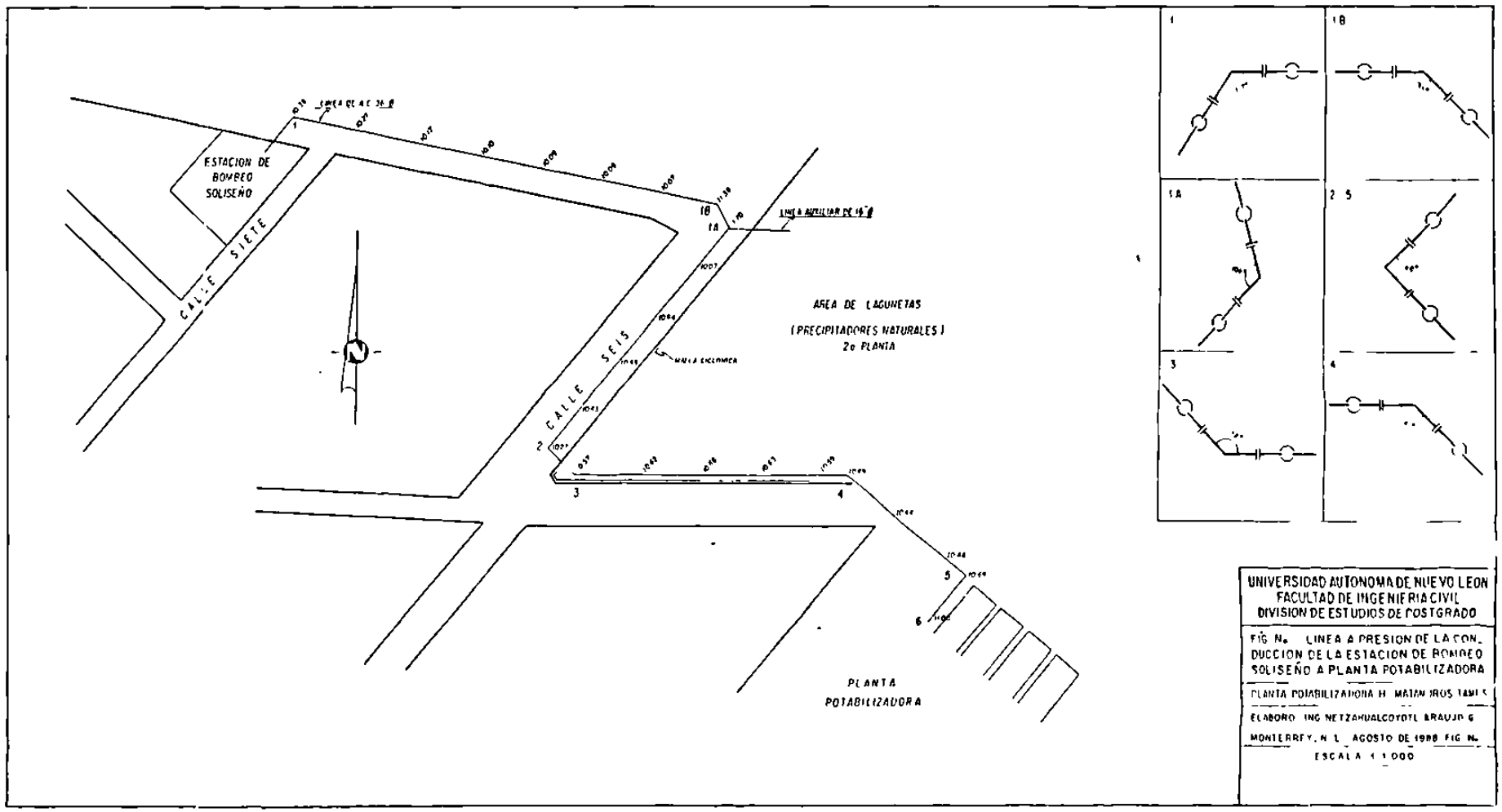
Descripción sintética:

1.- Obra de Toma, Laguneta 3 (21a y Galeana)

2.- Conducción, por bombeo línea tubería de acero 16" (41cm) diámetro hasta Lagunetas Naturales.



PERFIL DE TUBERIA DE CONDUCCION DE AGUA CRUDA (de obra de toma a estación de bombeo SOLISEÑO 10, 11 y 14 de Marzo de 1988).



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

FIG. No. LINEA A PRESION DE LA CONDUCCION DE LA ESTACION DE BOMBEO SOLISEÑO A PLANTA POTABILIZADORA

PLANTA POTABILIZADORA H. MATAMOROS TAMPS.

ELABORO: ING. NETZAHUALCOYOTL ARAUJO G.

MONTERREY, N. L. AGOSTO DE 1988 FIG. No.

ESCALA 1:1000

TABLA I

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

TRATAMIENTO	LOCALIZACION	EQUIPO Y CAPACIDAD
POTABILIZADORA No 1	ESTACION BOMBEO SOLISEÑO 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
LAGUNETAS VATURALES	OBRA DE TOMA 21a Y GALEANA	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 fisicas 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 Auditoria 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)

0 = 36" (91cm)

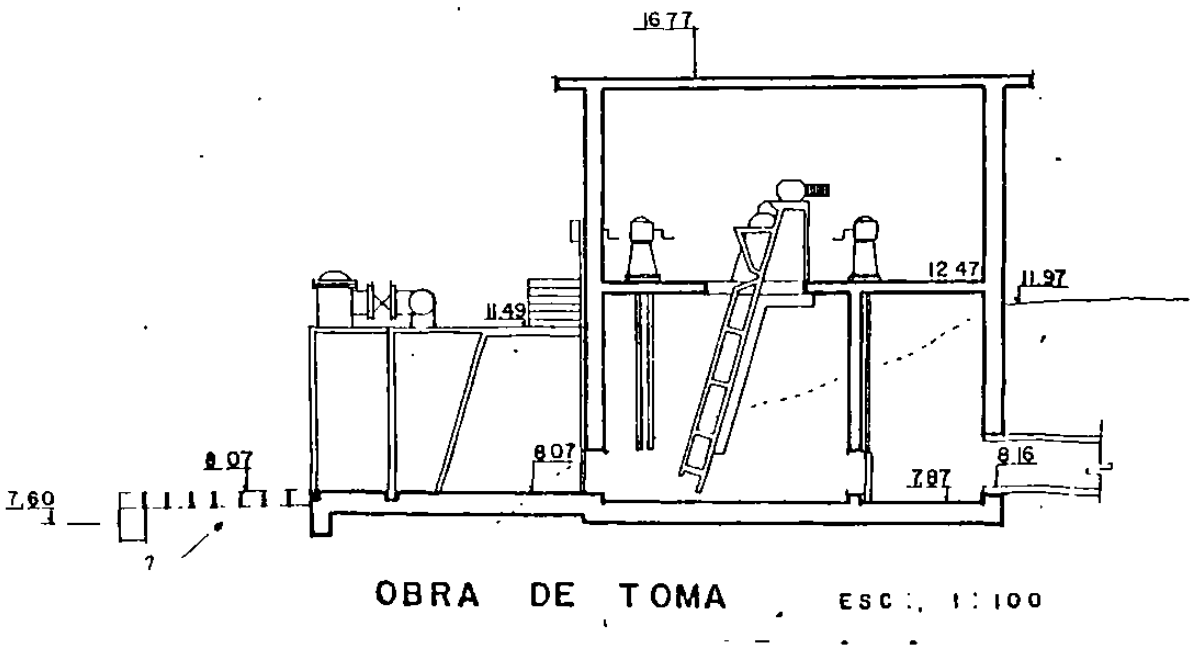
n = 0.013 (Concreto común)

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.

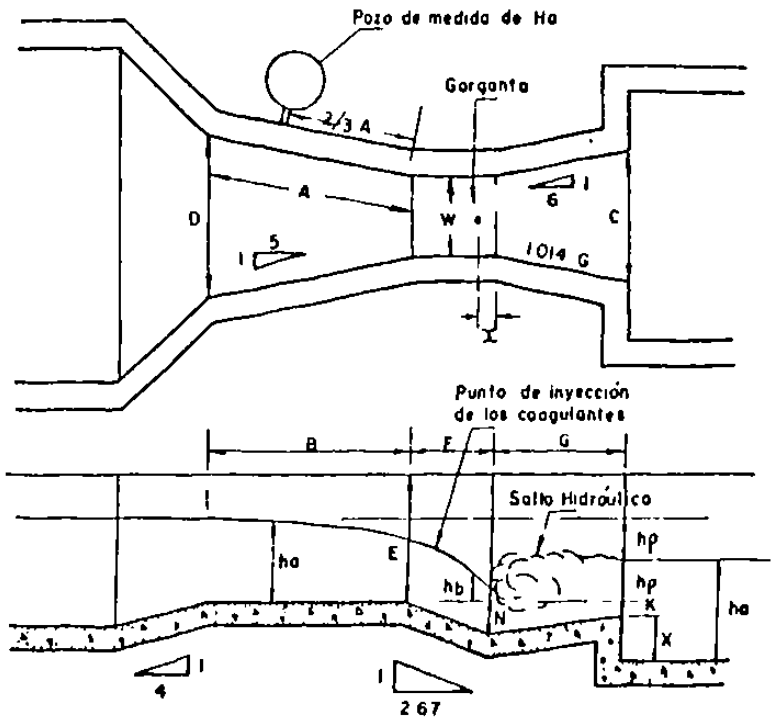
2.4.1.2 Aforo

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:

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

Donde:

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



DIMENSIONES DE LAS CANALETAS PARSHALL, Cms

W	A	B	C	D	E	F	G	K	N
7 6	46 6	45 7	17 8	25 9	45 7	15 2	30 5	2 5	5 7
15	62 3	61 0	39 4	40 3	61	30 5	61	7 6	11 4
30	137 5	134	60 5	83 8	91 5	61	91 5	7 6	22 8
50	148	144	80 5	107 7	91 5	61	91 5	7 6	22 8
75	158	156	105 5	137 5	91 5	61	91 5	7 6	22 8
100	171	168	130 5	167 5	91 5	61	91 5	7 6	22 8
150	197	193	180 5	226 9	120	61	91 5	7 6	22 8

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:

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

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

W = 2.5 Ft (76cm)

De la ecuación **(2.1)** tenemos que:

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

$Ha_{máx} = 2.17$ **pies = 66.1 cm**

$Ha_{min} = (32.14 / 10)^{1/1.57786} = 2.1$ **pies = 64.0 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 Hb/Ha , para el ancho de garganta seleccionado de acuerdo al caudal de operación manejado tenemos que :

W = 2.5 pies (76cm) S = 0.70 ; por tanto para $Q_{máx}$

Hb = 0.70 x 66.1 Hb = 46.3 cm.

La pérdida de carga **(P)** será:

P = Ha - Hb ---------- (2.2)

P = 66.1 - 46.3 P = 19.8 cm

Si Yn = 70 cm para $Q_{máx}$ entonces:

Z + Ha = Yn + P ---------- (2.3)

Despejando **(Z)** tenemos que:

Z = (70 + 19.8) - 66.1 Z = 23.7 cm

Definición de términos:

S = Grado de sumergencia

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

Hb = Tirante inferior en Parshall en cm

P = Pérdida de carga en cm

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

Yn = Tirante normal después del salto para $Q_{máx}$

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 é 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 períodos de retención de los mismos en Lagunetas Presedimentadoras.

2.4.1.4 Floculación

Para la fase de mezcla lenta, se cuenta con **3 Floculadores 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:

$T = 25^0 C$

$Q_{máx} = 950$ lps

$Q_{mín} = 900$ lps

n = 0.013 (concreto común)

L = 16.0 m

b = 1.25 m

h = 4.18 m

a = 1.00 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:

$$A = 1.25 \times 1.0 = 1.25\ m^2$$

La velocidad se calcula como:

$$Q = A \times V \quad \text{----------} \quad (2.3)$$

entonces la velocidad **(V)**

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

$$V = 0.192\ m/s$$

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:

$$l = 16 \times 4.18 = 67.0\ m$$

El período de retención en esta etapa es:

$$t_0 = 67.0 / 0.192 \qquad t_0 = 349\ seg. = 6\ min.$$

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:

$h_f = h_1 + h_2$ 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:

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

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:

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

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

$h_2 = [\ V \times n / R^{2/3}\ ] \times L'$ ---------- (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 m/s L' = 67.0 m

N = 15

t_0 = 6 min.

A = 1.25 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 (m^2)

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

R = 1.25 x 1.0 / (1.25 + 2 x 1.0) ; R = 0.385 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 m = 8.5 cm

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

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

$h_2 = 0.0015$ **m** (se desprecia por ser muy bajo) entonces la pérdida de carga total (h_f) será igual a h_1 ó sea 8.5 cm

De la **figura 3-23 página 134 de (5)**, con h_f = **8.5cm y** t_0 = **349 seg.** y aplicando el factor de corrección para **T = 25°C**, encontramos que el Gradiente de energía (**G**), es:

G = 34.0 x F donde F = factor de corrección

G = 34.0 x 1.1758 ; G = 40 seg^{-1}

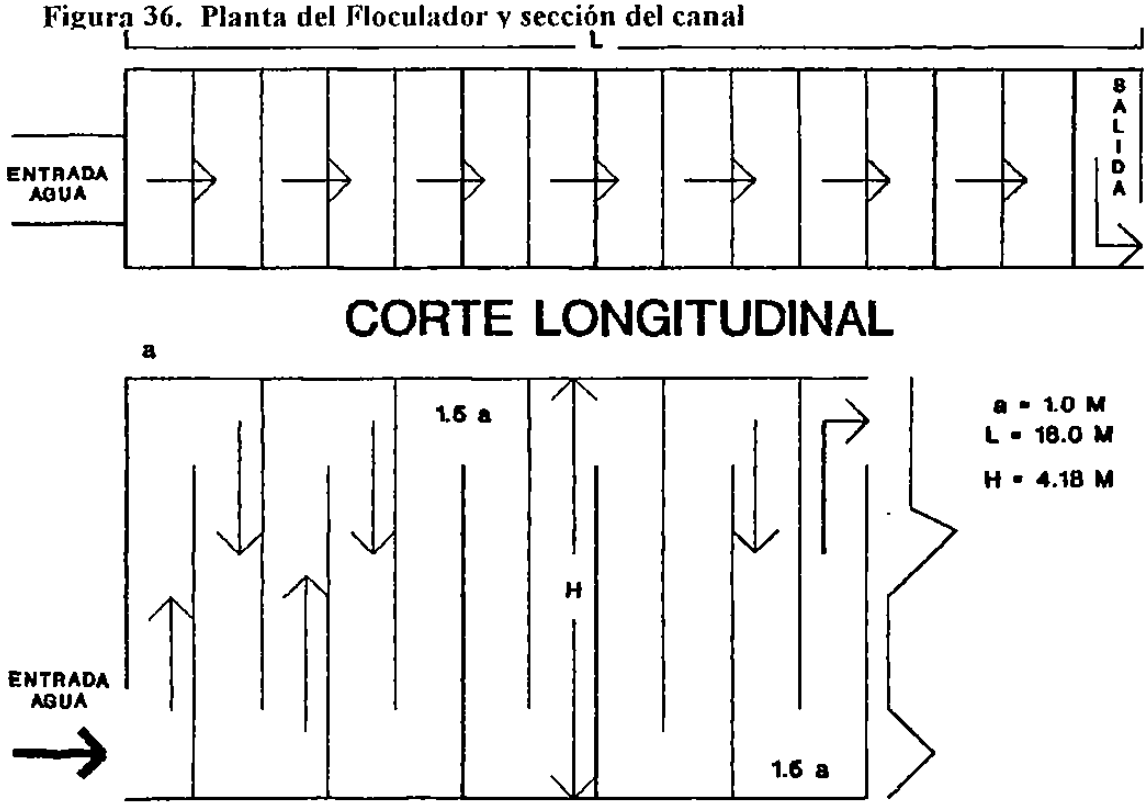
La potencia disipada se calcula con la fórmula:

$p = \gamma \times h_f / t_0$ ---------- **(2.7)**

p = 1000 x 8.5 / 349 ; p = 24.4 gr-cm/seg-lt

El Gradiente promedio en este tipo de floculadores varía 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



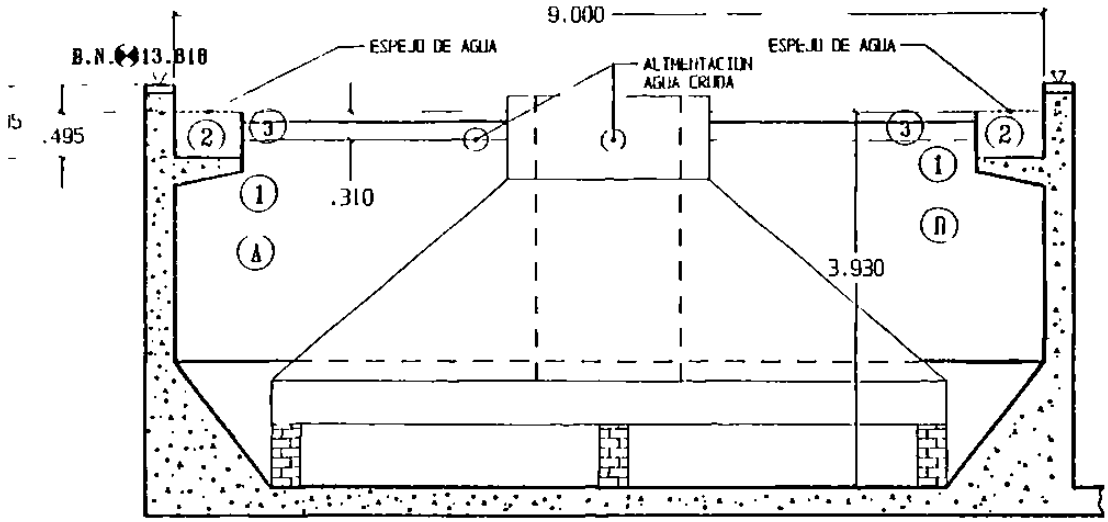
2.4.1.5 Sedimentación

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.

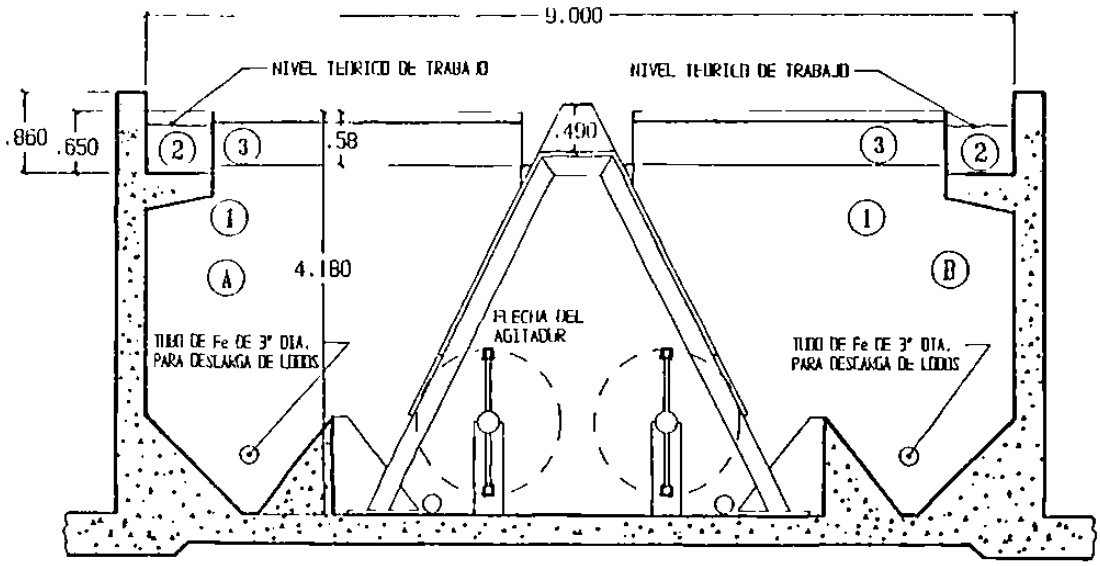
La planta potabilizadora No 1 dispone de **4 sedimentadores**, 1 de ellos con el diseño de la **Western Company**, y los sedimentadores 2, 3 y 4 diseñados bajo la patente de **Permutit**.

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.

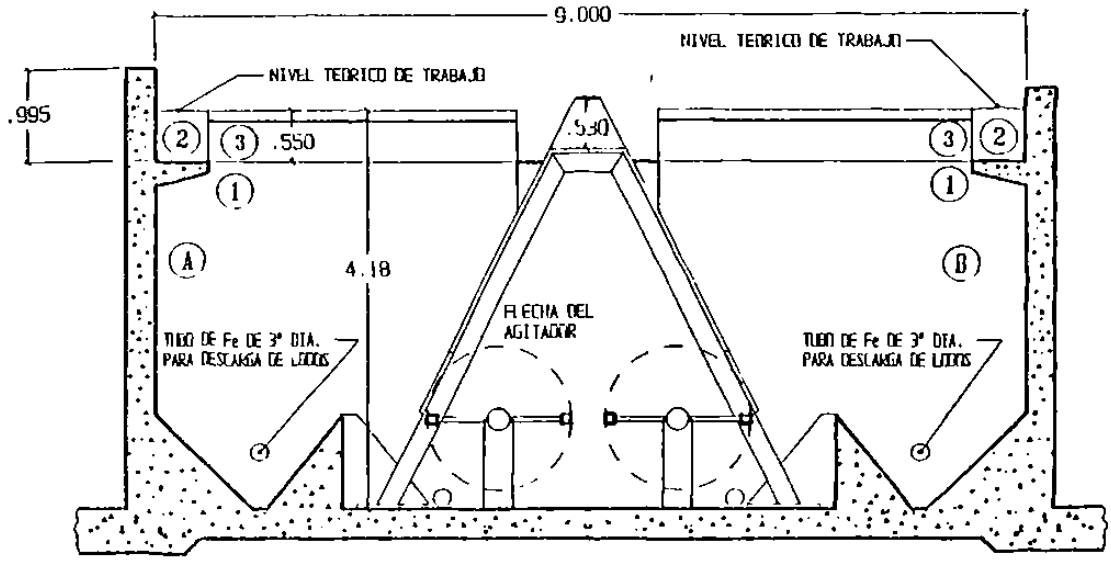
Yao **(6)**, publicó las bases teóricas del cálculo de los sedimentadores de alta tasa. Los sedimentadores de alta velocidad, consisten esencialmente en una serie de láminas planas paralelas colocadas en un tanque apropiado con un ángulo (θ) de inclinación de modo que el agua asciende por las celdas con flujo laminar, esto permite cargas superficiales entre **120 a 300 m^3/m^2/día**, mientras que un sedimentador ordinario, trabaja entre **20 a 60 m^3/m^2/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

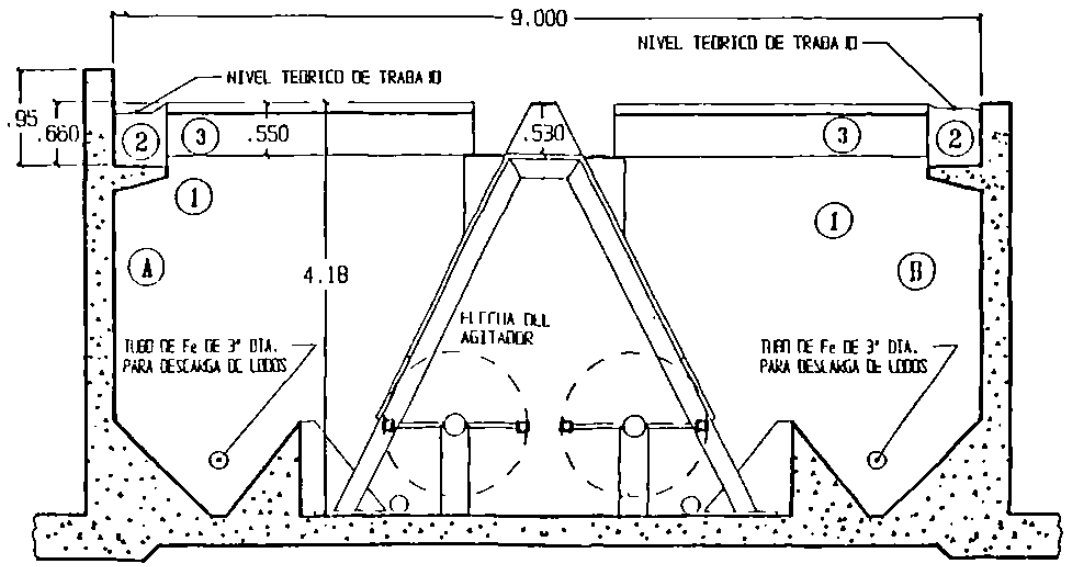


UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Fig. No. 38 Corte transversal de precipitador No 2
Planta Potabilizadora No 1
Monterrey, N.L. Agosto *1995* ESCALA: 1=50



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

TABLA II

DIMENSIONAMIENTO DE SEDIMENTADORES Y NIVELES DINAMICOS
PLANTA POTABILIZADORA No 1 H. MATAMOROS TAMPS.

SEDIMENTADOR		1		2		3		4	
ANCHO (Mts)		9.00		9.00		9.00		9.00	
LARGO (Mts)		18.00		18.00		15.24		18.00	
PROF. (Mts)		3.93		4.18		4.18		4.18	
NIVEL DINAMICO		A	B	A	B	A	B	A	B
1	SEDIMENTADOR	13.661	13.663	13.615	13.617	13.453	13.455	13.605	13.617
2	CANAL DE SALIDA	13.645	13.645	13.542	13.555	13.382	13.355	13.570	13.582
3	CANALETAS RECOLECTORAS	13.647	13.645	13.547	13.547	13.375	13.365	13.574	13.583

NOTA.- LOS NIVELES Y DIMENSIONES DADAS CORRESPONDEN A FIGURAS MOSTRADAS No 37, 38, 39 Y 40

Analizando los sedimentadores actuales en planta No 1, observamos que trabajan deficientemente con una carga superficial de **84 m^3/m^2/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 m^3/m^2/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 menciono 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 M^3/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 M^3/día (por sedimentador)**

l = 1.0 m **S_c = 1.375**

e = 0.051 m **Módulos conductos cuadrados**

L = 19.6 **T = 25^{0}C**

θ = 60^0 **R_e = < 500 (laminar)**

La planta trata actualmente **12,096 M^3/día**, por lo que la carga superficial es:

q = Q / A q = 12,096 / (16 x 9) por sedimentador

q = 84.0 M^3/M^2/día ; 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 θ = 0, obtenemos:

V_{sc}/V_0 = S/L , y se tendría a la máxima eficiencia, y si **θ = 90^0, 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 **θ = 50^0** . Usando ángulos entre **40 a 60^0**, 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 M^3/M^2/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 (sedimentación acelerada) = 7.75 x 15.5 m = 120.1 M^2

Como tenemos que:

L = 19.6

$\theta = 60^0$

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

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

$V_0 = 170.9$ m/día (por sedimentador)

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

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

$q = 36.7\ M^3/M^2/día$

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

$Re = V_0 \times e / \nu$; donde:

Re = Número de Reynolds

V_0 = Velocidad entre placas (cm/seg)

e = Espaciamiento entre placas (cm)

ν = Viscosidad cinemática, para T = 25^0C 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:

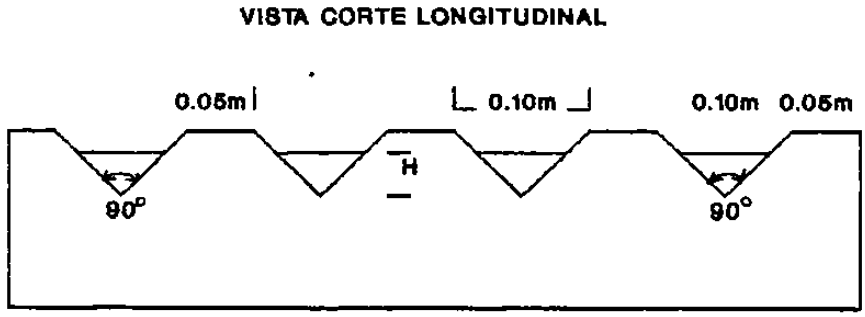
$t_0 = 100.0 / 0.1709$; $t_0 = 585$ seg. = 9.75 min.

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 curvear 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 M^3/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:

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

Donde:

Q = Caudal en M^3/seg

H = Carga (m)

C = Constante de acuerdo al valor de θ

De acuerdo a **figura 41**, se muestra sección vertedora triangular con $\theta = 90^0$, por lo que para este valor **C = 1.4**, sustituyendo valores en **(2.10)**, tenemos que:

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

$$H_1 = 0.034\ m = (3.4\ cm)$$

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:

$$L_2 = 16 \times 3.50 \times 2\ ;\ L_2 = 112.0\ m$$

esta longitud es ligeramente menor a la propuesta en sedimentador 1, por lo tanto el número de vertedores (N_2), será:

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

El caudal que se capta por vertedor (q_2), es:

$$q_2 = 240\ /\ 747\ ;\ q_2 = 0.32\ lps$$

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

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

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

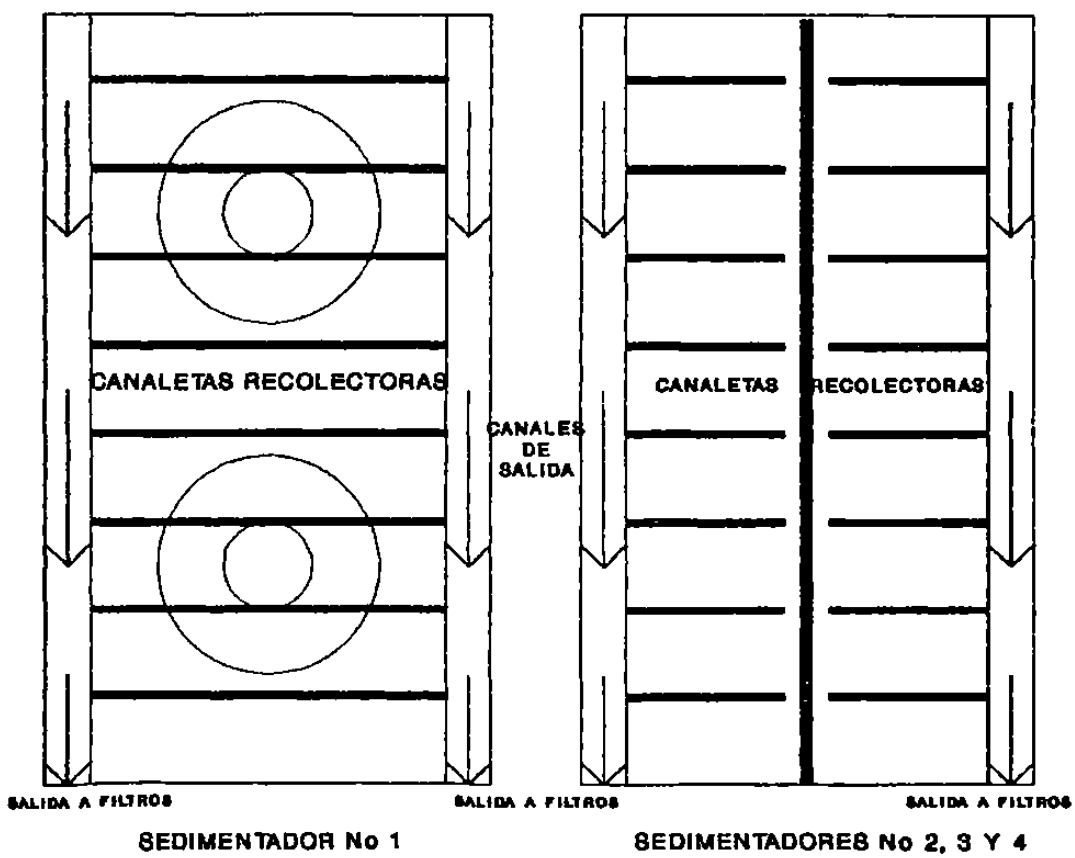
H_1 = Carga en vertedor de canaleta sedimentador 1

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:

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

Donde:

Q = Caudal en (lps)

W = Ancho de la canaleta (m)

h_0 = 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:

$$Q_1 = 240 / 8 \quad ; \quad Q_1 = 30 \text{ lps}$$

El caudal a tratar en cada sedimentador es de **20,736 M^3/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 **(h_0)**, 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:

$Q_2 = 240 / 16$; $Q_2 = 15$ lps entonces:

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

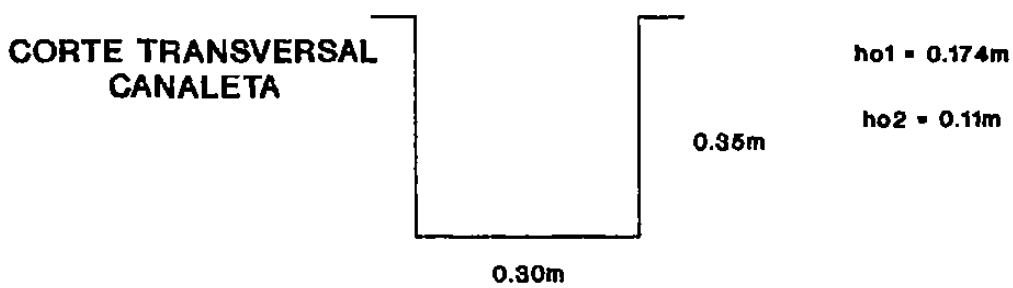
Debido a que tenemos una pendiente muy ligera, casi horizontal, hacia la descarga lateral canal de concreto, la descarga de los vertedores es libre, por tanto se debe prever un espacio eventual en la altura de las canaletas:

Dimensionamiento Canaletas requerido:

$W = 0.30$ m $H_t = 0.35$ 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 M^2** 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 M^3/M^2/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 físico-químico-bacteriológico de los medios de arena y antracita. Se trabajaron tasas de **360 M^3/M^2/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".