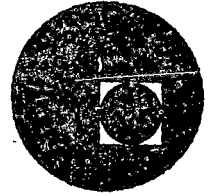




centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS DEL CENTRO DE EDUCACIÓN CONTINUA

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del Jefe del Centro de Educación Continua, Dr. Pedro Martínez Pereda, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso. Las personas que deseen que aparezca su título profesional precediendo a su nombre en el diploma, deberán entregar copia del mismo o de su cédula profesional a más tardar el SEGUNDO DIA de clases, en las oficinas del Centro, - con la señorita Barraza, encargada de inscripciones, de lo contrario NO será posible.

El control de asistencia se efectuará a través de la persona encargada de entregar notas, en la mesa de entrega de material mediante listas especiales. Las ausencias serán computadas por las autoridades del Centro.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece el Centro están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de to dos los interesados constituyendo verdaderos seminarios.

Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso. Las personas comisionadas por alguna institución deberán pasar a inscribirse en las oficinas del Centro en la misma forma que los demás asistentes.

Con objeto de mejorar los servicios que el Centro de Educación Continua ofrece, se hará una evaluación del mismo a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos por parte de los asistentes; esto se hará al finalizar el curso.

ATENTAMENTE

ING. SALVADOR MEDINA RIVERO  
COORDINADOR DE CURSOS ABIERTOS

ALL INFORMATION CONTAINED  
HEREIN IS UNCLASSIFIED

DATE 08-14-2013 BY 60322 UCBAW/STP

EXCEPT WHERE SHOWN  
OTHERWISE, THIS DOCUMENT IS UNCLASSIFIED

DATE 08-14-2013 BY 60322 UCBAW/STP

EXCEPT WHERE SHOWN  
OTHERWISE, THIS DOCUMENT IS UNCLASSIFIED

DATE 08-14-2013 BY 60322 UCBAW/STP

EXCEPT WHERE SHOWN  
OTHERWISE, THIS DOCUMENT IS UNCLASSIFIED

DATE 08-14-2013 BY 60322 UCBAW/STP

EXCEPT WHERE SHOWN  
OTHERWISE, THIS DOCUMENT IS UNCLASSIFIED

DATE 08-14-2013 BY 60322 UCBAW/STP

UNCLASSIFIED

DATE 08-14-2013

BY 60322 UCBAW/STP

EXCEPT WHERE SHOWN  
OTHERWISE, THIS DOCUMENT IS UNCLASSIFIED

ALL INFORMATION CONTAINED  
HEREIN IS UNCLASSIFIED

DATE 08-14-2013 BY 60322 UCBAW/STP

EXCEPT WHERE SHOWN  
OTHERWISE, THIS DOCUMENT IS UNCLASSIFIED

DATE 08-14-2013 BY 60322 UCBAW/STP



DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES  
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM.

VIAJES DE ESTUDIOS  
1976

CURSOS DE MAESTRIA Y DOCTORADO

La División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería, UNAM, ofrece las siguientes Maestrías y Doctorados:

Maestrías		Doctorados
Control	Mecánica	Estructuras
Electrónica	Mecánica de Suelos	Hidráulica
Estructuras	Petrolera	Mecánica de Suelos
Hidráulica	Potencia	Mecánica Teórica y Aplicada
Investigación de Operaciones	Planeación Sanitaria	Investigación de Operaciones
Mecánica teórica y Aplicada		

Programa de actividades para el segundo semestre de 1976

- Exámenes de admisión: 10, 11 y 12 de mayo
- Inscripciones: 31 de mayo al 4 de junio
- Iniciación de clases: 7 de junio

Requisitos de admisión

- a) Cumplir con una de las siguientes condiciones:
1. Poscer título profesional en Ingeniería o en alguna disciplina afín a las maestrías que se ofrecen en la División, otorgado por la UNAM o por cualquier institución nacional o extranjera.
  2. Ser pasante de la Facultad de Ingeniería, UNAM
- b) Aprobar los exámenes de admisión que se efectuarán en las fechas señaladas arriba.
- c) Presentar, dentro del período de inscripciones arriba mencionado, la documentación que se indica en el folleto de Actividades Académicas 1975 de la DESFI

Mayores informes: División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería, Apartado Postal 70-256, Ciudad Universitaria, México 20, D. F. Tel.: 548-58-77

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, febrero 3. 1976

5

6

7

TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES

Primera semana: noviembre 16 al 18 de 1976

Lunes 15	Martes 16	Miércoles 17	Jueves 18	Viernes 19	
	Inscripción 9:30				9 - 10
	Origen, característicos y efectos de los principales contaminantes  E. IZURIETA	Reconocimientos internos en instalaciones industriales. Programa de muestreo  R. CUELLAR	Metodología de tratamiento de aguas residuales  J. MALINA	SIMPOSIUM	10 - 11
	Implicaciones económicas y sociales de la contaminación del agua  G. REID	Distritos para el control de la calidad del agua  S. MARQUEZ	Homogenización y Regularización  J. MALINA	SOBRE LA ENSEÑANZA	11 - 12 12 - 13
C O M I D A					13 - 14
	Métodos de evaluación de impactos ambientales. Caso del agua  G. REID	Características de las descargas y de las corrientes receptoras G. REID	Procesos aerobios  J. MALINA	DE LA	14 - 15
		Modelos de calidad del agua  G. REID	Procesos anaerobios  J. MALINA	INGENIERIA	15 - 16
	Indicadores y parámetros de calidad del agua.		Manejo de lodos  J. MALINA	SANITARIA	16 - 17
Ceremonia de Inauguración XXV Aniversario Fundación de la Maestría Ing. Sanitaria en la U.A.M.	P. MARTINEZ P.	Determinación de niveles de tratamientos  G. REID			17 - 18

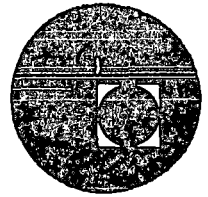
TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES

Segunda semana: noviembre 22 al 26 de 1976

Lunes 22	Martes 23	Miércoles 24	Jueves 25	Viernes 26	
Cribado y desarenación  F. MONTEJANO	Coagulación  G. MENDOZA	Caracterización y tratabilidad D. FORD	Adsorción en carbón activado  D. FORD	Industria del azúcar P. MARTINEZ P.	9 - 10
		Plantas piloto D. FORD		Industria textil	10 - 11
Sedimentación  F. MONTEJANO	Filtración  G. MENDOZA	Industria del acero D. FORD	Cromado U. BONILLA	L. TISCHLER	11 - 12
		Industria farmacéutica D. FORD	Neutralización U. BONILLA	Desinfección L. TISCHLER	12 - 13
C O M I D A					13 - 14
Lagunas de oxidación  J. AGUIRRE	Técnicas analíticas de contaminantes especiales  ( Laboratorio )  F. ROMERO	Enlatado de alimentos  D. FORD	Intercambio iónico L. TISCHLER	Metodología para la asignación de cuotas de tratamiento conjunto  C. MORA	14 - 15
			Industria del papel		
Administración de la calidad del agua  E. URROZ	F. ROMERO	Petróleo y petroquímica  D. FORD	L. TISCHLER	Costos de tratamiento	15 - 16
			Industria cervecera L. TISCHLER		L. TISCHLER
				L. TISCHLER	17 - 18



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CURSO SOBRE

TRATAMIENTO Y DISPOSICION  
DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES

16 AL 18 DE NOVIEMBRE DE 1976

"FUENTES Y EFECTOS DE LA CONTAMINACION DEL AGUA"

IMPORTANCIA DEL TRATAMIENTO

ING. EDMUNDO IZURIETA

OFICINA SANITARIA PANAMERICANA

CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION  
DO NOT DISSEMINATE TO OTHERS





# FUENTES Y EFECTOS DE LA CONTAMINACION DEL AGUA

## IMPORTANCIA DEL TRATAMIENTO

Por: Ingeniero Edmundo Izurieta  
Oficina Sanitaria Panamericana  
Zona II

### I INTRODUCCION

De todos los problemas ecológicos del hombre moderno, los que más deberían preocuparnos son los relacionados con la explosión demográfica, urbanización e industrialización. La adaptación del hombre al fenómeno ecológico no es simple, ya que se plantean difíciles problemas que requieren una profunda investigación, la misma que requerirá una actualización para adaptarla a la dinámica de la evolución social y tecnológica.

El control sanitario del ambiente en el que vivimos es muy importante, las condiciones insalubres han producido más muertes y enfermedades que cualquier otro factor. Por fortuna, la Ingeniería Sanitaria y las disciplinas actuales disponen, hoy en día, de técnicas suficientes para sanear cualquier tipo de ambiente habitado por el hombre. La aplicación de esos conocimientos es prácticamente ilimitada, debiendo plantearse como meta a ser alcanzada por todas las comunidades no sólo como un objetivo sanitario sino como una característica de civilización.

La comparación de las condiciones presentes y futuras en las que vive y vivirá el hombre sirve de marco de referencia para calificar la calidad del ambiente en el que vivimos.

La contaminación podría describirse, en términos generales, como la alteración desfavorable del medio que nos rodea, ocasionando problemas que tienden a gobernar la dinámica de la salud, de la economía y de los caracteres sociales del ser humano. La magnitud y complejidad de los problemas representan un desafío a todos los elementos constitutivos de la sociedad.

El mejoramiento de la calidad del ambiente requiere frecuentes innovaciones técnicas, así como también mucha imaginación para llevar a cabo efectivos programas de control. Además, es indispensable la comprensión y apoyo de la comunidad para poder interrelacionar la calidad del medio que se desea con el costo de las acciones.

Los desperdicios o residuos producto de la vida urbana, doméstica, social, agrícola, recreativa e industrial, que no son adecuadamente dispuestos, ocasionan alteraciones físicas, químicas y biológicas en las características del aire, agua, suelo y la creación de problemas que deterioran los recursos materiales y naturales. Poco se conoce de las implicaciones a largo plazo que significan exponer al hombre a bajas concentraciones de sustancias tóxicas, en lo que respecta a aspectos fisiológicos y psicológicos. Estos y otros factores, como el uso adecuado de la tierra, crecimiento industrial acelerado, inducen al pronto establecimiento de programas adecuadamente administrados.

Tanto economistas, urbanistas y sanitaristas que tratan con el desarrollo social y económico, expresan su preocupación sobre el crecimiento demográfico y la distribución de la población. La urbanización es un fenómeno

no real que tiene caracteres de mayor o menor alarma, dependiendo del país.

A partir de los estudios demográficos se podrá estimar en forma cualitativa y cuantitativa, los problemas ambientales que pueden derivarse del incremento de las concentraciones urbanas en determinadas regiones del país. Será necesario evaluar con cifras el significado que tendrán esas grandes concentraciones humanas en las alteraciones que se producen tanto en el aire como en el agua y suelo.

El estudio y control de la contaminación requieren de una acción conjunta y mancomunada entre todas las instituciones oficiales y a los diferentes niveles. Será indispensable planear las actividades en tal forma que nos permita la preparación de programas, adiestramiento del personal y búsqueda de métodos para financiar, diseñar y operar las facilidades o medios de tratamiento.

Por otro lado, será necesario establecer normas sobre la calidad del medio ambiente: aire, agua y suelo; para lo cual es indispensable disponer de información científica adecuada que nos permita definir los límites de calidad, integrar los estudios individualizados para poder relacionar los efectos existentes entre el medio y el hombre.

Será, asimismo, necesario definir la calidad del medio que se desea tener para determinar el costo de las medidas preventivas y de control.

## II. CONTAMINACION DEL AGUA

Son innumerables los ejemplares que pueden citarse para ilustrar cómo

el hombre ha usado y abusado de las aguas superficiales, creando serias condiciones muchas veces sin el conocimiento de las autoridades interesadas. Por fortuna la intervención de ciertas personas de visión, ha impedido que la situación empeore y se produzca un grave deterioro de ese importante recurso natural.

Los pasos acelerados que se están dando en los países de la América para lograr su pronto desarrollo, está estimulando vivamente la creación de nuevas industrias, sean éstas grandes, medianas o pequeñas. Esta actividad acompañada de la ilusión que significa figurar en la lista de países que están industrializándose, hace ignorar que ese desenvolvimiento debe ir acompañado de un profundo estudio sobre las posibles condiciones del medio, creado con el nuevo establecimiento industrial.

Aire, agua y suelo deberán ser motivo de investigación para concretar las nuevas situaciones que se crean. La ubicación de la industria no sólo es importante para satisfacer los requerimientos sanitarios, sino para lograr economías en el desplazamiento de la fuerza laboral, deberá tomarse en consideración el futuro inmediato y mediano de la industria para predecir los aspectos sociales y económicos derivados de su localización.

Por pequeña que sea una industria, en su proceso, se requiere la disposición de desechos gaseosos, líquidos y sólidos. Estos residuos significan la adición de nuevos elementos al medio que modifican su composición, creando situaciones adversas y perjudiciales para el ambiente fabril y para el que tiene el hombre de las ciudades.

La urbanización, ese fenómeno real que viven todos los pueblos producto de la atracción que siente el hombre por la ciudad sea para satisfacer sus necesidades económicas buscando trabajo remunerativo o para satisfacer sus necesidades psicológicas y sociales, está generando, sino se la efectúa en forma ordenada y planeada, la creación de condiciones ambientales que tienden a degradar la calidad del medio. Residuos líquidos y sólidos tienden a disponerse al suelo o al agua, sin prever las implicaciones que eso acarrea si no se emplea la tecnología adecuada.

La contaminación del agua, aparte de producir situaciones inadecuadas para que el hombre pueda usar ese recurso en la satisfacción de sus necesidades domésticas, agrícolas o industriales, está originando una perturbación del medio en el que se desarrolla la comunidad o vida acuática. Esa alteración puede ocasionar que ciertas especies proliferen y otras tiendan a desaparecer. Por ejemplo, las especies de protozoarios que se alimentan de bacterias pueden aumentar cuando la carga bacteriana es alta. Más aún, la contaminación ocasiona el desarrollo de ciertas especies que pueden soportar o tolerar la perturbación o desequilibrio creado, tomando ventaja de las nuevas condiciones. Al mismo tiempo, aquellas especies que no puedan tolerar el nuevo régimen ecológico originado, tienden a reducirse.

La contaminación puede ocasionarse principalmente por la presencia de sólidos en suspensión, sustancias tóxicas, cargas orgánicas y el calor.

Los sólidos en suspensión producen la reducción de la penetración de la luz en el agua. La luz es importante en el proceso de fotosíntesis que aporta oxígeno y substituye al que es reducido por la respiración de los animales acuáticos. Se ha comprobado que la fotosíntesis es más importante que la turbulencia para obtener la reoxigenación del ecosistema acuático.

Siendo el oxígeno disuelto un elemento indispensable para lograr la estabilización de la materia orgánica disuelta en el agua, lo lógico será establecer condiciones de equilibrio entre aquel y la demanda biológica del oxígeno. Esa relación nos da la pauta sobre la clase y grado de tratamiento que requiere un residuo líquido doméstico e industrial.

En los anexos No.1 y 2 se presentan los principales orígenes de los contaminantes del agua (vivienda, industria, agricultura y minería) y su caracterización.

No siempre la contaminación del agua se debe únicamente a la carga orgánica, hay sustancias químicas que producen alteraciones en el medio acuático, entre las principales tenemos: plaguicidas, herbicidas, fungicidas; fertilizantes que actúan a través del nitrógeno y fósforo como nutrientes produciendo fenómenos de eutroficación, detergentes y metales pesados.

Los plaguicidas constituyen un grupo muy variado de sustancias tales como insecticidas, rodenticidas, molusquicidas, herbicidas, fungicidas. Su uso es muy variado y en forma poco técnica, sin ajustarse a

las especificaciones que existen para cada uno de ellos. En la agricultura se emplean básicamente para la protección de las siembras (herbicidas para el arroz, maíz y caña de azúcar; fungicidas para las patatas e insecticidas para una gran variedad de árboles; en los programas de salud pública para el control o erradicación de ciertos vectores responsables de la transmisión de enfermedades (paludismo, chagas y otras) o constituir molestias sanitarias.

Dada la enorme variedad de plaguicidas existentes, se los clasifica en dos grupos: "A" y "B", al primero pertenecen los organoclorados y organofosforados y al segundo principalmente ciertos herbicidas. Todos ellos son tóxicos en mayor o menor grado, dependiendo de la concentración. Se han logrado establecer normas sobre los niveles de concentración tanto en el agua de consumo doméstico, alimentos y como en el agua donde hay vida acuática productiva.

Para las aguas superficiales que se emplean como fuente de abastecimiento se han fijado algunos criterios:

<u>PLAGUICIDAS</u>	<u>CONCENTRACION</u> (mg/l)
Aldrín	0.017
Clordano	0.003
DDT	0.042
Dieldrina	0.017
Lindano	0.056

El uso de plaguicidas, principalmente en la agricultura, determina que

por escurrimiento del agua se produzcan concentraciones en lagos, estuarios, costas, etc.; hecho que reviste caracteres de toxicidad para una serie de especies acuáticas como ostras, camarones jóvenes y otras económicamente importantes. Las ostras, por ejemplo, pueden vivir en presencia de DDT hasta niveles de 0.1 mg/l; pero, a niveles de 1,000 veces menores (0.1 Microgramos/litro) la producción es 20% de la normal y las poblaciones de camarones sufren una mortalidad del 20%.

La toxicidad de una sustancia se establece por el límite de tolerancia media (median tolerance limit = T Lm), que consiste en la cantidad o concentración necesaria para matar el 50% de los organismos en 96 horas o menos.

La toxicidad de los plaguicidas se determina respecto al camarón y los límites tolerables son los siguientes:

<u>PLAGUICIDA</u>	<u>T Lm - 48 HORAS</u> ( $\mu$ g/l)
Aldrín	0.04
BCH	2.00
Clordano	2.00
Lindano	0.20
DDT	0.60
Dieldrina	0.30

Otras sustancias que desempeñan papel importante en la contaminación del agua son los detergentes. Su uso está muy generalizado tanto en la industria como en la vida doméstica.

Hasta la presente fecha no se han empleado detergentes constituidos por fosfatos responsables del ablandamiento del agua. Por el hecho de -



producir grandes cantidades de espuma dificultan el tratamiento de las aguas negras; además, son sustancias de compleja composición molecular difícil de ser degradable por medio de las bacterias. Los detergentes comunmente empleados se les conoce como del tipo ABS (alkylbenzene-sulfonate). Sus concentraciones en las aguas superficiales que se emplean como fuentes de abastecimiento doméstico se limita a 0.5 - mg/l.

Estados Unidos e Inglaterra están realizando grandes esfuerzos para reemplazar los detergentes aniónicos por otros compuestos con menor contenido de fosfatos como el LAS, aún más, se ha determinado que el mejor sustituto será el ácido nitrilo-triacetato (NTA). Este compuesto es 70 por ciento degradable por los procedimientos biológicos empleados en el tratamiento de aguas negras y las experiencias en animales revelan que no tienen efectos genéticos o evidencia de toxicidad.

Suecia, recientemente, dió a conocer haber producido un detergente que contiene 15 por ciento de citrato de sodio y es 100 por ciento biodegradable.

Existen otros elementos que alteran considerablemente la calidad del agua y por ello, ocasionan su contaminación, éstos son los metales pesados, que en altas concentraciones hacen indeseable el agua para el consumo doméstico o matan la vida acuática.

Entre los elementos tóxicos que juegan un papel importante tenemos el mercurio (Hg), plomo (Pb), níquel (Ni), cadmio (Cd) y arsénico (As).

Existe una relación entre el contenido de cadmio y la dureza en los sistemas de abastecimiento de agua, con las enfermedades cardiovasculares.

Por otra parte, metales como zinc (Zn), magnesio (Mg), hierro (Fe), cobre (Cu), en concentraciones dos o tres veces mayores a los normales pueden producir daños que se hacen presentes solamente después de prolongados períodos.

Respecto al mercurio debemos recordar que por efecto de la luz solar hay reacciones de fotosíntesis con la presencia de la materia orgánica (plankton), que desempeña un papel catalizador y transforma los compuestos inorgánicos de mercurio en methyl-mercurio que es absorbido por los peces, creando intoxicaciones en las personas que los emplean como alimento.

En relación con el arsénico son muy conocidos los efectos que producen las altas concentraciones de ese elemento en el agua de consumo. Las normas establecen límites no mayores a 0.05 mg/l. Hay otro hecho importante respecto a este elemento y consiste en que hay varios detergentes de uso doméstico que contienen arsénico en cantidades variables. Un hecho evidente constituye los riesgos de contaminación a través de los residuos que quedan en la ropa lavada.

En el anexo No. 3 se ha sintetizado los riesgos biológicos y químicos a los que está expuesto el hombre como consecuencia de ciertos contaminantes presentes en el agua; asimismo, se ha indicado las fuentes de

procedencia de los principales.

El manejo de los residuos líquidos que son dispuestos en los cursos de agua, para que no sean dañinos al hombre y no produzcan degradación del ambiente, supone la ejecución de una serie de actividades - que podrían resumirse así: análisis de los residuos, reconocimiento de las corrientes, control de las plantas industriales (modificación del proceso y reducción de los residuos y desperdicios), educación, cumplimiento de las disposiciones, tratamiento preliminar, control de los residuos líquidos, construcción y mantenimiento.

A los contaminantes se les clasifica en: causantes de enfermedades, conservativos y no conservativos. En estos tres grupos existen ocho categorías generales:

- agentes infecciosos
- residuos que demandan oxígeno
- nutrientes de plantas
- compuestos químicos orgánicos
- compuestos inorgánicos y minerales
- sedimentos
- materiales radioactivos
- calor

Entre los primeros se incluyen aquellos que se refieren a la salud pública. Los conservativos son estables y no se degradan por los procesos biológicos normales, como por ejemplo los compuestos inorgánicos, es el caso de los cloruros que pueden ser diluidos pero no reducidos -

en cantidad. Los contaminantes no conservativos en el sistema acuático natural cambian sus características debido a las fuerzas físicas, químicas y biológicas. El residuo líquido (agua negra) es un desecho orgánico altamente inestable y puede convertirse en bióxido de carbono, materiales inorgánicos y sustancias celulares.

La contaminación de las corrientes tiene efecto sobre la vida acuática. El tratamiento generalmente no es completo después de la estabilización de la materia por el proceso biológico, o después de que el residuo líquido haya recorrido los primeros kilómetros en la corriente de agua. El tratamiento será completo solamente cuando ya no se encuentren trazas de los materiales de desecho, en cantidades que puedan ser objetables a los usuarios del agua.

Al estudiar los cambios de una corriente de agua, por efecto de las descargas de materiales degradables, se tiene un nuevo sistema ecológico que debe adaptarse a las nuevas condiciones. Se produce primero una zona de degradación, seguida de una zona de descomposición y luego una de recuperación, en cada una de esas condiciones cambian el número y tipos de especies acuáticas. Los nutrientes disponibles proveen de alimentación a ciertos microorganismos, creando una demanda de oxígeno. Los microorganismos que metabolizan los alimentos y se reproducen bajo condiciones aeróbicas requieren de la presencia de oxígeno gaseoso disuelto; por tanto, mientras más abundante sea el alimento los organismos requieren más oxígeno disuelto. En caso contrario, si el alimento disminuye las necesidades de oxígeno también disminuyen. Al producirse la reareación se restablece la concentración de oxígeno en la corriente. Anexo No. 4.

El bioquímica del tratamiento aeróbico y anaeróbico puede verse en el Anexo No. 5.

Existen numerosos procesos para el tratamiento de los residuos líquidos, para su selección será necesario considerar las características del desecho y el grado de tratamiento requerido. En el anexo No.6 se indica la secuencia que tienen los diferentes procesos de tratamiento:

- pretratamiento
- tratamiento primario
- tratamiento secundario
- tratamiento terciario
- tratamiento de lodos
- disposición de lodos
- disposición de los líquidos tratados

#### IV. RESUMEN

En lo que respecta a la contaminación del agua y del suelo ya se ha mencionado la trascendencia que tiene su control y prevención en la salud, agricultura, industria, pesca, recreación, estética, etc. Resulta verdaderamente complejo valorar su impacto económico, ya que estará - vinculado a la magnitud del daño que ocasione la contaminación y al - grado de degradación que se produzca de ese recurso natural.

Es difícil establecer con precisión y en forma apriori los límites de la calidad del ambiente. Para entender mejor el por qué, imaginemos que los habitantes de una ciudad toman un vaso de agua conteniendo ciertas

substancias tóxicas. ¿Qué ocurrirá?, o algunas personas morirán, otras enfermarán, leve o gravemente, y otras no resultarán afectadas. La cantidad de substancias que se administre permanentemente a las personas sin afectar su salud, constituirá el denominado "índice permisible".

La lucha contra la contaminación, requerirá una acción mancomunada y coordinada entre todas las instituciones públicas y privadas. Hay varios pasos previos que dar, pudiendo citar entre los principales: reglamentación, fijación de criterios claros para definir la calidad del ambiente - que se desea obtener para esa forma determinar los parámetros, adiestramiento de personal tanto en el nivel normativo como en el aplicativo, para poner en marcha las medidas preventivas y correctivas.

PRINCIPALES ORIGENES DE LA  
CONTAMINACION DEL AGUA

- POBLACION

- INDUSTRIA

azúcar  
petróleo  
química  
papel  
alcohol

## MATERIALES QUE PRODUCEN CONTAMINACION

- SALES INORGANICAS
- ACIDOS y/o ALCALIS
- MATERIA ORGANICA
- SOLIDOS EN SUSPENSION
- SOLIDOS Y LIQUIDOS FLOTANTES
- TEMPERATURA
- COLOR
- SUBSTANCIAS TOXICAS
- MICROORGANISMOS
- MATERIAL RADIOACTIVO



## EFFECTOS DE LOS CONTAMINANTES EN LOS CURSOS DE AGUA

### SALES INORGANICAS

- Los ríos asimilan sólo cierta cantidad de contaminación.
- Dureza: incrustaciones en tuberías, resistencia al flujo, deterioro de los calderos, interferencia en el teñido de la industria textil, cerveceras y de enlatados.
- Sulfato de Magnesio: efecto catártico.
- Ión Cloro: aumenta la conductividad del papel aislante eléctrico.
- Hierro: manchas en los tejidos y en el papel.
- Carbonatos: depósitos en las verduras enlatadas.
- Nitrógeno y Fósforo: inducen al crecimiento de plantas microscópicas (algas). Producen contaminación secundaria: añade oxígeno disuelto al agua pero contribuye al aumento de la carga orgánica.

ACIDOS y/o ALCALIS

- Inadecuados para usos recreacionales y para la propagación de la vida acuática.
- H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>: baja el pH, menor a 7.0 produce irritación de las mucosas, corrosión, tóxico para la vida acuática.
- pH: no menor a 4.5 y no mayor a 9.5. Los ríos que reciben residuos industriales tienen valores entre 2.0 y 11.0.
- Hidróxido de Sodio: es soluble y afecta la alcalinidad y el pH. Se lo emplea en la industria del jabón, teñido de tejidos, pieles, reuso del hule. 25 ppm mata a los peces, interfiere con la coagulación en las plantas de tratamiento de agua, fermentación industrial, aroma en las bebidas no alcohólicas, levadura de cerveza, sabor en frutas enlatadas, limpieza de metales, preparación de la gelatina y goma.

MATERIA ORGANICA

- Consume el oxígeno disuelto en los ríos originando olores desagradables debido a las condiciones sépticas. La falta de OD produce asfixia en los peces y muere la vida acuática (se requiere de 3 a 4 ppm).
- Ciertas materias orgánicas como fenoles dan sabor al agua de consumo doméstico. La presencia del fenol ocasiona la contaminación de las aguas subterráneas.

SOLIDOS EN SUSPENSION

- Los sólidos se depositan en el fondo de los ríos impidiendo el desove de peces y gusanos, inhibiendo su propagación. Los sólidos suspendidos visibles crean condiciones adversas al empleo del agua para fines recreacionales. Incrementan la turbiedad del agua y crean condiciones desfavorables para el desarrollo de la vida acuática por falta de luz. La sedimentación del material en el fondo ocasiona agotamiento del OD creando olores y dañando la estética del curso de agua.

## MATERIAL FLOTANTE

- Incluye sólidos y líquidos tales como aceites, grasas y otros materiales que se mantienen en la superficie. No solo vuelven al río desagradable sino que obstruyen el paso de luz, retardando el desarrollo de la vida acuática. La presencia del aceite: interfiere con la recreación natural, es tóxico para ciertas especies de peces y de vida acuática, existen riesgos de incendios, destruye la vegetación en las orillas, con la consecuente erosión, el agua no es apta para propósitos de refrigeración, crea dificultades en los procesos convencionales del tratamiento del agua dando sabores y olores e interfiere en la filtración, origina la formación de una desagradable capa oleaginosa de la superficie perjudicial para los fines recreacionales.

## TEMPERATURA

- El aumento de la temperatura en el agua se debe principalmente a la descarga del agua de condensación. Las variaciones de temperatura en forma brusca crean problemas en el tratamiento del agua para fines municipales e industriales. Aguas con altas temperaturas no son deseables para el enfriamiento. Descargas con altas temperaturas ocasionan la estratificación del río obligando a los peces y a la vida acuática ir al fondo. Las capas calientes tienen menos OD, sufriendo la vida acuática y la degradación biológica natural. La acción bacteriana se incrementa, lo que ocasiona perjuicios a la transformación de la materia orgánica en las que intervienen las bacterias.

## COLOR

- Ocasionado por industrias textiles, papel, curtidurías, mataderos. Es un evidente indicador de contaminación. Los compuestos de los líquidos residuales absorben ciertas ondas luminosas y reflejan los restantes. Color interfiere con la penetración de la luz en el agua reduciendo la acción fotosintética. Interfiere con la absorción del  $O_2$  atmosférico. La contaminación visible ocasiona más dificultades que la invisible. Colores rojo y café (residuos de mataderos), café (residuos de papel), diferentes colores (residuos textiles), amarillo (residuos de cromado) originan la indignación del público.

Decrece el valor de la propiedad, el agua no es apta para el baño y pesca, y aún para otros fines recreacionales, las plantas de agua potable tienen dificultades en remover el color.

SUBSTANCIAS  
TOXICAS

- Ciertos compuestos inorgánicos y orgánicos, aún en bajísimas concentraciones, son tóxicos para el hombre, peces y otros organismos acuáticos. Muchos de ellos son difíciles de remover en las plantas de potabilización del agua y tienen efectos acumulativos en los sistemas biológicos. Esto ocurre, por ejemplo, con los insecticidas (toxafeno, dieldrín, dicloro benceno), usados en la agricultura (algodón, tabaco), son más ofensivos cuando están en solución. Los insecticidas son difíciles de detectar en los cursos de agua, se requiere el empleo de la técnica "cromatografía de gases" para apreciar 0.001 microgramo/litro.
- Hay sustancias muy tóxicas "acrilonitrilo" (fibras sintéticas), sales como NaCl (mayor 400 ppm), romo hexavalente (concentración 5.0 ppm), matan a peces de agua dulce. Cobre (0.1 a 0.5 ppm) es tóxico para bacterias y microorganismos. Compuestos como fosfatos ( $P_2O_5$ ) en niveles de 0.5 ppm interfieren en los procesos de coagulación y sedimentación del agua (aumento de coagulantes y período de retención), los fenoles en concentraciones pequeñas son objetables.

MICROORGANISMOS

- Industrias : mataderos, curtidurías, lecheras, enlatado de verduras y frutas, etc., producen contaminación bacteriana del agua. Hay diferentes tipos de bacterias, las que producen la degradación de la materia orgánica, que pueden ser patogénicas para el hombre, animales y otras bacterias.

MATERIAL  
RADIOACTIVO

- El empleo del material radiactivo utilizado para todos los fines ha creado un problema ambiental. La disposición está llena de riesgos. Radioisótopos muy activos como  $Sr^{90}$  y  $Cs^{137}$  liberan energía en largos períodos de tiempo. Los métodos usuales para la determinación de la contaminación del agua no son los adecuados para detectar radiaciones.

MATERIAL  
QUE FORMA ESPUMA

- Es producto de la industria textil, química, pulpa y papel. Produce una indeseable espuma que da mala apariencia al cuerpo receptor e interfiere en el mecanismo de la reaeración.



## EFFECTOS DE ALGUNOS CONTAMINANTES DEL AGUA EN LA SALUD

### Riesgos Biológicos

Microorganismos patogénicos: cólera, disentería bacilar, fiebres tifoidea y paratifoidea, gastroenteritis, diarreas infantiles, parálisis infantil, hepatitis infecciosa.

Parasitosis : amibiasis, ascariasis, triquinosis, esquistosomiasis.

Enfermedades producidas por vectores que se desarrollan en el agua.

### Riesgos Químicos

Nitratos y Nitritos: metahemoglobinemia no se produce cuando es menor a 45 mg/litro.

Fluoruros : fluorosis y ostiofluorosis.

Arsénico : presencia puede ser natural, industrial o de los plaguicidas. Límite permisible en el agua potable 0.05 mg/litro. Aguas con concentraciones de 0.6 -0.8 mg/litro en la América Latina ocasiona intoxicación endémica (acumulativo). Pie negro (black foot), cáncer.

Selenio : el contenido de las aguas naturales 50-300  $\mu$ /litro. En las plantas de tratamiento se lo elimina, como el arsénico, con precipitación química y adsorción.

Mercurio : contenido de las agua naturales 0.01 - 0.3  $\mu$ /litro, en el agua del mar 0.1  $\mu$ /litro, en la atmósfera de las áreas industriales 1.0  $\mu$ /litro. Su origen : minas, industrias de la pulpa y papel, plástico, electrónica; agricultura y empleo combustibles fósiles. Límite permisible en el agua potable 0.001 mg/litro toxicidad.

Plomo: contenido en las aguas naturales 0.1 - 0.3 mg/litro. Origen : tuberías de plomo, plásticos, combustibles, industria de baterías. Se acumula en peces y mariscos. Límite permisible 0.1 mg/litro.

Cadmio: contenido en las aguas naturales 1  $\mu$ /litro, pero pueden ascender a 10  $\mu$ /litro, origina en la industria, presente en los sedimentos de tratamiento (contaminación del arroz en Japón, 1970). Toxicidad y posiblemente efectos cardiovasculares. Límite permisible en el agua potable 0.01 mg/litro.

Dureza del Agua: la dureza baja del agua de consumo está asociada con la mayor prevalencia de enfermedades cardiovasculares, hipertensión, etc..

Plaguicidas Organo Clorados : origen en la agricultura e industria. Compuestos de baja solubilidad, persistentes y permanecen sin cambio por muchos años. Ocasionan toxicidad aguda en concentraciones de 5  $\mu$ /litro y menos, de ahí que se adopte 1/100 como factor de aplicación.

En Estados Unidos las concentraciones medias varían de 0.2 - 28 nanogramos y en Gran Bretaña 1.6 - 64.6.

Plaguicidas Organofosforados (diacínón, malation, paralión, clortiión, dipterex) : se hidrolizan más fácilmente, persisten menos de un año, se degradan más fácilmente, son más agresivos en invierno, producen mayor toxicidad a la fauna marina.

Hidrocarburos Aromáticos Polinucleares : (HAP) en el ambiente se encuentra el benzo-pireno. Tiene caracteres cancerígenos.

Aguas subterráneas 0.001 - 0.010  $\mu$ /litro, lagos 0.010 - 0.025  $\mu$ /litro, aguas altamente contaminadas mayor 0.100  $\mu$ /litro.

Detergentes Aniónicos : (ABS) causa espuma e interfiere con autopurificación y tratamiento. Las de cadena lineal son más biodegradables. Concentración deseable 0.2 mg/litro.

## PRINCIPALES USUARIOS DEL AGUA

- AGRICULTURA { irrigación  
ganadería
- ABASTECIMIENTO DOMESTICO
- ABASTECIMIENTO INDUSTRIAL
- GENERACION ELECTRICA
- ACUACULTURA
- DESARROLLO TURISTICO

## IMPACTO ECONOMICO

### USO AGRICOLA:

1. Constituye el usuario más importante.
2. Debe crecer por lo menos a un ritmo del 5% anual.
3. Hay un aumento en la productividad: mejorando el uso del suelo y del agua, y de los fertilizantes.
4. El desarrollo agrícola y ganadero ofrece nuevos empleos.
5. Las descargas industriales afectan negativamente las cosechas y añaden, a la cadena de los alimentos, sustancias nocivas que ocasionan daños a la salud.
6. Se estima que las necesidades de uso del agua, en los próximos 24 años se incrementará en un 90%.

### USO DOMESTICO:

1. La población y la industria se concentran en las áreas urbanas.
2. El agua para esos fines escasea y hay que transportarla de largas distancias. Un metro cúbico de agua para el D.F. tiene un costo de  $450 \times 10^6$  pesos.

3. El aumento del consumo de agua significará un incremento en la producción de residuos domésticos.

#### GENERACION ELECTRICA :

1. El problema radica en evaluar el efecto adverso de la contaminación en las actividades humanas.
2. La evaluación deberá cubrir los campos económicos y sociales para determinar el uso de agua y su calidad en la generación eléctrica y el grado de tratamiento requerido.

#### BENEFICIOS DIRECTOS :

1. Obtener mejor calidad de agua para el uso doméstico.
2. Obtener mejor calidad de agua para usos industriales.
3. Reducir los riesgos para la salud.
4. Reducir los costos de tratamiento del agua potable.
5. Mejor potencialidad del desarrollo turístico.
6. Aumentar la cantidad y calidad de la pesca.
7. Mejorar la productividad agrícola.
8. Mejor nivel estético de las aguas superficiales.

El tratamiento de los residuos líquidos depende tanto de las soluciones técnicas como de los costos, de las características de los mismos, eficiencia y tamaño de la planta.

Para la determinación de costo se deben tomar algunos factores como: básico (A), porcentaje de la remoción de la DBO (B), tamaño de la planta (C), índices de costos de construcción (D).

De un estudio realizado por la SRH se dedujo que los beneficios directos en los distintos campos se pueden sintetizar así:

- Agricultura	750 millones/pesos/año
- Agua Potable	149 millones/pesos/año
- Turismo	150 millones/pesos/año
- Industria	301 millones/pesos/año
- Salud	164 millones/pesos/año
<b>Total</b>	<b>1,514 millones/pesos/año</b>

Asimismo, se estimó que los costos totales (inversión más operación), tienen los siguientes valores :

- Doméstico	230 millones/pesos/año
- Industria	530 millones/pesos/año
	<u>760 millones/pesos/año</u>

Esto quiere decir que el tratamiento primario de los residuos líquidos produce un beneficio-costo de:

$$\frac{1,514}{760} = 2$$



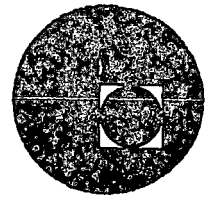
## B I B L I O G R A F I A

- WASTE TREATMENT PLANT DESIGN AND OPERATIONAL CONTROL  
World Health Organization
  
- WATER QUALITY ENGINEERING FOR PRACTICING ENGINEERS  
W. Wesley Eckenfelder, Jr.
  
- WATER POLLUTION CONTROL. EXPERIMENTAL PROCEDURES FOR  
PROCESS DESIGN  
W. W. Eckenfelder-D. L. Ford
  
- INTERNATIONAL POLLUTION CONTROL MAGAZINE  
Polit Issue 1972/Vol. 1, No. 1
  
- MANUEL DE CHIMIE DE L'ENVIRONNEMENT  
Prof. Stevan Jankovic Organisation Mondiale de la Santé, 1974
  
- LIQUIDWASTE OF INDUSTRY  
Nelson L. Nemerow





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES

DETERMINACION DE LOS COEFICIENTES DE LA  
ECUACION DE LA REACCION QUIMICA DE PRI-  
MER ORDEN

DR. UBALDO BONILLA DOMINGUEZ

NOVIEMBRE DE 1976.

Handwritten text at the top of the page, possibly a title or header, which is mostly illegible due to fading and bleed-through. Some faint words like "Introduction" or "Chapter" might be discernible.



# DETERMINACION DE LOS COEFICIENTES DE LA ECUACION DE LA REACCION QUIMICA DE PRIMER ORDEN.

Por Ubaldo Bonilla Domínguez.

## 1. Introducción

La ecuación que expresa la cantidad de sustrato  $y$  que ha reaccionado en un tiempo  $t$ , cuando la rapidez de la reacción es proporcional a la cantidad de sustrato que queda por reaccionar, se conoce en química como ecuación de primer orden. Llamando  $L$  a la cantidad de sustrato presente en el tiempo  $t = 0$ , esta reacción se expresa en forma diferencial:

$$\frac{dy}{dt} = k(L - y)$$

donde  $k$  es el coeficiente de proporcionalidad o coeficiente de rapidez de la reacción.

La integración de la ecuación anterior, considerando las condiciones iniciales conduce a la fórmula:

$$y = L(1 - e^{-kt}) \quad (1)$$

Normalmente se dispone de una serie de observaciones y correspondientes a tiempos  $t$ , y se desean conocer los valores de  $k$  y  $L$ . En este trabajo se presenta un método lineal para la resolución de este problema. Cuando los datos y corresponden a intervalos de tiempo  $\Delta t$  constantes, la solución es muy simple; si  $\Delta t$  no es constante, podrá obtenerse una solución con la introducción de una ecuación adicional.

## 2. Expresión lineal exacta

Considerando la ecuación (1), a cada incremento  $\Delta t$  correspondará un incremento  $\Delta y$ , por tanto:

$$y + \Delta y = L(1 - e^{-k(t + \Delta t)}) = L - L e^{-kt} \cdot e^{-k\Delta t}$$
$$\Delta y = L - L e^{-kt} \cdot e^{-k\Delta t} - L(1 - e^{-kt})$$

de donde:

$$\Delta y = L e^{-kt} (1 - e^{-k\Delta t}) \quad (2)$$

Por otro lado de la ecuación (1) se obtiene:

$$L - y = Le^{-kt} \quad (3)$$

Dividiendo (2) entre (3) se obtiene:

$$y = L - \frac{L}{1 - e^{-kAt}} \quad Ay \quad (4)$$

Si  $At$  es constante, la ecuación (4) es la expresión de una recta con pendiente  $m = 1/(1 - e^{-kAt})$  y ordenada al origen  $L$ ; consecuentemente, en el caso más común en que  $At = 1$

$$e^{-k} = \frac{m + 1}{m} \quad (5)$$

### 3. Método de solución

La determinación de  $k$  y  $L$  puede hacerse gráfica o analíticamente. Para ilustrar ambos procedimientos, consideremos la serie de valores  $y$  (obtenidos con regla de cálculo) para la ecuación (1) cuando  $k = 0.02$  y  $L = 100$ .

La solución gráfica consiste simplemente en dibujar la recta que mejor satisfaga los puntos de coordenadas  $(Ay, y)$ , midiéndose la ordenada al origen para obtener el valor de  $L$ , y la pendiente "m" para obtener el valor de  $k$  usando la fórmula (5).

En el cuadro No. 1, aparecen los valores de  $y$  y  $Ay$ , con los cuales se ha dibujado la figura 1, de la cual se obtiene:

$$L = 100; m = \frac{-100}{18.1} = -5.52$$

$$e^{-k} = \frac{-4.52}{-5.52} = 0.819; k = 0.20$$

La solución analítica se obtiene aplicando el método de mínimos cuadrados para ajustar los datos a una recta, por tanto, haciendo  $Ay = x$ :

$$m = \frac{\sum xy - \bar{x} \sum y}{(\sum x^2) - n(\bar{x})^2} \quad (6)$$

$$L = \frac{\bar{y}(\sum x^2) - \bar{x} \sum xy}{(\sum x^2) - n(\bar{x})^2}$$

en donde  $n$  es el número de datos

En las columnas cuarta y quinta del cuadro No. 1 aparece el cálculo de las cantidades necesarias para obtener  $m$  y  $L$ ; aplicando la ecuación (6) se obtiene:

$$m = \frac{1566.75 - 12.64(151.1)}{860.74 - 5(12.64)^2} = \frac{-343.154}{61.892} = -5.52$$

$$k = 0.20$$

#### 4. Interpolación

Cuando en una serie de observaciones falte un dato, éste podrá obtenerse mediante interpolación. Por ejemplo, considerando las expresiones

$$y_1 - L = -Le^{-k}; \quad y_2 - L = -Le^{-2k}; \quad y_3 - L = -Le^{-3k};$$

$$y_4 - L = -Le^{-4k}$$

se obtiene:

$$\frac{y_1 - L}{y_2 - L} = \frac{y_3 - L}{y_4 - L} = e^k$$

y por tanto:

$$L = \frac{y_2 y_3 - y_1 y_4}{(y_2 + y_3) - (y_1 + y_4)} \quad (8)$$

Obsérvese que los menores del determinante

$$\begin{vmatrix} 1 & y_1 & y_3 \\ 1 & y_2 & y_4 \\ 1 & y_3 & y_5 \end{vmatrix}$$

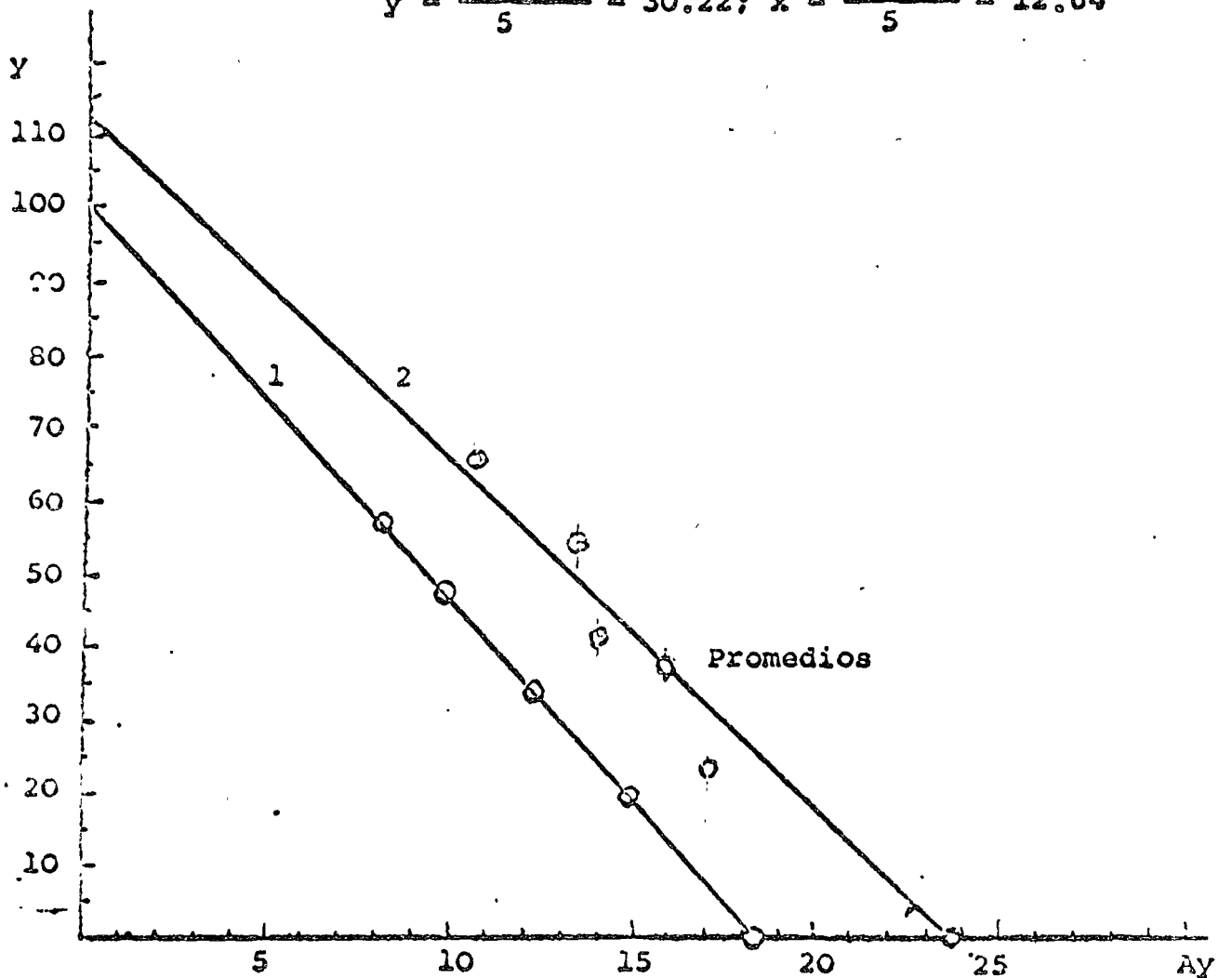
corresponden a otras tantas expresiones para  $L$ , por ejemplo:

CUADRO No. 1

CALCULO DE LOS VALORES DE k y L, At = 1

t	y	x = Ay	x y	x <sup>2</sup>
0	0.0	18.1	0.00	327.61
1	18.1	14.7	266.07	216.09
2	32.8	12.4	406.72	153.76
3	45.2	9.8	442.96	96.04
4	55.0	8.2	451.00	67.24
5	63.2			
Suma	151.1	63.2	1566.75	860.74

$$\bar{y} = \frac{151.1}{5} = 30.22; \quad \bar{x} = \frac{63.2}{5} = 12.64$$



Figuras 1 y 2. Cálculo de los valores de k y L, At = 1



$$L = \frac{y_1 y_5 - y_3 y_3}{(y_1 + y_5) - (y_3 + y_3)} \quad (9)$$

Obsérvese también que los numeradores y denominadores de (8) y (9) pueden sumarse, conservándose el valor de L.

Por tanto, una relación entre los cinco primeros términos de una serie de datos será:

$$\frac{y_2 y_3 - y_1 y_4}{(y_2 + y_3) - (y_1 + y_4)} = \frac{y_1 y_5 - y_3 y_3}{(y_1 + y_5) - (y_3 + y_3)} \quad (10)$$

Supongamos que en los datos del cuadro No. 1 desconociéramos el valor de  $y_2$ , entonces, sustituyendo en (10) los datos restantes:

$$\frac{y_2(45.2) - (18.1)(55.0)}{(y_2 + 45.2) - (18.1 + 55.0)} = \frac{(18.1)(63.2) - (45.2)^2}{(18.1 + 63.2) - 2(45.2)}$$

Despejando se obtiene:  $y_2 = 32.8$

#### 5. Determinación de k y L, At no constante

En cualquier caso, de la ecuación (4) puede obtenerse:

$$k = -\frac{1}{n} \sum \frac{\ln \left( 1 - \frac{\Delta y}{L - y} \right)}{\Delta t} \quad (11)$$

donde n es el número de observaciones

El cuadro No. 2 muestra el cálculo de k, para los datos de las dos primeras columnas, cuando L es 100, obteniéndose  $k = 0.20$

CUADRO No. 2  
CALCULO DE k, At variable

t	y	At	Ay	L-y	$\frac{Ay}{L-y}$	$1 - \frac{Ay}{L-y}$	$\ln(1 - \frac{Ay}{L-y})$	$\frac{\ln(1 - \frac{Ay}{L-y})}{At}$
0	0	1	18.1	100.00	0.181	0.819	- 0.200	- 0.200
1	18.1	2	27.1	81.9	0.332	0.668	- 0.404	- 0.202
2	-	-	-	-	-	-	-	-
3	45.2	1	9.8	54.8	0.179	0.821	- 0.197	- 0.197
4	55.0	1	8.2	45.0	0.182	0.818	- 0.201	- 0.201
5	63.2							- 0.800

6. Ejemplo

En una serie de determinaciones de demanda bioquímica de oxígeno en una muestra de aguas negras, se obtuvieron los resultados anotados en los dos primeros renglones del cuadro No. 3. Determinar los valores de la rapidez de oxidación, k, y el contenido total de materia orgánica en la muestra L

CUADRO No. 3.- Cálculo de k y L en el caso de demanda bioquímica de oxígeno

t, días	0	1	2	3	4	5	$\Sigma$	Prome- dios
y, ppm	0.00	23.66	40.66	54.66	65.00	81.66	183.98	36.756
Ay	23.66	17.00	14.00	13.34	10.66		79.66	15.932

En el cuadro No. 3 se han calculado los valores de Ay, mismos que se han graficado contra los valores de y en la fig. No. 2; de ésta se obtiene:

$$L = 112 \text{ ppm}$$

$$k = \frac{112 - 23.66}{23.66} = 3.73$$

de donde

$$e^{-k} = \frac{2.73}{3.73} = 0.735 ; k = 0.308$$

#### R E S U M E N:

Se presenta una ecuación exacta para determinar los valores de las constantes  $k$  y  $L$  de la expresión de la reacción de primer orden. Cuando los incrementos de tiempo  $\Delta t$  correspondientes a las observaciones  $y$  son constantemente iguales, la ecuación propuesta es lineal. Cuando  $\Delta t$  es variable la solución se obtiene usando además una expresión exacta para  $L$ .

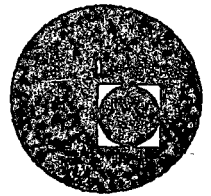
#### A B S T R A C T

An equation to determine the constants  $k$  and  $L$  of the first order reaction expression is presented. When the time increments  $\Delta t$  corresponding to the observations  $y$  are constantly equal, the equation becomes a straight line. When  $\Delta t$  is variable the solution is obtained by using also an expression for  $L$ .





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



INDICADORES Y PARAMETROS DE CALIDAD DEL AGUA

DR. PEDRO MARTINEZ PEREDA

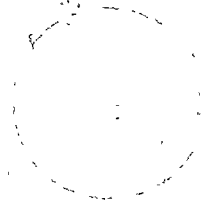
NOVIEMBRE DE 1976.

1970-1971

1970-1971

1970-1971

1970-1971



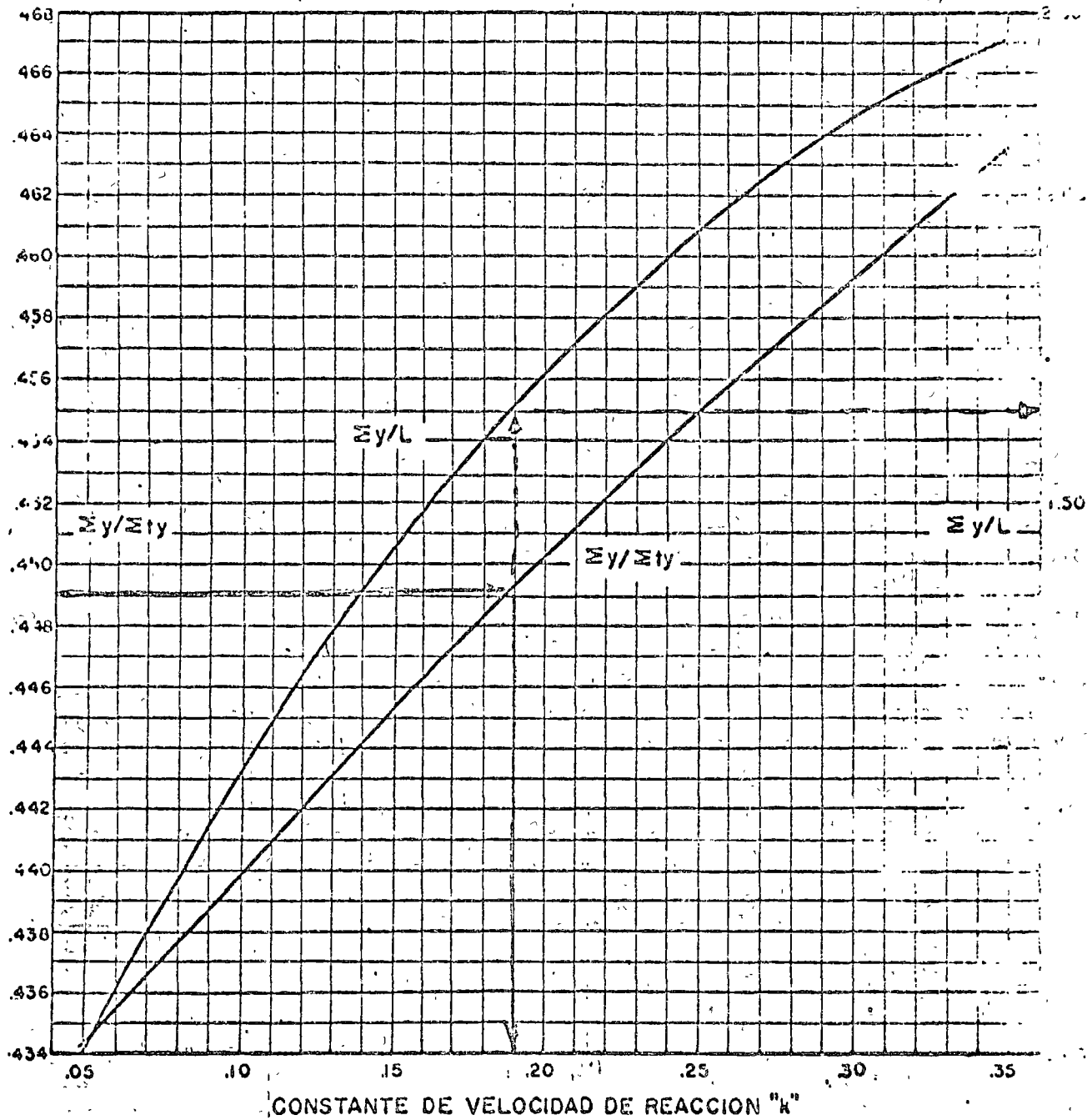


FIG.

Valores de "k" y de la DBO última para series de pruebas de la DBO por 1, 2 y 3 días (según Moore, Thomas y Snow).

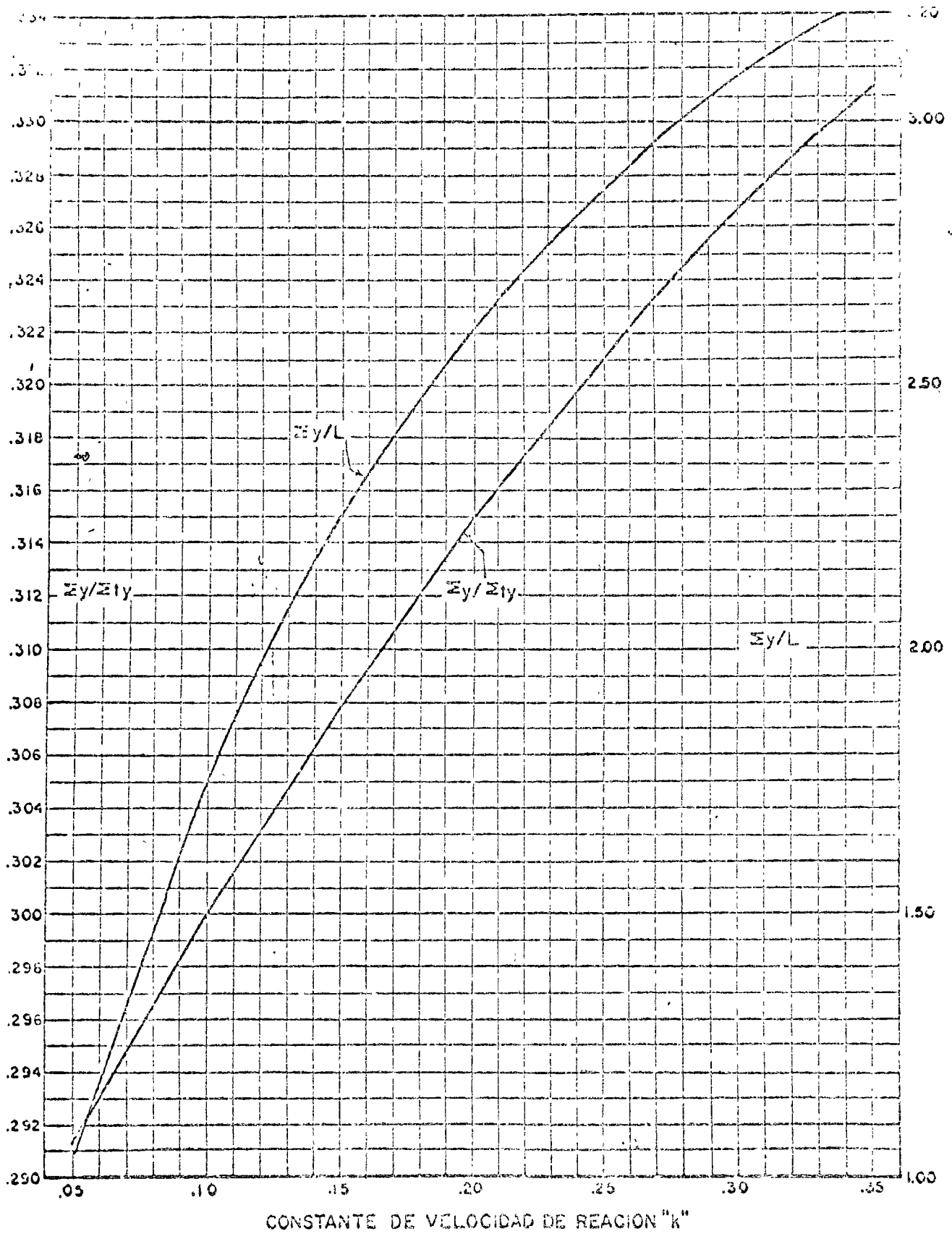
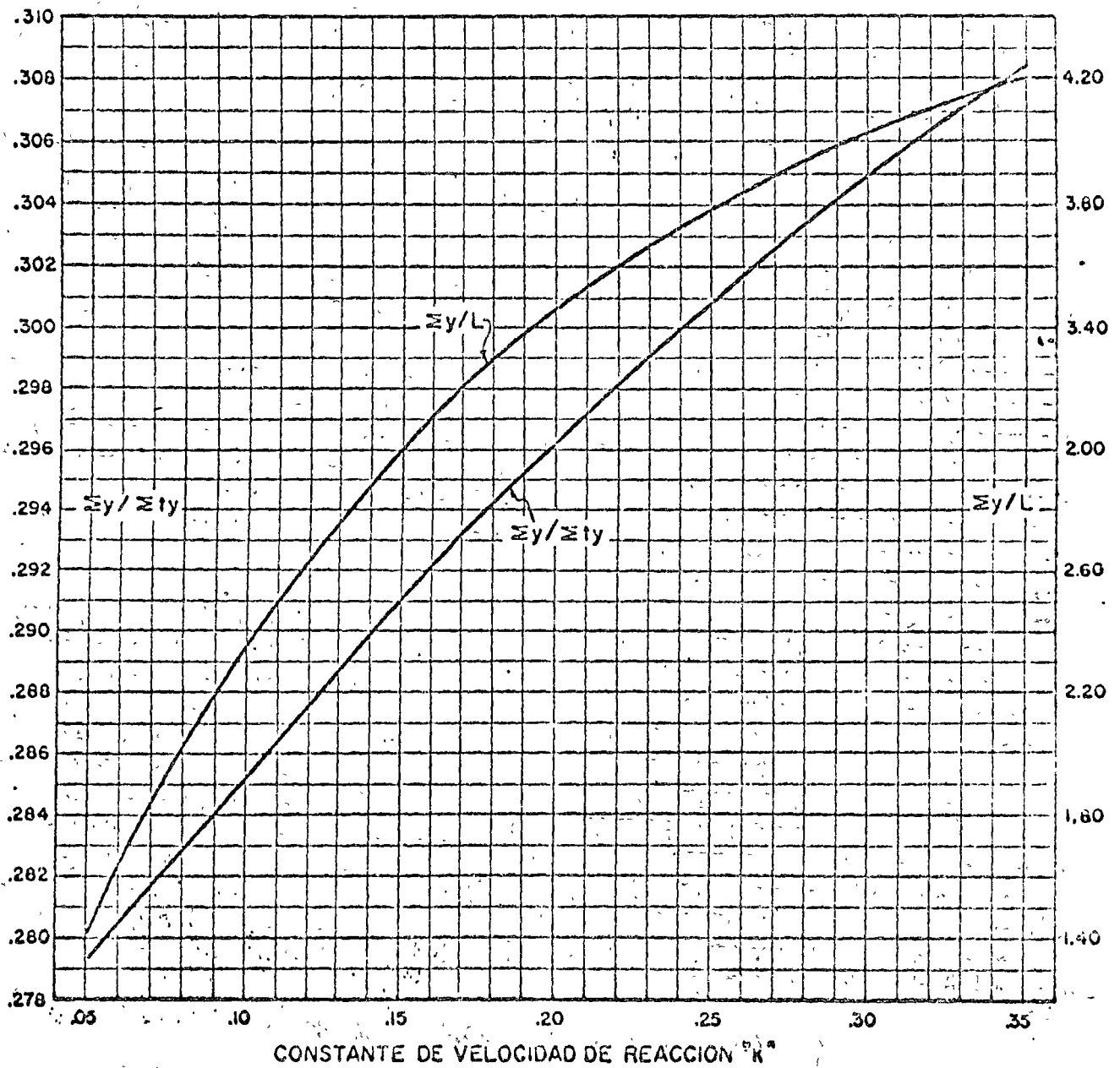


FIG. Valores de "k" y de la DBO última para series de pruebas de la DBO por 1,2,3 y 5 días. (según Moore, Thomas y Snow)





FIG

Valores de "k" y de la DBO última para series de pruebas de la DBO por 1, 2, 3, 4 y 5 días. (según Moore, Thomas y Snow).

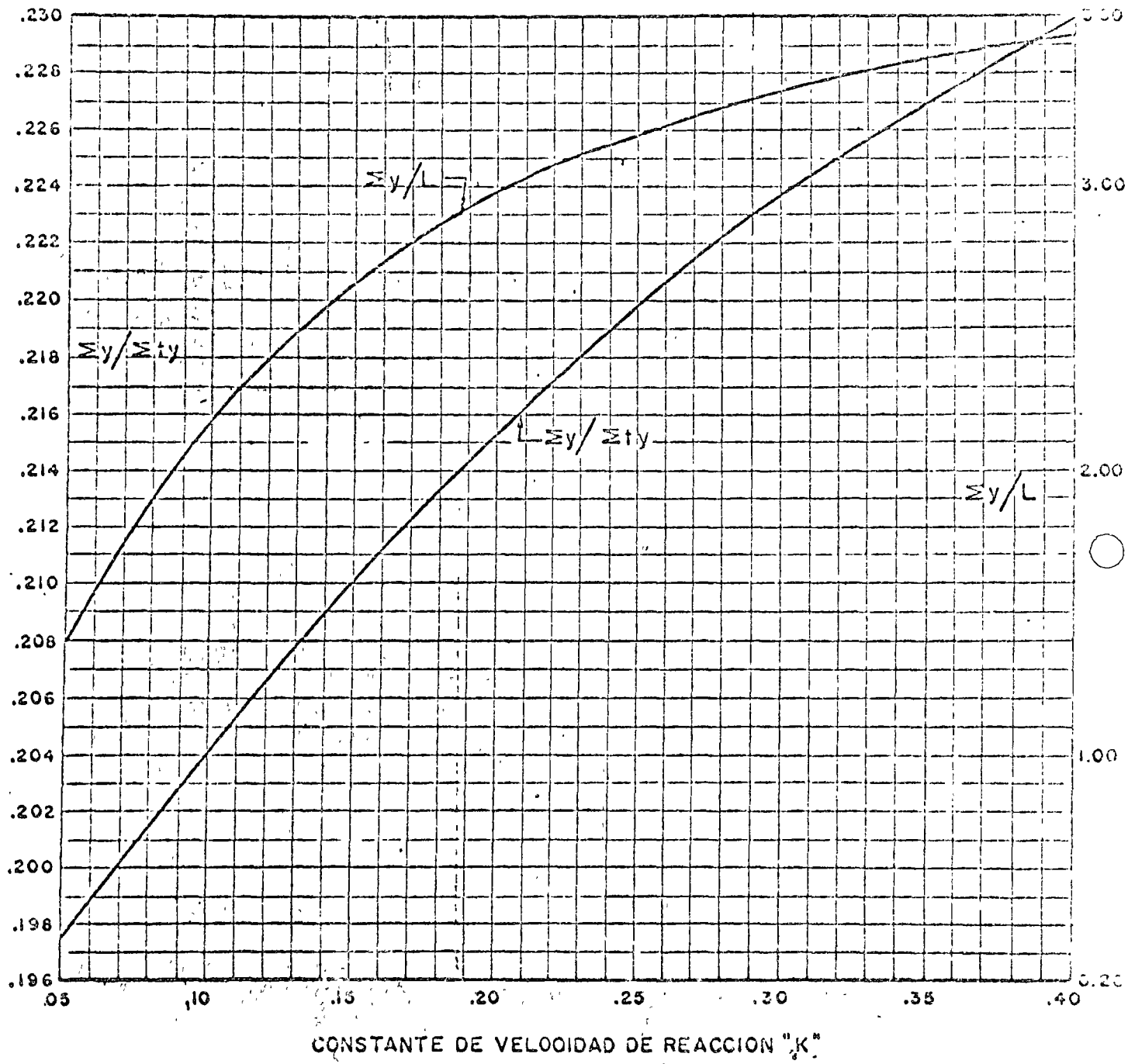


FIG. Valores de "K" y de la DBO última para series de pruebas de la DBO por 1, 3, 5 y 7 días (según Moore, Thomas y Snow).

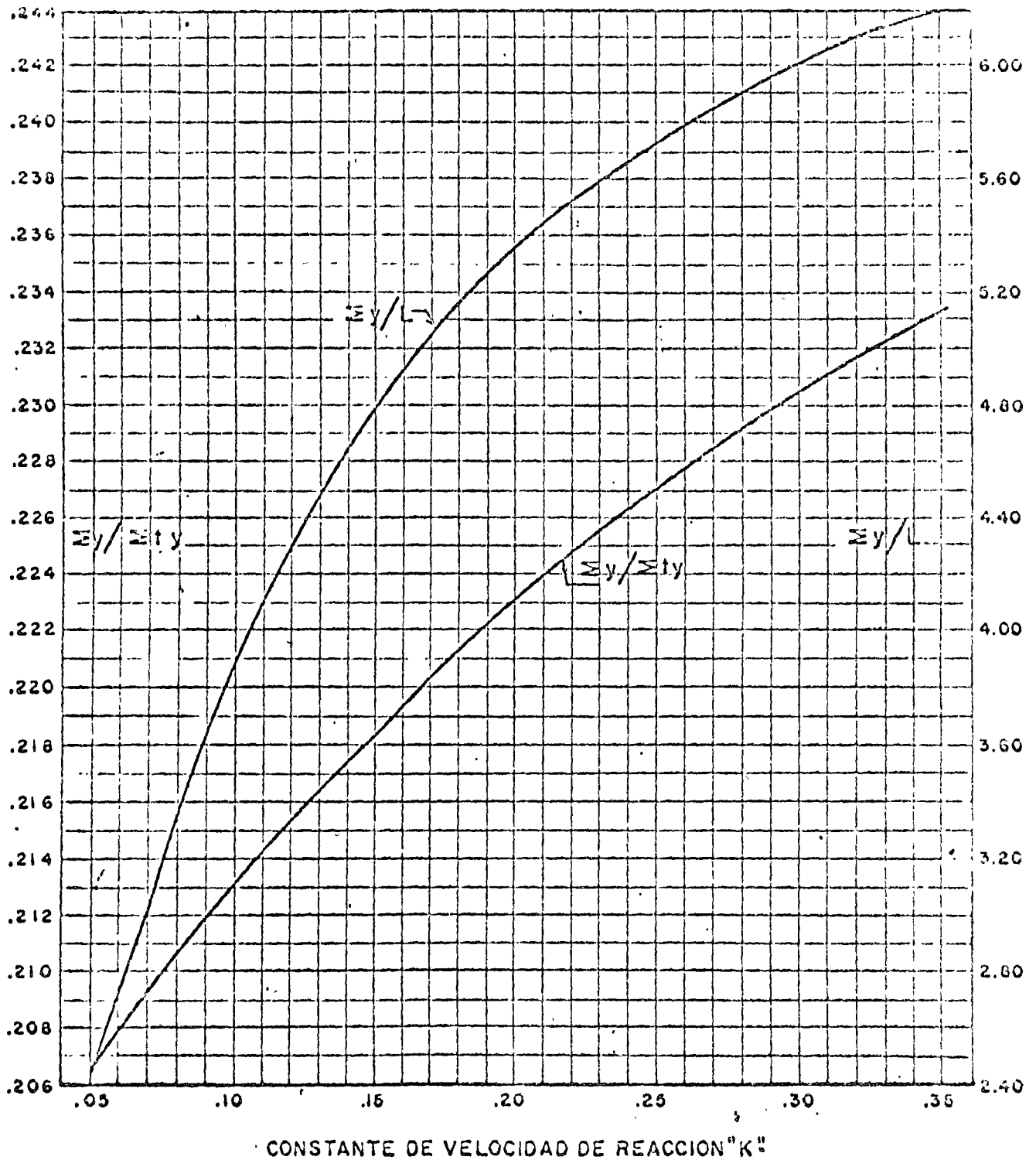
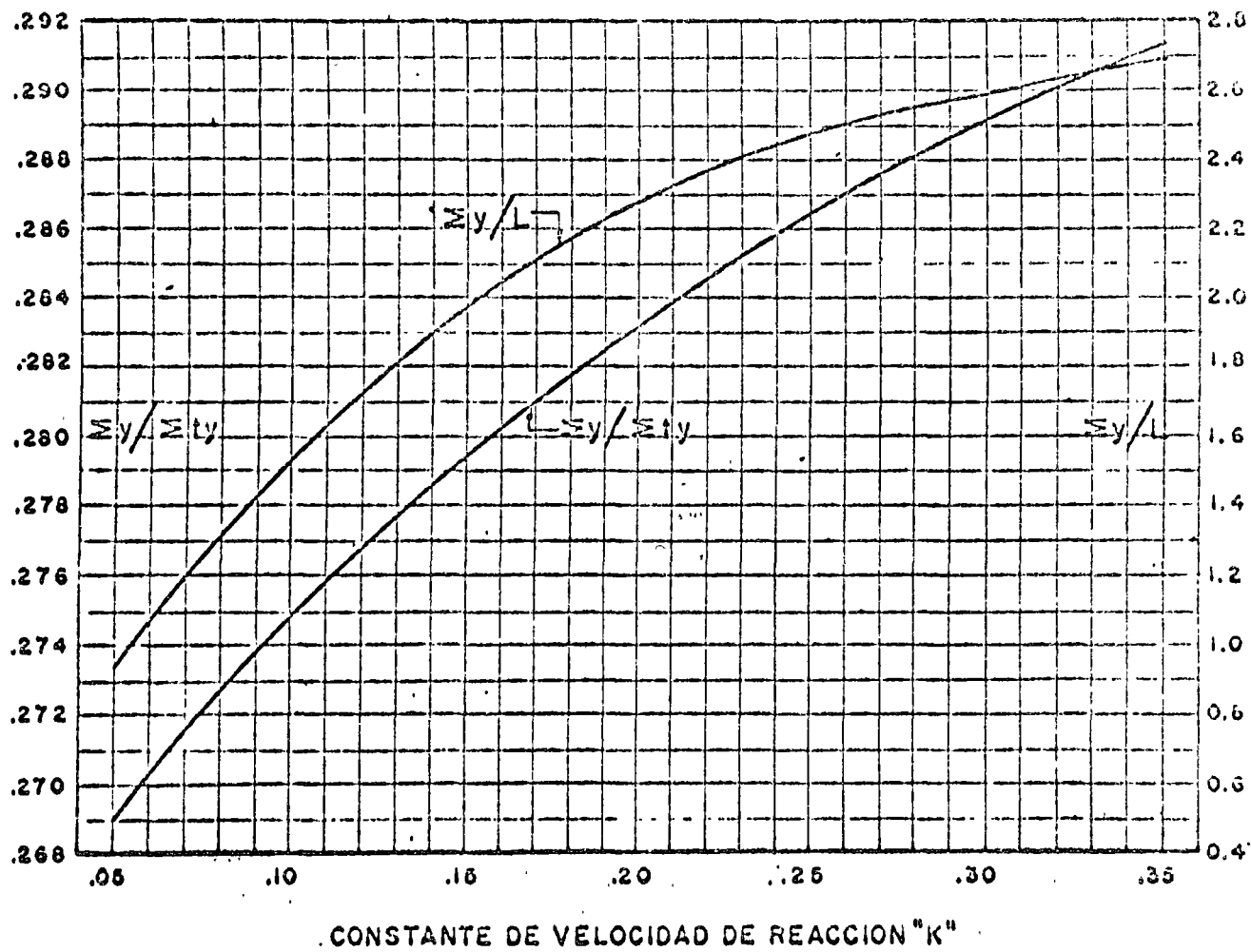


FIG. Valores de "K" y de la DBO última para series de pruebas de la DBO por 1,2,3,4,5,6 y 7 días (según Moore, Thomas y Snow).



FIG

Valores de "K" y de la DBO última para series de pruebas de la DBO por 2, 3 y 5 días (según Moore, Thomas y Snow).

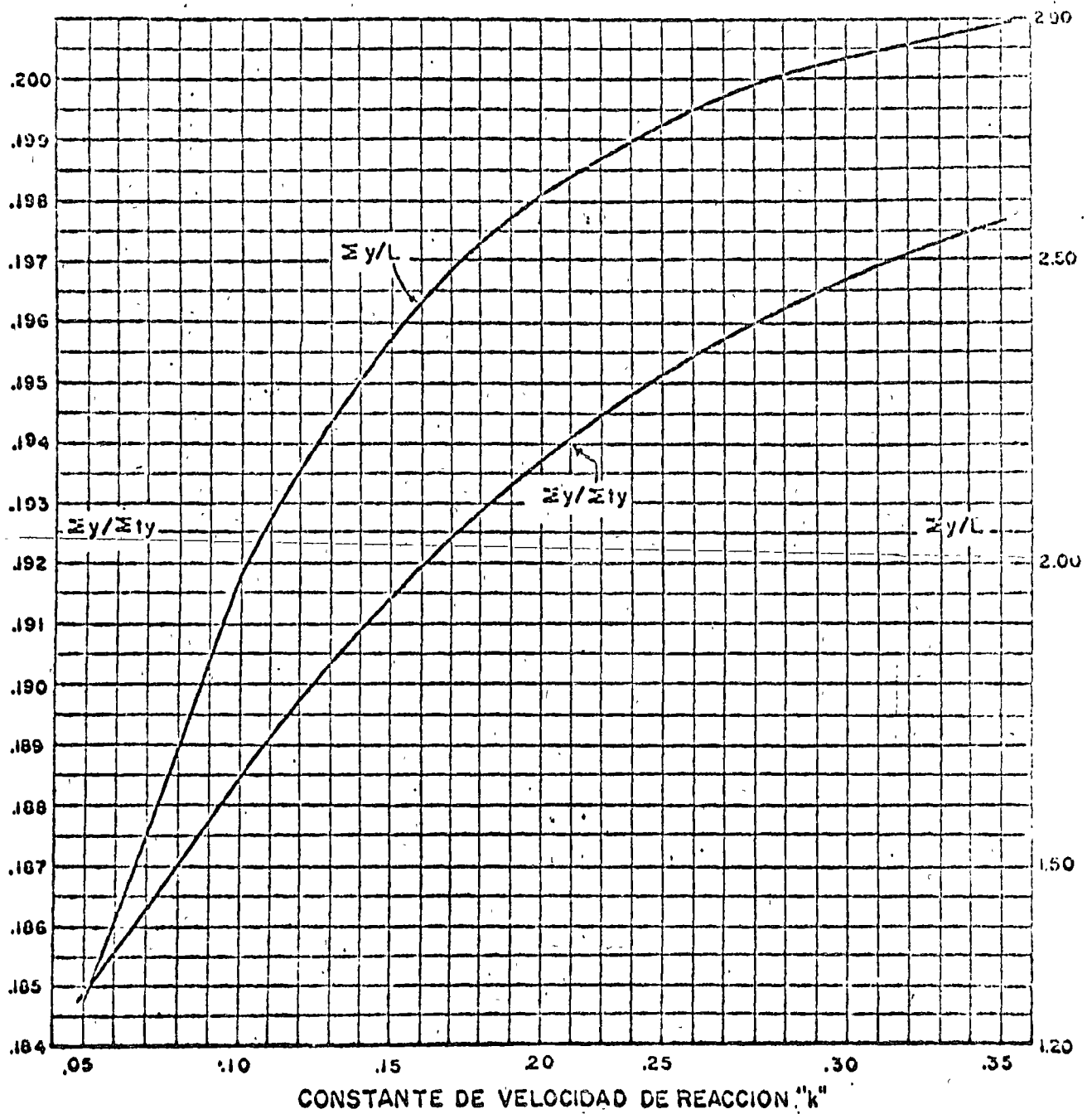


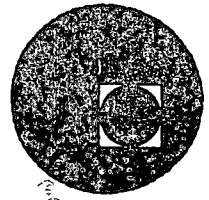
FIG.

Valores de "k" y de la DBO última para series de pruebas de la DBO por 3,5 y 7 días (según Moore, Thomas y Snow).





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



DR. UBALDO BONILLA DOMINGUEZ

NOVIEMBRE DE 1976.

CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION

ALL INFORMATION CONTAINED HEREIN IS UNCLASSIFIED

DATE 10/15/2010 BY 60322 UCBAW/STW



CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION

CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION

ALL INFORMATION CONTAINED HEREIN IS UNCLASSIFIED



## REDUCCION Y PRECIPITACION DEL CROMO

Dr. Ubaldo Bonilla Domínguez\*

### CONTENIDO

1. Introducción
2. Tratamiento con sulfato ferroso y cal
3. Reducción con bióxido de azufre
4. Reducción con metabisulfito de sodio
5. Control de la reacción ox-red.
6. Tratamiento discontinuo
7. Tratamiento continuo
8. Ejemplo
9. Determinación de cromo hexavalente
10. Figuras
11. Bibliografía.

---

\* Profesor-investigador. Facultad de Ingeniería, UNAM.

## REDUCCION Y PRECIPITACION DEL CROMO

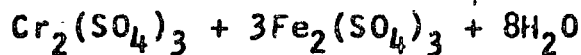
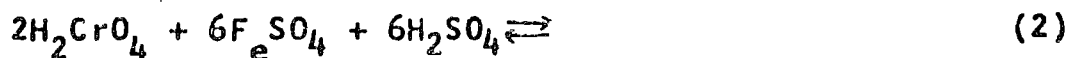
### 1. Introducción

El cromo se encuentra como desecho de las industrias del cromado y proviene sobre todo del proceso de enjuagado de los baños de ácido crómico y de los baños de anodización. En estos baños se encuentra  $\text{CrO}_3$  y  $\text{H}_2\text{SO}_4$ , ó bien  $\text{Na}_2\text{Cr}_2\text{O}_7 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  y  $\text{H}_2\text{SO}_4$ , en soluciones de pH 5.0 y concentraciones de cromo hexavalente de unas 20000 ppm., siendo la acidez de las aguas de desecho proporcional a la concentración de cromo presente.

El cromo se presenta también como desecho en la industria del acero, en donde se usa para fabricar planchas de blindaje y acero inoxidable.

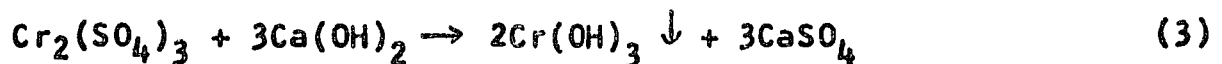
### 2. Tratamiento con sulfato ferroso y cal.

El sulfato ferroso reacciona con el cromo hexavalente, oxidandose a sulfato férrico, y reduciendo al cromo al estado trivalente; en el caso de la presencia de  $\text{CrO}_3$ , se efectúan las siguientes reacciones:



La reacción ocurre rápidamente a pH 3; en consecuencia es necesario el control del pH mediante la adición de ácido.

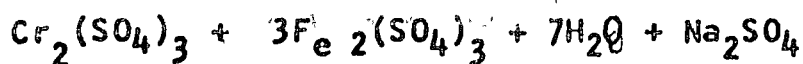
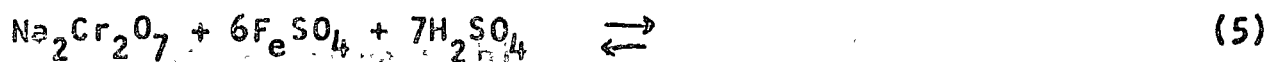
La precipitación del  $\text{Cr}_2(\text{SO}_4)_3$  se efectúa mediante la adición de cal:



La cal reacciona también con el sulfato férrico producido en la reacción (2), para producir hidróxido férrico que se sedimenta:



Cuando se encuentra presente  $\text{Na}_2\text{Cr}_2\text{O}_7 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ , el sulfato ferroso reacciona de acuerdo con la ecuación:



precipitándose después el sulfato cromoso y el sulfato férrico mediante la adición de cal, según las reacciones (3) y (4).

Las cantidades teóricas de reactivos necesarias para reducir y precipitar 1ppm de Cr son:

Reactivo:	ppm
$\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$	16.03
$\text{H}_2\text{SO}_4$	6.01
Cal (90%)	9.48

Las cantidades de lodos producidos son:

Lodo	ppm.	por cada ppm de:
$\text{Fe}(\text{OH})_3$	0.38	$\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$
$\text{Cr}(\text{OH})_3$	1.98	Cr

Se ha observado que para obtener una reacción completa del cromo, es necesario agregar una dosis excesiva de sulfato ferroso, igual a 2 ó 5 veces la dosis teórica.

### 3. Reducción con bioxido de azufre.

La disolución de  $\text{SO}_2$  en agua produce ácido sulfuroso el cual reacciona con el ácido crómico para producir sulfato dicrómico

2000-0000

0000 000000 000000

000000

00000000

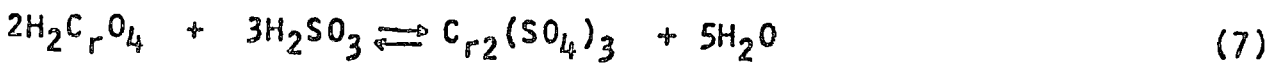
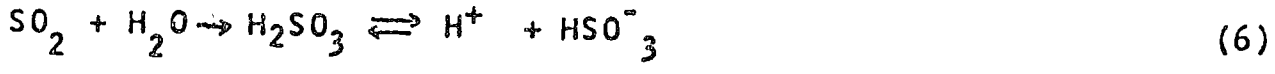
00000000

00000000

000000

00





La extensión de la disociación del ácido sulfuroso está dada por la ecuación: (4)

$$1.72 \times 10^{-2} = \frac{(H^+)(HSO_3^-)}{(H_2SO_3)} \quad (8)$$

de manera que a  $pH > 4.0$  existe solo el <sup>0.6%</sup> 1 por ciento del radical sulfito, como  $H_2SO_3$  moléculas en equilibrio, a este pH y la reacción procede muy lentamente.

A  $pH < 2$  la reacción es prácticamente instantánea y está de acuerdo con los requerimientos teóricos, pero dependiendo del pH variará la basicidad de la sal de cromo producida, por ejemplo, a pH 3 se formará  $4Cr_4(OH)_6(SO_4)_3$  y a pH 5  $Cr(OH)_3$  en lugar de

$Cr_2(SO_4)_3$ . Los tiempos necesarios para completar la reacción, hasta un 99%, de acuerdo con Chamberlain y Day son como sigue:

pH	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0
min	0.1	0.5	5.0	30.0	60.0	200.0

La precipitación del  $Cr_2(SO_4)_3$  se efectúa mediante la adición de cal, de acuerdo con la reacción (3).

Las cantidades teóricas para reducir y precipitar 1 ppm de cromo son: 1.85 ppm de  $SO_2$  y 2.38 ppm de cal (90%)

El oxígeno presente en las aguas de enjuague consume ácido sulfuroso para formar ácido sulfúrico, por lo tanto, se requiere agregar un exceso de  $SO_2$  para satisfacer esta demanda. Una dosis de 35 ppm es generalmente suficiente para reducir el  $Cr^{6+}$  y el oxígeno presente,

A niveles de  $pH > 3$ , se produce sulfato básico de cromo en la reacción, disminuyendo la cantidad necesaria de cal para la neutralización



subsecuente, mientras que a pH de 8.0 a 9.9 la solubilidad del  $Cr(OH)_3$  es practicamente nula. Los lodos producidos se compactan a 162 % en peso

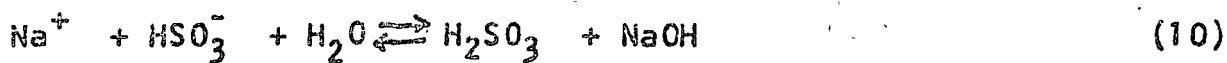
Los requerimientos de ácido necesario para la reducción del  $Cr^{6+}$  dependen de la acidez de los desechos originales y del pH de la reacción de oxido-reducción. Normalmente la determinación teórica de la cantidad de ácido requerido es muy difícil, por lo cual usualmente se recurre a titular muestras al pH deseado, usando ácido estandarizado.

4. Reducción con metabisulfito de sodio.

Al agregar al agua, el metabisulfito de sodio se hidroliza para formar disulfito de sodio:

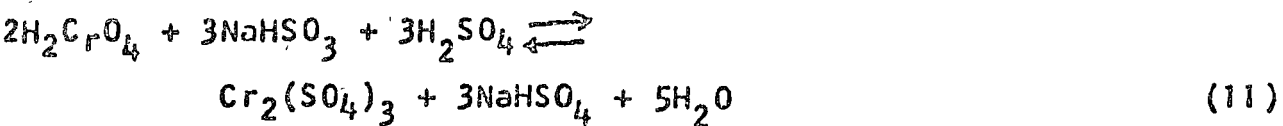


El disulfito de sodio se disocia y reacciona con el agua para formar ácido sulfuroso y sosa caústica



Como la reacción (7) de reducción del cromo con ácido sulfuroso depende del pH de la solución, será necesario neutralizar la sosa caústica formada en la reacción (10), previamente a la iniciación del proceso de reducción.

La reacción total del  $H_2CrO_4$  con el bisulfito de sodio es:



Como en el caso de reducción con  $SO_2$ , la rapidez de la reacción depende del pH y la temperatura, produciendose sales cromosas de distinta basicidad según el pH de la solución.

La precipitación del  $Cr_2(SO_4)_3$  se realiza como en los casos anteriores.





Las cantidades teóricas de reactivos necesarios para reducir y precipitar una ppm de Cr son:

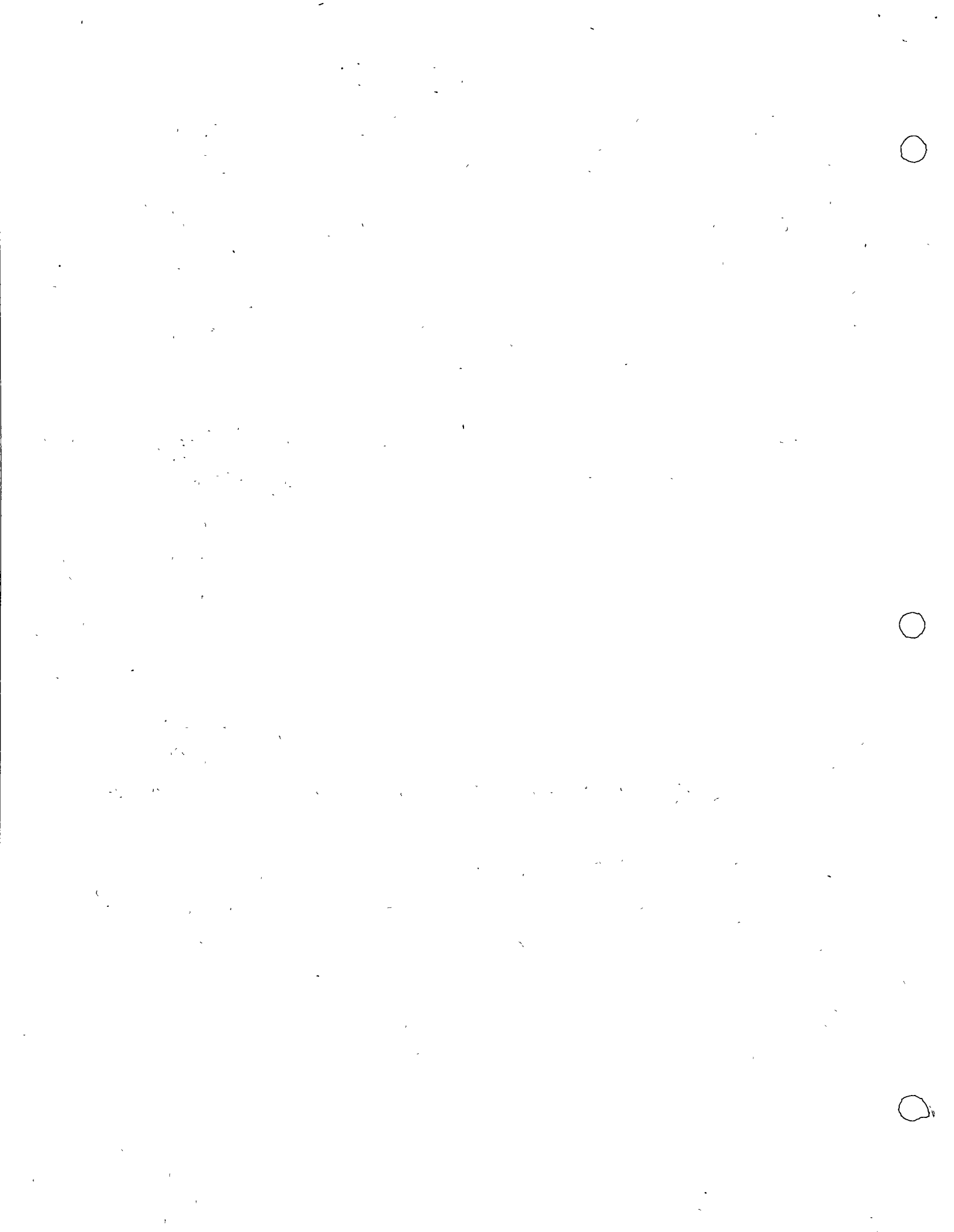
2.81 ppm de  $\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_5$  (97.5%), 1.52 ppm  $\text{H}_2\text{SO}_4$ , 2.38 ppm de cal (90%).

##### 5. Control de la reacción de oxido-reducción.

Ya que la reducción del cromo se efectúa según una ecuación de oxido-reducción, el proceso se puede controlar mediante la medición del potencial de oxido-reducción al progresar la reacción, el punto en el cual el cromo se encuentra completamente reducido se puede observar experimentalmente en curvas semejantes a los presentados en las figuras 1 y 2. Debido a que las aguas de desecho pueden contener otros metales además del cromo, el potencial de oxido-reducción en el punto de equivalencia obtenido experimentalmente no concidirá con el potencial teórico correspondiente a la reducción del cromo. Por ejemplo para el sistema cromo-sulfato de fierro a pH2 el potencial teórico es 0.581 volt, contra valores experimentales de 0.537 volt, para el mismo sistema; usando un exceso de agente reductor del 10%, el potencial teórico es 0.529 volt contra un valor experimental de 0.495 volt.

En la figura 3 se presenta un esquema en el que se muestran los aparatos usados para la determinación, en el laboratorio, del potencial de oxido-reducción del punto de equivalencia en la reducción del cromo, para lo cual:

- Se toma un litro de muestra y se agrega  $\text{H}_2\text{SO}_4$  (0.1N) hasta pH2.0  $\pm$  0.1, ó hasta el pH al cual se quiera efectuar la reacción.
- Se determina el contenido de  $\text{Cr}^{6+}$
- Usando  $\text{N}_2$  (gas), se purga el oxígeno presente en la muestra, y se calcula la cantidad de agente reductor necesario para reducir todo el  $\text{Cr}^{6+}$  presente.



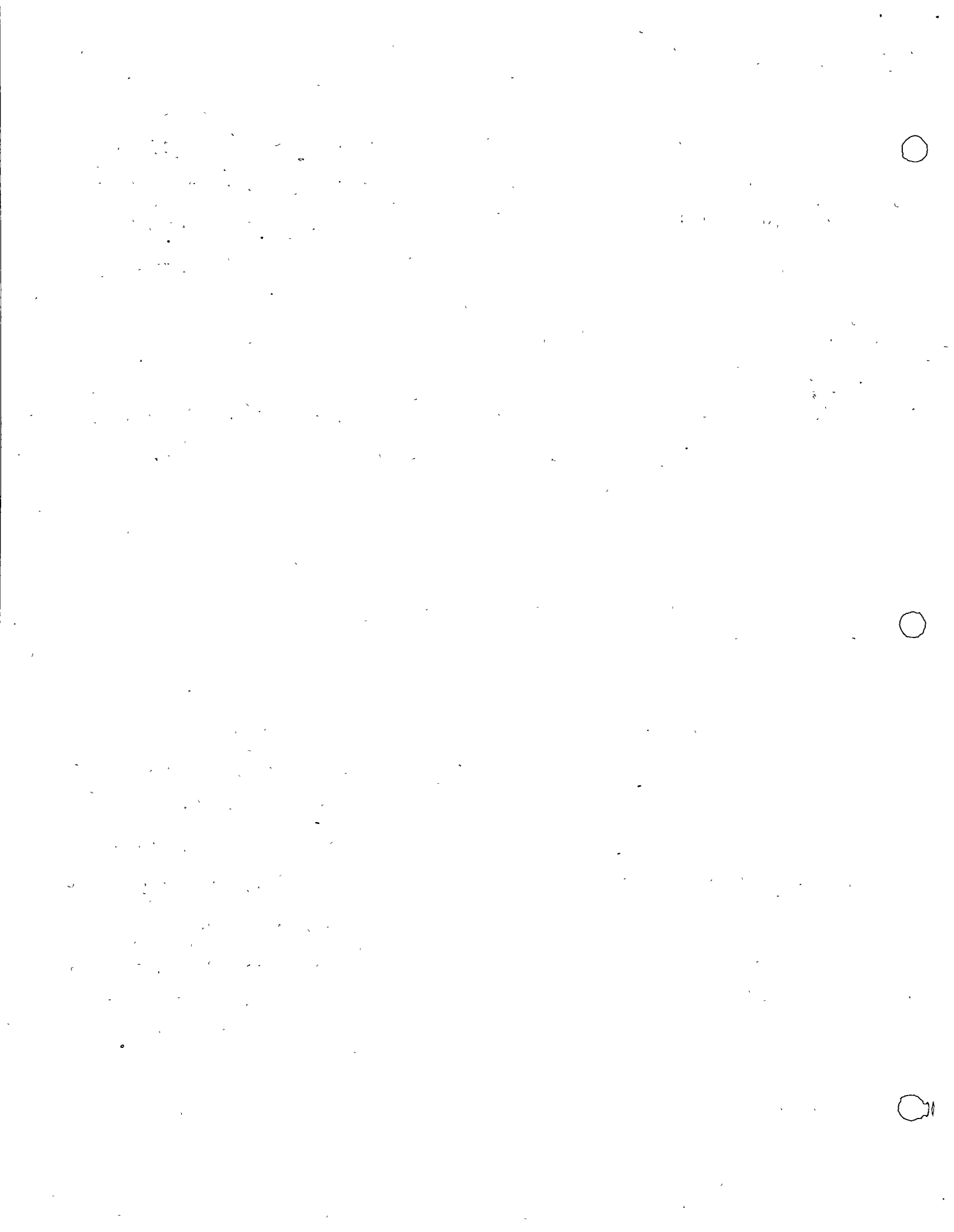
- Se agrega agente reductor en incrementos de 1, 5, 10, 50, 90, 95, 99, 101 y 110% del total calculado para la reducción. Después de cada incremento se determina el  $Cr^{6+}$  presente y se mide el potencial de oxido-reducción, teniendo cuidado de mantener el pH del experimento.
- Se agrega cal hasta elevar el pH a 8.5
- Se flocula por 10 minutos
- Se pasa la muestra a una probeta de 1 litro y se dibuja una curva de rapidez de sedimentación de lodos, para un período de 1 hora.
- Se deja la muestra reposar durante la noche y se mide el nivel final de los lodos.
- Se mide el total de lodos producidos en gramos/litro, y se determina su concentración como por ciento en peso.

#### 6. Tratamiento discontinuo.

Este tipo de tratamiento se usa en plantas de cromado con volúmenes diarios de aguas de desecho menores a 115.000 lt. Se necesitan dos tanque de tratamiento, cada uno con capacidad igual al volumen de desechos producidos en un día; mientras en uno de los tanques se efectúa el tratamiento, el otro se está llenando. Los tanques estan previstos de mezcladores de floculación, y alarma de nivel superior para evitar el derramamiento de los desechos hacia fuera de las paredes del tanque. La acumulación de los lodos se efectúa en la parte inferior del tanque, la cual tiene forma de tolva, (ver figura 4.)

Los lodos pueden ser dispuestos por enterramiento, o bién llevados a lechos de arena, en donde después de 48 hrs., se obtiene un producto manejable con pala.

El tratamiento de los desechos en este caso, se hace con ácido



sulfúrico, metabisulfito y cal. Primero se determina en el laboratorio el contenido de  $\text{Cr}^{6+}$  de los desechos, y luego, en 1 litro de muestra, se determina la cantidad proporcional de  $\text{H}_2\text{SO}_4$  que debe ser agregada al tanque para bajar el pH a 2.0.

Del análisis de  $\text{Cr}^{6+}$  se determina la cantidad de  $\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_5$  necesaria para reducirlo.

Se agregan ambos reactivos al tanque y se mezcla durante 15 minutos determinándose entonces el  $\text{Cr}^{6+}$  residual, para que en caso de que este exista se agregue al tanque la cantidad de metbisulfito que sea necesaria, mezclándose en tal caso nuevamente por 15 minutos. Una vez que no existe  $\text{Cr}^{6+}$  residual, se titula 1 lt. de muestra con solución estandar de cal, hasta pH5, y se agrega al tanque la cantidad necesaria proporcional, se flocula por 15 minutos y se deja sedimentar por 4 horas, después de las cuales los lodos pueden disponerse y las aguas tratadas descargarse en el alcantarillado.

### 7. Tratamiento continuo

Cuando el volumen diario de desechos excede 120,000 lt., el tratamiento discontinuo no es posible, debido al gran volumen de tanques del cual sería necesario disponer. Para el tratamiento continuo se requiere un tanque de acidificación y reducción, un tanque de mezcla para la reacción de la cal, y un tanque de sedimentación. Los tiempos de retención en cada tanque son rígid<sup>o</sup>s por las siguientes especificaciones:

Tanque:	Especificación:
Reducción	4 veces el tiempo teórico al pH trabajado.
Floculación	Aproximadamente 20 min.
Sedimentación	$\leq 500 \frac{\text{gal}}{\text{ft}^2 \cdot \text{d}}$



Cuando la concentración de  $\text{Cr}^{6+}$  en los desechos varíe durante el día, se debe tener, antes del tanque de reducción, un tanque de homogenización de los desechos, con el objeto de minimizar las fluctuaciones en la alimentación de reactivos a los otros tanques, (figura 5.)

El tanque de reducción requerirá de instalaciones para control automático de pH y potenciales de oxidación-reducción.

La alimentación de cal deberá regularse mediante un segundo sistema de control de pH.

En algunos casos en que el tratamiento no haya sido completo el efluente se lleva a un tanque auxiliar desde el cual se recircula para recibir tratamiento adicional.

#### 8. Ejemplo.

Se desean tratar  $30.000 \frac{\text{gal}}{\text{día}}$  de desechos conteniendo  $49 \frac{\text{mg}}{\text{lt}} \text{Cr}^{6+}$

$11 \frac{\text{mg}}{\text{lt}} \text{Cu}^{++}$ ,  $12 \frac{\text{mg}}{\text{lt}} \text{Zn}^{++}$  y  $5 \frac{\text{mg}}{\text{lt}} \text{O}_2$ , usando  $\text{SO}_2$ . Para precipitar

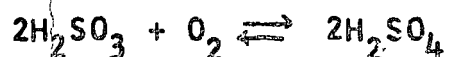
1 ppm de  $\text{Cu}^{++}$  o de  $\text{Zn}^{++}$  se requieren 1.3 ppm de cal (90%). Calcule la cantidad de reactivos necesarios y la cantidad de lodo producido, si la reacción ocurre a pH 5.

a)  $\text{SO}_2$  para reducir  $\text{Cr}^{6+}$

$$1.85 \frac{\frac{\text{mgSO}_2}{\text{lt}}}{\frac{\text{mgCr}^{6+}}{\text{lt}}} \left( 30\,000 \frac{\text{gal}}{\text{día}} \times 49 \frac{\text{mg}}{\text{lt}} \times 3.785 \frac{\text{lt}}{\text{gal}} \right)$$

$$= 10\,300\,000 \frac{\text{mg}}{\text{día}} = 10.300 \frac{\text{Kg}}{\text{día}}$$

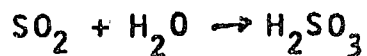
$\text{SO}_2$  para reducir  $\text{O}_2$ ; consideramos la ecuación







$$\frac{164 \text{ H}_2\text{SO}_3}{32(\text{O}_2)} = \frac{X \text{ H}_2\text{SO}_3}{5(\text{O}_2)} ; \quad X(\text{H}_2\text{SO}_3) = 25.6 \text{ ppm.}$$



$$\frac{64(\text{SO}_2)}{82 \text{ H}_2\text{SO}_3} = \frac{X(\text{SO}_2)}{25.6} ; \quad X(\text{SO}_2) = 20 \text{ ppm.}$$

Se requieren 20 ppm. de  $\text{SO}_2$  para reducir 5 ppm. de  $\text{O}_2$  o sea 4ppm de  $\text{SO}_2$  para reducir 1 ppm. de  $\text{O}_2$ . Por tanto, por día se requerirán:

$$4(30000 \times 5 \times 3.785) = 2260,000 \frac{\text{mg}}{\text{día}}$$

$$= 2,260 \frac{\text{kg}}{\text{día}}$$

Total de  $\text{SO}_2$

$\text{Cr}^{6+}$	10.3 Kg/día
$\text{O}_2$	<u>2.26</u>
Total	12.56 Kg/día

b) Cal (90%)

Para precipitar  $\text{Cr}^{3+}$

$$2.38 (30\ 000 \times 49 \times 3.785) = 13.2 \frac{\text{kg}}{\text{día}}$$

Para precipitar  $\text{Cu}$  y  $\text{Zn}$

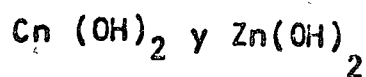
$$1.3 (30000 (11+12) \times 3.785) = 3.42$$

$$\text{Total } 16.62 \frac{\text{kg}}{\text{día}}$$

c) Lodos

$$\text{Cr}(\text{OH})_3 \quad 1.98 \text{ ppm/ppm } \text{Cr}^{6+}$$

$$1.98 (30.000 \times 49 \times 3.785) = 11.0 \text{ kg/día}$$

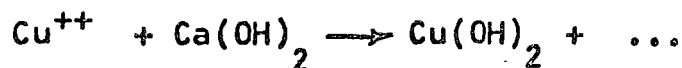




$$1.54 (30000) \times 23 \times 3.785 = \underline{4.02 \text{ kg/día}}$$

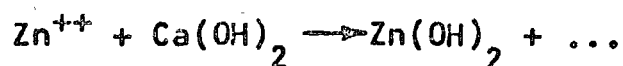
$$\text{Total} = 15.02 \text{ kg/día}$$

ya que:



63.5

$$\frac{63.5 \text{ Cu}^{++}}{97.5 \text{ Cu(OH)}_2} = \frac{1 \text{ ppm Cu}^{++}}{X \text{ Cu(OH)}_2} ; X \text{ Cu(OH)}_2 = 1.54$$



$$\frac{65.38 \text{ Zn}^{++}}{99.38 \text{ Zn(OH)}_2} = \frac{1 \text{ ppm Zn}^{++}}{X \text{ Zn(OH)}_2} ; X \text{ Zn(OH)}_2 = 1.52$$

Si los lodos se concentran al 1.5% en peso el volumen diario producido será

$$15.02 \frac{\text{kg}}{\text{día}} \cdot 0.015 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 1 \text{ m}^3/\text{día}$$

NOTA: Debe agregarse más cal al final del proceso hasta pH 9.0, ya que algo del Zn y el Cu permanecen en solución abajo de este pH.

9. Determinación de cromo hexavalente; se determina colorimetricamente por reacción con la difenilcarbazida en solución ácida, en ausencia de cantidades interferentes de molibdeno, vanadio y mercurio.

#### 1. Aparatos y reactivos

- Filtro de membrana
- Fotómetro con paso de luz mayor de 1cm, con filtro verde de 540 mu de transmitancia
- Tubos de Nessler de 100ml
- Matraces cónicos de 125 ml.



- Solución patrón de cromo

Solución madre: Pesar exactamente 0.1414g de  $K_2Cr_2O_7$  ACS, disolver en agua destilada y pesar cuantitativamente a matraz aforado de 1 lt, diluir al aforo.

$$1.00 \text{ ml} = 0.050 \text{ mg de Cr}$$

Solución patrón: Pipetear 10 ml. de sol. madre en matraz aforado de 100 ml., diluir al aforo con agua destilada

$$1 \text{ ml} = 0.005 \text{ mg de Cr}$$

- Agua redestilada en alambique integro de cristal
- Hidróxido de amonio concentrado
- Acido sulfúrico 1+1
- Acido fosfórico al 85 por 100

- Solución de defenilcarbazida

Disolver 0.25 g de 1.5-defenilcarbohidraizada en 50 ml de acetona grado ACS. Conservar en frasco ambar. Desechar la solución cuando se decolore.

2. Curva de calibración.

- Pipetear en tubos de Nessler de 100 ml. volúmenes de solución patrón de cromo (0.0050 mg/lt), que varíen de 2.00 a 20.00 ml.
- Agregar a cada tubo 2.5 ml de  $H_2SO_4$  1+1 y diluir a 100 ml.
- Agregar a cada tubo 2 ml de solución de defenilcarbazida, mezclar y dejar reposar por 5 min hasta que se desarrolle íntegramente el color.
- Medir la absorbancia a 540 m $\mu$  y trazar la curva de calibración absorbancia-mg. de cromo hexavalente.

3. Procedimiento.

Las muestras deben contener de 0.01 a 0.10 mg de cromo

- Filtrar la muestra a través de un filtro de membrana, y recibir



cónico de 125 ml.

- Ajustar la solución hasta que sea ácida al papel tornasol agregando  $\text{NH}_4\text{OH}$  y  $\text{H}_2\text{SO}_4$  según se requiera
- Agregar 1 ml. de  $\text{H}_2\text{SO}_4$  en exceso y 0.3 ml de  $\text{H}_3\text{PO}_4$
- Se pasa a matraz aforado de 100 ml y se diluye
- Se agrega 2 ml. de sol de difenilcarbazida, se mezcla y deja reposar 5 min.
- Terminado el proceso se determina el cromo hexavalente pasando una porción apropiada a una celda de absorción de 1 cm., y se mide su absorbancia a 540 m u. Si se tiene color o turbiedad se balancea con un testigo de muestra filtrada que contenga la misma cantidad de ácido que la muestra.

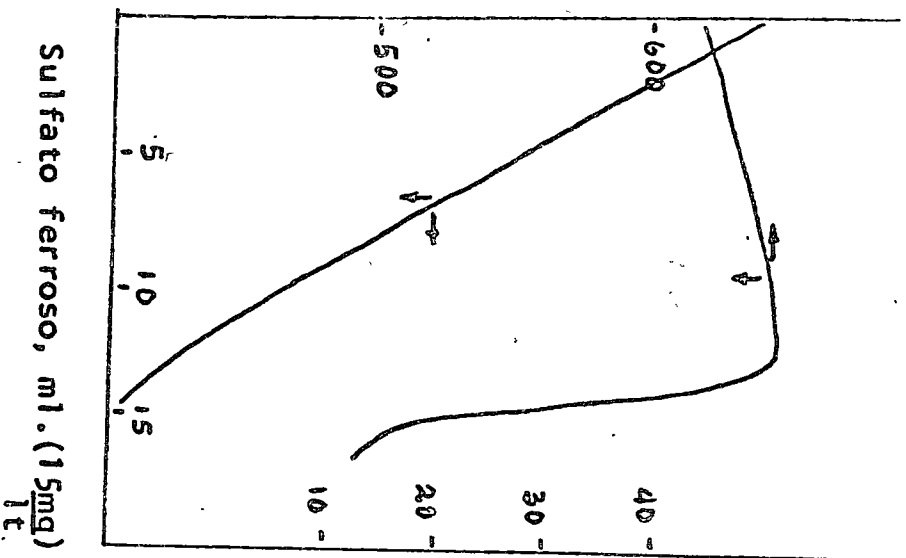
#### 4. Cálculo.

$$\text{mg/lit de Cr} = \text{mg de Cr} \frac{1\ 000}{\text{ml. de muestra}}$$





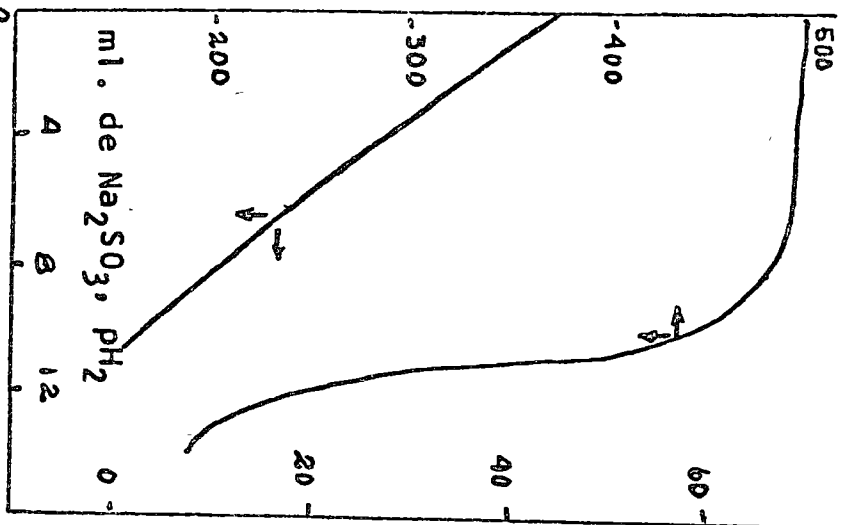
Potencial de oxido-reducción, mv



Cromo exavalente, p.p.m.

Fig. 1. Relación entre la reducción de  $Cr^{6+}$  con  $FeSO_4$  y el potencial de oxido-reducción.

Potencial de oxido-reducción, mv



Cromo exavalente, p.p.m.

Fig. 2. Relación entre la reducción de cromo con  $Na_2SO_3$  y el potencial de oxido-reducción.



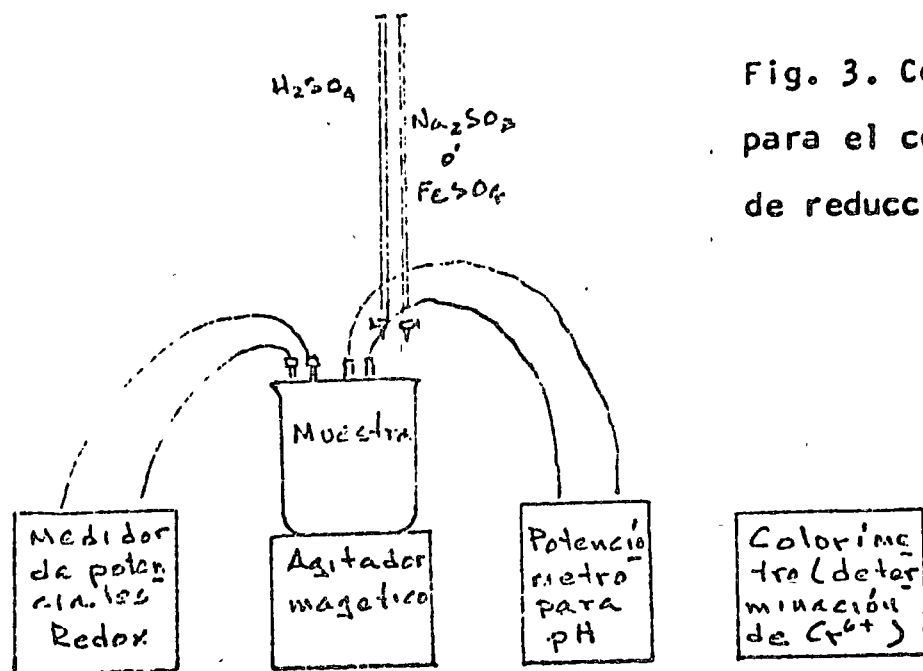


Fig. 3. Conjunto de aparatos para el control de la reacción de reducción de cromo hexavalente.

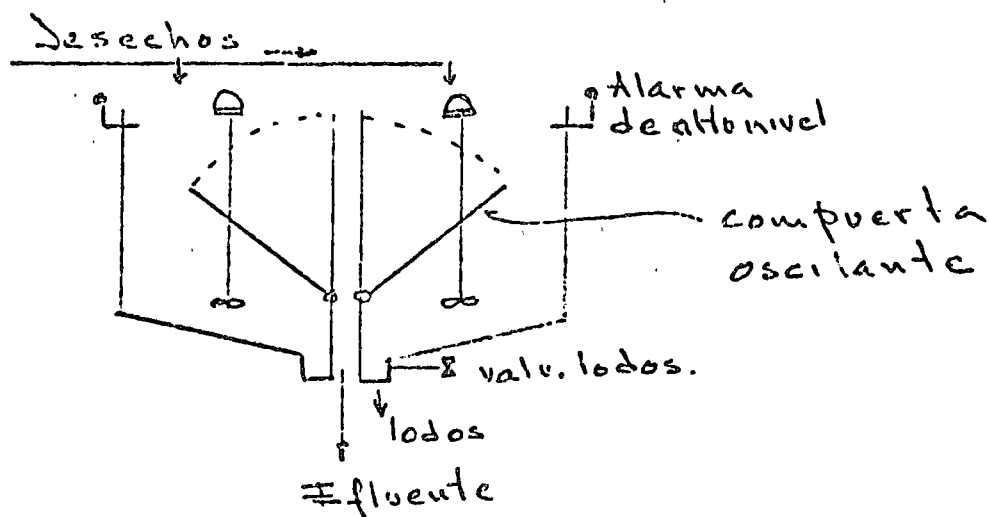


Fig. 4. Tratamiento discontinuo de cromo hexavalente.



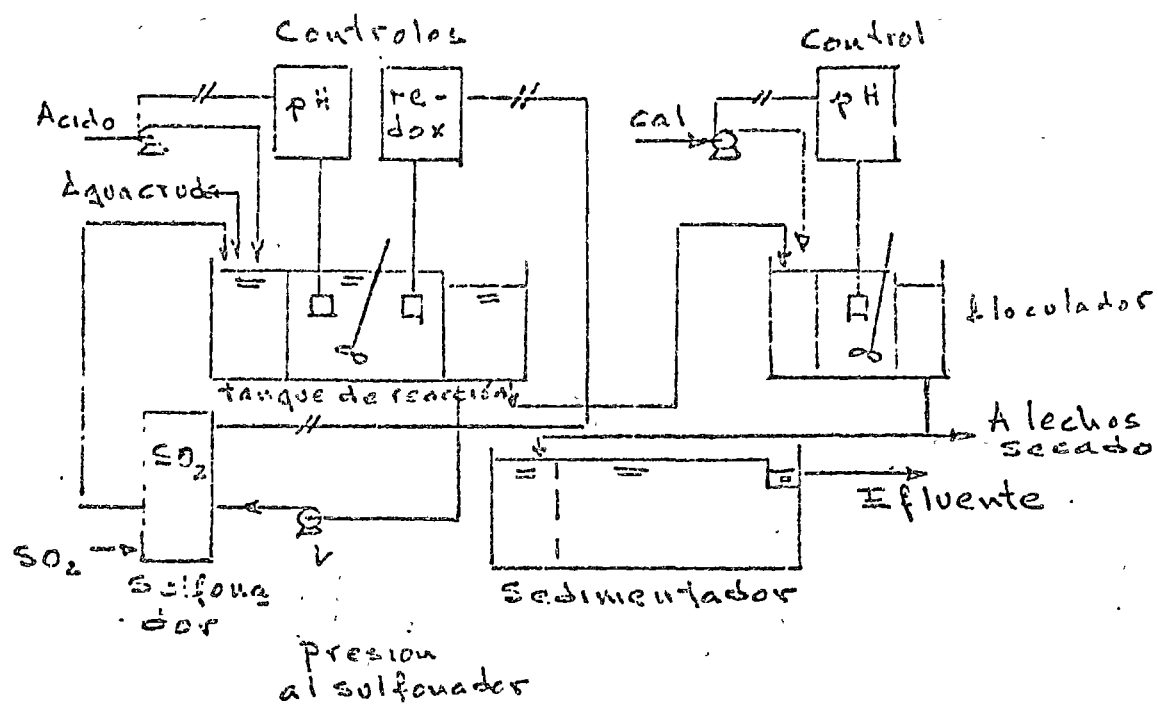


Fig. 5. Tratamiento continuo de cromo hexavalente.



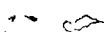
11. BIBLIOGRAFIA.

Sawyer C.I.N., "Chemistry for Sanitary Engineers," McGraw-Hill, 1967.  
Fair G.M., Geyer Ch., Okun D.A., "Water and Wastewater Engineering,"  
John Wiley and Sons, 1968.

Standard Methods for the Examination of Water and Waste Water",  
APHA, AWWA, WPCF, 1971.

Echenfelder W.W. Jr., "Industrial Water Pollution Control"  
McGraw-Hill, 1966.

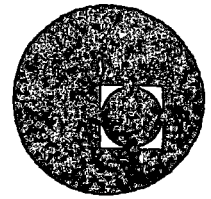
31







centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



DR. UBALDO BONILLA DOMINGUEZ

NOVIEMBRE DE 1976.

Winnipeg Telephone Directory  
Published by the Telephone Company  
of Winnipeg, Manitoba



# POTENCIALES Y FENOMENOS ASOCIADOS

## CONTENIDO:

- 1           ACTIVIDAD Y VIGOR IONICO
- 2           POTENCIALES DE ELECTRODO
- 3           ELECTRODOS DE REFERENCIA
- 4           MEDIACION DE pH
- 5           CELDAS ELECTROQUIMICAS
- 6           POTENCIALES DE OXIDO REDUCCION
- 7           • FENOMENOS ASOCIADOS
- 8           VALORACION POTENCIOMETRICA

POTENCIALES Y FENOMENOS ASOCIADOS

Ing. Ubaldo Bonilla D.

1 ACTIVIDAD Y VIGOR IONICO

Cuando una sustancia química se disuelve en el seno del agua, se ioniza en menor o mayor grado. Algunas sustancias como el NaCl tienen constitución iónica en su estado natural, en tal caso el proceso de solución consiste en la separación por el agua de los iones positivos (Na+) y negativos (Cl-). En otros casos las sustancias existen naturalmente en forma molecular, por ejemplo el HCl en estado puro, en cual reacciona con el agua para formar iones positivos (H+) y negativos (Cl-).

La sustancia (solute) que al disolverse en el agua (solvente), forma una solución que tiende a ser completamente ionizada se denomina "electrolito fuerte". Por otro lado si el soluto permanece en su mayor parte en forma molecular en el seno del agua formando pocos iones, se denomina "electrolito débil".

Si en una solución iónica de una sustancia se agregan iones, de otra, se producen atracciones y repulsiones entre todos estos, lo cual determina que desde un punto de vista cuantitativo, baje la "actividad" ó concentración efectiva de cada ión. Llamado ci a la molaridad ó un cierto ión en una solución conteniendo diversos iones, el "coeficiente de actividad" fi, se define como la relación entre la actividad ai y la concentración ci de tal ión.

fi = ai / ci (1)

El vigor iónico (ionic strenght) , de una solución, es función de las molaridades y cargas ai de todos los iones presentes ya sean positivos o negativos.

M = 1/2 \* sum over i of ci \* zi^2 (2)

En las soluciones muy diluídas las actividades y las concentraciones molares son practicamente iguales, de manera que los coeficientes de actividad de cada uno de los iones componentes es practicamente 1. La relación entre los coeficientes de actividad y ek vigor iónico, esta dada por:

- log fi = 0.5 \* zi^2 \* sqrt(M) / (1 + sqrt(M)) (3)

Para soluciones en las que 0.1, y la temperatura sea de 0 a 40°C. como podrá observarse en el siguiente ejemplo, este límite de corresponde a concentraciones raramente encontradas en problemas de ingeniería sanitaria.

Ejemplo: una solución de NaCl tiene una concentración de 6000 mg/L.

Determinar:

- a) El vigor iónico de la solución  
 b) El coeficiente de actividad del Na y del Cl-  
 c) La actividad del Na y del Cl-

a) La reacción que se efectúa es :



Como una molécula gramo de NaCl es igual a 58.448 gr., y cada molécula gramo de NaCl produce una de Na y una de Cl-

$$C_{\text{Na}^+} = C_{\text{Cl}^-} = \frac{6000 \text{ mgr}}{58.448 \text{ Lt}} \left| \frac{\text{mol. gr}}{\text{gr.}} \right| \frac{\text{gr.}}{1000 \text{ gr}}$$

$$C_{\text{Na}^+} = C_{\text{Cl}^-} = 0.103 \frac{\text{mol. gr.}}{\text{Lt}}$$

Como la carga de cada ión es 1, aplicando (2) se obtiene:

$$\mu = \frac{1}{2} (0.103(1)^2 + 0.103(1)^2) = 0.103$$

b) Como las cargas de ambos iones son iguales, sus coeficientes de actividad serán iguales, aplicando la ecuación (3):

$$-\log f = 0.5(1)^2 \frac{\sqrt{0.103}}{1 + \sqrt{0.103}} = 0.121$$

$$\log f = 1.879 \quad f = 0.758$$

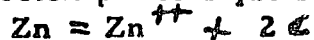
c) De la ecuación (1) se obtiene para ambos iones:

$$a = 0.758 (0.103) = 0.078$$

## 2 POTENCIAL DE ELECTRODO

Una barra metálica sumergida en agua recibe el nombre de electrodo, los electrodos tienden a disolverse en el agua, hasta alcanzar una condición de equilibrio. Si por ejemplo la barra es de zinc, pasarán al agua iones zn, dejando a la barra cargada negativamente, bajo estas condiciones la barra atraerá hacia si iones positivos hasta alcanzar la condición de equilibrio.

La reacción parcial que representa este fenómeno es:



en donde  $o$  es un número molar de electrones igual a un faraday ó 96500 coulombs de electricidad.

La acumulación de cargas negativas en una barra metálica, crea una diferencia de potencial entre esta y su vecindad líquida, cuyo signo y magnitud depende de la posición de equilibrio, la actividad de los iones y de otros factores, en otras palabras es función del número de iones metálicos que han pasado a la solución hasta alcan

en la condición de equilibrio. A tal diferencia de potencial se le llama potencial de electrodo.

Si, por ejemplo, se tienen dos celdas, una de zinc y otra de hierro, y se conectan sus electrodos con un alambre y sus medios líquidos mediante un puente salino, se establecerá una corriente de electrones que fluirá del electrodo de zinc al de hierro, esto significa que el potencial del electrodo de zinc es mayor que el del electrodo de hierro

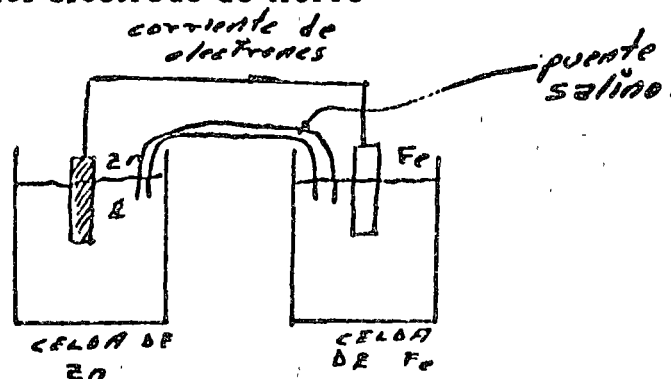


fig. 1 Celda Galvánica

Un arreglo como el de la figura anterior constituye una celda galvánica o electroquímica. El valor absoluto de un potencial de electrodo no puede ser medido, pero sí la diferencia de potencial entre los dos electrodos de una celda galvánica; en consecuencia, si un electrodo particular se elige como referencia, y se le asigna un potencial arbitrario, el potencial de cualquier otro electrodo podrá expresarse con respecto al del electrodo de referencia.

### 3 ELECTRODOS DE REFERENCIA.

El electrodo considerado universalmente como referencia, es el de hidrógeno, el cual está formado por una laminilla de platino cubierta con negro de platino inmersa en una solución con iones  $H^+$  a actividad unitaria, bañada con una corriente de gas hidrógeno a una atmósfera de presión

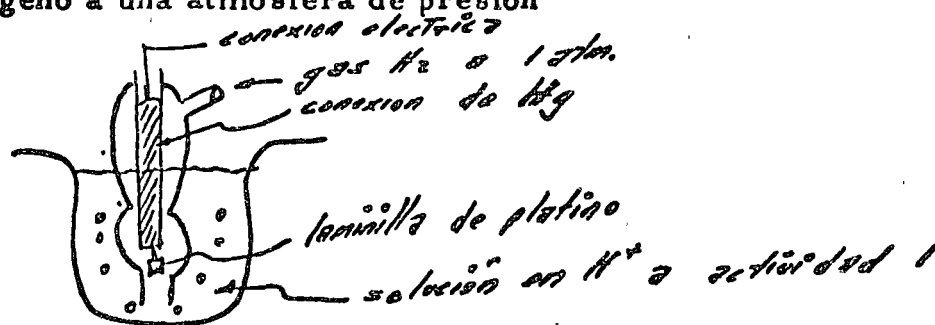


fig. 2 Electrodo estándar de hidrógeno

El potencial del electrodo estándar de hidrógeno corresponde a la ecuación parcial



Para medir el potencial de un electrodo cualquiera, basta conectarlo con el electrodo estándar, y unir las celdas correspondientes por medio de un puente salino.

La diferencia de potencial entre ambos electrodos corresponderá al potencial del electrodo en cuestión ya que el del electrodo de hidrógeno se considera ce ro. En la tabla I aparecen los potenciales de diversos electrodos con referen cia al de hidrógeno, tales potenciales se representan por Eo y se denominan - standard .

**TABLA I Potenciales de electrodo respecto al de hidrógeno**

Electrodo	Potencial Eo volts	reacción parcial
K	-2.92	$K^{\circ} \longrightarrow K^{+} + e$
Ca	-2.87	$Ca^{\circ} \longrightarrow Ca^{++} + 2e$
Zn	-0.76	$Zn^{\circ} \longrightarrow Zn^{++} + 2e$
Fe	-0.44	$Fe^{\circ} \longrightarrow Fe^{++} + 2e$
Cd	-0.40	$Cd^{\circ} \longrightarrow Cd^{++} + 2e$
Sn	-0.13	$Sn^{\circ} \longrightarrow Sn^{++} + 2e$
Pb	-0.12	$Pb^{\circ} \longrightarrow Pb^{++} + 2e$
H	-0.00	$H_2^{\circ} \longrightarrow 2H^{+} + 2e$
Cu	-0.34	$Cu^{\circ} \longrightarrow Cu^{++} + 2e$
Ag	-0.79	$Ag^{\circ} \longrightarrow Ag^{+} + e$

La variación del potencial de electrodo con las actividades de las sustancias reactantes esta dada por la ecuación de Nerast:

$$E = E_o - \frac{Rt}{2F} \log \quad (*)$$

donde:

- R = constante del gas
- T = temperatura absoluta
- F = valor del faraday
- Z = número de electrones en la reacción parcial correspondiente
- q = Expresión de equilibrio para la reacción parcial
- Eo = valor del potencial cuando todas las sustancias reactantes están en ac tividad unitaria.

Por ejemplo, para el electrodo de cobre se obtiene:

$$E_{Cu} = E_{Cu}^{\circ} - \frac{RT}{2F} \ln (Cu^{++})$$

Ya que la actividad de la barra de cobre puro se considera 1.

Debido a que el electrodo de hidrógeno es complicado en su uso se han desarrol la do otros electrodos de referencia. El electrodo de calomel , y el electrodo de vi drio, son posiblemente los más usados.

Los electrodos de calomel (fig. 3) se clasifican en normales, decimo-normales y saturados, de acuerdo con la concentración del cloruro de potasio usado en prepararlos; el potencial que cada uno de estos electrodos desarrolla, depende de la concentración de esta solución. La relación entre los potenciales de los electrodos de hidrogeno y de calomel, esta dado por los valores siguientes:

TABLA 2.- Potenciales del electrodo de calomel a 25°C

Conc. KCl	E° volts
0.1n	— 0.336
1.0N	— 0.281
Saturado	— 0.246

Por lo tanto, las fuerzas electromotivas medidas a 25°C usando el electrodo saturado de calomel como referencia, se puede corregir a la escala de hidrogeno sustrayendo -0.246 volts a los valores medidos.

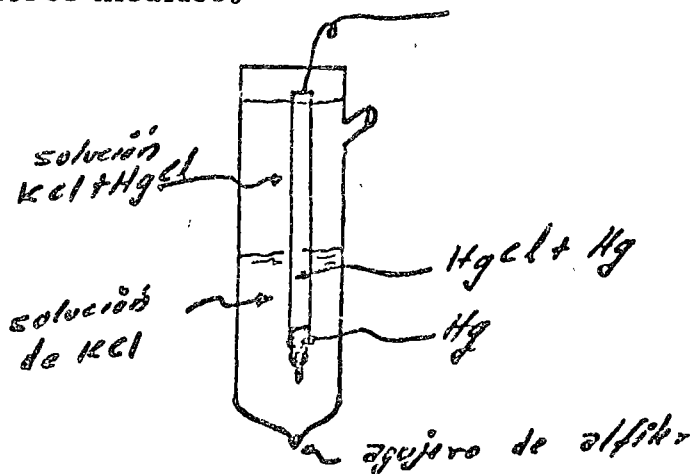


Fig. 3 Electrodo de calomel

#### 4. MEDICION DEL Ph

El electrodo del vidrio (fig 4), se usa casi universalmente para la medición del pH. Se usa con éxito en soluciones altamente coloridas, en medios oxidantes o reductores, y en sistemas coloidales en donde otros electrodos no resultan adecuados. El vidrio usado en la parte sensitiva del electrodo debe tener un espesor y características de calidad determinados.

Los componentes del electrodo de vidrio son prácticamente los mismos que los del calomel, pero en el de vidrio no existe el agujero de alfiler, y el electrolito dentro del vidrio es una solución ácida de concentración determinada en lugar de la solución de KCl. Se considera que el potencial en este electrodo, es producido por las concentraciones relativas de H<sup>+</sup> absorbido en ambos lados de la membrana de vidrio.

El potencial establecido en un electrodo de vidrio en relación con un electrodo de calomel (fig. 4), se expresa por



$$E = \frac{RT}{F} \ln \frac{(H_1^+)}{(H_2^+)} \tag{5}$$

Donde  $(H_1)$  y  $(H_2)$  son las concentraciones molares de H<sup>+</sup> corregidas por actividad, en ambos lados del electrodo del vidrio, ya que siendo el electrón de vidrio esencialmente un electrodo de calomel, su fuerza electromotriz cancela a la de éste.

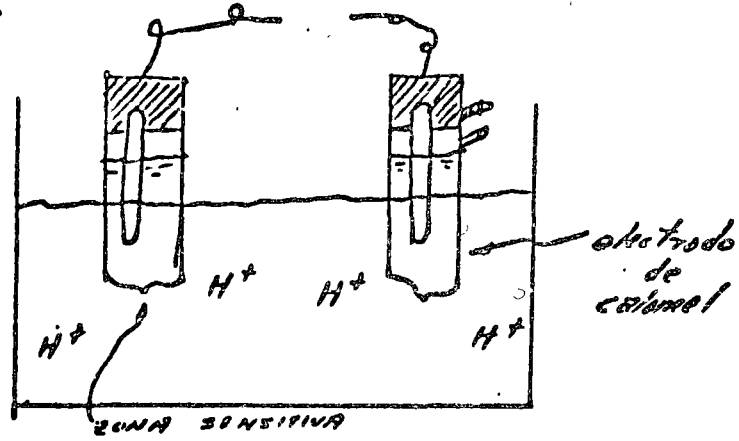


fig. 4 Sistema de electrodos para medición; de pH.

El potencial desarrollado por el electrodo del vidrio es muy pequeño de manera que no puede usarse galvanómetro ordinario para medir las características de la corriente generada, por tanto, normalmente se emplean sistemas de amplificación calibrada directamente para leer pH, con los cuales se obtienen precisiones de 0.03 unidades en lectura.

### 5 CELDAS ELECTROQUIMICAS

La fuerza electromotriz E correspondiente a una celda electroquímica como las representadas en las figuras 1 y 4, se obtiene convencionalmente sustrayendo, potencial del electrodo a la derecha del de la izquierda.

$$\Delta E_{\text{celda}} = E^{\circ} - \frac{RT}{F} \ln \left( \frac{q_i}{q_d} \right) \tag{6}$$

donde  $q_i$  y  $q_d$  =

$q_i, q_d$  expresiones de equilibrio correspondientes a las reacciones parciales de cada electrodo,  $i$  el izquierdo y  $d$  el de la derecha.

La reacción correspondiente a una celda electroquímica, se obtiene sustrayendo en el mismo orden que para los potenciales las reacciones parciales correspondientes a los electrodos. Las reacciones parciales se escriben de manera que los electrones aparezcan en el miembro de la derecha, entonces, si E resulta positiva la reacción total hacia la derecha y el electrodo a la izquierda es el catodo (-), y viceversa.

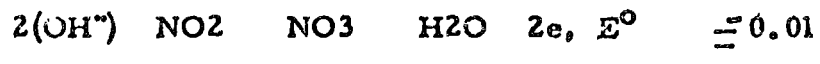
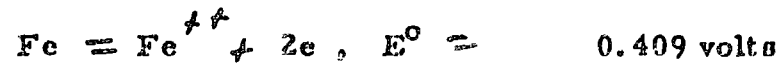
Cuando una celda electroquímica se usa para determinar las propiedades de una solución, es muy conveniente usar un "electrodo indicador", el cual sea sensible a las constituyentes en la solución, y comparar su potencial con el de un electrodo de referencia, por ejemplo el de calomel.

Cuando los potenciales de los electrodos de una celda son iguales  $\Delta E = 0$ , las sustancias envueltas en la reacción total correspondiente a la celda estarán en equilibrio y el valor  $q_i$  será igual al de la constante K de equilibrio de la reacción, por tanto.

$$\Delta E = \frac{RT}{zF} \ln K$$

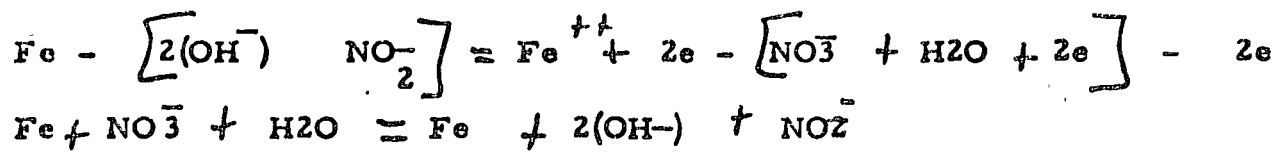
ecuación que permite determinar valor de K usando celdas electroquímicas.

Ejemplo: Los potenciales y reacciones parciales correspondientes a un sistema de dos electrodos son:



- a) Determine la reacción total correspondiente al sistema
- b) Determine el valor de la constante de equilibrio de la reacción.

a) Suponiendo el electrodo de fierro a la izquierda:



b) considerando que  $R = 8.315 \times 10^7 \frac{\text{dina-cm}}{\text{mol-gr-}^{\circ}\text{k}}$

y que 1 volt  $= 10^7 \frac{\text{dina-cm}}{\text{coulomb}}$  tendremos para  $T = 25^{\circ}\text{C}$

$$\frac{RT}{zF} = \frac{8.315 \times 10^7 (298.1)}{2 \times 9.65 \times 10^4} \frac{\text{dina-cm}}{\text{mol-gr-}^{\circ}\text{k}} \frac{^{\circ}\text{k}}{\text{coulomb}} \frac{\text{mol-gr}}{\text{coulomb}}$$

$$RT = 128.5 \times 10^{-4} \text{ volt.}$$

Y  $\Delta E_{\text{celda}} = 0.409 - (0.01) = 0.419 \text{ volt.}$   
por tanto:

$$0.419 = 128.5 \times 10^{-4} \ln K.$$

$$\log K = \frac{0.419}{0.01285} (0.434) = 32.6$$

$$K = 1.6 \times 10^{14}$$

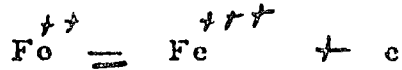
Los valores de  $E$  y de  $K$  indican que la reacción ocurre hacia la derecha hasta prácticamente completarse.

## 6 POTENCIALES DE OXIDO REDUCCION

Si en una celda electroquímica un electrodo está constituido por un material inerte por ejemplo oro ó platino, ésta no participará en la reacción, obrando solamente como un conductor, fuente o pozo de electrones. Bajo estas circunstancias los potenciales teóricos corresponderán a reacciones parciales de oxidación o reducción. Por ejemplo, a un alambre de platino, inmerso en una solución de iones ferrosos y férricos correspondería un potencial,

$$E_{Fe^{++}, Fe^{+++}} = E^{\circ}_{Fe^{++}, Fe^{+++}} - \frac{RT}{F} \ln \frac{(Fe^{+++})}{(Fe^{++})}$$

de acuerdo con la ecuación parcial



La medición del potencial en cualquier parte de un proceso de oxido-reducción puede hacerse usando una celda electroquímica con un electrodo de platino en conjunción con un electrodo de referencia, por ejemplo el del calomel

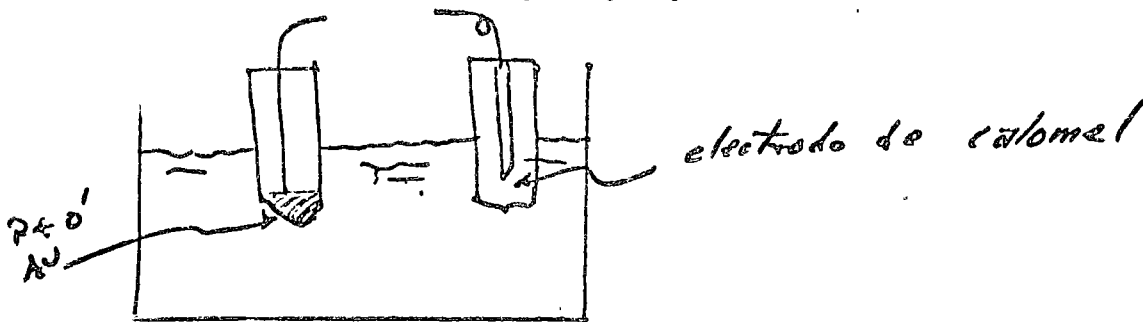


fig. 5 Celda para la determinación de potenciales de oxido-reducción

Los potenciales de las ecuaciones parciales escritas con los electrones en el miembro derecho, se denominan potenciales de oxidación. La tabla 2 muestra potenciales estándar de oxidación para una serie de ecuaciones parciales importantes de ingeniería sanitaria. Los valores positivos de potencial, indican la tendencia de la reacción a ocurrir hacia la derecha cuando las sustancias están en actividad unitaria, mientras que los valores negativos indican la tendencia contraria. La combinación de los potenciales de electrodo cualquiera, se realiza de acuerdo con lo expuesto en el párrafo 5, para obtener el valor neto del potencial en una ecuación completa de oxido-reducción.

El conocimiento de potenciales de oxido-reducción, permite seleccionar los indicadores internos que muestren el final estequiométrico en el proceso de titulación de oxido-reducción. Estos indicadores cambian de color con el cambio de potencial de oxido-reducción, por ejemplo, el indicador de ferroin (sulfato de 10-fenantrolina 1-ferroso) se usa para indicar el punto que se ha agregado suficiente solución de sulfato ferroso de amonio para medir el exceso de ion dicromato en la prueba de demanda química de oxígeno. Desde luego, la selección de un indicador de este tipo de—

pendará del potencial oxido reducción en el punto final de la reacción envuelta, en la misma forma que la selección de un indicador de alcalimetría depende del pH de la solución resultante en el punto final de la reacción respectiva.

Los potenciales de oxido reducción permiten determinar el grado de estabilización en el proceso de oxidación biológica. Al comienzo de un proceso de tratamiento la concentración de materia orgánica es alta y en consecuencia también lo es la relación de agentes reductores a agentes oxidantes, en tal caso el valor del potencial de oxido reducción medido será bajo, incrementándose a medida que progresa el proceso de estabilización.

TABLA 2.- Potenciales estándar y reacciones de oxido reducción

Reacción parcial		$E^{\circ}$ , volts	significado y dirección	
A. Corrosión de metales y protección catódica				
Mg	Mg	2e	2.34	primera etapa $\longrightarrow$
Al	Al	3e	1.67	primera etapa $\longrightarrow$
Zn	Zn	2e	0.762	primera etapa $\longrightarrow$
Fe	Fe	2e	0.409	primera etapa $\longrightarrow$
Pb	Pb	2e	0.126	primera etapa $\longrightarrow$
Cu	Cu	2e	0.3448	PRimera etapa $\longrightarrow$
Fe	Fe	e	-0.771	segunda etapa $\longrightarrow$
Fe	F	3e	-0.036	reacción total $\longrightarrow$
Fe (OH) <sub>2</sub> solido	OH			mecánica de la
Fe(OH) <sub>3</sub> solido	e		0.56	segunda etapa $\longrightarrow$
B. Descarga de hidrógeno y oxígeno en relación a corrosión				
$H_2 = 2H^+$	$(10^{-7}M)$	$2e$	0.414	Polarización de metal en agua pura ( $\longleftarrow$ )
$H_2 = 2H^+$		$+ 2e$	0.000	Descarga de gas $H_2$ en solución ácida ( $\longleftarrow$ )
$4(OH^-) = 2H_2O$		$+ O_2 + 4e$	-0.401	Descarga de $O_2$ en solución altamente básica ( $\longleftarrow$ )
$2H_2O = O_2 + 4H^+$	$(10^{-7}M)$	$+ 4e$	-0.815	Descarga de $O_2$ en agua pura ( $\longleftarrow$ )
$2H_2O = O_2 + 4H^+$		$+ 4e$	-1.229	Descarga de $O_2$ en solución fuertemente ácida ( $\longleftarrow$ )

C. Proceso de oxidación relativo a desinfección y control de olores  $\longrightarrow$

$2I^- = I_2 + 2e$	-0.5345	$I_2 < Br_2 < Cl_2$
$2Br^- = Br_2 + 2e$	-1.087	$Br_2 < Cl_2$ pero $> I_2$
$2Cl^- = Cl_2 + 2e$	-1.3583	$Cl_2 < Br_2 > I_2$
$ClO_2^- = ClO_2 + e$	-1.15	$ClO_2 < Cl_2$
$O_2 + H_2O = O_3 + 2H^+ + 2e$	-2.07	En solución ácida $O_3 < Cl_2$
$O_2 + 2(OH^-) = O_3 + H_2O + 2e$	-1.24	En solución básica $O_3 / Cl$
$Cl^- + H_2O = HOCl + H^+ + 2e$	-1.49	Dependiendo de $H^+$
$2H_2O = H_2O_2 + 2H^+ + 2e$	-1.77	

#### D. Reducción en relación con deoloración y digestión anaerobia

$H_2SO_3 + H_2O = SO_4^{2-} + 4H^+ + 2e$	-0.20	Reducción de Cl por sulfito
$S = S + 2e$	0.508	Reducción de azufre a sulfuro
$H_2S = S + 2H + 2e$	-1.141	Reducción de azufre a $H_2S$ en solución ácida
$2(OH^-) + NO_2^- = NO_3^- + H_2O + 2e$	-0.01	Reducción de nitratos a nitritos

#### E. Reacciones de electrodo

$H_2 \text{ gas} = 2H^+ + 2e$	0.000	Potencial de electrodo 0
$Cl^- + Ag = AgCl \text{ solido} + e$	-0.2222	Electrodo estándar de referencia
$Cl^- + Hg = HgCl + e$	-0.2676	Electrodo de calomel

### 7 FENOMENOS ASOCIADOS CON POTENCIALES

Si una celda con un electrodo de fierro se conecta con una de estaño de manera que fluya una corriente eléctrica, debido a que el potencial del electrodo de fierro es mayor que el del electrodo de estaño, la corriente de electrones tenderá a pasar el electrodo de fierro al de estaño; como consecuencia, el electrodo de fierro tenderá a disolverse para mantener las condiciones de equilibrio, mientras que el de estaño tenderá a dejar de disolverse debido al exceso de electrones que recibe del electrodo de fierro. En general, en una celda electroquímica, el electrodo con mayor potencial será "sacrificado" para proteger al otro. El electrodo sacrificado se denomina ánodo y el protegido cátodo. La corriente de electrones fluye del ánodo al cátodo.

En el caso de una celda electroquímica con electrodos de zinc y fierro, el mayor potencial corresponde al zinc, por tanto el zinc tenderá a disolverse para proteger al fierro.

Lo anterior explica porqué el recubrimiento discontinuo del fierro por medio del zinc, protege al primer elemento mientras que descontinuadas en recubrimientos con estaño tienden a favorecer el proceso de corrosión del fierro, de una manera semejante, en las juntas de cobre y fierro, éste tiende a disolverse; ya que su potencial es mayor que el del cobre.

Por otro lado, supongamos que dos electrodos del mismo metal, por ejemplo fierro, se colocan en celdas distintas que contengan soluciones de sal con diferentes concentraciones. El potencial con electrodo en la celda con mayor concentración salina, tenderá a ser, en general, el mayor, por tanto, si ambas celdas se conectan, este electrodo se sacrificará enviando electrones al colocado en la celda de menor concentración. Este fenómeno explica porqué las tuberías metálicas que atraviesan terrenos con diferentes concentraciones de sales se corroen rápidamente.

TABLA III. OTROS POTENCIALES DE OXIDACION REDUCCION

Reacción	E (volts)
$\text{CNO}^- + \text{H}_2\text{O} + 2e = \text{CN}^- + 2\text{OH}^-$	-0.97
$\text{Fe}(\text{OH})_2 + 2e = \text{Fe} + 2\text{OH}^-$	0.86
$\text{H}_2\text{O} + e = \frac{1}{2}\text{H}_2 + \text{OH}^-$	-0.828
$\text{Tl} + e = \text{Tl} + \text{I}^-$	-0.77
$\text{HgS} + \text{H}_2\text{O} + 2e = \text{Hg} + \text{HS}^- + \text{OH}^-$	-0.77
$\text{HZnO}_2^- + \text{H}_2\text{O} + 2e = \text{Zn} + 3\text{OH}^-$	-0.72
$\text{Te} + 2\text{H}^+ + 2e = \text{H}_2\text{Te}$	-0.7
$\text{Fe}(\text{OH})_3 + e = \text{Fe}(\text{OH})_2 + \text{OH}^-$	-0.65
$\text{PbO} + \text{H}_2\text{O} + 2e = \text{Pb} + 2\text{OH}^-$	-0.58
$\text{Se} + 2\text{H}^+ + 2e = \text{H}_2\text{Se}$	-0.5
$\text{Ag}(\text{CN})_2 + e = \text{Ag} + 2\text{CN}^-$	-0.5
$\text{Cr}^{3+} + e = \text{Cr}^{++}$	-0.4
$2\text{H}^+ (10^{-7}\text{M}) + 2e = \text{H}_2$	-0.414
$\text{Cu}_2 + \text{H}_2\text{O} + 2e = 2\text{Cu} + 2\text{OH}^-$	-0.34
$\text{V}^{3+} + e = \text{V}^{++}$	-0.2
$\text{NO}_3^- + 6\text{H}_2\text{O} + 8e = 9\text{OH}^- + \text{NH}_3$	-0.12
$\text{NO}_3^- + \text{H}_2\text{O} + 2e = 2\text{OH}^- + \text{NO}_2^-$	0.00
$\text{HgO} + \text{H}_2\text{O} + 2e = \text{Hg} + 2\text{OH}^-$	0.099
$\text{AgBr} + e = \text{Ag} + \text{Br}^-$	0.10
$\text{AgCl} + e = \text{Ag} + \text{Cl}^-$	0.223
$\text{PbO}_2 + \text{H}_2\text{O} + 2e = \text{PbO} + 2\text{OH}^-$	0.3
$\text{O}_2 + 2\text{H}_2\text{O} + 4e = 4\text{OH}^-$	0.40
$\text{Ag}_2\text{CO}_3 + 2e = 2\text{Ag} + \text{CO}_3^{--}$	0.50
$\text{MnO}^- + e = \text{MnO}^{--}$	0.66
$\text{MnO} + 2\text{H}_2\text{O} + 2e = \text{MnO}_2 + \text{OH}^-$	0.71

	Reacción	$E_0$
	$Cu^{++} + I^- + e = CuI$	0.85
	$ClO^- + H_2O + 2e = Cl^- + 2OH^-$	0.94
	$O_2 + H^+ + 4e = 2H_2O$	1.23
	$ClO_3^- + 6H^+ + 6e = Cl^- + 3H_2O$	1.45
	$FeO_4 + 8H^+ + 3e = Fe^{3+} + H_2O$	1.7
	$O_3 + 2H^+ + 2e = O_2 + H_2O$	

## 8 VALORACION POTENCIOMETRICA

Los cambios que ocurren en una solución, como resultado de la adición a ella de un reactivo, pueden observarse por vía electroquímica, en función de la tensión desarrollada en un sistema que contenga un electrodo de medida. Puede tomarse como punto neutro, la tensión correspondiente a un pH igual a 7. Se hace una valoración de la bureta, a la solución desconocida. El método General se llama "valoración electroquímica" o "potenciométrica". Resulta enteramente exento de las dificultades a que dá lugar el uso de indicadores, en soluciones coloreadas, los extremos no quedan oscurecidos por enturbiamientos u otros factores que normalmente influyen los métodos de valoración corrientes. Puede verse que este método es aplicable para valoraciones, a cualquier tensión correspondiente a un valor cualquiera del pH.

Hay una modificación de este método que aprovecha el cambio brusco de tensión del electrodo cuando alcanza el extremo. Si se traza una curva con los valores del pH, o de la tensión, como ordenadas, y los centímetros cúbicos de solución tipo de valoración, como abscisas, se notará una variación en la curva con una agudeza vertical que corresponde a una amplia variación del pH, o de la tensión, para una adición mínima del agente valorador. Aquí termina la valoración. De un modo análogo, puede seguir a este final una reacción de oxido reducción, trazando la curva en función de la fuerza electromotriz y del volumen de solución-tipo, y anotando el cambio brusco de la tensión.

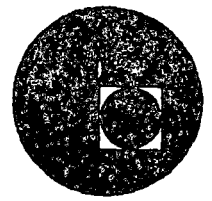
La conductancia electrolítica como resultado de la valoración de concentración de un material y de su conductancia en una solución en condiciones normalizadas. Son muy numerosas los sistemas de control, basados en métodos de medida de la conductibilidad.



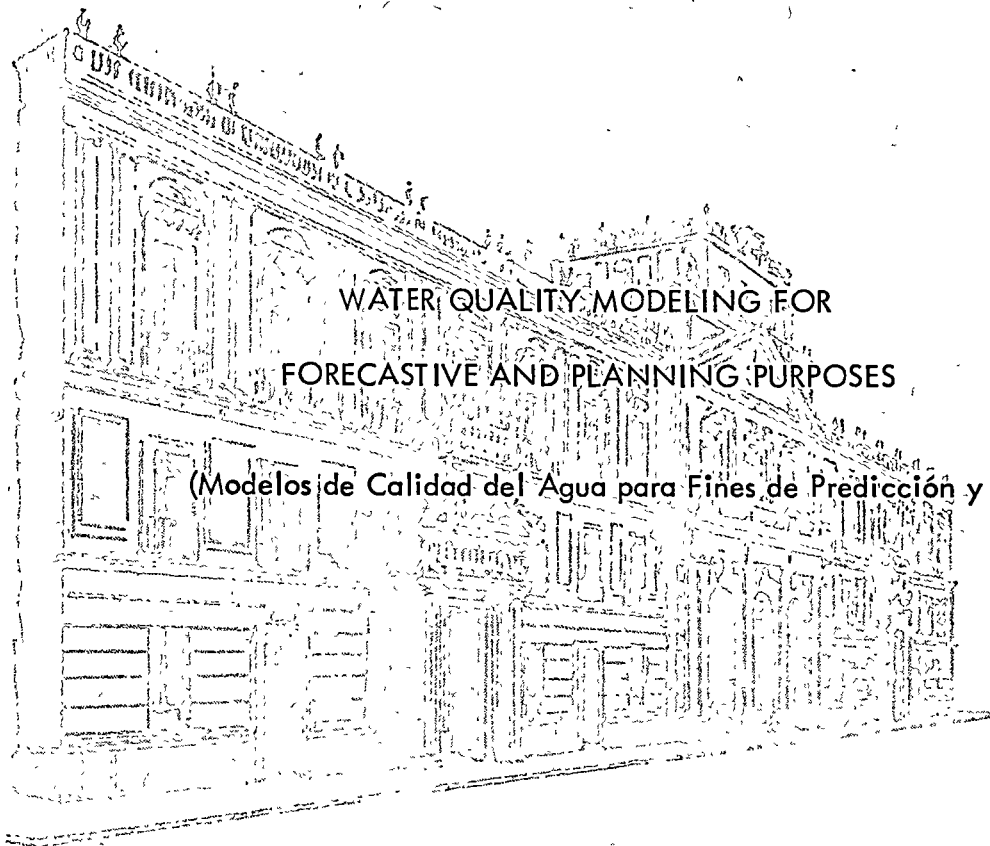




centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CURSO: TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS  
RESIDUALES INDUSTRIALES



WATER QUALITY MODELING FOR  
FORECASTIVE AND PLANNING PURPOSES

(Modelos de Calidad del Agua para Fines de Predicción y Planeación)

George Reid

Noviembre, 1976

13. 10. 1970. 10. 10. 1970

14. 10. 1970. 10. 10. 1970

15. 10. 1970. 10. 10. 1970



# SYSTEM

$Q, C_i$  where  $Q = 800$  etc.

$L \sim 200-300$  PPM  
 $N = 30$   
 $T = 6$   
 $B = 10^6$   
 $S = 300$



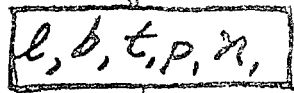
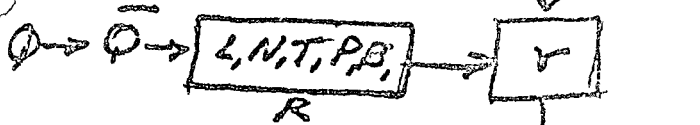
$\bar{Q}, C_i' = C_i(1 - e_i)$  or  $C_i(1 - r_{e_i})$



$e_i$

	L	N	T	P	B
PAID	.5		.0		.5
SEG	.0				.9
TERR	.95	.95			.95
$C_i/2$	1.0				1.0

N  
or  
P



	M	I	A	R
$r$				
$t$				
$p$				
$b$				

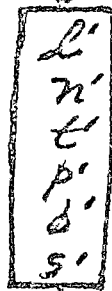
$C_{RQS}$

$RQSi_j = C_{ij}$

$r = \bar{Q}/Q$

$l_0 = \frac{L' \bar{Q} + L_2 Q}{C_i' + Q}$

$C_{ri}$



$L' \leftarrow Q(l_0, t_{wi}, chaco, \dots)$

$C_{ij} \leftarrow (\text{use waste}) RQS$



WATER QUALITY MODELING FOR  
FORECASTING AND PLANNING PURPOSES

By George W. Reid

Our society is experiencing a cascade of technological revolutions. In an environment of continuing change, the opportunities for a better and fuller life for all mankind are now potentially within our grasp. Society can move from its historic condition of preoccupation with satisfying man's deficiency needs to the new opportunity to serve mankind's growth needs.

The dilemma posed is that all parts of the society must move together to capture the promise of the future. The same technological advances which can enable the peoples of the whole world to be adequately fed, clothed and housed, if properly used, will, if misused, lead to widespread pollution of our air and water, depletion of our natural resources, and strife among our peoples. Our need is for technologists and humanists to explore and develop the future.

The seriousness of resource pollution by increased population and life style has finally penetrated most levels of society. Results of the sudden awareness of the environment stand out; people now expect a much cleaner environment; they are convinced that the technological means for achieving it are available, the financial resources are adequate, and that managerial know-how is up to the job. As in other aspects of our society, rising expectations, as much as any fine calculation of objective conditions, have produced a sense of crisis.

Another reason why people are distressed about the environment far more than ever before is the breeding concern among us that not only are human health and enjoyment being affected adversely, but the whole ecological support system on which people, animals, plants and every form of life depends is being undermined. This threat is being perceived in its full seriousness as the ultimate threat.<sup>1</sup>

Environmental degradation arises from our way of life. It is this feature that has led many "ecoterrorists" to attack the entire structure of our society. For those of us who wish to retain the key characteristics of our present society, it is evident that a detailed knowledge of environmental impacts is needed, and that a careful, cool-headed analysis must be made so that our society can gradually correct its excesses.

To retain democratic principles, the public must also be deeply involved. Increasing understanding of the environment will be the primary precursor to any establishment of national ecostategies. In the end, the pressures of population growth, technology, and economic development will force either a rational assessment of national choices or a descent into chaos.

Until recently, man was able to exploit nature through his technology losing some of the natural benefits by believing that the gains exceeded the losses. More recently, the situation has become reversed, i.e., gains cause more spin-off problems than warranted. It has in some instances not been merely a matter of endangering natural needs, but it has been so potentially destructive to the natural balance of ecology that man himself is endangered.

Needs are the product of population and unit requirements, generally food, water, energy, air and soil. The demand rate increases exponentially thus greatly shortening the time frame and making present remedial actions inadequate, and requiring advanced planning of resources utilization schemes and assessment of their impact on the ecological systems. To do this requires a basic understanding of the regimes of ecology; that is, how the natural environmental system works; what needs or gains are required; what life style is desired; and what is the most suitable technology over time to provide for optimal development, appraised in terms of total costs including losses in the natural benefits. Thus various technological schemes must be tested against goals, namely the balance of required benefits and natural benefits.

Stated more simply, resources are limited and technological developments to provide municipal, industrial and agricultural utilities will modify the basin's ecology and change the type of environment one may enjoy. Because technology responds to human needs, life style, population, locale and unit uses of resources, it must be assessed against societies' willingness to degrade nature. There is an entire spectrum, polarized unfortunately at one end by the priest that would return the resources to a pristine state and the economist-manager at the other end that would dedicate the resource to man. People through their institutional arrangements must cope.<sup>4</sup>

<sup>A</sup>  
~~Hydrologic~~ River System for example is many things to many people. Consider the professional: to the lawyer, its water rights, pollution control, etc.; to the engineer, its dams, revetments, locks, etc.; to the scientist, its fish production, quality analysis and natural terrestrial fauna and flora; to the conservationist and naturalist, its nature is to be observed and enjoyed. All are, and must be, actors in this play.

The river is also a system embedded in a larger system. Just as, for example, the Arkansas Verdigris River basin is within the Arkansas-White-Red River Basin. It is part of the southwest economic area, and part of the plains or grasslands of the central United States. This is not only spatial but also temporal. That is, the system today is recorded in tomorrow's system. Something is known about the present, little about the past, and nothing about the future world's environment. Yet it is for the future one must plan: to what goals will the future aspire,



... what benefits of technology, what natural values?

During his speech of dedication of the Arkansas Verdigris Water-... President Nixon emphasized the growth potential afforded by the project. He said: "It is essential to insist that quality... And specifically regarding... Looking at this project from an environmental... let us determine to hold the line on a clean and healthy... If we act now, we can make the Arkansas not only a continuing... but also an example of pollution prevention for the... U.S."

There are now four agencies in the states charged with environmental... In Oklahoma there are seven state agencies sharing... control of water and wastes. One agency has planning responsibilities... the state level, and there are also numerous local and multi-county... planning agencies. There are Basin, Regional and four Federal Agencies... pollution control responsibilities. The basic data collection is... inadequate and unorganized with wells and redundancies. There exists, also... maps to the region that must be corrected before plans to cope with... future can be implemented and that is not unique in Oklahoma, or the... S.A. Frank Philip, speaking to Pittsburgh University, where he is... had also noted last December, that "even the experts don't know enough... pollution to figure a solution." Water pollution study requires... system, approach, and should be looked at as a complete entity... during any changes in climate or the development of inter-basin trans-... ers, the local volume of a River Valley's water resources will not sig-... nificantly increase or decrease in the future. Faced with a relatively... need or declining water supply, repeated reuse of water will be required... (methods are to be used). Pollution can be used as effective in reducing... elimination, a water resource as a drought or consecutive withdrawal... but water quality management is the key to reuse and water available... in the future for all needs.

The multiple use and reuse of water results in a high degree of... interaction between users (pollution) within a common basin, making it... difficult to assess individual responsibility for the ultimate or total... impact on the stream. Quality management requires effective treatment... of the source in relation to the utilization of assimilative capacity of the... stream, where treatment development is from reusing and utilizing... available to a level of acceptable water quality and nutrients. How-... ever, some agencies are still in the process of the replication and accelera-... tion of the use of re-use processes of "polluted" conditions. As... water discharge increases, the amount of available oxygen was not... designed to meet the need for secondary treatment-treatment... of pollutants, and other factors, such as (1).

TABLE 1

TIME SCHEDULE FOR BASIC POLLUTION ASSESSMENT

Year	Secondary Treatment	BOD <sup>5</sup> Eff	SS <sup>5</sup> Eff	TDS <sup>5</sup> Eff	Thermal Eff
1960	X				
1970	X	X			
1980	X	X	X		
1990	X	X	X	X	
2000	X	X	X	X	X
Category	Non Point Water Treatment Problem		Water Quality Criteria	Water Quality Criteria	Water Quality Criteria

Table 1 suggests a water pollution assessment time schedule... the standards will be upgraded with time, and the resources to... with these constituents. It is in the frame of reference of... ment (the people) best establish a value. In the past, government... simply reacted after the fact, and the present laws are... because of the escalating nature of the problem, the... (enforcement) is not going to be sufficient but the... (selective plan) to prevent the degradation of the... discover in the long run the most suitable... sources. So there is a broad sense of urgency. The... source degradation, in fact, under stress, perhaps, or... from one or more than. As an example to... to result in more energy and... water and soil. For example, energy consumption in the... in response to the rate of 10 percent per year. The... are a fraction of this life cycle and... cultural revolution which... lished support by essentially... per capita. By utilizing... transitions involved are... for example, a... the rest is waste of... has wasted 60 percent of the... has retained 40 percent of the... 20 percent

Cultural revolution which... lished support by essentially... per capita. By utilizing... transitions involved are... for example, a... the rest is waste of... has wasted 60 percent of the... has retained 40 percent of the... 20 percent

2





... waste or a residual.

It is to the mobility of these standards that society must organize its technical, social and legal machinery. The technical phases are best described as water quality models, and standards. The standards describe the goals, these of course, will change with the need as is suggested in Table I. More importantly, the goals can be described in terms of allowable intake concentration for each of the various potential pollutants for four broad use categories; domestic and municipal, direct industrial, agricultural and recreational. Stated in another fashion, more validly describe in terms of what can reasonably be expected of a river or lake at the point of water intake for one of the four general uses. This necessarily implies that the water user will exercise some restraint. For domestic use, if these values are met at the point of water intake, with reasonable treatment the water can be made to conform with the Drinking Water Quality Standard. The water quality criteria suggested specified by category at least 40 items of potential pollution. The burden is placed upon the user to provide sufficient waste treatment at the point of discharge to secure a level acceptable to the next point of beneficial use was taken into consideration. Many of the individual criteria represent similar things, for example, BOD and DO are cause and effect. If possible, it would appear desirable to reduce this list to a smaller number representative of the principal constituents affecting stream quality. One approach, and perhaps an oversimplification, would be to characterize by conserved and nonconserved wastes. In reality, this is an appraisal in terms of the stream's response to an imposed load.

There are suggested six categories of stream responses: biodegradable, nutritional, bacterial, solids, persistent or slowly degradable chemicals and thermal. The response of a given stream to these categories can be formulated; or the reverse, given an instream criteria (RQS), allowable effluent quality can be calculated. The specific criteria now can be grouped under response readings. If primary treatment is established as a lower constraint on the effluent, the solids criteria can be deleted; and further, if a public health constraint on toxic and residual levels can be exercised, few rather than six responses can now be used leaving a four-by-four matrix to be examined.

TABLE II.

	Domestic	Industrial	Agricultural	Recreational
Biodegradable	Controlled by BOD <sub>5</sub> levels			
Nutritional	Controlled by N and P levels			
Bacterial	Controlled by Temperature Increases			
Persistent Chemical	Controlled by Toxic, CGC'S or ABS, etc.			

So, a response/use matrix, changing with time will be based on a matrix such as the one in Table II and alternate life cycle-economic projections. A linking technical basis can be built and operated to provide the optimal use of water resources, and/or necessary treatments, or in planning, for future population increases and the concomitant increased use of water, it is possible to build mathematical models depicting the optimum treatments and stream flows necessary to meet the RQS. The one-to-one input-output relationships for the four categories of waste discharges follows with the Low Flow augmentation (LFA) associated with each treatment level (TL<sub>i</sub>), will be Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>, Q<sub>3</sub> and Q<sub>4</sub>. This is a terminal flow in LFO. TL<sub>i</sub> is a fractional value L<sub>i</sub> refers to BOD, N and P.

BIODEGRADABLE MODEL (1)

$$Q_L = \frac{Y}{E} + (1-Y) \frac{PE \cdot \sigma \cdot P}{E \cdot RQS \cdot \sigma} \cdot A \cdot (R)$$

(1) where:

- Y = Fraction of total population in SW's
- E = Efficiency term, Point Load/Point Load
- PE = Population Equivalent in millions
- E = Percentage discharges to river, expressed as a fraction, (fraction Variable = (1-TL<sub>i</sub>))
- C<sub>s</sub> = D.O. saturation level (given temperature)
- A =  $\frac{242,000}{k_2 \cdot \frac{nL}{V}}$  relates to stream characteristics

where n is essentially the number of reoxygenated volumes, k<sub>2</sub> the reoxygenation constant, L the reach, V the velocity - these values will change as the stream itself is subject to management.

ACCELERATED EUTROPHICATION MODEL

$$Q_N = \frac{Z \cdot T}{F_N \cdot RQS_N} \cdot (1 - TL_N - 1.44 (1 - TL_N)) \cdot (TL_N \cdot 1250) \quad (2)$$

$$Q_P = \frac{Z \cdot T}{F_P \cdot RQS_P} \cdot (1 - TL_P) - 0.27 (1 - TL_P) \cdot (TL_P \cdot 1000) \quad (3)$$

where:

- Q<sub>N</sub> or Q<sub>P</sub> = Nutritional Pollution Level, etc.
- Z = Relative nutrient input level affected by EQB<sub>max</sub> level
- P = Population, million
- TL<sub>N</sub> or TL<sub>P</sub> = Phosphorus or Nitrogen critical level expressed as a decimal.



$F_2$  or  $F_{11}$  = BOD/B Ratio divided by optimum combining ratio

$T_{11}$  = BOD removal level expressed as a decimal

$RQS_p$  or  $RQS_{11}$  = Acceptable level, FQS determined by  $RQS_{ACP}$

THERMAL MODEL (T)

$$Q_r = \frac{\Delta T_{11} - C}{\Delta T_Q + C} \cdot \Delta Q$$

- $Q_r$  = Thermal Dilution Required, H<sup>2</sup>O
- $\Delta T_{11}$  = Allowable temperature difference between effluent and  $RQS_{11}$  (T-PQS<sub>11</sub>)
- $\Delta T_Q$  = Allowable temperature change (RQS<sub>11</sub>-T)
- $C$  = Ratio of K/V<sub>11</sub> when K' Coefficient used for Lomson's ratio and V = discharge velocity.
- $\Delta Q$  = Waste Eff. MGD

GENERALIZED PERCOLATION MODEL (G)

$$Q_c = \frac{W \times \Delta Q}{RQS_c} \quad (5)$$

These models, though cast in terms of dilution requirements, can be altered, given a dilution level to provide point discharge loadings. The models (1) thru (5) are based on organized (covered) pollution. Models for storm drainage or dispersed pollution have also been developed such as

DIFFERENTIAL POLLUTION MODEL (D)

$$Y_2 = 4.8 + 0.0377X_2 + 0.489X_6 \quad (5)$$

where  $Y_2$  is BOD

$$Y_5 = 7.36 - 0.133 \ln X_2 + 0.313 \ln X_{10} \quad (7)$$

where  $Y_5$  is O<sub>2</sub> and  $Y_6$  is EC<sub>10</sub> in

$$Y_6 = 2.93 + 0.0003X_2 - 0.009X_3 - 0.002X_5 - 0.74X_{11} \quad (1)$$

and  $X_7$  = population

- $X_2$  = population density
- $X_7$  = number of households
- $X_3$  = commercial establishments
- $X_5$  = streets
- $X_{10}$  = environmental index
- $X_{11}$  = environmental index

Models (1-8) can be used to relate waste inputs to stream response under varying municipal stream characteristics and against varying goals (RQS). Many technical models are available to project flows (Q), and other stream characteristics  $K_2$ , L, V, etc. but a final model is needed for evaluation of the effects of the rural upstream watershed programs or downstream runoff to complete the job. Such a model was developed for the Congress in 1968.

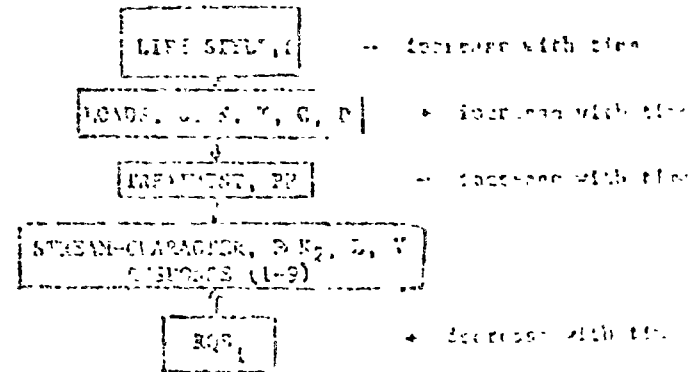
UPSTREAM USE MODEL (U)

$$Y = -16 + X_1X_3 - .37X_2 \quad (5)$$

where:

- $Y$  = percentage of normal runoff
- $X_1$  = percentage of normal precipitation
- $X_2$  = percentage of watersheds controlled by hydraulic structures
- $X_3$  = annual storms above one inch precipitation

Given societal inputs and alternatives with resulting organized and dispersed point/nonpoint loads and treatments; total load use and alternatives; river management with resulting flows, velocities,  $K_2$  values, and physical dimension, technical models 1 thru 9 can be used in an integrated fashion to test against water quality criteria. Criteria can reflect specific beneficial uses, and be upgraded, as are load and other criteria with time. These models have been used in a computerized system for a portion of the Arkansas River to test proposed developmental strategies.



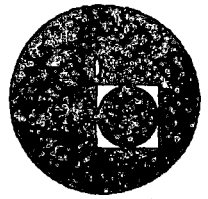
4) This was a special consultative report to the Secretary of the Interior, October, 1968.

3) For data used in model development, see Outlook for Water Pollution and Beaches, The Johns Hopkins Univ., Baltimore, MD, 1971, pp. 243-244.

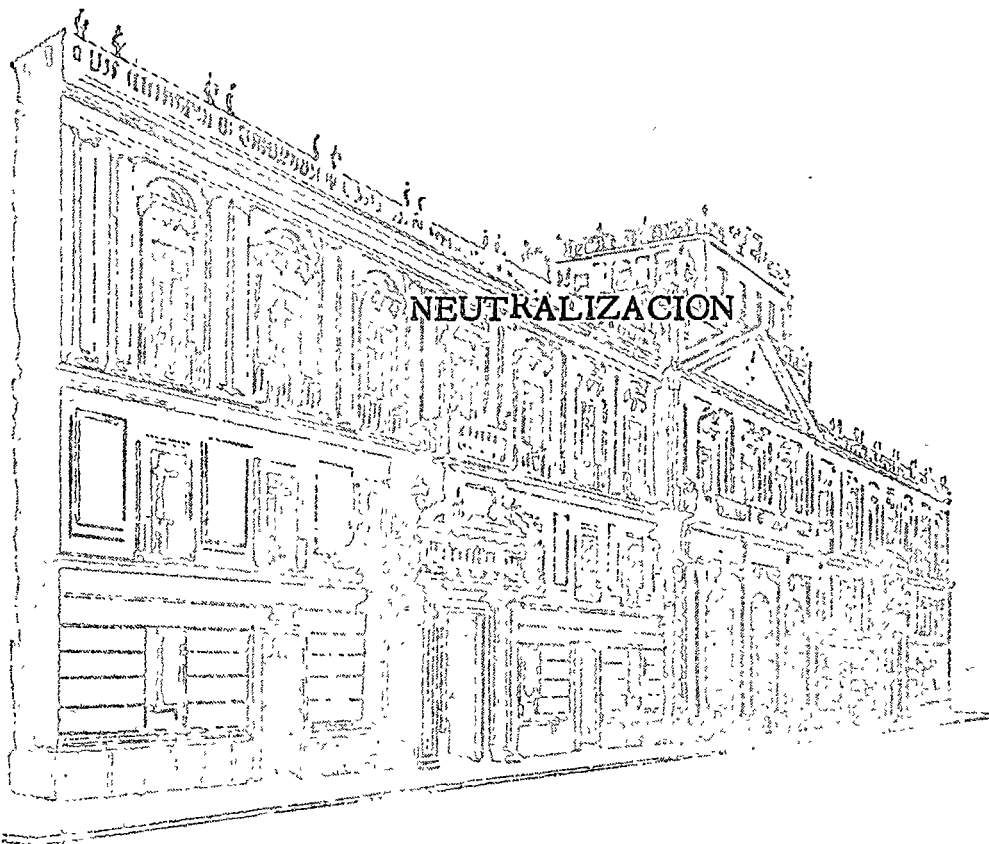




centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



DR. UBALDO BONILLA DOMINGUEZ

NOVIEMBRE DE 1976.

Comitê de Acompanhamento  
do Projeto de Pesquisa  
em Saúde Pública



SECRETARIA



SECRETARIA



## NEUTRALIZACION

Dr. Ubaldo Bonilla D.

### Contenido:

1. Introducción
2. Métodos de neutralización
3. Diseño de lechos de caliza
4. Diseño a base de lechada de cal

### Bibliografía:

1. Eckenfelder W. W. Water Pollution Control. Jenkins Book Publishing Co., 1970
2. Sawyer C. N. Chemistry for Sanitary Engineers. Mc Graw-Hill Co., 1967
3. Fair G. M, Geyer J. C. and Okun D. A. Water Purification and Wastewater Treatment and Disposal. Wiley-Toppan, 1968.
4. Heras Enrique. Neutralización. Apuntes mimeográficos.

## Neutralización

### 1.- Introducción

Se denomina "acidez" de una solución acuosa a su capacidad para ceder iones de hidrógeno; al concepto inverso, es decir a la capacidad de una solución para aceptar iones de hidrógeno se le denomina "alcalinidad o basicidad".

Por otro lado, la intensidad de la acidez o basicidad de una solución se mide convenientemente en función de la concentración de los iones de hidrógeno en el seno del líquido, Así, el "potencial hidrógeno" se define como el logaritmo de base 10 de la inversa de la concentración de iones de hidrógeno

$$\text{pH} = - \log [\text{H}^+] \quad (1)$$

Se consideran neutras las soluciones con pH 7, alcalinas las que muestran  $\text{pH} > 7$ , y ácidas las tienen  $\text{pH} < 7$ .

El término "alcalinidad total" se refiere a la cantidad total de ácido que debe agregarse a una muestra de solución para bajar su pH hasta 4.5, y el "término "acidez total", a la cantidad de base requerida para elevar el pH de la muestra hasta 8.3. Ambos son términos de capacidad, y pueden expresarse convenientemente en mg/l como  $\text{CaCO}_3$ .



Las aguas residuales procedentes de un gran número de industrias son alcalinas o ácidas. Entre estas industrias destacan las de productos químicos, las de pulpa y papel, las metalúrgicas, las de galvanoplastia, las textiles, la huleira, las de carbón mineral, las de películas fotográficas, las embotelladoras de refrescos, artículos de cuero, y enlatadoras.

Los desechos ácidos o alcalinos ocasionan daños a los cuerpos de agua receptores, produciendo, según su concentración reducción o muerte de la vida acuática. Se considera que el rango de pH para que exista actividad vital efectiva en las aguas es 6.5 a 8.5, por tanto, se recomienda que los desechos fuera de estos límites se sujeten a neutralización antes de ser descargados<sup>(1)</sup>, lo cual debe estar de acuerdo obviamente con las características de la corriente receptora y los reglamentos en vigor.

## 2.- Métodos de neutralización

Al presente existen diversos métodos aceptables desde el punto de vista económico para efectuar la neutralización de las aguas residuales que lo requieran. Los más usuales son:

a) - mezclado de aguas residuales ácidas y alcalinas. Los desechos pueden proceder de la misma o diversas industrias, mezclándose para obtener un pH lo más cercano posible a 7.

Este método requiere de capacidad suficiente de almacenamiento y homogeneización para absorber las variaciones en las concentraciones de los desechos.

Si este método es aplicado debe tenerse cuidado en el control de la producción de compuestos tóxicos.

Aguas ácidas:

b) - Paso de las aguas residuales por mantos de piedra caliza.- En este procedimiento, se usa generalmente flujo ascendente, lográndose con ello arrastrar a la mayor parte de los productos de la reacción antes de que se precipiten sobre la caliza. La carga recomendada máxima es de  $35 \text{ l/min-m}^2$ , para obtener tiempos de contacto suficientes para que se efectúe la reacción. Se recomienda limitar la concentración de ácido en el agua residual al 5% para evitar la obstrucción de la superficie caliza debido a precipitados. Para evitar la formación de capas no reactivas de sulfato de calcio sobre la caliza, la concentración de ácido sulfúrico debe ser menor a 0.6%. Debe considerarse que los metales disueltos tienden a precipitarse como hidróxidos obstruyendo la superficie de la piedra caliza.

c)  $\neq$  Adición de lechada de cal a desechos ácidos.- Este método resulta más efectivo que el anterior en el tratamiento de desechos ácidos. Se usa normalmente en tratamiento continuo, de mo-

de que los productos de la reacción, que quedan en solución, son arrastrados con el efluente.

No obstante las dificultades de dosificación de la cal hidratada, su empleo es muy conveniente cuando se trata de volúmenes relativamente pequeños de desechos. Como el contenido magnésico de la cal es más reactivo en aguas fuertemente ácidas, el tipo de cal que se use influirá en el grado de neutralización obtenido. Los resultados son generalmente eficientes cuando el pH del agua por tratar es menor de 4.2.

d) - Adición de NaOH o  $\text{Na}_2\text{CO}_3$ .

Estos compuestos son agentes neutralizadores más potentes que la cal o la piedra caliza, sin embargo su alto costo influye generalmente en forma negativa en la selección de este proceso. Su aplicación tiene como ventaja el que los productos de la reacción son solubles y no incrementan la dureza de las aguas receptoras. Por tanto, este método se usa para tratar pequeños volúmenes de desechos.

Aguas alcalinas:

e) - Adición de  $\text{CO}_2$ .

La adición de  $\text{CO}_2$  a aguas residuales alcalinas puede ser de diversas formas, a saber

- difusión de gases provenientes de chimeneas de calderas
- inyección de  $\text{CO}_2$  comprimido
- combustión sumergida

En el primer caso se aprovecha el contenido de  $\text{CO}_2$  de los exhaustos de las calderas (aproximadamente 14%). Para ello, los gases se filtran para remover azufre y partículas, aplicándose posteriormente al agua mediante difusores. Si las aguas residuales tienen altos contenidos de azufre, puede formarse ácido sulfídrico, que debe controlarse para evitar condiciones desagradables.

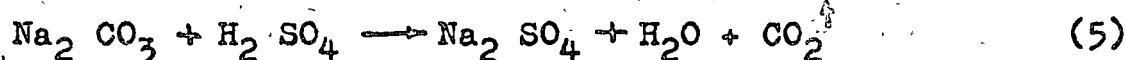
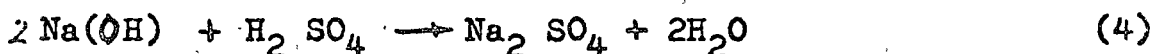
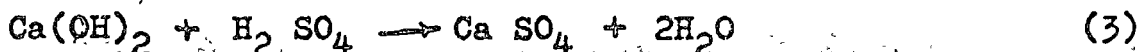
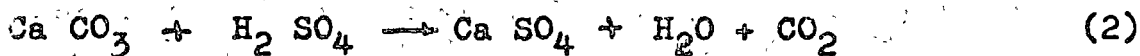
El  $\text{CO}_2$  comprimido comercial tiene ventajas sobre el  $\text{CO}_2$  procedente de procesos de combustión en calderas, sobre todo en lo que se refiere a su pureza y sencillez para su aplicación. Por otro lado, su costo resulta alto, sobre todo cuando se trata de grandes volúmenes por tratar.

El método de combustión sumergida ha sido usado en forma experimental, siendo necesario realizar investigaciones amplias para determinar si puede o no ser usado como proceso normal de neutralización.

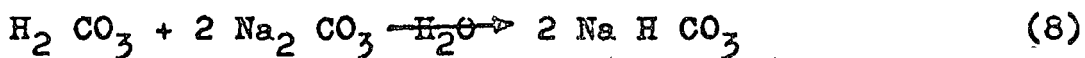
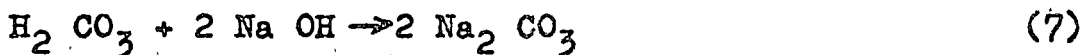
f) - Adición de ácido sulfúrico.

Este método se usa para neutralizar pequeños volúmenes de aguas

residuales, debido al alto costo de este reactivo. Como desventaja se señala además, la dificultad y peligro en su manejo. Las reacciones típicas de neutralización de la acidez, que se efectúan en los procesos descritos en el capítulo anterior, son las siguientes:



Las reacciones típicas de neutralización de la alcalinidad son:



### 3.- Diseño de lechos de caliza

Al proceder al diseño de una instalación de neutralización mediante el uso de piedra caliza, se debe determinar experimentalmente la profundidad del lecho, en función de las características del influente y del reactante. Los experimentos se

efectúan en columnas de filtración de 4 a 6 in. de diámetro, dispuestas como se muestra en la figura 1.

- a - La caliza triturada (1 a 2 in de diámetro), previamente lavada, se coloca en sendas columnas para tener profundidades de lecho de 1, 2 y 3 ft.
- b - Se alimenta agua residual a las columnas en la forma ascendente o descendente, según se piense hacer en la realidad. El gasto por unidad de sección recta (carga superficial), se varía entre 50 y 1000 gal/hora/ft<sup>2</sup> (0.030 a 0.60 l/min/m<sup>2</sup>.)
- c - Se mide el pH del efluente de cada columna hasta que este se estabilice.
- d - Después de cada prueba se remueve la caliza de cada columna, y se registra el peso utilizado.

Los resultados del experimento permiten dibujar una gráfica que representa el valor del pH efluente en función de la carga superficial y la profundidad del lecho. Esta gráfica (figura 2), constituye el principal elemento de diseño, el cual puede realizarse como sigue:

- a - Para el pH deseado en el efluente, se determina, usando la gráfica de diseño, las cargas superficiales que corresponden a cada profundidad de lecho.
- b - Se calcula el área necesaria de lecho de neutralización, en función del gasto real, para cada carga superficial determinada en el paso anterior (área igual a gasto entre carga superficial)

- c - Se calcula el volumen requerido de caliza para cada profundidad de lecho.
- d - Se determina el gasto por unidad de volumen de caliza, para cada una de las profundidades consideradas.
- e - La profundidad óptima se determina graficando los gastos por unidad de volumen de caliza, contra las profundidades correspondientes; el máximo gasto unitario corresponde a la profundidad óptima (figura 3)
- f - Se grafica el volumen o peso de caliza requerido por cada 1000 gal. de agua residual contra el pH del efluente, para la profundidad óptima. Esta gráfica (figura 4) puede usarse para determinar las cantidades de calcita requeridas para obtener diversos valores de pH en el efluente, diferentes al originalmente deseado.

#### Ejemplo:

Los desechos líquidos de cierta industria tienen una concentración 0.10 N de  $H_2SO_4$ . Si el gasto por tratar es de --

50 gal/min, y el pH final debe ser de 6.0, determinar a) la

profundidad más económica del filtro, b) los volúmenes de ca-

liza que debe de tener el lecho, si el pH final es 6.0. *se varía, y c) la cantidad de caliza consumida por día, para pH 6.0*

a - La figura 2 corresponde a las condiciones del problema y a lechos de calcita magnésica calcinada. Entrando en -- las ordenadas con pH 6, en las abscisas se leen las cargas superficiales correspondientes a 0.5 ft, 1 ft, 3 ft, etc. de

profundidad de lecho. Estos resultados aparecen en la columna 2 de la tabla 1. El área de lecho respectiva, columna 3, se obtiene dividiendo el gasto ( $0.50 \text{ gal/min} = 3000 \text{ gal/hr}$ ), entre la carga superficial ( $3000/65 = 46$ ;  $3000/3000/250 = 12$ , etc).

El volumen de caliza, columna 4, se obtiene multiplicando el área de lecho por la profundidad ( $46 \times 0.5 = 23$ ,  $12 \times 1 = 12$ , etc).

El gasto por volumen unitario, columna 5, es el gasto ( $3000 \text{ gal/hr}$ ) entre el volumen de caliza ( $3000/23 = 130$ , etc).

Graficando las profundidades contra los gastos por volumen unitario, se obtiene la curva de la figura 3, donde se observa que la profundidad óptima es 3 ft.

b - Considerando un lecho de 3 ft de profundidad, en la figura 2 se leen los valores carga superficial correspondientes a pH 5, 6, 7, etc. Tales valores aparecen en la columna 2 de la tabla 2.

Las cargas superficiales divididas por la profundidad del lecho (3 ft), resultan en los gastos por volumen unitario de ca-



liza, columna 3, ( $3000/3 = 1000$ , etc).

Los volúmenes de lecho de caliza, por cada 1000 galones por hora de desechos tratados, columna 4, se obtiene multiplicando los inversos de la columna 3, por 1000.

c) Como la concentración ácida de los desechos es 0.1 N y el gasto es 3000 gal/hr., el peso de ácido neutralizado será:

$$3000 \frac{\text{gal}}{\text{hr}} \times 0.1 \text{ N} \times \frac{49 \text{ g}}{\text{N} \cdot 1} \times \frac{1 \text{ lb}}{453 \text{ g}} \times 3.785 \frac{\text{l}}{\text{gal}} \times \frac{24 \text{ hr}}{\text{día}}$$

$$= 2950 \frac{\text{lb}}{\text{día}}$$

Si se supone que la caliza usada tiene una reactividad del 60% el consumo de caliza será:

$$2950 \times \frac{5049}{4950} \times \frac{1}{0.60} = 5000 \frac{\text{lb}}{\text{día}}$$

4 - Diseño de sistemas de neutralización a base de lechada de cal.

Para determinar las propiedades neutralizantes de la cal que se vaya a usar en un proceso, se realizan pruebas de laboratorio que consisten en:

TABLA 1

Cálculo del gasto por volumen unitario de reactante  
en lechos de caliza

Profundidad ft	carga superficial gal/hr-ft <sup>2</sup>	área, ft <sup>2</sup>	Volumen de caliza ft <sup>3</sup>	Gasto por volu- men unitario gal/hr-ft <sup>3</sup>
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0.5	65	46	23	130
1	250	12	12	250
2	1040	2.9	5.8	520
3	1800	1.67	5.0	600
4	2100	1.42	5.7	525

TABLA 2

Cálculo del volumen necesario de caliza por 1000 galones de  
agua residual tratada

pH	carga superficial gal/hr-ft <sup>2</sup>	gasto por vo- lumen unita- rio gal/hr-ft <sup>3</sup>	Volumen de ca- liza por 1000 gal/w. de desechos ft <sup>3</sup>
(1)	(2)	(3)	(4)
5	3000	1000	1.00
6	1850	617	1.63
7	1500	500	2.00
8	1220	407	2.46
9	860	287	3.50

- a - Tomar una muestra de la cal que se vaya a usar en el proceso, y preparar una suspensión con concentración tal que permita ser manejada convenientemente por el equipo de - que pueda disponerse en la instalación real.
- b - Agregar pequeños incrementos medidos de suspensión a 500 ml de muestra de agua residual, agitar, y medir el pH - después de cada dosificación, hasta que el pH se establezca. Registrar el pH de estabilización, y proseguir agregando suspensión de cal hasta que se alcance pH 10

Con los resultados del experimento se puede dibujar una curva similar a la que aparece en la figura 5, graficando los miligramos de cal por litro de muestra, gastados para obtener un cierto pH, contra los valores de pH respectivos.

Para determinar el tiempo en que se completa la reacción:

- a - Se usa la gráfica obtenida anteriormente, para determinar la cantidad de cal que debe agregarse a una muestra de 500 ml para obtener el pH deseado.
- b - La cantidad de cal así determinada se agrega a la muestra, se agita continuamente, y se mide el tiempo en que se estabiliza el pH. Este dato representa el tiempo de mezclado necesario.

La potencia requerida en el mezclador se calcula con la siguiente fórmula:

$$P = \frac{k}{g} p n^3 D^5 \quad (9)$$

donde:

- P - potencia, ft-lb/sec.
- k - coeficiente de mezclado
- p - peso unitario de la mezcla
- n - velocidad angular, r.p.s.
- D - diámetro del impelente, ft.

Ejemplo:

El gasto de desechos líquidos de una cierta instalación industrial es de 6 l/sec. Mediante pruebas de laboratorio se encontraron los resultados mostrados en la figura 6. Se desea neutralizar los desechos hasta alcanzar pH 7; determinar: a) la cantidad de cal consumida, b) el volumen del tanque de reacción, si el tiempo de contacto es de 5 min, y c) la potencia necesaria en el impelente del mezclador.

( $K = 0.4$ ;  $D = 2.5$  ft;  $\rho = 69.5 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$ ;  $n = 4$  rps.

a) En la figura 6 se lee que para pH 7 se requieren 2250 mg de cal para tratar un l de agua residual, por tanto, para tratar 6 l/sec. se requerirán:

$$6 \frac{\text{l}}{\text{sec}} \times 2250 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \times \frac{\text{Kg}}{10^{-6} \text{ mg}} \times \frac{86\,400 \text{ sec}}{\text{día}} = 1166 \frac{\text{Kg}}{\text{día}}$$

b) El volumen del tanque de mezclado se obtiene multiplicando el gasto por el tiempo de mezclado:

$$6 \frac{\text{lt}}{\text{sec}} \times 5 \text{ min} \times \frac{60 \text{ sec}}{\text{min}} = 1800 \text{ lt.}$$

c) La potencia en el impelente del mezclador se obtiene aplicando la fórmula 9.

$$P = \frac{0.4}{32.2} (69.5)(4)^3 (2.5)^5 \frac{\text{sec}^2}{\text{ft}} \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3} \frac{1}{\text{sec}^3} \frac{\text{ft}^5}{550 \text{ ft-lb}} \frac{\text{sec}}{\text{HP}}$$

$$P = 9.75 \text{ H. P.}$$

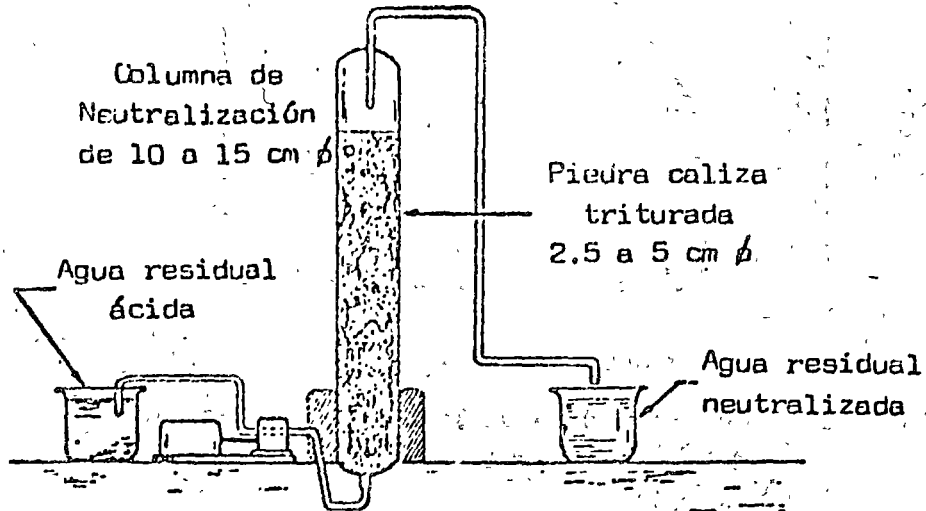


FIG. 1. Columnas de neutralización con piedra caliza.

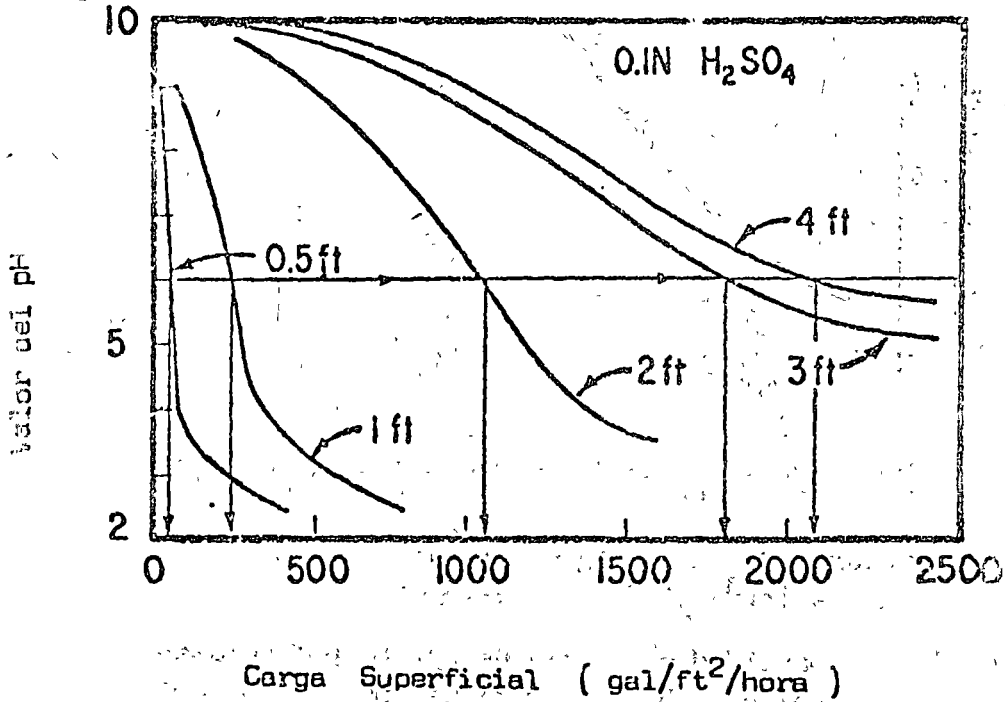


FIG. 2. Relación entre el pH y la carga superficial aplicada.

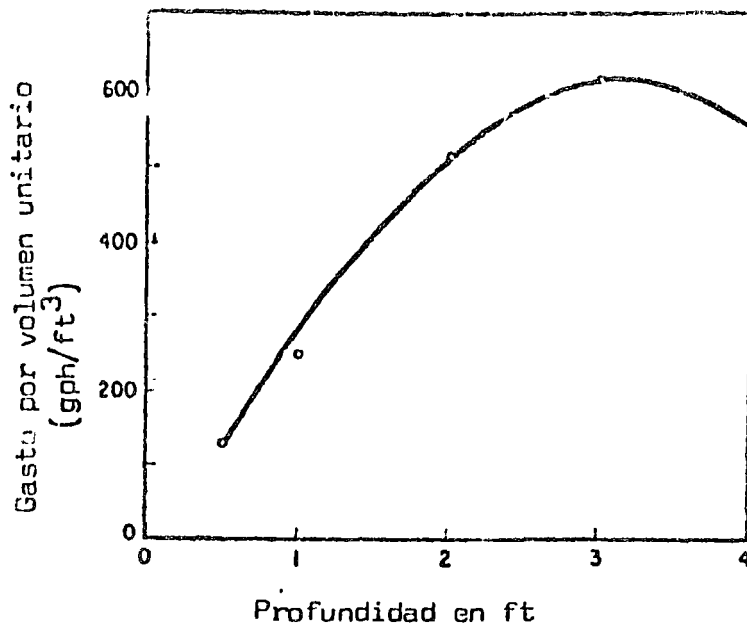


FIG. 3. Determinación de la profundidad óptima del lecho de caliza.

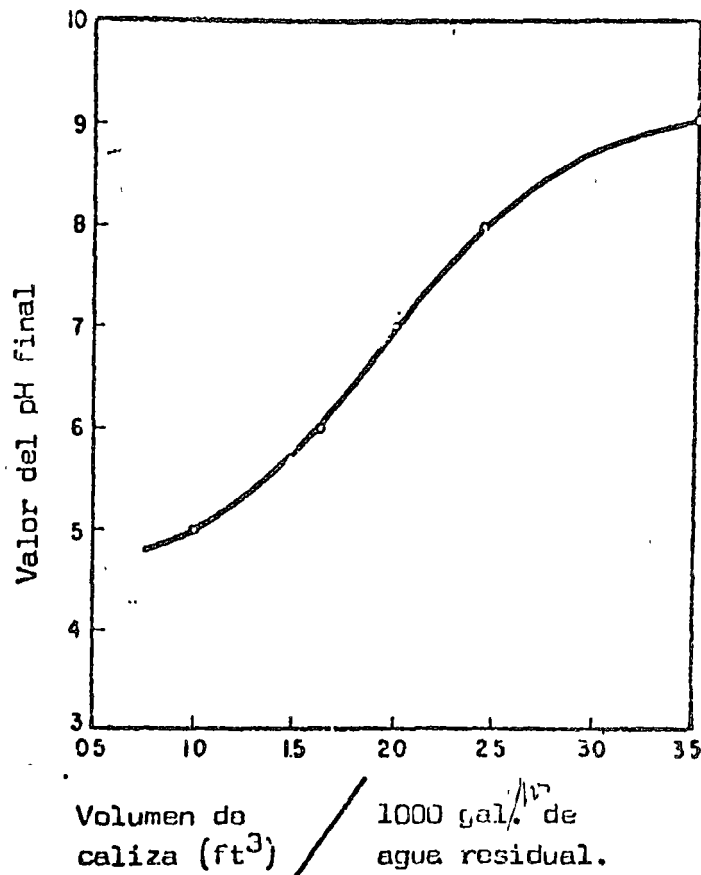
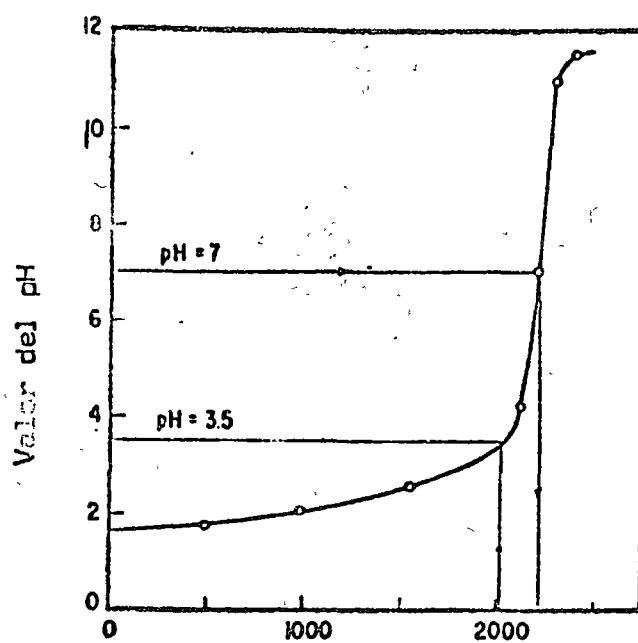
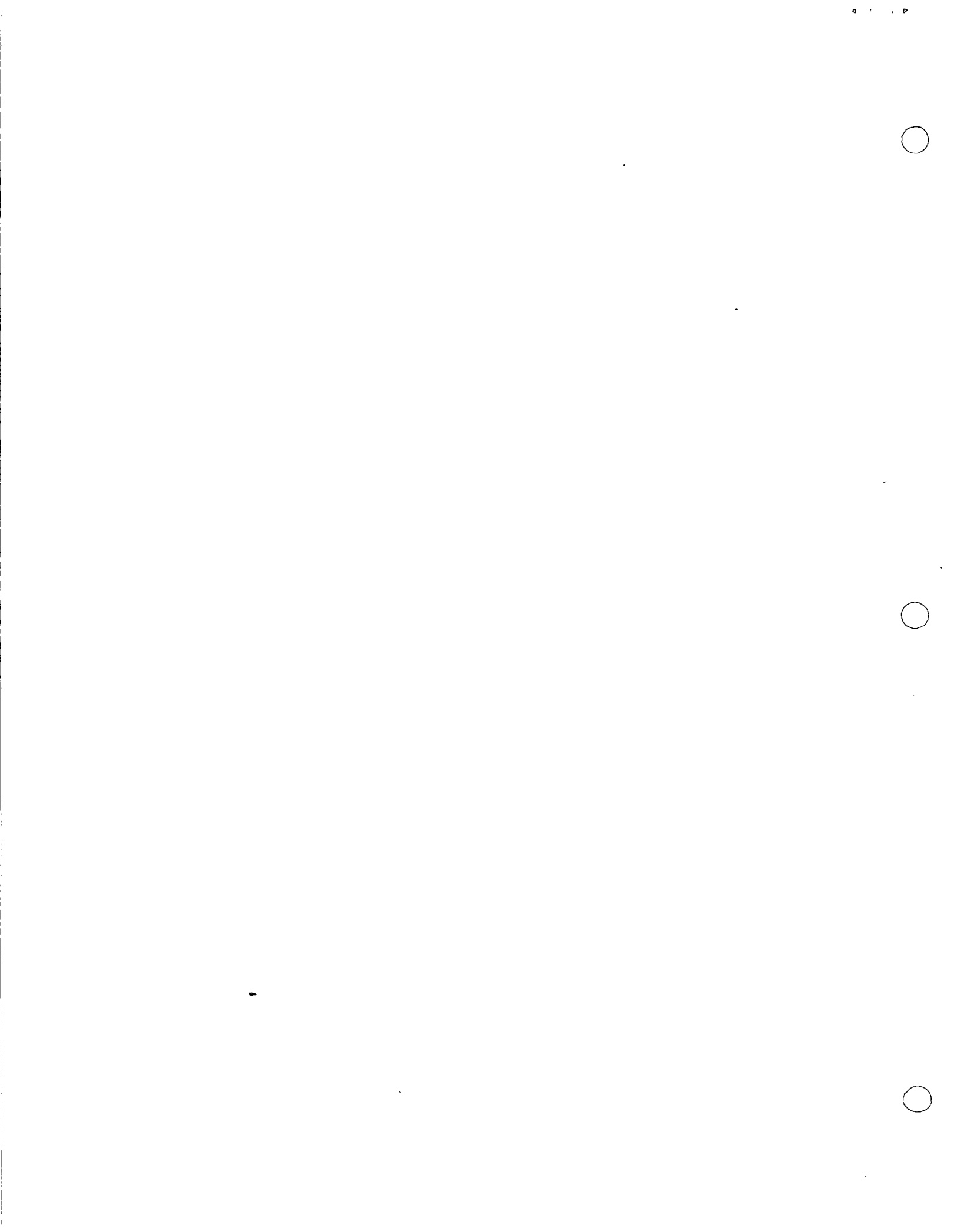


FIG. 4. Cantidad necesaria de caliza por volumen unitario de agua residual en función del pH final para una profundidad de lecho de 3 ft



mg de cal/litro de agua residual

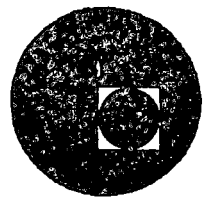
FIG. 5. Curva de neutralización.







centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



ING. SOCRATES MARQUEZ

NOVIEMBRE DE 1976.

... ..  
... ..  
... ..



## R E S U M E N .

Las aguas residuales generadas por las Industrias ubicadas en la Zona de Civac-Jiutepec -Química, electrónica, textil, automotriz, alimenticia-, así como las poblaciones y fraccionamientos de dicha zona, descargan en las barrancas de Puente Blanco y de La Gachupina, lo que provoca la contaminación de aguas provenientes de manantiales y en general de toda la zona. Lo anterior ha dado origen a la creación de una Empresa Descentralizada Estatal, que pretende la construcción de interceptores de dichas aguas residuales, las que serán sometidas a tratamiento biológico de lodos activados, para darles calidad de agua de riego. Esta Empresa cobrará, a los que deseen incorporarse a ella, cuotas por tratar sus aguas residuales, en la inteligencia de que esta Empresa es no lucrativa.

. . . .

Los problemas que se presentan son de Ingeniería Sanitaria, en el diseño y operación de la Planta, la que en principio deberá ser suficientemente flexible para absorber tanto la calidad y cantidad de las aguas residuales que arriben a ella de financiamiento, en virtud de que el problema de contaminación es enfocado como problema de salud y no de producción y legales, por ser la primera vez que se integra una Empresa de este tipo.

CREACION DE LA PRIMERA EMPRESA DESCENTRALIZADA ESTATAL, PARA EL CONTROL DE LA CONTAMINACION DE AGUAS EN MEXICO -CIVAC-JIUTEPEC.-

GENERALIDADES .

Entre los múltiples problemas que afronta la humanidad por causas propias de su crecimiento demográfico y como característica propia de un país en vías de desarrollo, como el nuestro, se encuentra el de contaminación del ambiente en sus diferentes aspectos; aire, agua y suelo. Para el efecto, y a pesar de tener algunos ordenamientos legales, que en general no se ajustaban a la realidad social, económica y política de México; el Poder Ejecutivo Federal presidido por el C. LIC. LUIS ECHEVERRIA ALVAREZ, -

cumpliendo con el mensaje que envi6 a la Naci6n, al tomar posesi6n como Presidente Constitucional de los Estados Unidos Mexicanos, el 10. de diciembre de 1970, expidi6 la "LEY FEDERAL PARA PREVENIR Y CONTROLAR LA CONTAMINACION AMBIENTAL", que con fecha 23 de marzo de 1971, fue publicada en el Diario Oficial y el 29 de marzo de 1973, el Reglamento para la Prevenci6n y Control de la Contaminaci6n de Aguas, el cual fue concebido como documento b6sico en el reci6n creado Consejo Nacional de Ciencia y Tecnologfa, discutido y redactado en la Comisi6n Jurfdica para Prevenir y Controlar la Contaminaci6n Ambiental de la Procuradurfa General de la Rep6blica y en la Sexta Mesa de la Comisi6n Nacional Tripartita; raz6n por la cual se tuvo la oportunidad de dialogar en forma amplia y exhaustiva con los sectores que la integran, dando como resultado un ordenamiento realista que ha sido tomado como gufa en distintos paises del mundo, y que est6 orientado fundamentalmente a prevenir y controlar la contaminaci6n de aguas, pero sin detener el avance tecnol6gico e industrial que tanto requiere nuestra Patria.

## ANTECEDENTES.

La Ciudad Industrial del Valle de Cuernavaca -CIVAC-,  
fué construida en el sexenio presidencial 1964-1970 como modelo  
lo en su género, contando con la infraestructura básica requereda  
da como son: agua, luz, energía eléctrica, vías de comunicación  
ción, etc., con lo que con dichos servicios, la misma Ciudad Industrial  
Industrial originó el establecimiento de diferentes industrias que  
que no se instalaron en los terrenos propiamente de CIVAC, sino  
sino alrededor de ellos, lo que provocó determinada anarquía y  
y algunos problemas que no fueron previstos, como es el caso  
de la contaminación de aguas. La zona habitacional de CIVAC,  
la construcción en sí de las fábricas, así como su funcionamiento  
to propiamente dicho, ha originado que las poblaciones de Tlal-  
huapan, Tejalpa y Jiutepec, hayan incrementado su población, aunque  
aunque esta última frenó dicho crecimiento debido a la contaminación  
nación de las aguas.

LOCALIZACION Y DESCRIPCION GEOGRAFICA.

La zona motivo del presente trabajo, tiene como límites físicos las barrancas de Rivetex, Puente Blanco y de La Gachupina, donde las dos últimas asemejan un triángulo, cuya base tiene una orientación Poniente Oriente y el vértice al Sur, donde se localiza Jiutepec, y que en función de la pendiente general del terreno, es atravesada por el río de la barranca del Puente Blanco y regada en toda su extensión por arroyos o "apantles", que en todos sentidos la recorren, para volverse a reunir aguas abajo de dicha población, de donde continúa su curso para posteriormente atravesar la población de Emiliano Zapata. La barranca de La Gachupina nace en el vértice Oriente del triángulo ya mencionado, continúa para pasar tangencialmente a la población de Tejalpa, atraviesa el Fraccionamiento Residencial "Las Fuentes", donde además recibe las aguas del manantial de Cuahuchiles, que en múltiples "apantles" se convierte en el Fraccionamiento mencionado, recibe también las aguas del manantial "Las Fuentes", que es el abastecimiento de agua potable de varios centros de población que se localizan aguas abajo del mismo, para continuar su curso.

Tanto los centros de población como las diferentes industrias de la Zona CIVAC Jiutepec, descargan sus aguas residuales en las tres barrancas antes mencionadas, desde el nacimiento de cada una de ellas y a lo largo de su curso, creando el problema de contaminación en toda su longitud, haciéndose crítico en la población de Jiutepec, en especial por los malos olores que despiden, por el peligro de contaminación de la red de agua potable y la amenaza de perder la buena calidad de las tierras de cultivo por las que atraviesan, ya que dichas aguas residuales son empleadas en riego, habiéndose ya a la fecha disminuido notablemente la producción anual en 50% probablemente, además de que los habitantes de Jiutepec han visto como su atractivo clima, precioso paisaje y condiciones ambientales, se han visto deterioradas enormemente. Por otro lado, las aguas residuales que corren por la barranca de La Gachupina, están afectando al Fraccionamiento Residencial "Las Fuentes", que es una zona residencial de primer orden, con fuertes inversiones en bienes inmuebles y que por si fuera poco, contamina casi en su totalidad la descarga perenne del manantial "Las Fuentes", que aproximadamente 75m. aguas abajo de su punto de aflo-



ramiento se reúne con las aguas seriamente contaminadas que lleva dicha barranca. Además de lo anterior, la estructura geológica de dicha región se caracteriza por su gran permeabilidad, lo que origina que se tenga el peligro constante de contaminación de acuíferos.

### S O L U C I O N .

En base a los ordenamientos legales existentes y en especial al Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas, al empeño puesto por el Poder Ejecutivo del Estado de Morelos, así como a la acción y decisión de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, por conducto de la Subsecretaría de Planeación y de su Dirección General de Usos del Agua y Prevención de la Contaminación, se acordó la creación de una Empresa Descentralizada Estatal, que con personalidad jurídica y patrimonio propio, tuviera como función básica la prevención y control de la contaminación del agua de dicha zona, cuyo capital inicial estaría integrado con aportaciones de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, del Gobierno del Estado de Morelos y préstamos nacionales o internacionales y en un futuro,

con las cuotas que por concepto de tratamiento de las aguas residuales de cada posible contaminador -incluyendo industrias, comercios, servicios, fraccionamientos y poblaciones- cobre la empresa ya mencionada; pero, y como punto muy importante que le da una característica "sui generis", esta empresa no es de lucro sino de beneficio común. En el Decreto No. 68 de la Trigésima Novena Legislatura Constitucional del Estado Libre y Soberano de Morelos, aparecen los lineamientos básicos de dicha empresa y que entre los más destacados están:

a).- La necesidad de contar con la asistencia técnica especializada de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, así como con su autorización para cualquier modificación de orden técnico que se pretenda.

b).- Que dicho organismo es responsable ante las autoridades competentes, de las posibles violaciones a las leyes y reglamentos en que incurran los posibles contaminadores que se afilien a él.

c).- La integración de su Consejo de Administración, en el que están representados los interesados directamente en la solución del problema y que son:

- Presidente: Gobernador del Estado.
- Primer Vocal: Representante de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.
- Segundo Vocal: Gobierno del Estado.
- Tercer Vocal: Representante del Sector Industrial.
- Cuarto Vocal: Representante de los Municipios afectados.

Donde destaca el Tercer Vocal, que como representante de los principales generadores de aguas residuales, vigilará y entablará el diálogo correspondiente con las autoridades municipales, estatales y federales, buscando la correcta y efectiva marcha de dicha empresa, pues debe destacarse que en principio la industria localizada en CIVAC Jiutepec, está en la mejor disposición de solucionar los problemas creados y de prevenir los futuros, deseando lógicamente que dichos asuntos sean resueltos realmente, y en la forma más económicamente posible.

La parte ejecutiva recae sobre una Gerencia General, que a su vez será auxiliada por la Gerencia Administrativa y la Gerencia de Ingeniería con las funciones que específicamente les correspondan.

S O L U C I O N .

Diferentes estudios elaborados por la Secretaría de Recursos Hidráulicos recomiendan lo siguiente:

a.- La construcción de dos intersiduales de concreto que con diámetros de 0.45 m. hasta 0.75 m., evitarían que las aguas residuales descarguen sobre las barrancas mencionadas. El Intersidual No. 1 de Puente Blanco, tendrá su inicio en las instalaciones de Rivetex, interceptando los emisores 1 y 2 de CIVAC y diferentes descargas, reuniéndose con el interceptor No. 2 en las cercanías de Cerillera Morenense, este último interceptor arrancará con la descarga de las aguas residuales de la zona habitacional de CIVAC, recolectará también algunas descargas de aguas industriales, de la población de Tejalpa y de varios Fraccionamientos reuniéndose en el punto ya señalado, para que ya juntos, y en una distancia de aproximadamente dos y medio kilómetros, viertan las aguas que transportan en la Planta de Tratamiento.

b.- La construcción y operación de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, para un gasto hidráulico actual de 250 l/s., y uno futuro próximo de 500 l/s., que impartirá un tratamiento para que en su efluente las aguas tengan calidad de riego

go que señala la Tabla No. 2 del Reglamento para Prevenir y Controlar la Contaminación de Aguas; dichas aguas en base a los acuerdos que se tengan con la partes interesadas, serán empleadas en riego o serán reusadas en las Industrias que así lo soliciten.

### PROBLEMATICA.

Los problemas que se presentan para cumplir con los objetivos designados a esta Empresa, se pueden considerar de tres tipos, los cuales se encuentran entrelazados en algunos puntos y que son:

- 1 - INGENIERIA SANITARIA.
- 2.- DE FINANCIAMIENTO Y
- 3.- LEGALES.

1.1.- Los problemas a resolver principalmente son dos: el primero que corresponde al proyecto, diseño y operación de la Planta de Tratamiento y el segundo que corresponde al cálculo de cuotas que con justicia, eficiencia y equidad deberá asignársele a cada usuario de la Planta.

El primer problema radica en que el proyecto, diseño y operación debe cumplir con la característica de flexibilidad para dar el tratamiento adecuado a las aguas residuales, que con fuertes variaciones en calidad o en volúmen arriben a la Planta, pues los análisis de laboratorio efectuados a la fecha reportan los siguientes datos: pH desde 2.2 hasta 13.0, DQO desde 29 hasta 6,300 mg/l, grasas y aceites desde 20 hasta 1,382 mg/l, sólidos sedimentables desde 0.5 hasta 4.355 ml/l., en períodos de 24 horas de operación, debiendo tomarse en cuenta las variaciones de tipo estacional, de producción en las fábricas y principalmente de otros contaminantes, que los análisis de laboratorio aún no reportan, pero que en base al muestreo sistemático justo y adecuado se están detectando oportunamente, continuándose a la fecha con el muestreo.

En lo que respecta y como los gastos hidráulicos tienen variaciones que van desde 140 l/s., hasta 570 l/s. a diferentes horas del día y noche, sin que hasta la fecha se haya podido establecer un coeficiente que indique en forma correcta y adecuada, cual es la variación que se puede esperar.

Tanto la calidad, como la cantidad de las aguas residuales por tratar, son influenciadas por la diversidad de industrias que se localizan en esta zona, ya que se encuentran funcionando la textil, química, electrónica, farmacéutica, avícola, automotriz, alimentaria y todas con distintos horarios de trabajo y planes de expansión, dando como consecuencia aguas residuales de características físicas, químicas y bacteriológicas diferentes entre sí, que ya reunidas en los interceptores mencionados cambiarán nuevamente esas características; lo anterior, y en base a las pruebas de tratabilidad efectuadas, a los resultados obtenidos de los análisis de laboratorio, se proyectó el sistema de tratamiento de lodos activados, compuesto de sedimentación primaria, tanque de regulación, aireador, tanques de sedimentación secundaria y cloración. Los lodos serán tratados en un digestor aeróbico, para posteriormente ser colocados en lechos de secado, los lodos serán recirculados del digestor al tanque de aireación.

1.2.- El segundo problema que ya se resolvió es el cálculo justo de cuotas, pues de ello depende que las fábricas instaladas en la zona se integren y acepten los servicios de la empresa. Ya quedó anotado que las aguas

residuales generadas en cada industria son afectadas por muchos y diversos factores, lo que obligaría a muestrear sistemáticamente sus descargas durante las veinticuatro horas del día en forma permanente, lo que provocaría que los gastos de operación se vieran notablemente afectados, induciendo en consecuencia a una elevación en las cuotas de servicio; de la experiencia tenida en otros países al respecto y de los pocos datos obtenidos en nuestro país, se concluye que las cuotas por prestación de servicios para el tratamiento de las aguas residuales para los que integran a este tipo de empresas, deben cumplir básicamente con tres principios que son:

- a).- Eficiencia, que como consideración principal, implica que en cuanto más grandes son los volúmenes a tratar, los costos de tratamiento serán menores.
- b).- Equidad, señala que las cantidades que paguen los usuarios por la disposición correcta de sus aguas residuales, debe ser menor que la asignada por otras formas de tratamiento, y



c).- Efectividad, que obliga a detectar y controlar con mayor profundidad las principales fuentes de contaminación.

Para lograr resultados satisfactorios, a todos los posibles usuarios, se les efectuaron y están efectuando mediciones de gasto hidráulico y análisis de laboratorio de sus aguas residuales, desde luego, la profundidad de cada uno de ellos depende principalmente de su actividad industrial, basándose en la información básica de soporte que se tiene actualmente, como son los registros de descarga y la bibliografía existente, y para lograr resultados en plazos cortos, se está elaborando el modelo matemático correspondiente, donde las variables que se seleccionaron son gasto hidráulico, DQO, SST y grasas y aceites.

#### B).- DE FINANCIAMIENTO.

En virtud de que el problema de contaminación del ambiente fué atacado frontalmente en este período presidencial, a la fecha no se cuentan con la estructura administrativa, ni con los fondos o recursos económicos para solventar los gastos que se originen.

Este problema se manifestó desde el momento en que a los funcionarios bancarios hubo que explicarles detenidamente cual es la función y mecánica de la Empresa, así como la mecánica de la contaminación y las múltiples formas de prevenirla o controlarla, lo que en virtud del enfoque que dicho funcionario le dé a lo explicado lo conduce a decidir que el financiamiento es un problema netamente bancario, que requiere utilidades al banco, con fines lucrativos aunque sea gubernamental, o por el contrario que es un planteamiento de inversiones de tipo social, con lo que los intereses deberán ser bajos y accesibles, llegándose a obtener un 7% semestral sobre saldos insolutos.

Esta primera planta pretende, entre otras cosas, indicar o señalar los caminos adecuados para la apertura de los créditos necesarios, la creación, si es posible de un fondo especial que manejado eficientemente proporcione los recursos necesarios a todos los posibles contaminadores sin que perjudique la capacidad de inversión destinada a la producción, sino que al contrario al lograr un mejor ambiente en la instalación y en sus alrededores, esa producción ya sea industrial, agropecuaria o de servicios se incrementa notablemente.

C).- LEGALES .

En términos generales se pueden resumir los problemas legales en:

- a).- Atribuciones de la empresa en el campo de contaminación de las aguas en los límites territoriales del Estado de Morelos, así como la determinación precisa de su área de influencia en la zona de CIVAC - Jiutepec, que es motivado por el deseo de un contaminador a integrarse a la empresa como usuario, o bien limitado por la cercanía o lejanía a los interceptores o a la planta de tratamiento, resolviéndose que sería en función del alcance de sus instalaciones.
- b).- Los alcances y atribuciones de cada uno de los integrantes del Consejo de Administración, lo que está derivado en soluciones de tipo político sectorial, en las etapas de integración y construcción de las instalaciones planeadas.

- c).- Ya quedó anotado la diversidad, tanto en calidad como en cantidad de las aguas residuales generadas en la zona, también repercute en la elaboración correcta de un contrato de prestación de servicios, así como en el alcance de éste. Actualmente se está considerando que serán el transporte de las aguas residuales para distribuir equitativamente el costo de los interceptores, el tratamiento propiamente dicho de las aguas residuales, el control y vigilancia de sus descargas y la asesoría técnica a cada usuario, con objeto de abatir dentro de sus instalaciones y quizá en sus procesos de producción, los niveles de contaminación, así como la construcción de instalaciones con el mismo fin.

### CONCLUSIONES.

- 1).- La creación de esta primera Empresa, descentralizada, debe ayudar en forma efectiva a resolver en forma económica la contaminación de aguas.

2).- Las aguas residuales una vez tratadas pueden ser reusadas.

3).- El proyecto, construcción y operación del sistema, tanto en la rama administrativa como de ingeniería, está siendo efectuado por técnicos mexicanos.

4).- La creación y la operación de la planta generará tecnología que podrá ser utilizada con múltiples ventajas en nuestro país y en la comunidad latinoamericana.

5).- La Zona CIVAC-Jiutepec, recuperará en corto plazo sus condiciones ambientales que la hicieron famosa.

6).- Se obtuvo una aceptación entre los usuarios del 95-98%, con lo que se considera que en este aspecto se obtuvo un éxito rotundo.

Cuernavaca, Mor., Noviembre de 1976.

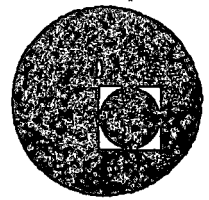
EL CAPITAN 2/o. ING. CONSTRUCTOR

SOCRATES ALFREDO MARQUEZ SANCHEZ.





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



**CURSO: TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS  
RESIDUALES INDUSTRIALES**



**George Reid**

**Noviembre 1976**

1950-1951

1950-1951

1950-1951

1950-1951

1950-1951

1950-1951

1950-1951





FOR CONFERENCE - ECONOMIC METHODS FOR WATER & SEWAGE TREATMENT  
 Nov 16, 1976, 7:30pm, G.W. REID

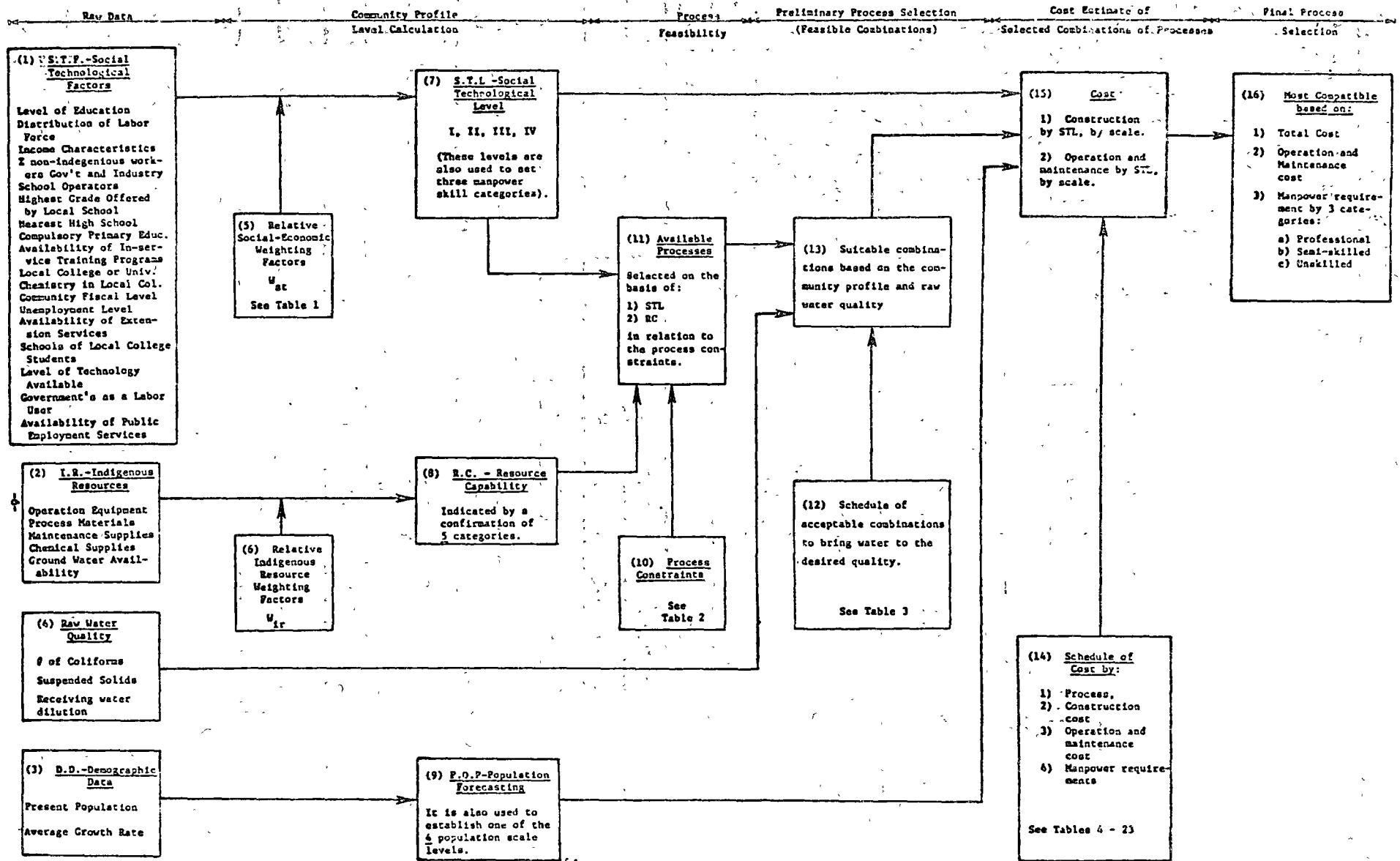


Figure 1. The Complete Information Flow for the Water & Waste Water Treatment Process Selection Model

Table 2. Water & Sewage Treatment Processes With Essential Components for Operation.

Process Requirements Treatment Methods		Process Number	Manpower Operation			Resources Required				
			Unskilled	Skilled	Professional	Operation Equipment	Process Materials	Maintenance Supplies	Chemical Supplies	Groundwater Availability
WATER PROCESSES	No Treatment	PW1	⊙				⊙			⊙
	Pre-Treatment	PW2	⊙					⊙		
	Slow Sand Filtration	PW3	⊙					⊙		
	Rapid Sand Filter-Conv.	PW4		⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	
	Rapid Sand Filter-Adv.	PW5		⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	
	Softening	PW6		⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	
	Disinfection	PW7		⊙		⊙	⊙	⊙	⊙	
	Taste-Odor - Fe, Mn	PW8		⊙		⊙	⊙	⊙	⊙	
	Desalting-Salt	PW9		⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	
	Desalting-Brackish	PW10		⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	
	Containment Filter	PW11	⊙					⊙		
WASTE PROCESSES	Primary-Conventional	PS1	⊙							
	Primary-Stab. Pond	PS2	⊙							
	Sludge-Conventional	PS3	⊙	⊙			⊙	⊙	⊙	
	Sludge-Advanced	PS4	⊙	⊙		⊙	⊙	⊙	⊙	
	Sludge-Combined (Imhoff)	PS5	⊙			⊙		⊙		
	Secondary - Standard Filter	PS6	⊙	⊙		⊙		⊙		
	Secondary - High Rate Filter	PS7	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	
	Secondary - Activated Sludge	PS8	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙		
	Secondary - Extended Aeration	PS9	⊙	⊙		⊙		⊙		
	Disinfection	PS10		⊙		⊙	⊙			
	Aqua Culture	PS11	⊙							
	Dilution	PS12	⊙							
	Individual	PS13	⊙							⊙
Individual (adv)	PS14		⊙		⊙		⊙		⊙	

Table 3. Acceptable Combination of Treatment Processes for Potable Water.

Combination CODE	PROCESS COMBINATIONS	CRITERIA LEVEL			
		Raw Water Concentration		Receiving Water	
		Coli MPN/100 ml	Solids mg/l		Receiving Water Volume (7-day Low Flow Level)/Waste Volume
		Turb	Other		
W1	PW1	1-2	10		
W2	PW1 + PW7	100	10		
W3	PW3	100	100		
W4	PW2 + PW3	300	800		
W5	PW11	300	800		
W6	PW4 + PW7	2,000	100		
W7	PW2 + PW4 + PW7	3,000	1,000		
W8	PW5 + PW7	2,000	100		
W9	PW2 + PW5 + PW7	3,000	1,000		
W10	(any one of W1 to W8) + PW6			300 Hardness	
W11	(any one of W1 to W8) + PW8			1-3 Fe & Mn	
W12	PW7 + PW9			>3000 TDS	
W13	PW7 + PW10			>2000 TDS	
S1	PS1 + PS5				20 (or 3-4 CFS/1000 PE*)
S2	PS1 + PS3				20 ( " )
S3	PS2				10 (or 1.5-2 " )
S4	S1 + PS6				6 (or 0.9-1.2 " )
S5	PS1 + PS9				3 (or 0.45-0.6 " )
S6	S1 + PS6				6 (or 0.9-1.2 " )
S7	S2 + PS7				5 (or 0.75-1 " )
S8	S2 + PS8				4 (or 0.6-0.8 " )
S9	(any one of S1 to S7) + PS10	250			2 (or 0.3-0.4 " )
S10	PS3 (Without water carriage)				- NA
S11	PS11				10 (or 1.5-2 " )
S12	PS12				40 (or 6-8 " )
S13	PS2 + PS12				8 (or 1.2-1.6 " )

WATER TREATMENT

SEWAGE TREATMENT EFFLUENTS

\* The unit is defined as cubic feet per second of receiving water flow rate/1000 population equivalent. A population equivalent is a waste equivalent

Table 4. Water and Wastewater Treatment Process Subcharacterization.

WATER

<u>Processes</u>	<u>Constraints</u>
<p>PW1 <u>No-Treatment</u></p> <p>a. Groundwater (not construction, etc.)</p> <p>b. Catchment Control</p>	Usually limited by size to less than Level IV.
<p>PW2 <u>Pre-Treatment</u></p> <p>a. Turbidity/Sand - Plain Sedimentation</p> <p>b. Algal Control - Thermocline Control**</p> <p>c. Copper Sulfate (CuSO<sub>4</sub>)**</p> <p>d. Microscreen**</p>	<p>Level I</p> <p>Level IV</p> <p>Level III</p> <p>Level IV</p>
<p>PW3 <u>Slow Sand Filtration</u></p> <p>a. Conventional, manually cleaned</p> <p>b. Upflow**</p> <p>c. Crossflow (dynamic)**</p> <p>d. Dual media**</p>	Usually limited by size to less than Level IV.
<p>PW4 <u>Rapid Sand Filter-Conventional*</u></p> <p>a. Conventional</p> <p>b. Surface Aggitation (air, water, mechanical)</p> <p>c. Dual media (sand and artificial)</p> <p>d. Upflow</p>	<p>Level III</p> <p>Level III</p> <p>Level III</p> <p>Level IV</p>
<p>PW5 <u>Rapid Sand Filter - Advanced</u></p> <p>a. Multi-media (sand, garnet, coal)</p> <p>b. Plate or tube settling</p> <p>c. Polelectrolytes (ionic and anionic)</p> <p>d. Biflow**</p> <p>e. Dynamic **</p> <p>f. Valve-less**</p>	<p>Level IV</p> <p>Level III</p> <p>Level IV</p>
<p>PW6 <u>Softening</u></p> <p>a. Lime soda</p> <p>b. Zeolite</p>	<p>Level III</p> <p>Level IV</p>
<p>PW7 <u>Disinfection</u></p> <p>a. Disinfection-chlorine</p> <p>b. Iodine</p>	<p>Level III</p> <p>Level IV</p>

\*Includes Fe, CaO, and/or Al for coagulation, mixing, and settling.

\*\*Requires more field evaluation at present.

Table 4 (Continued)

<u>Processes</u>	<u>Constraints</u>
<ul style="list-style-type: none"> <li>c. Ozone</li> <li>d. Ultra violite</li> <li>e. Lime, <math>\text{CuSO}_4</math></li> <li>f. Energy** (Pasteurization)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Level IV</li> <li>Level IV</li> <li>Level I</li> <li>Level II</li> </ul>
<p>PW8 <u>Taste Odor - Fe, Mn</u></p>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>a. Aeration</li> <li>b. Zeolite</li> <li>c. Chlorine</li> <li>d. Adsorbent - Char.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Level II</li> <li>Level IV</li> <li>Level III</li> <li>Level III</li> </ul>
<p>PW9 <u>Desalting - Salt</u></p>	<p>Level IV</p>
<ul style="list-style-type: none"> <li>a. Multiple effect</li> <li>b. Freezing out</li> <li>c. Pressure</li> </ul>	
<p>PW10 <u>Desalting-Brackish</u></p>	<p>Level IV</p>
<ul style="list-style-type: none"> <li>a. Electrodialysis (ED)</li> <li>b. Reverse Osmosis (RO)</li> <li>c. Chemical</li> </ul>	
<p>PW11 <u>Containment Filters</u></p>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>a. Dunbar**</li> <li>b. Coconut fiber/charred rice**</li> <li>c. Asbestos/charred pine needle**</li> </ul>	
<p>WASTEWATER</p>	
<p>PS1 <u>Primary - Conventional</u></p>	<p>Level I</p>
<ul style="list-style-type: none"> <li>a. Separate</li> <li>b. Combined</li> </ul>	
<p>PS2 <u>Primary Stabilization Pond</u></p>	<p>Level I</p>
<ul style="list-style-type: none"> <li>a. Single Cell</li> <li>b. Multiple Cell</li> </ul>	
<p>PS3 <u>Sludge - Conventional</u></p>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>a. Conventional</li> <li>b. Heated</li> <li>c. Thickened</li> <li>d. Staged, including mixing</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Level III</li> <li>Level III</li> <li>Level IV</li> <li>Level IV</li> </ul>

Table 4 (Continued)

<u>Processes</u>	<u>Constraints</u>
PS 4 <u>Sludge - Advanced</u> a. Zimpro-Pyrolysis b. Incineration c. Fertilizer	Level IV
PS5 <u>Sludge Combined - Imhoff</u>	Level I
PS6 <u>Secondary - Standard Filter</u>	Level II
PS7 <u>Secondary - High Rate Filter</u> a. Bio-filter b. Accelo-filter c. Aero-filter d. Biosorption-filter	Level III
PS8 <u>Secondary - Activated Sludge</u> a. Min. solids b. Conventional	Level IV Level III
PS9 <u>Secondary Extended Aeration (Oxidation Pond)</u> a. Dutch ditch b. INKA c. Aerated lagoon	Level III
PS10 <u>Disinfection - Chlorine</u>	Level II
PS11 <u>Aqua - Culture</u> a. Fish, culture-milkfish, tilapia, bass b. Vascular plants - Hyacinth, Kang Kung c. Ecological d. Irrigation	Level I
PS12 <u>Dilution</u> a. Coarse screens b. Fine screens c. Chemical Precipitation, Guggenheim	Level III
PS13 <u>Individual</u> a. Septic tank b. Clivus multrum c. Sanitary pit privy	Level I

Table 4 (Continued)

Processes

Constraints

PS:4 Individual (Advanced)

Level III

- a. Chemical
- b. Thermal

TABLE D-3 . Per Capita Cost Parameters in U.S. Dollars & Operation & Maintenance Manpower Requirements  
Process: Slow Sand Filter (PW3)

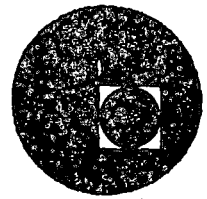
Population Scale		Socio-Technological Levels*				MANPOWER (# of workers)		
Level	Type of Cost	I	II	III	IV	Unskilled	Skilled	Professional
1 (500-2,499)	Construction	12.65	16.50	16.00	20.00			
	Operation & Maintenance	1.33	2.00	2.33	5.00	1		
2 (2,500-14999)	Construction	9.03	11.72	11.85	14.28			
	Operation & Maintenance	0.60	0.90	1.05	2.25	2		
3 (15000-49999)	Construction	6.33	7.18	7.68	10.01			
	Operation & Maintenance	0.33	0.58	0.73	1.25	5		
4 (50000-100000)	Construction	3.95	6.98	5.21	6.25			
	Operation & Maintenance	0.20	0.35	0.44	0.75	8		

\* For a complete description of these levels see Appendix A.

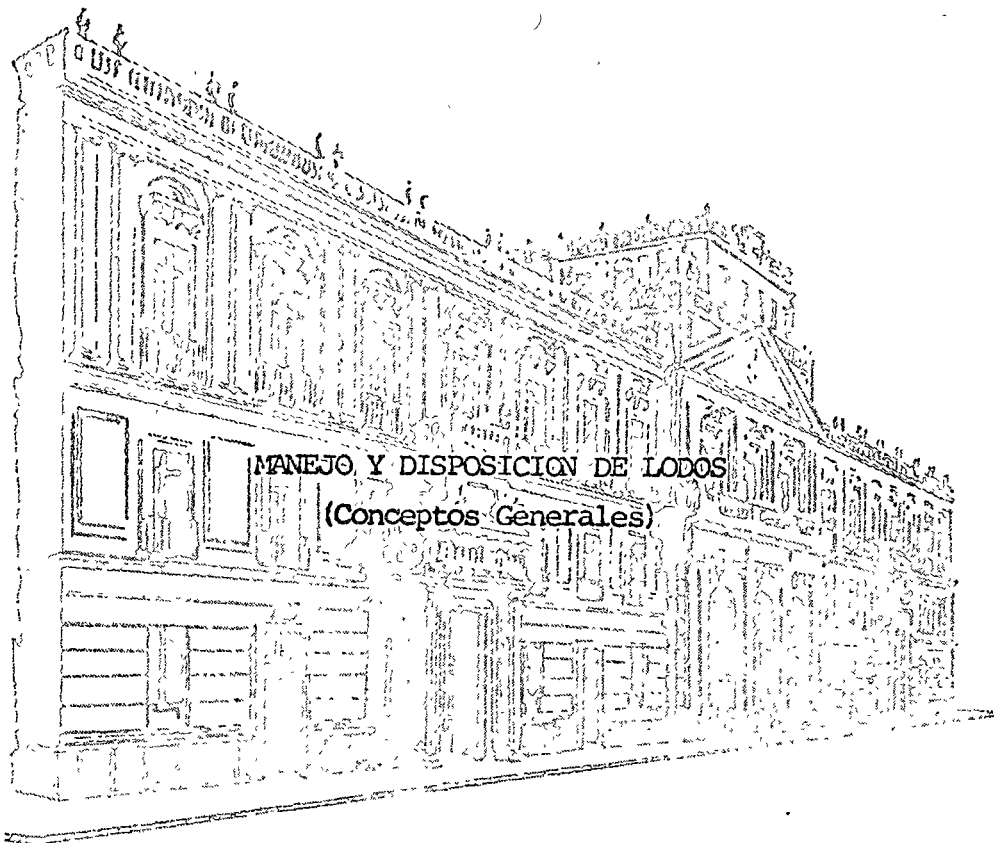




centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



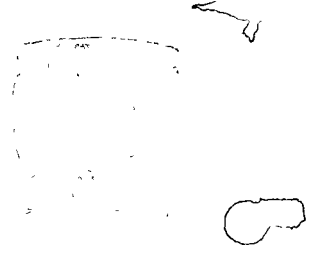
TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



J. F. MALINA

Noviembre 1976

(1) (2) (3) (4) (5) (6) (7) (8) (9) (10)  
 (11) (12) (13) (14) (15) (16) (17) (18) (19) (20)  
 (21) (22) (23) (24) (25) (26) (27) (28) (29) (30)



## SLUDGE HANDLING AND DISPOSAL

### General Concepts

#### I. Solids Handling at Waste Treatment Plants

##### A. Specific objectives of sludge handling and disposal

1. To decompose organic matter to a relatively stable material
2. To reduce sludge volumes by removing liquids
3. To destroy or control pathogens
4. To use by-products of the process to minimize overall cost of operation

##### B. Major factors affecting selection of process

1. Character of sludge; raw, digested, industrial
2. Land availability
3. Local possibility of using sludge as a soil conditioner or fertilizer
4. Suitability of sludge for disposal by dilution
5. Climate
6. Capital and operating costs
7. Size of treatment plant
8. Proximity of plant to residential areas and local air pollution control regulations

##### C. Screening disposal

1. 0.5 to 6.0 cubic feet of screenings per million gallons
2. 85 - 95% moisture
3. 50 - 80% organic content
4. Usually buried (after one day draining)

##### D. Grit disposal

1. Specific gravity = 2.65; diameter to 0.2 mm
2. 1 to 12 cubic feet per million gallons
3. 14 - 34% moisture
4. Aerated grit chambers - disadvantage source of odors not recommended when septic wastewater
5. grit most often buried

#### II. Sand Drying Beds - most common method of dewatering sludge

##### 1. Parameters

- (a) weather conditions
- (b) sludge characteristics

- (c) land value
- (a) use of sludge conditioning aids
- (c) substantial soil permeability
- 2. Drying occurs by draining and evaporation
  - (a) % water removed 22 - 85%
  - (b) important factors
    - (1) dewatering characteristics
    - (2) initial solids concentration
    - (3) water content
      - [a] 60% sludge water free or drainable
      - [b] 35% is capillary or occlude water
      - [c] 5% combined or bound water
  - (c) evaporation is important
    - (1) after two days, most of drainage has occurred
    - (2) rest depends on evaporation
    - (3) rain lengthens drying and reduces fertilizer value by washing away nutrients
    - (4) temperature; greatly affects rate of drying
    - (5) typically winter weather takes twice as long today as summer weather
- 3. Nature of sludge affects drying
  - (a) grit dries fast
  - (b) sludge with grease dries slow
  - (c) aged sludge slower than new sludge
  - (d) primary sludge faster than secondary
  - (e) digested sludge dries faster than raw sludge
- 4. Loading rates: see ten States, Texas Standards, Seely, also Eckenfelder suggests:

	Area ft <sup>2</sup> /capita	dry solids lb/ft <sup>2</sup> /yr
Primary	1.0	27.5
Primary + Trickling Filter	1.6	22.0
Primary + Activated Sludge	3.0	15.0

- 5. Construction
  - (a) 4 - 9" sand
    - (1) effective size of 0.3 to 1.2 mm
    - (2) uniformity coefficient less than 5.0
  - (b) 8 - 18" graded gravel (1/8 to 1.0 inch)
  - (c) underdrains spaced 8 - 20 ft apart (minimum diameter is four inch, minimum slope 1%)
  - (d) covered beds take 1/2 as long to dry and good ventilation needed
- 6. Sludge conditioners
- 7. Mechanical facilities to remove sludge worthwhile at larger plants. lowers labor costs and increases use of beds

## 8. Operation

- (a) more an art than a science
- (b) usually 8 - 12" of sludge applied (lower range better)
- (c) uniform loading important should have multiple loading point
- (d) resanding advisable when 50% of sand depth is best
- (e) trivalent iron salts are effective flocculating agents but should not be used because they plug pores

## III. Sludge Combustion

### A. General

1. Volume reduction and solids sterilization
2. Sludge parameters most important
  - (a) moisture
  - (b) volatiles
  - (c) inert
  - (d) calorific value
    - (1) volatile percent and therefore heat value varies widely
    - (2) general rule, thermal value of sewage sludge considered about 10,000 BTU/pound of volatiles.
3. DuLong formula for heat value:

$$Q = 14,600 C + 62,000 \left( H - \frac{O}{8} \right)$$

Q = BTU/lb

C = % carbon

H = % hydrogen

O = % oxygen

### B. Combustion requires

1. Drying
2. Burning
3. Complete reaction requires
  - (a) fuel
  - (b) air
  - (c) time
  - (d) temperature
  - (e) turbulence
4. Process
  - (a) raise temperature of sludge feed to 212°
  - (b) evaporate water
  - (c) increase water vapor and air temperature of gas
  - (d) increase temperature of dried volatiles to ignition
  - (e) self-sustained combustion often possible

### C. Methods of sludge combustion

1. Multiple hearth
  - (a) economics and performance
    - (1) capital costs \$12/ton
    - (2) operating costs \$9/ton
    - (3) total annual cost \$27/ton \$8 - \$40/ton

2. Fluidized bed

- (a) sludge fed into a bed of fluidized sand supported by upward moving air
- (b) temperature 1400° to 2000°F
- (c) economics
  - (1) capital \$15/ton
  - (2) operating \$11.37/ton
  - (3) total annual costs \$25 - \$50/ton

IV. Summary of Sludge Handling and Disposal Economics

A. Disposal system	Capital & Operating Costs average	\$/dry ton range
Composting		not accurately known
Heat drying	50	40-55
Incineration		
wet combustion	42	10-50
multiple hearth and fluidized bed	30	10-50
Landfilling dewatered sludge	25	10-50
Disposal as soil conditioner without heat drying (dewatered)	25	10-50
Disposal on land as liquid soil conditioner	15	8-50
Lagooning	12	6-25
Barging to sea	12	5-25
Underground disposal	unknown, potentially inexpensive	
Pipeline to sea	11	
<b>B. Sludge Handling Systems</b>		
Thickening	--	1.50-5.00
gravity	--	1.50-5.00
air flotation	--	6 -15
centrifugation	--	3 -20
Dewatering		
vacuum filtration	15	8 -50
centrifugation	12	5 -35
sand drying beds		3 -20
Anaerobic digestion		4 -18
Elutriation		2 -5
Lagooning	2	1 -5
Landfilling	--	1 -5
Pipeline	5	
Liquid sludge disposal on land as soil conditioner	10	4 -30
Heat drying	35	25 -40
Incineration	20	8 -40
Barging to sea	10	4 -25

## General Categorization of Sludges

Sludge Source	Unit Process Function	Significant Characteristics
Influent Suspended Solids (Primary Sludge)	Collection and Concentration of Suspended Material	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Concentration of SS</li> <li>2. Inorganic Constituents</li> <li>3. Organic Constituents</li> <li>4. Specific Gravity, Settleability</li> <li>5. Dewaterability</li> </ol>
Chemical Treatment Sludge	Coagulation, Precipitation and Concentration of Particulates	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. All of those mentioned above</li> <li>2. Effects of pH changes</li> <li>3. Effect of treatment chemicals on subsequent processes or water use</li> </ol>
Excess Biological Sludge	Concentration, Digestion, Dewatering, Heat Drying, and Combustion	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Fraction of inert materials</li> <li>2. Amenability of organic frac- tion to digestion</li> <li>3. Heat value/unit wt of sludge</li> <li>4. Settleability</li> <li>5. Dewaterability</li> </ol>
Effluent Suspended Solids		<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Concentration of SS</li> <li>2. Biological activity in terms of oxygen demand</li> <li>3. Composition of effluent sludge in terms of nutrients, both organic and inorganic</li> <li>4. Microbial analysis</li> </ol>

Chemical Composition of Various Sewage Sludges

Location	Type of Sludge	Total Nitrogen (%)	Carbon (%)	Carbon/Nitrogen Ratio	Phosphoric Oxide (%)	Acid Soluble Potassium (%)	Ash (%)
Washington, D.C.	Influent solids	2.39	43.69	18.3	1.09	-----	37.59
	Digested sludge	2.06	28.59	13.9	1.44	0.14	52.83
Baltimore, M.D.	Influent solids	2.23	47.09	21.1	1.29	-----	24.16
	Activated sludge	2.36	30.37	12.4	11.01	-----	29.70
	Heat dried digested sludge	3.05	36.53	12.0	2.97	-----	39.73
Jasper, Ind.	Influent solids	2.90	42.31	14.6	1.62	-----	32.29
	Activated sludge	3.51	23.01	6.6	2.81	-----	52.43
	Digested sludge	5.89	22.95	3.9	3.49	-----	36.96
Richmond, Ind.	Influent solids	3.80	28.21	7.4	5.19	-----	40.94
	Activated sludge	3.02	44.04	14.6	3.64	-----	31.37
	Digested sludge	2.24	26.36	11.8	4.34	-----	50.09
Chicago, Ill.*	Raw sludge	2.70	46.62	17.3	2.71	-----	28.24
	Activated sludge	4.98	28.62	5.7	5.58	-----	34.82
	Heat dried sludge	5.56	29.41	5.3	6.56	-----	37.42
Milwaukee, Wis.*	Activated sludge	5.96	-----	-----	3.96	0.41	27.70
Rochester, N.Y.	Digested sludge	2.54	-----	-----	1.16	0.24	42.80
Des Moines, Ia.	Digested primary and activated sludge	1.81	-----	-----	3.31	0.40	61.40

\*Undigested



Organic Fractions for Various Sludges (%) of Dry Weight

Constituents	Plain Settled	Digested	Activated	Raw Activated	15%* Oxidized	80%* Oxidized
Organic Matter	60-80	45-60	62-75	67	64	23.4
Total Ash	20-40	40-55	25-38	33	36	----
Pentosams	1.0	1.6	2.1	7.2	2.4	0
Grease & Fat**	7-35	3.17	5-12	21.0	19.3	1.8
Hemicellulos	3.2	1.6	----	----	----	----
Cellulose	3.8	0.6	7.0	----	----	----
Lignin	5.8	8.4	----	----	----	----
Protein	22-28	16-21	32-41	12.4	8.4	0.5

\* Solids Fraction Only

\*\*Ether Extract

### Contents of Sewage Fractions

Sewage Fraction	Total Solids (mg/l)	Volatile Solids (mg/l)	Organic Nitrogen (mg/l)	COD (mg/l)
Settleable	70.9 (18%)	52.4 (28%)	2.6 (23%)	76.5 (34%)
Supracolloidal	51.2 (13%)	39.4 (22%)	3.2 (27%)	58.8 (27%)
Colloidal	27.6 ( 7%)	20.9 (11%)	1.1 ( 8%)	332.2 (14%)
Soluble	244.1 (62%)	73.2 (37%)	5.1 (42%)	56.1 (25%)
Totals	393.8	185.9	12.0	223.6

## Organic Components of Sewage Particulates

Component	Settleable Fraction (mg/l)	Supracolloidal Fraction (mg/l)	Colloidal Fraction (mg/l)
Total Grease	11.70	9.57	5.55
Alcohol Soluble Matter	4.62	2.01	1.40
Amino Acids			
Alcohol - Soluble	1.05	0.28	0.66
Alcohol - Insoluble	7.54	12.56	4.71
Carbohydrates and Lignin	18.05	10.60	6.09
<b>Total Organic Matter</b>	<b>42.96</b>	<b>35.02</b>	<b>18.41</b>

TABLE I. AVERAGE CHEMICAL CONSTITUENTS OF SEWAGE SOLIDS AND SLUDGES, PER CENT ON DRY WEIGHT BASIS

	Fresh	Activated	Digested
Organic Matter	60 - 80	65 - 75	45 - 60
Total Ash	20 - 40	25 - 38	40 - 55
Insoluble Ash	17 - 35	22 - 30	35 - 50
Pentosans	1.0	2.1	1.5
Grease and Fat (Ether)	7 - 35	5 - 12	3.5 - 17
Hemicelluloses	3.2	----	1.6
Cellulose	3.8	7.0(Incl. lignin)	0.6
Lignin	5.8	----	8.4
Protein	22 - 28	37.5	16 - 21
Nitrogen (N)	4.50	6.20	2.25
Phosphoric ( $P_2O_5$ )	2.25	2.50	1.50
Iron ( $Fe_2O_3$ )	3.20	7.20	6.00
Chlorides (Cl)	0.50	0.50	0.50

Inorganic Constituents in Sludges  
(% of Dry Weight)

Chemical Constituents	Chemical Symbol	Digested Sludge (Toledo) (%)	Activated Sludge (Milwaukee) (%)
Silicon	SiO <sub>2</sub>	15.6	8.452
Iron	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5.43	7.148
Aluminum	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	6.8	3.211
Calcium	CaO	6.64	1.675
Magnesium	MgO	1.83	1.810
Potassium	K <sub>2</sub> O	0.42	0.862
Sodium	Na <sub>2</sub> O	-----	0.988
Titanium	TiO <sub>2</sub>	-----	0.083
Manganese	MnO	0.78	0.327
Copper	CuO	1.0	0.465
Barium	BaO	0.06	0.0611
Zinc	ZnO	1.24	0.01627
Lead	PbO	0.81	0.225
Nickel	NiO	-----	0.00561
Cobalt	CoO	-----	0.0002
Sulfur	SO <sub>3</sub>	8.12	2.900
Chlorine	Cl <sub>2</sub>	-----	0.501
Chromium	Cr <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0.37	0.219
Arsenic	As <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0.13	0.01347
Boron	B <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	-----	0.00426
Iodine	I	-----	0.0113
Phosphorus	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	2.02	3.089
Ignition Loss	--	44.4	68.55
<b>Total</b>		<b>95.55</b>	<b>99.9036</b>

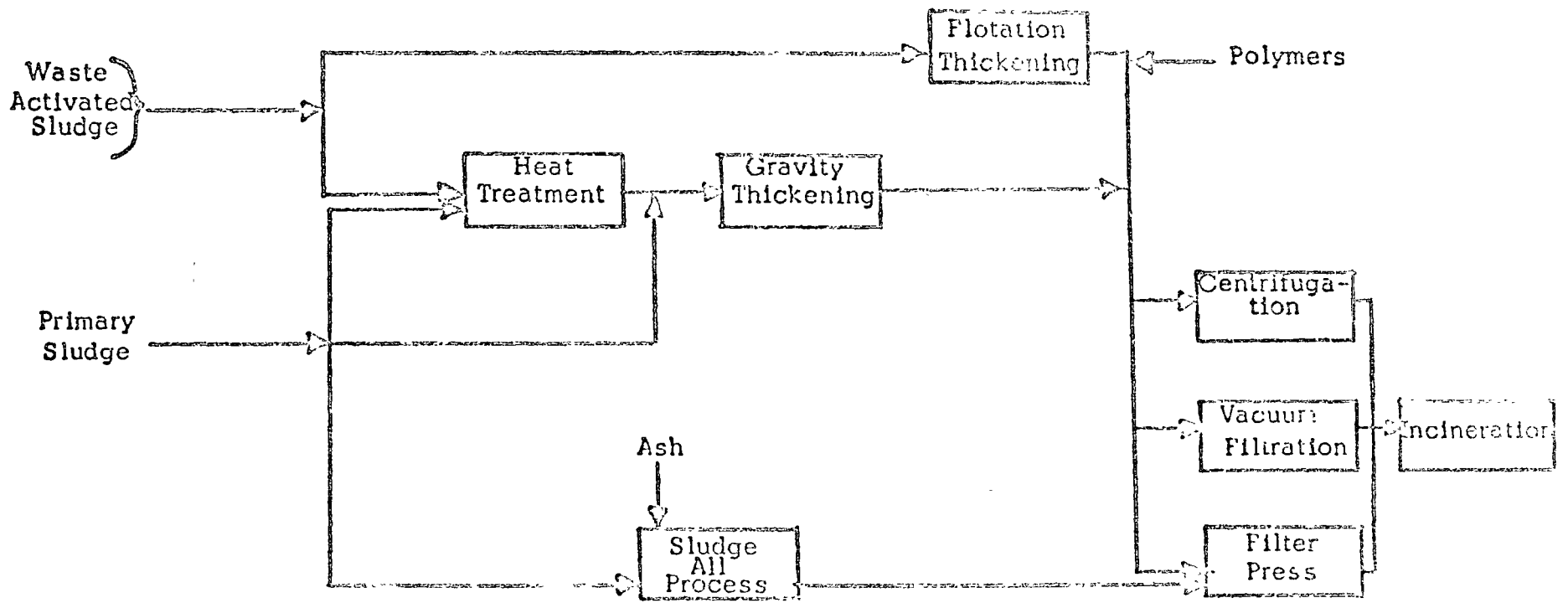
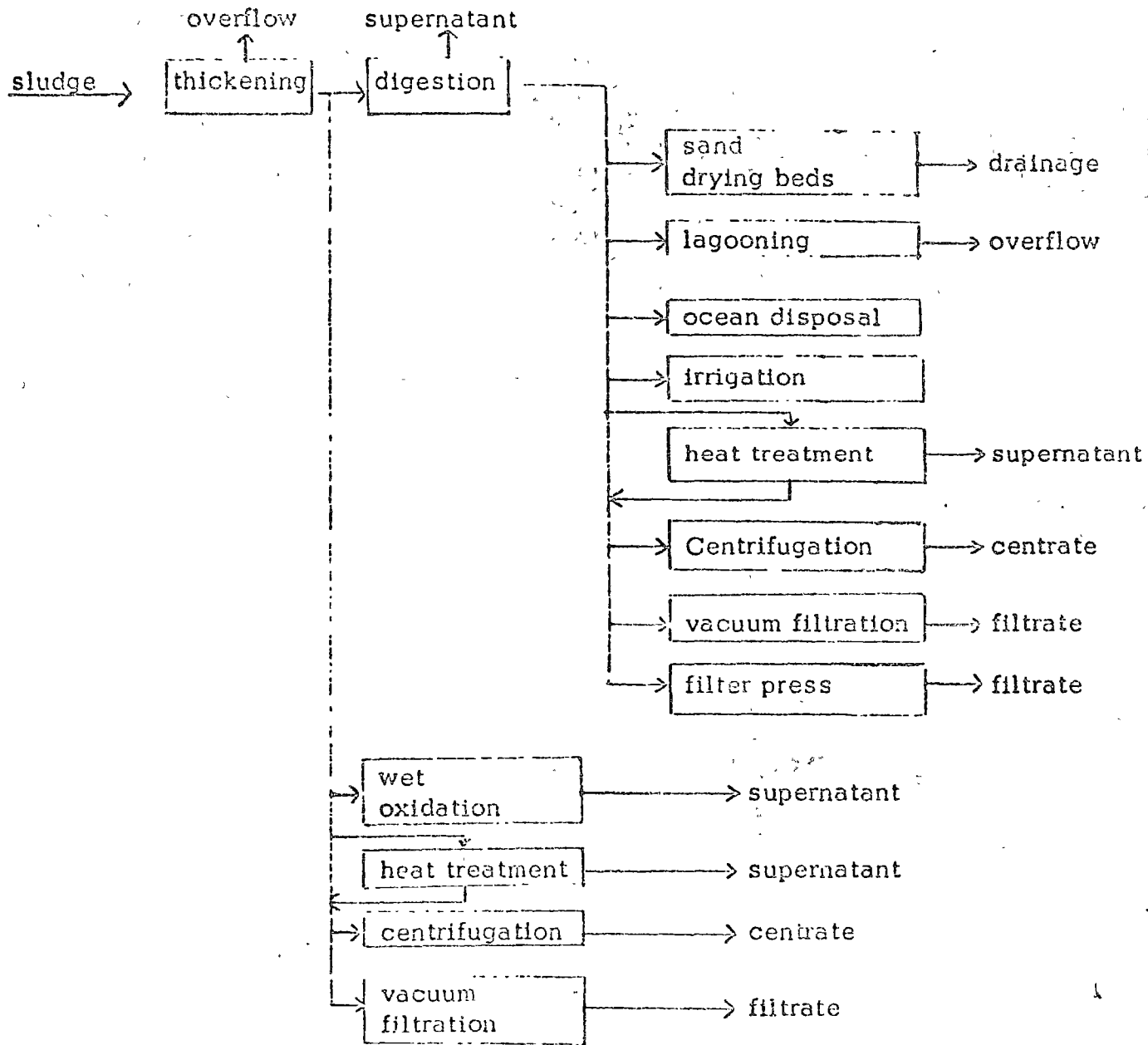


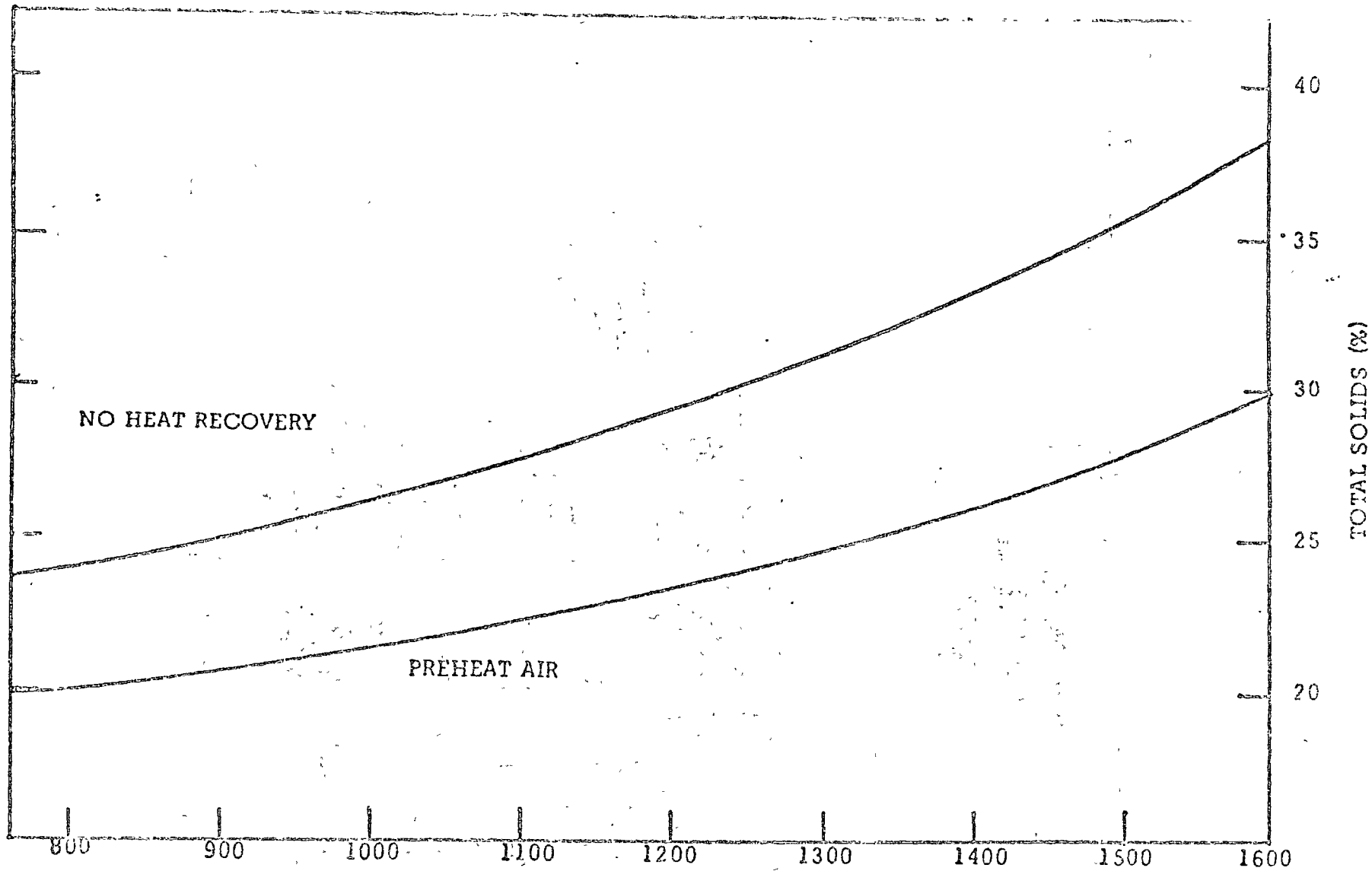
FIGURE 2. ALTERNATE SLUDGE CONCENTRATING PROCESSES

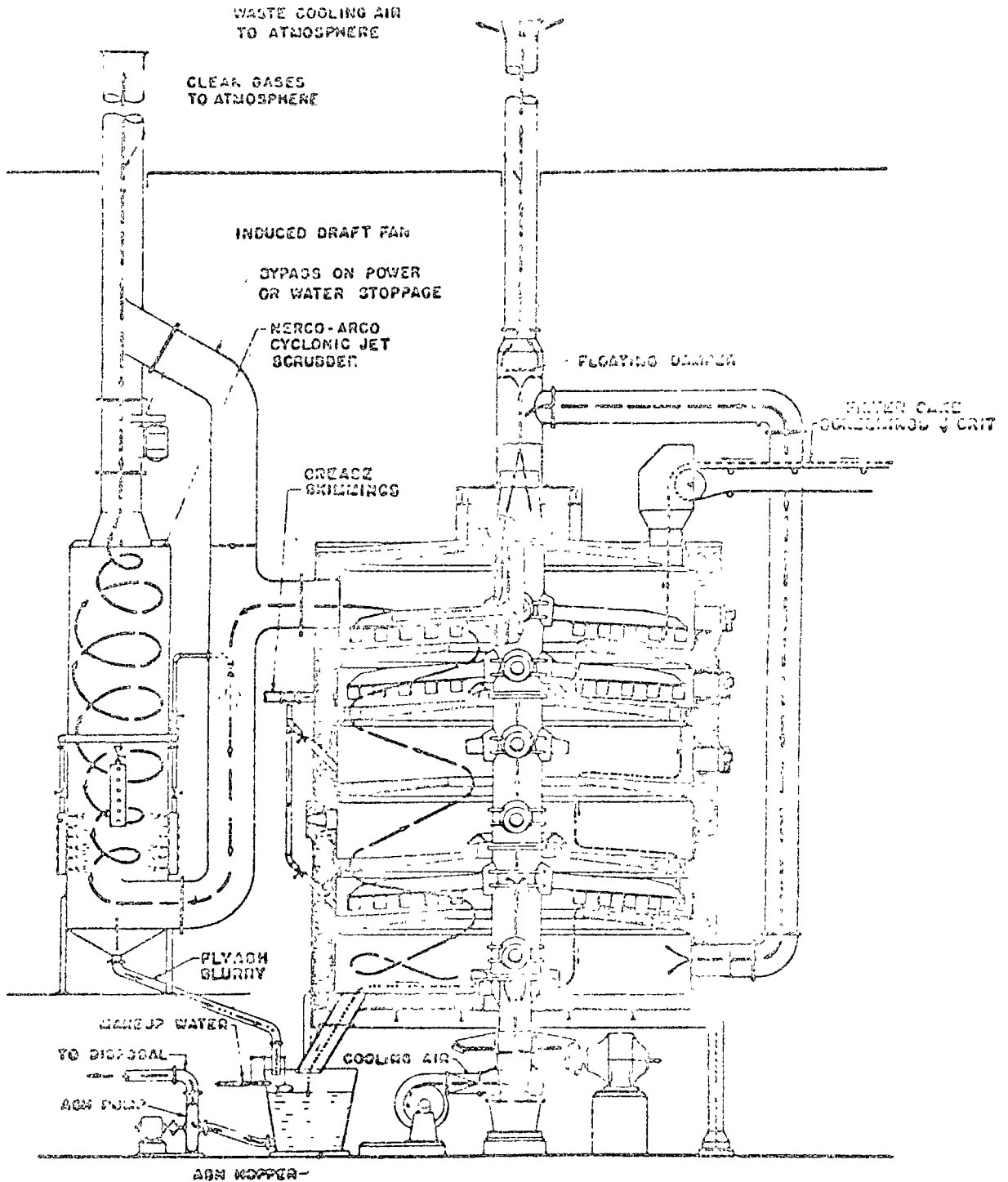


HEAT-VALUES OF SLUDGES AND FUELS  
(AFTER OWEN, 1957)

Fuel	Combustibles (percent)	Heat-Value (BTU/lb)
Fine screenings	86.4	8,990
Grit	33.2	4,000
Grease and scum	88.5	16,750
Fresh sewage solids	74.0	10,285
Primary sewage sludge	--	7,820
Activated sewage sludge	--	6,540
Digested sludge	59.6	5,290
Digested sewage and garbage solids	49.6	8,020
Waste sulfite liquor solids	--	7,900
Semi-chemical pulp solids	--	5,812
Lignite	89.0	10,850
Wood	89.5	8,675
Newsprint	91.8	7,825
Coal	--	10,000 - 14,000
Petroleum	--	19,000 - 20,000







NICHOLS HERRESHOFF SLUDGE FURNACE  
 BURNING FLOW DIAGRAM

EXPECTED INCINERATION COSTS (a)

Plant Flow MGD	Dry Sewage Solids Tons/Day	Required Furnace Size	Capital Cost Installed	Operating Cost, \$/Ton D. S. S.			
				Fuel (b)	Power (c)	Maint.	Total
1.0	0.93	10'-9" O.D. x 5 Hearth	\$150,000	\$6.35	\$2.40	\$0.50	\$9.25
2.0	1.85	14'-3" O.D.	\$200,000	5.50	1.64	0.40	7.55
5.0	4.63	14'-3" O.D.	\$225,000	2.95	1.15	0.25	4.35
10.0	9.25	16'-9" O.D.	\$280,000	2.50	1.00	0.15	3.65
15.0	13.88	18'-9" O.D.	\$330,000	1.90	0.75	0.10	2.75
20.0	18.5	22'-3" O.D.	\$450,000	2.30	0.65	0.10	3.05

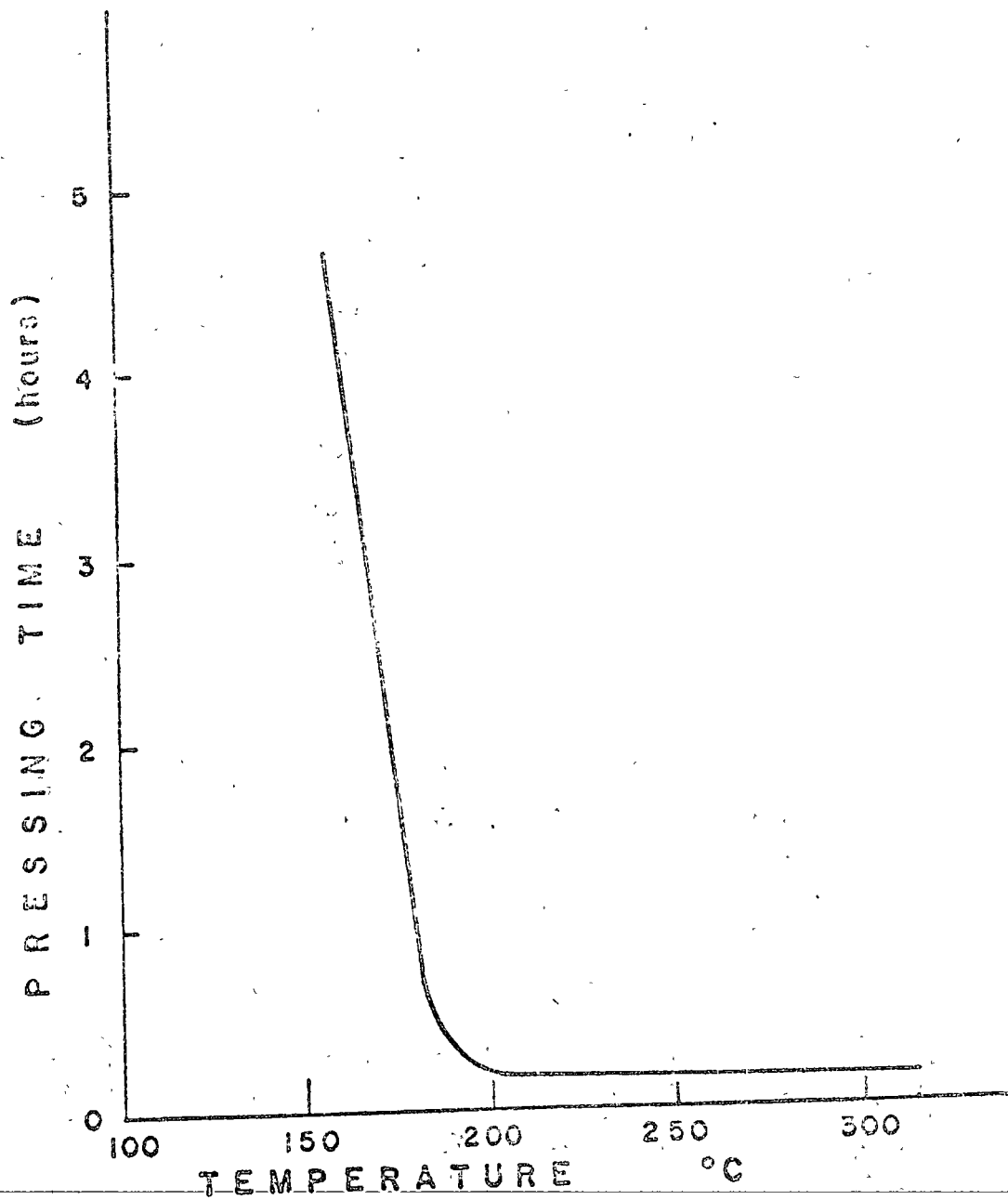
(a) Costs do not include dewatering equipment, Chemicals, or Power

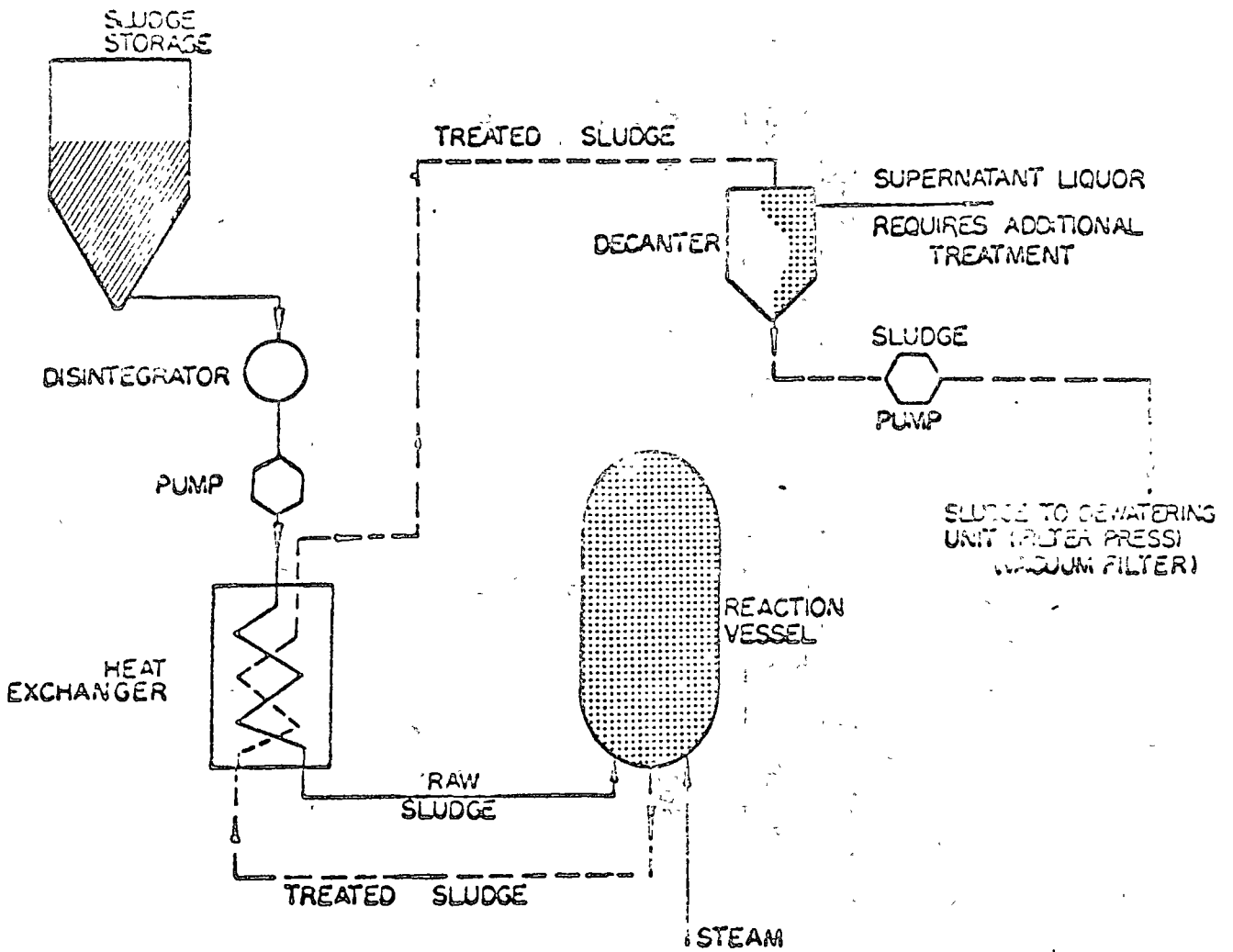
(b) Cost of Natural Gas \$0.08/Therm (100,000 BTU)

(c) Cost of Power \$0.02/KWHr.

Reference:

Harris, S. M., "Incineration-Multiple Hearth Furnaces", Water & Sewage Works (Aug. 1967), pp 307-312.





CHARACTERISTICS OF LIQUOR AFTER HEAT TREATMENT - PORTEOUS PROCESS

	Heat Treatment Liquor			Press Filtrate	
	Activated Sludge	All Sludges	Primary & Activated	Primary Sludges	Primary & Activated
Total Solids (mg/l)	10,820	7,500	16,626	10,440	10,430
Suspended Solids (mg/l)	---	--	197	--	--
BOD <sub>5</sub> (mg/l)	4,620	4,500	10,440	3,780	4,170
Organic Nitrogen (mg/l)	1,110	410	1,440	150	540
Ammonia Nitrogen (mg/l)	418	830	531	220	190

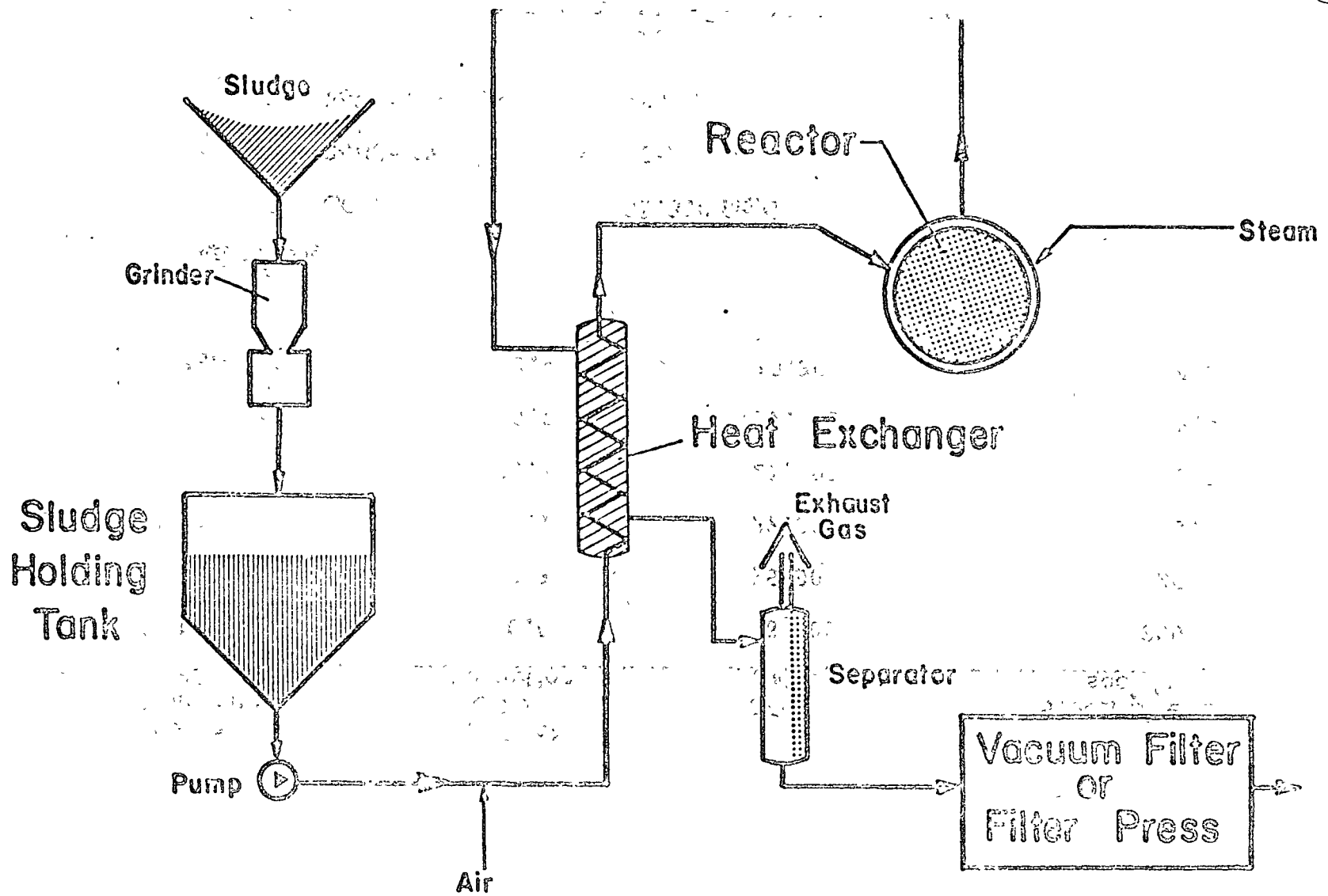


FIGURE 3. SCHEMATIC FLOW DIAGRAM OF THE ZIMPRO WET AIR OXIDATION SYSTEM

CHARACTERISTICS OF LIQUOR  
ZIMPRO WET AIR OXIDATION SYSTEM RAW PRIMARY SLUDGE\*

Oxidation Temperature °C	Per Cent COD Reduction	COD (mg/l)	Specific Resistance $\text{sec}^2/\text{g} \times 10^7$
100	0.0	6,900	800
150	19.3	15,900	26
180	28.1	22,500	3.1
200	45.1	21,100	5.2
220	65.7	17,000	9.4
250	83.4	10,300	4.3

\*Raw sludge characteristics:

COD = 61,800 mg/l  
Solids Content = 5%  
Volatile Solids = 79%



TYPICAL CHARACTERISTICS OF A PRIMARY-ACTIVATED SLUDGE MIXTURE  
BEFORE AND AFTER ZIMPRO LOW PRESSURE OXIDATION

	Before Oxidation	After Oxidation		
		Slurry	Filtrate	Filter Cake
Volume (L)	1.00	1.05	1.00	0.05
COD gm	43	36.6*	12.9*	23.7*
COD Reduction %	0	15	--	--
Total Solids gm	35.1	29.8	8.2	21.6
Volatile Solids gm	23.4	18.1	5.2	12.9
Ash gm	11.7	11.7	3.0	8.7
Phosphorus as P gm	0.61	0.61	0.18	0.43
Total Nitrogen gm	1.49	1.49	1.15	0.34
Ammonia Nitrogen gm	0.57	0.75	0.72	0.03
pH	6.0	5.2	--	--
Volume after 4 hr settling %	100	37	--	--
Filtration Resistance (sec <sup>2</sup> /g x 10 <sup>7</sup> )	3500	6	--	--
Moisture Cake %	--	--	--	64

\*Estimated values

TYPICAL CHARACTERISTICS OF PRIMARY-ACTIVATED SEWAGE SLUDGE  
of 3.5% Solids and 43 g/l C.O.D. Before and After Wet Air Oxidation

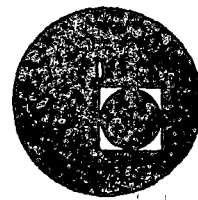
	Before	After Low Oxidation			After Intermediate Oxidation			After High Oxidation		
	Oxidation	Slurry	Filtrate	Filter Cake	Slurry	Filtrate	Filter Cake	Slurry	Filtrate	Filter Cake
	Raw Sludge									
% Cod Reduction	0	5-15	-	-	40-50	-	-	70-80	-	-
% Insoluble Volatile Solids Reduction	0	30-50	-	-	70-80	-	-	92-98	-	-
Filtration Resistance (sec <sup>2</sup> /g x 10 <sup>7</sup> )	3500	6	-	-	6	-	-	10	-	-
Volume, Liters	1.00	*1.05	1.00	0.05	1.00	0.97	0.03	1.00	0.97	0.03
Total Solids, g.	35.1	29.8	8.2	21.6	21.6	7.1	14.5	16.0	5.5	10.5
Volatile Solids, g.	23.4	18.1	5.2	12.9	9.9	4.1	5.8	4.3	3.1	1.2
Ash, g.	11.7	11.7	3.0	8.7	11.7	3.0	8.7	11.7	2.4	9.3
pH	6.0	5.2	-	-	4.9	-	-	6.2	-	-
Moisture in Filter Cake, %	-	-	-	64	-	-	58	-	-	50
Drained Cake Dry Wt. (lb/ft <sup>3</sup> ) Packed	-	-	-	20	-	-	35	-	-	55
4 hr. Settled Volume, %	100	37	-	-	15	-	-	7.5	-	-
Phosphorus as P**, g.	0.61	0.61	0.18	0.43	0.61	0.06	0.55	0.61	0.02	0.59
Total Nitrogen, g.	1.49	1.49	1.15	0.34	1.49	1.42	0.07	1.49	1.44	0.05
Ammonia Nitrogen, g.	0.57	0.75	0.72	0.03	1.00	0.98	0.02	1.20	1.19	0.01
Total sulfur, g.	0.30	0.30	0.20	0.10	0.30	0.25	0.05	0.30	0.28	0.02
SO <sub>4</sub> as S, g.	-	0.17	0.14	0.03	0.03	0.25	0.05	0.30	0.28	0.02

\*Increased Volume Due to Steam Injection

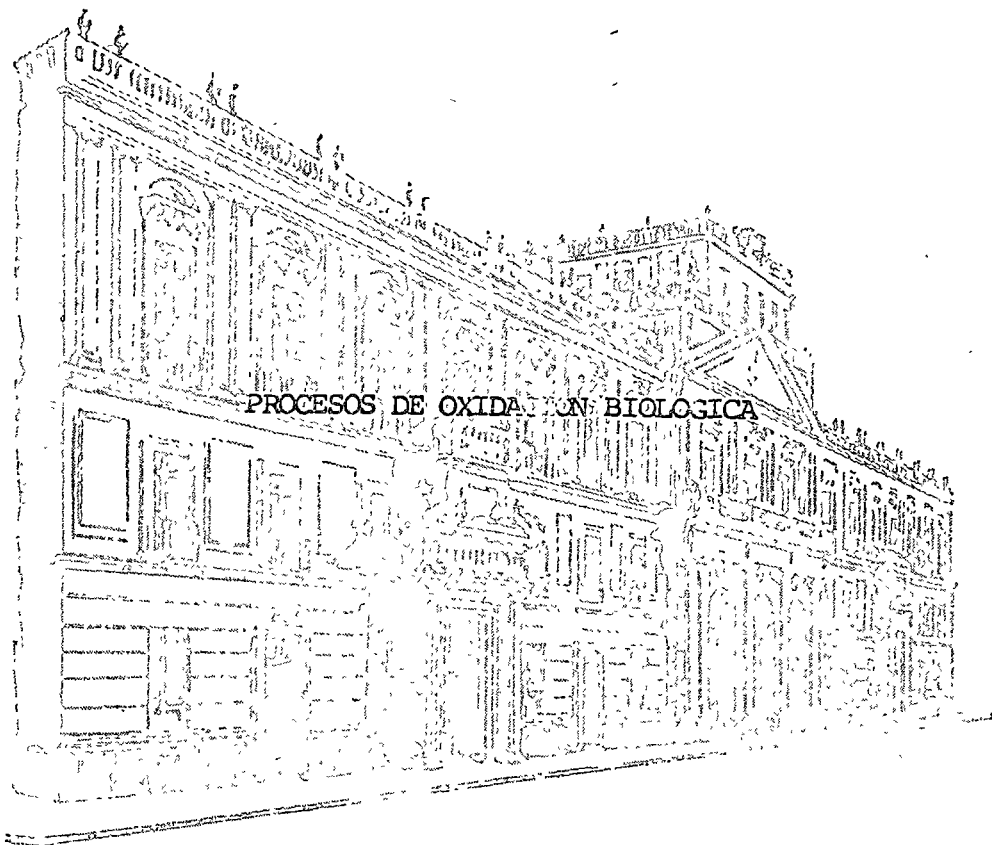
\*\*x 3.065 = PO<sub>4</sub> Content



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



TREATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



J. F. MALINA

Noviembre 1976

PLANTING AND CULTIVATION OF  
FRUIT TREES AND BUSHES IN  
INDIA



## BIOLOGICAL OXIDATION PROCESSES

### Procedure for the Design of a Biological Oxidation Plant

- A. Data to be collected
1. Waste Flow
    - a. Average daily waste flow, (MGD) - present  
Average daily waste flow, (MGD) - future design
    - b. Maximum average 4-hour waste flow - present  
Maximum average 4-hour waste flow - future design
    - c. Peak flow at any-time - future design
  2. Waste Strength\*
    - a. Average daily BOD<sub>5</sub> (24-hour composite), mg/l
    - b. Maximum 4-hour composite BOD, mg/l
    - c. Maximum 4-hour BOD<sub>5</sub> loading, (lbs/day)
  3. Other Waste Characteristics
    - a. Suspended solids and volatile suspended solids (24-hour composite), mg/l
    - b. COD or TOC, (24-hour composite), mg/l
    - c. Nitrogen (NH<sub>3</sub> -N and total organic) and phosphorus (24-hour composite), mg/l
    - d. pH-instantaneous values
    - e. Alaklinity or acidity (if pH is less than 5.5 or greater than 9.0) - instantaneous values
    - f. Presence of heavy metals, oils, toxic organics, etc.

\*In some cases waste strength is reported in terms of COD or TOC. The non-biodegradable fraction must be subtracted to get an equivalent BOD. A further adjustment must be made to get BOD<sub>5</sub>. For example, in a waste the COD is

1,000 mg/l and the estimated non-biodegradable portion is 200 mg/l. The ultimate BOD would be approximately 800 mg/l and the BOD<sub>5</sub> approximately  $800 \times 0.8 = 640$  mg/l. (The BOD<sub>5</sub> will be approximately 80% of the ultimate BOD for most readily degradable organic wastes). If the results are reported as TOC (Total Organic Carbon), they may be converted to COD by multiplying by O<sub>2</sub>/C (32/12) and then by 0.8 to get the BOD<sub>5</sub> for most organics. The same precautions for non-biodegradables must be considered when using TOC.

B. Design Procedure

1. Pre or Primary Treatment

- a. If suspended solids are present in excess of approximately 125 mg/l, solids separation by lagooning, sedimentation, or flotation should be considered. For estimating purposes only, a sedimentation tank would have an overflow rate of about 1000 gpd/ft<sup>2</sup>.
- b. If oil, grease, or floatables exceed 50 mg/l a skimming tank or separator should be provided.
- c. Heavy metals (Cu, Zn, Ni, etc.) should be removed prior to biological treatment.
- d. (1) If the pH exceeds pH 9.0, neutralization should be provided if the ratio of caustic alkalinity (expressed as CaCO<sub>3</sub>) to COD removed exceeds 0.7 lbs CaCO<sub>3</sub>/lb COD or 0.56 lbs CaCO<sub>3</sub>/lb BOD<sub>5</sub> removed. Neutralization need only reduce the alkalinity to the aforementioned levels.

(2) In some cases where a wide variation in alkalinity is encountered during the day or plant operating schedule, the aforementioned levels can be achieved by providing an equalization tank or pond.

e. If the waste contains organic acids, bio-oxidation will convert these acids to  $\text{CO}_2$  and bicarbonate salts, provided the process design reduces these to  $< 25 \text{ mg/l}$  as  $\text{BOD}_5$ .

f. When mineral acids are present, neutralization or equalization should be provided if the pH is less than pH 4.5.

g. Sulfide should be prestripped or otherwise removed if their concentration exceeds  $50 \text{ mg/l}$ .

h. If the influent BOD loading in  $\text{lbs/day}$ , based on four hour composites exceeds a 3:1 ratio, an equalization tank should be considered to bring the variation within this range.

## 2. Biological Treatment

It is first necessary to select the process or processes applicable to the solution of the particular problem. The options for biological treatment with general considerations in process selection are as follows:

a. Activated sludge - should provide an effluent with a soluble  $\text{BOD}_5$  of less than  $10 - 15 \text{ mg/l}$  and a total  $\text{BOD}_5$  including carryover suspended solids of less than  $20 \text{ mg/l}$ . The process requires treatment and disposal of excess sludge and would generally

be considered where high effluent quality is required, available land area is limited, and waste flows exceed 0.1 MGD.

b. Extended aeration or total oxidation - will provide an effluent with a soluble  $BOD_5$  of less than 10 - 15 mg/l and a total  $BOD_5$  of less than 40 mg/l. The suspended solids carry-over may run as high as 50 mg/l (high clarity [low solids] effluent will usually require a post treatment by filtration, coagulation, etc.). This process is usually considered for waste flows less than 2.0 MGD.

c. Contact stabilization - is applicable where a major portion of the BOD is present in colloidal or suspended form. As a general rule the process should be considered when 85% of the  $BOD_5$  is removed after 15 minutes contact with aerated activated sludge. The effluent suspended solids are of the same order as those obtained from activated sludge.

d. Aerobic lagoon - is only applicable where partial treatment (~ 50 - 60%  $BOD_5$  reduction) and a high effluent suspended solids are permissible. This process should be considered as a stage development, which can be converted into an extended aeration plant at some future date by the addition of a clarifier, return sludge pump and additional aeration equipment.

e. Aerated Lagoon - will provide effluent soluble  $BOD_5$  of less than 25 mg/l with a total  $BOD_5$  of less than 50 mg/l depending on the operating temperature. The effluent suspended solids may exceed 100 mg/l. The system is temperature sensitive and treatment efficiencies will decrease during winter operation. A post treatment is necessary if a highly clarified effluent is desired. Large land areas are required for the process.



- f. Trickling filters are covered separately in the text.
- g. Anaerobic and facultative ponds - for industrial waste treatment should only be considered if odors will not cause a nuisance. If high degree treatment is required, these ponds must be followed up by aerobic treatment (i.e., aerated lagoons, activated sludge, etc.).

### 3. Biological Treatment Design

After selection of the possible process consideration from (2) the preliminary design calculations should be developed as follows: (This procedure presumes that no pilot plant or laboratory treatment study data is available. If such data is available, the appropriate coefficients and factors developed from the laboratory study should be used).

#### a. General

(1) Select the appropriate  $k$ ,  $a$ ,  $a'$ ,  $b$ , and  $b'$ . It should be recognized that at this time there is limited data on the treatment of many industrial wastes so that some of the coefficients are necessarily estimations. As more data is accumulated, these coefficients will be refined.

(2) Each of the processes are designed using the equations shown in Table 4. It is important to remember that the coefficients generally apply to all systems, and the principle differences between systems are the changes in concentration of biological solids and retention time with the exception of the aerated lagoon which has a feedback of BOD from the anaerobic sublayer.

#### b. The Aerobic Lagoon

(1) The required retention period for a specified effluent soluble BOD is estimated by combining Equations (1) and (3).\*

\*See page 51 for summary of design equations.

$$t, \text{ days} = \frac{1}{(24 aKS_e - b)}$$

(2) The equilibrium volatile solids in the lagoon is computed from Equation (3)

$$X_v = \frac{S_o + aS_r}{(1 + bt)}$$

and the total suspended solids is

$$X_a = \frac{X_v}{\text{volatile fraction}}$$

For soluble organic waste the volatile fraction can be assumed as 80%. When suspended solids are present in the waste, this estimate should be revised depending on the volatile fraction of the influent suspended solids.

(3) The effluent BOD will be composed of the soluble BOD plus that contributed by the concentration of suspended solids in the basin which will be approximately the same as in the effluent for a completely mixed system.

$$\text{Effluent BOD} = S_e + f X_i$$

when  $f$  is the BOD contributed per unit of effluent suspended solids. This is selected from Figure 18 or from a plot developed from experimental data.

(4) The oxygen requirements are calculated from Equation (5) and include the oxygen used by the organisms for growth and those used for endogenous respiration.

### c. The Aerated Lagoon

(1) Since the relatively low power level in the system permits the major portion of the suspended solids to settle

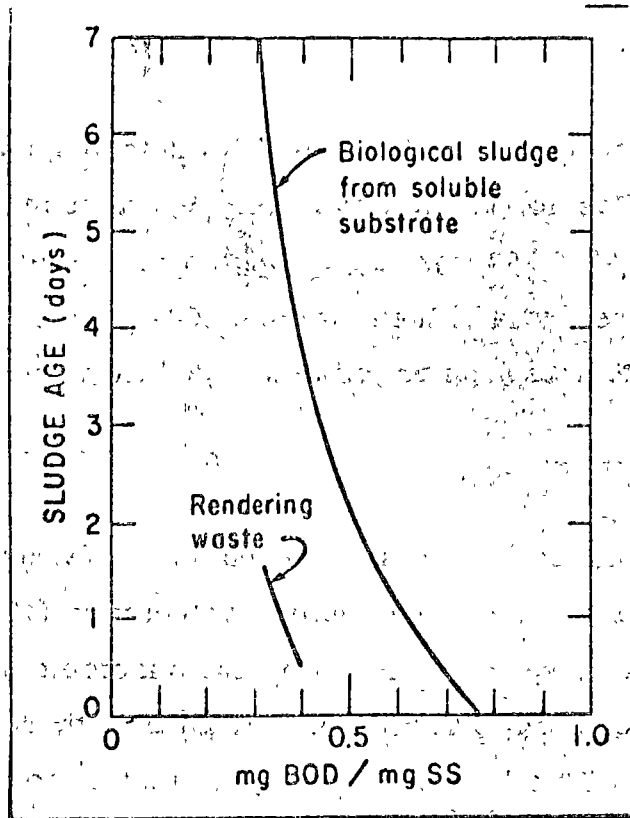


Figure 18. BOD Characteristics of Biological Sludges

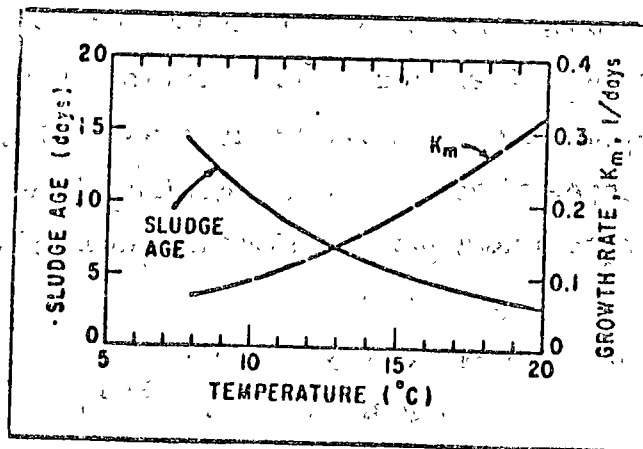


Figure 19. Growth Rate of Nitrosomonas (After Downing)

to the bottom of the basin, the solids level in suspension will be low. The volatile solids maintained in suspension will vary from 50 - 150 mg/l depending on the power level maintained. The effluent soluble BOD is selected and the required retention period calculated from Equation (1).

$$t = \frac{S_r}{24 KX_v S_e}$$

- (2) The total effluent BOD is computed as in B (2) using the effluent volatile suspended solids selected in (1).
- (3) Due to the feedback of BOD from the anaerobic sub-layer the oxygen requirements will be less than those calculated from Equation (5). The oxygen requirement will be 1.2 - 1.4 times the BOD<sub>5</sub> removed from the waste.
- (4) It is important that enough power is supplied to maintain uniform distribution of oxygen throughout the basin, particularly when the waste is low in BOD.

d. The Activated Sludge Process

In the activated sludge process, a primary requirement for effective operation is rapid settling and compaction of the sludge. This means that the sludge loading, lbs BOD/day/lbs MLSS must fall within the flocculation ranges and below the level conducive to the growth of filamentous organisms (see Figure 20). The activated sludge process is schematically shown in Figure 21, which includes all ranges of operation. The design relationships for the various activated sludge modifications are summarized below:

(1) Conventional Activated Sludge

(a) Required basin volume:

$$F = \frac{24S_a}{X_a t}$$

FILAMENTOUS GROWTH

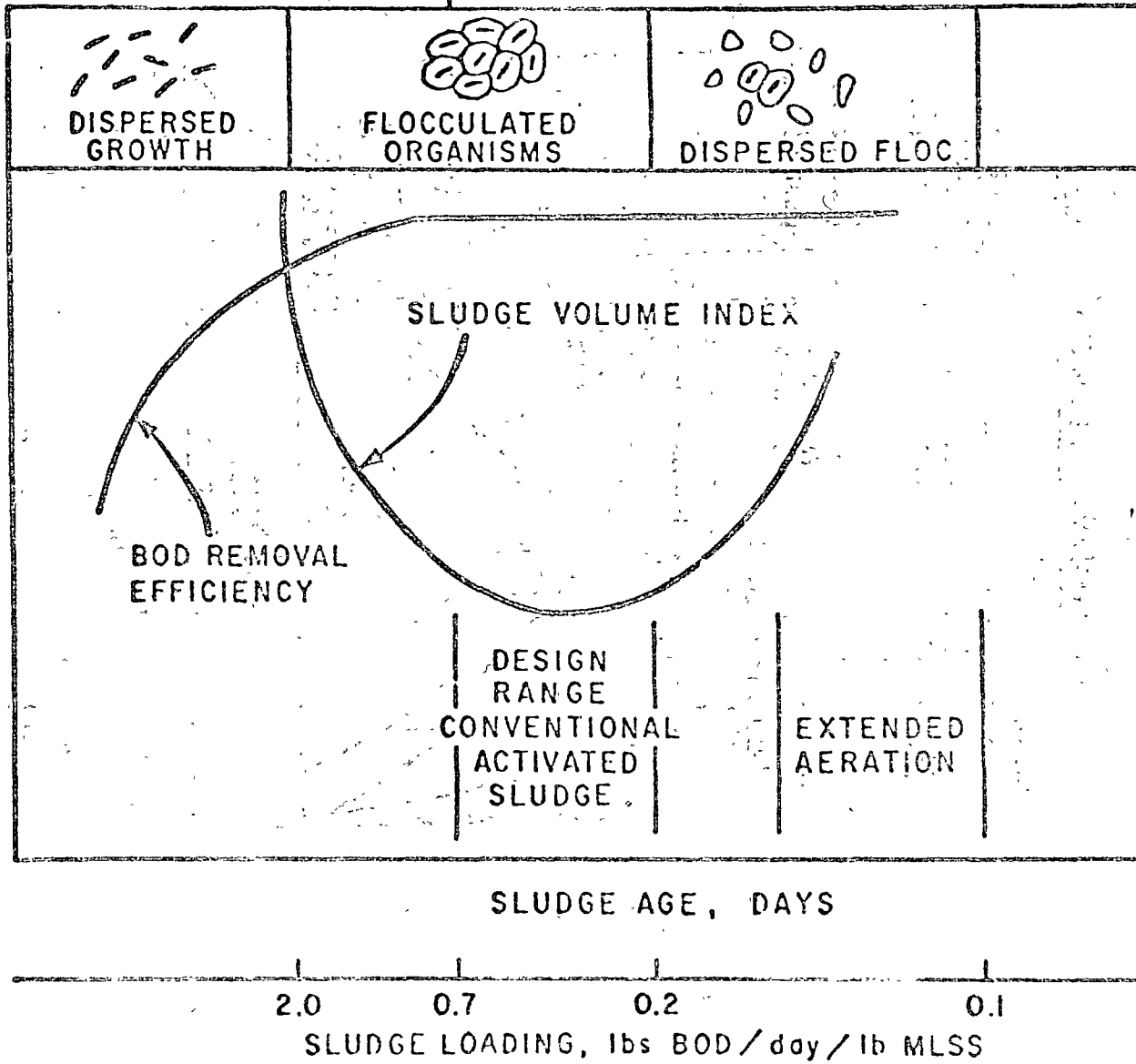
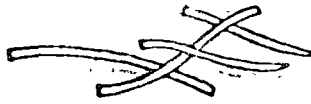
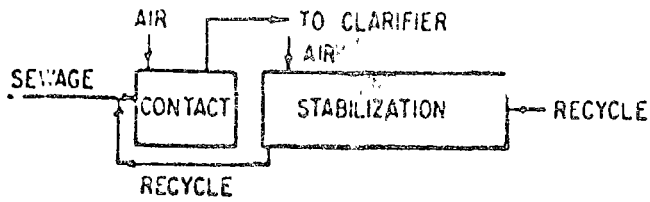


FIGURE 20.

## CONTACT - STABILIZATION



## CONVENTIONAL ACTIVATED SLUDGE

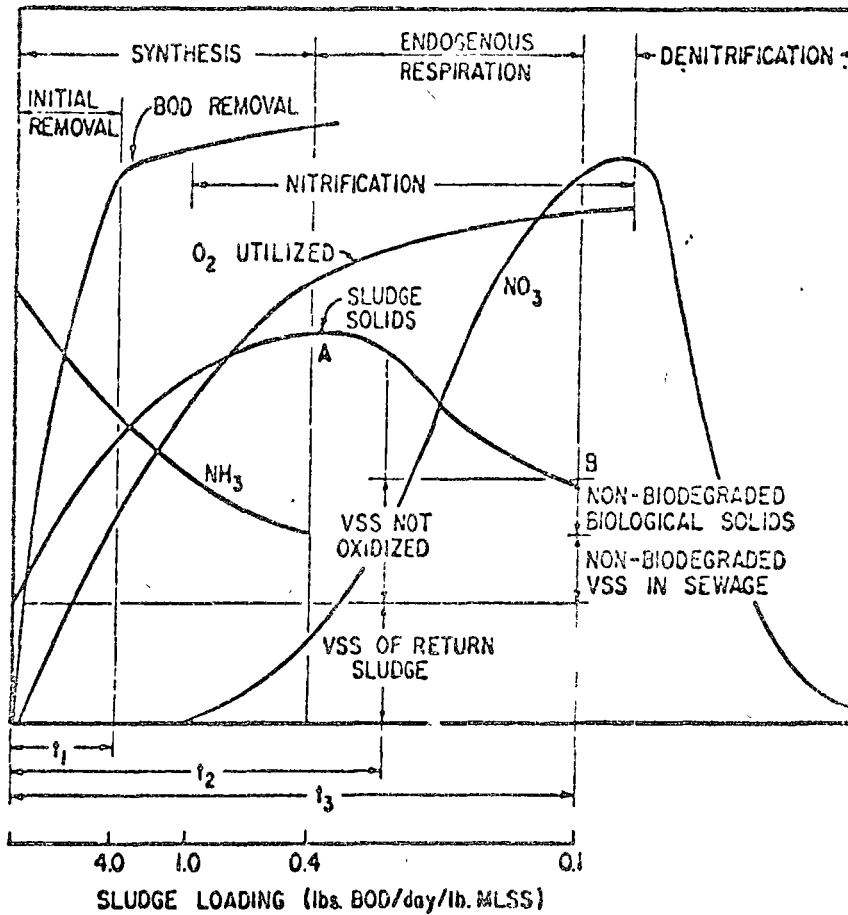
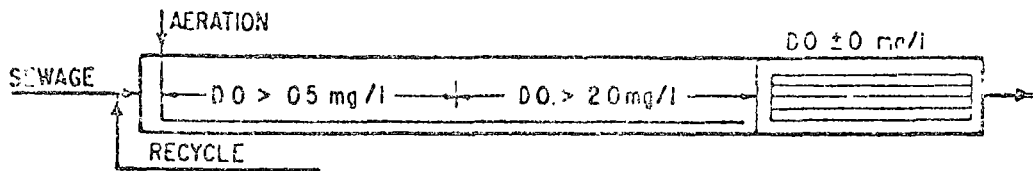


Figure 21.

Schematic Representation of the Activated Sludge Process

$F$  must fall in flocculation range (usually 0.3 - 0.7 lb BOD/day/lb MLSS);  $X_a$  is selected based on sludge settling properties; usually between 2,000 and 4,000 mg/l; will usually yield optimum removal.

$$V = A/24 t$$

where  $Q$  is the waste flow in  $V$ , the basin volume in (MG).

- (b) Oxygen requirements -- Equation 5
- (c) Sludge yield -- Equation 2
- (d) Nutrient requirements -- Equation 6

(2) Conventional Activated Sludge with Nitrification

- (a) Required basin volume -- Equation 4, with sludge age selected from Figure 19.
- (b) Oxygen requirements -- Equation 5 plus N oxidized
- (c) Sludge yield -- Equation 2.

(3) Extended Aeration

- (a) Required basin volume

$$X_a = \frac{a_o S_r}{fb \text{ (vol. fract)}}$$

where

- $a_o$  = fraction of BOD converted to degradable solids
- $f$  = fraction of degradable solids in system
- $v$  = fraction of volatiles

$$V = \frac{X_a \text{ (lbs)}}{X_a \text{ (mg/l)} 8.34}$$

in which  $V$  - MG of basin volume

- (b) Oxygen requirements -- Equation 5a.

#### 4. Design - Activated Sludge

(a) It is first necessary to assume a mixed liquor suspended solids concentration; solids in the return sludge and on the return sludge rate. In general, good settling flocculated sludge can be expected to concentrate to 10 - 12,000 mg/l; in the final settling tank with return sludge rates of 20-50% of the average waste flow. Suggested maximum return sludge rate is 150% of the average flow rate. This would indicate an MLSS selection of 3000 mg/l as a conservative operating level.

(b) Since a well-flocculated good settling sludge is essential to effective process operation, the loading level (lbs BOD/day/lb MLSS) must be in the proper range (see Figure 20). For most wastes a value 0.5 based on average waste loadings will yield a conservative design. The required detention time should be calculated from both the loading level, from Equation (1), and the largest value used for design. For a highly degradable waste such as sugar, or brewery, the maximum loading flocculation will probably control; while for a complex waste such as petrochemical, the effluent quality will most likely control the required detention period.

#### e Extended Aeration

(1) In the extended aeration process, the retention time or basin volume required is that necessary to oxidize all



of the degradable sludge produced in the system by synthesis. For a soluble waste, the quantity of sludge which must be maintained under aeration to accomplish this oxidation is:

$$X_{av} = \frac{a_o S_r}{f_b}$$

in which  $a_o$  is the fraction of BOD converted to degradable sludge and can be assumed to be equal to (0.9a).

The total solids under aeration is then:

$$\frac{X_{av}}{\text{Fraction Volatile}} = X_{av} = \text{average mixed liquor VSS, mg/l}$$

The volatile fraction for soluble wastes in an extended aeration process will probably average 70%.

Assuming 3500 mg/l mixed liquor suspended solids, the required aeration volume is:

$$V = \frac{X_a \text{ (lbs)}}{3500 \times 8.34} \text{ (MG)}$$

(2) The aeration requirements are calculated from Equation 5 (a).

(3) The excess sludge will be the non-biodegradable residue and will be approximately equal to:

$$\Delta X = 0.23 a S_r - \text{effluent loss}$$

In a continuous completely mixed extended aeration plant with intermittent sludge wasting from the final clarifier both degradable and non-biodegradable sludge will be wasted from the mixture. This will result in a total wastage about twice that calculated from (3).

Table VI -1.  
Summary of Design Relationships

The basic relationships applicable to the design of biological waste treatment facilities are summarized below:

- (1) BOD or COD removal is a completely mixed basin; aerobic or anaerobic

$$\frac{S_a - S_e}{X_a t} = K S_e \quad (1)$$

- (2) Sludge Yield

$$\Delta X_v = S_o + aS_r - bX_v \text{ (conventional systems; aerobic or anaerobic)} \quad (2)$$

- (3) Equilibrium solids in an aerobic lagoon or anaerobic flow-through system

$$\frac{S_o + aS_r}{(1 + bt)} = X_a \quad (3)$$

- (4) Sludge Age

$$G = \frac{X_v}{\Delta X_v} = \frac{X_v}{aS_r - bX_v} \quad (4)$$

- (5) Oxygen requirements (aerobic systems)

$$O_2 = a'S_r + b'X_v \text{ (conventional systems)} \quad (5)$$

$$O_2 = a'S_r + b'X_d \text{ (total oxidation systems)} \quad (5a)$$

- (6) Nutrient Requirements

$$\text{Nitrogen (N)} = 0.12 \Delta X_v + 1.0 \text{ mg/l} \quad (6)$$

$$\text{Phosphorus (P)} = 0.02 \Delta X_v + 0.5 \text{ mg/l} \quad (6a)$$

Examples -- Alternate Designs for Aerobic Biological Treatment

Flow	=	0.75 MGD
Influent BOD <sub>5</sub>	=	650 mg/l
K <sub>1</sub>	=	0.002
a	=	0.55
b	=	0.10/day
a'	=	0.40
b'	=	0.14/day
Influent COD	=	765 mg/l

A. Aerobic Lagoon

The required detention period for an effluent soluble BOD<sub>5</sub> of 50 mg/l can be computed from the relationship developed by combining equations (1) and (3). This process will ultimately be modified to extended aeration when higher effluent quality is required.

$$t, \text{ days} = \frac{1}{24 \cdot a K S_e^{-b}}$$

For a = 0.55 and b = 0.15/day, the required detention period is:

$$t = \frac{1}{(24 \cdot 0.55 \cdot 0.002 \cdot 50^{-0.10})} = 0.82 \text{ days} \approx 20 \text{ hrs.}$$

$$V = 0.82 (0.75) = 0.615 \text{ MG}$$

The equilibrium volatile solids in the lagoon is computed from Equation 3, p. 51.

$$\begin{aligned} X_v &= \frac{S_o + aS_r}{1 + bt} \\ &= \frac{0 + 0.55(600)}{1 + 0.1 \cdot 0.82} \\ &= 305 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

The total suspended solids will be:

$$X_a = \frac{X_v}{\text{volatile fraction}}$$

assume: volatile fraction = 80%

$$\begin{aligned} X_a &= \frac{305}{0.80} \\ &= 381 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

The  $BOD_5$  of the mixed effluent will be:

$$BOD = 50 + 0.27 \cdot 381 = 153 \text{ mg/l}$$

where 0.27 converts effluent SS to  $BOD_5$  in mg/l

1. Oxygen requirements

The estimated oxygen requirements are:

$$\begin{aligned} O_2/\text{day} &= (0.40 \cdot 600 \cdot 0.75 \cdot 8.34) + (0.14 \cdot 305 \cdot 0.615 \cdot 8.34) \\ &= 1500 + 219 \\ &= 1719 \text{ lbs/day} = 71.6 \text{ lb/hr} \end{aligned}$$

Using aerators which transfer 2.5 lb  $O_2$  HP-hr @ 20°C @ 0 mg/l D.O.

$$\begin{aligned} C_s &= 8.5 \text{ mg/l @ } 20^\circ\text{C} \\ \alpha &= 0.8 \text{ and } C_L = 1.5 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{lbs } O_2/\text{HP-hr} = N &= N_o \frac{(8.5 - 1.5 \text{ mg/l})}{9.0} 0.8 \cdot 1.0 = 0.62 N_o \\ \text{HP} &= \frac{71.6}{2.5 (0.62)} = 46.2 \end{aligned}$$

and the operating power level is:

$$\frac{46.2}{0.615 \cdot 1000} = 0.075 \text{ HP/1000 gallons}$$

∴ Ample for mixing and oxygen diffusion

### 3. Activated Sludge

Assume a mixed liquor volatile suspended solids concentration of 3000 mg/l and a loading  $F_v$  of 0.5 lb BOD<sub>5</sub>/lb MLVSS day for optimum floc density.

The required detention time from Equation 7 is:

$$t = \frac{24 S_a}{X_a F_v} = \frac{24 (650)}{3000 (0.5)}$$

$$t = 10.4 \text{ hrs} = 0.43 \text{ days}$$

The aeration basin volume is:

$$V = 0.75 (0.43) = 0.322 \text{ MG}$$

From Equation (1):

The effluent BOD<sub>5</sub> (soluble, after clarification) is:

$$S_e = \frac{S_a}{1 + 24 K X_a t} = \frac{650}{1 + 24 \cdot 0.002 \cdot 3000 \cdot 0.43}$$

$$S_e = 10 \text{ mg/l}$$

#### 1. Oxygen Requirements

(Assume 75% of volatile solids are degradable)

$$\text{lbs } O_2/\text{day} = (0.40 \times 640 \times 0.75 \times 8.34) + (0.14 \times 0.322 \times 3000 \times 8.34)$$

$$= 1600 + 1130 = 2730 \text{ lb } O_2/\text{day} = 114 \text{ lb } O_2/\text{hr}$$

The required aeration horsepower is (assuming 0.015 HP/1000 gallons and  $N_o = 2.5 \text{ lb } O_2/\text{HP-hr}$ )

$$\text{HP} = \frac{114}{0.62 (2.5)} = 74.3$$

$$\frac{74.3}{322} = 0.229 \text{ HP}/10^3 \text{ gallons}$$

2. Excess Sludge

(Based on 85% volatile solids)

$$\begin{aligned} \text{lbs VSS/day} &= (0.55 \cdot 640 \cdot 0.75 \cdot 8.34) - (0.1 \cdot 0.322 \cdot 3000 \cdot 8.34) \\ &= 2200 - 805 = 1395 \text{ lbs/day} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{or TSS} &= \frac{1395}{0.85} = 1640 \text{ lbs/day} \\ \text{Sludge age} &= X_v = \frac{8050}{1395} = 5.76 \text{ days} \\ &= \frac{a S_r}{a S_r - b X_v} \end{aligned}$$

C. Aerobic - Facultative Lagoon

The volatile solids level in the lagoon is assumed to be 50 mg/l. Field experience has indicated that the expected effluent suspended solids concentration will range from 50 - 100 mg/l depending on the power level in the lagoon.

The retention period for an effluent soluble BOD of 30 mg/l will be: (from Eq. 1, p. 51)

$$t = \frac{S_r}{24 K X_v S_e} = \frac{620}{24 \cdot 0.002 \cdot 50 \cdot 30}$$

$$t = 8.6 \text{ days}$$

The aeration basin volume will be:

$$V = 0.75 (8.6) = 6.45 \text{ MG}$$

1. Oxygen Requirements

In the aerobic-facultative lagoon the biological solids concentration is low and BOD from anaerobically decomposing bottom sludge is diffusing into the liquid so the oxygen requirements for these lagoons are related to BOD removal alone  $\text{lbs O}_2/\text{day} = a'' \text{ lbs BOD removed/day}$ . The value of  $a''$  varies from 0.9 - 1.4 for most industrial wastes. For this example  $a''$  is assumed to be 1.2. ( $a'' = \text{lbs O}_2 \text{ required/lbs BOD removed}$ ).

$$\text{lb O}_2/\text{day} = (1.2 \cdot 620 \cdot 0.75 \cdot 8.34) = 4650 \text{ lbs/day} = 194 \text{ lb/hr}$$

$$\text{Assume: } N_o = 2.5 \text{ lb } O_2 \text{ HP-hr}$$

$$HP = \frac{194}{2.5 (0.62)} = 125$$

and the power level will be:

$$\frac{125}{6.45 \cdot 1000} = 0.0194 \text{ HP/1000 gal - ample for mixing}$$

## 2. Excess Sludge

(85% volatile solids basis) from Equation 2, p. 51.

$$\begin{aligned} \text{lbs VSS/day} &= [(0.55)(620)(0.75)(8.34)] - [(0.1)(6.45)(50)(8.34)] \\ &= 2140 - 269 = 1871 \text{ lbs/day} \\ \text{or TSS} &= \frac{1871}{0.85} = 2200 \text{ lbs/day} \end{aligned}$$

## D. Extended Aeration

Assume an effluent soluble BOD of 15 mg/l.

$$X_{av} = \frac{a_o S_o}{fb}$$

where  $a_o$  = conversion to degradable sludge and  $f$  = fraction of volatile solids which are degradable:

$$a_o = 0.88a = 0.88 \cdot 0.55 = 0.48$$

$$f = 0.58$$

$$X_{av} = \frac{0.48 (635)(0.75)(8.34)}{(0.58)(0.10)}$$

$$= 33,000 \text{ lbs}$$

if the sludge is 85% volatile

$$\text{Total MLSS} = \frac{33,000}{0.85} = 38,500 \text{ lbs}$$

at 4000 mg/l MLSS the aeration volume is:

$$V = \frac{38,500}{4000 \times 8.34} = 1.15 \text{ MG}$$

$$\text{The organic loading} = \frac{635 (0.75)(8.34)}{33,000} = 0.12 \text{ lb BOD/lb MLVSS day}$$

1. Aeration Requirements

$$\begin{aligned} \text{lbs } O_2/\text{day} &= 0.4 (635 \cdot 0.75 \cdot 8.34) + 1.4 \times 0.48 (635 \times 0.75 \cdot 8.34) \\ &= 1590 + 2650 = 4240 \text{ lbs/day} = 177 \text{ lbs/hrs} \end{aligned}$$

Using  $N_o = 2.60 \text{ lbs } O_2/\text{HP-hr}$

$$\text{HP} = \frac{177}{2.6 (0.62)} = 110 \text{ HP}$$

Power Level:

$$\frac{110}{(1150)} = 0.096 \text{ HP/1000 gallons}$$

Assuming 50 mg/l suspended solids in the effluent and for an endogenous sludge an mg/l  $BOD_5$ /mg/TSS ratio of 0.15, the total effluent  $BOD_5$  is:

$$\text{Total Effluent BOD} = 15 \text{ mg/l} + 50 (0.15) = 22 \text{ mg/l}$$

$$\text{The excess sludge} = aS_r - bX_d - \text{Effluent Loss}$$

$$\begin{aligned} &= 0.55 \times 635 \times 8.34 \times 0.75 - 0.1 \times 0.75 \times 0.85 \times 4000 \times 0.8 \times 8.34 - \\ &\quad 50 \times 0.75 \times 8.34 \end{aligned}$$

$$= 2180 - 1705 - 313$$

$$= 162 \text{ lbs/day of non-volatiles or approximately 324 lbs/day total}$$

$$\text{The Sludge Age} = \frac{33,000}{324} = 100 \text{ days}$$



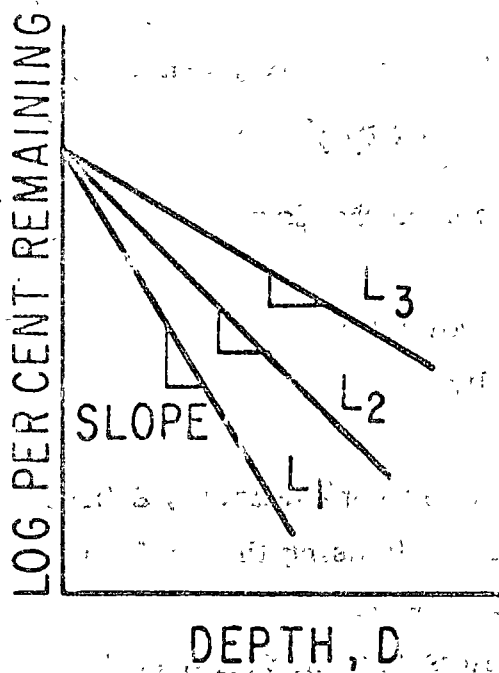
Table VI - 2.  
Design Parameters - Example Problem

Parameter	Activated Sludge	Extended Aeration	Aerobic Lagoon	Aerobic Faculta. Lagoon
lb BOD/lb MLVSS day	0.5	0.120	2.55	1.51
Aeration Volatile Solids, mg/l	3000	3400	305	50
BOD Removal Efficiency %	98.5	96.6	76.5	93
<b>Effluent</b>				
Soluble BOD mg/l	10	15	50	30
Total BOD mg/l	14	22	153	45
SS mg/l	20	50	381	50
COD mg/l	125		268	145
non-biodegradable COD/mg/l	115	115	115	115
Sludge Yield (TSS) lb/lb BOD removed	0.41	0.082	0.60	0.565
O <sub>2</sub> Requirement % BOD removed	67.3	102	46.0	120
Aeration, HP	74.3	110	46.2	125
Power Level - HP/1000 gallons	0.229	0.096	0.075	0.0194
Sludge Age, days	5.76	100	1.95	-----

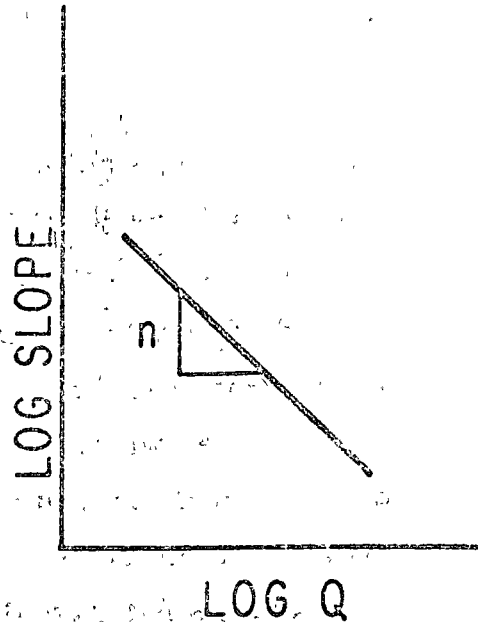
## TRICKLING FILTRATION

### Procedure for the Design of a Trickling Filter

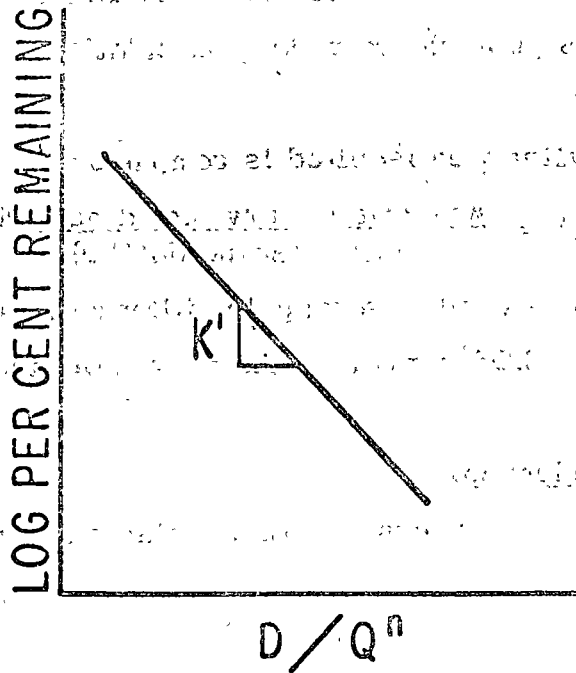
- A. Data to be Collected
1. Volume and characteristics of waste
  2. Determine whether recirculation is necessary
- B. Pre or Primary Treatment
1. The BOD applied to the filter should generally not exceed 500 mg/l in order to insure aerobic conditions. Recirculation should be employed when wastes have BOD values in excess of this value.
  2. When a filter packing with a high specific surface is used, a minimum hydraulic loading is essential to avoid the accumulation of excessive biological growths and resulting filter ponding.
  3. The pH of the wastewater applied to the filter should be such that the excess alkalinity or acidity is neutralized in the top few feet of the filter media. Excessive acidity or alkalinity can frequently be neutralized by recirculation of filter effluent.
- C. Design Procedure (a)
1. Collect data to develop a relationship between BOD removal, depth, and hydraulic loading. At least three different hydraulic loading rates should be tried.
  2. Develop a plot of depth vs % BOD remaining for the different hydraulic loading rates (Figure 22).
  3. Determine the slopes of the lines in Figure 22.
  4. Plot  $Q$  vs slopes and determine 'n' (Figure 23).
  5. Develop a plot  $D/Q^n$  vs % BOD remaining and the slope of the line gives the coefficient 'K' (Figure 24).



DEPTH, D  
FIG. 22



LOG Q  
FIG. 23



D/Q^n  
FIG. 24

6. The design equation for the % BOD removal is given by

$$\% \text{ BOD removal} = 1 - e^{-K'D/Q^n}$$

7. Selecting a suitable depth, determine the flow rate necessary for a given % BOD removal.

8. From the flow rate and the total volume of flow to be treated, determine the size of the filter.

#### Design Procedure (b)

1. In cases where experimental data are not available, a first estimate of filter requirements can be made using the coefficients shown in Table VII-1 with Equations 1 and 2.

2. Select a filter depth; for rock filters, depths will usually vary from 3-10 feet, while for plastic packing, depths of up to 40 feet have been employed.

3. Using Equation 1, compute the hydraulic loading to the filter; an alternate design might consider recirculation as calculated from Equation 2.

4. The total filter area required is computed:

$$\text{Area (acres)} = \frac{\text{wastewater flow including recirculation (MGD)}}{\text{hydraulic loading (MGAD)}}$$

5. If the filter is used as a roughing filter with high organic loadings (50-60% BOD removal), the same procedure (Steps 1-4) are followed.

#### Example -- Design Procedure (a)

The following data was obtained in a trickling filter on the treatment of settled sewage.

TABLE VII-1.

Trickling Filtration Design

Design Formulations:

Without recirculation

$$\frac{S}{S_0} = e^{-K'D/Q^n} \quad (1)$$

With recirculation

$$\frac{S}{S_0} = \frac{e^{-K'D/Q^n}}{(1+N) - N e^{-K'D/Q^n}} \quad (2)$$

Waste	Filter media	Specific surface ft <sup>2</sup> /ft <sup>3</sup>	K'	n
Sewage	surfpac	28.0	0.079	0.5
Fruit canning	surfpac	28.0	0.0177	0.5
Box board	surfpac	28.0	0.0197	0.5
Steel coke plant	surfpac	28.0	0.0211	0.5
Textile	surfpac	28.0	0.0156	0.5
Textile	surfpac	28.0	0.0394	0.5
Textile	surfpac	28.0	0.0268	0.6
Pharmaceutical	surfpac	28.0	0.0292	0.5
Slaughterhouse	surfpac	28.0	0.0246	0.5

Depth feet	% BOD remaining (average)			
	Hydraulic Loading gpm/ft <sup>2</sup>			
	1	2	3	4
6	62	70	75	80
12	36	46	57	63
18	24	32	43	48.5
24	14	22	32	39

1. Correlate the data and develop a relationship between BOD removal, depth, and hydraulic loading.
2. Design a filter to obtain 80 % BOD reduction from 5 MGD of settled sewage with an initial BOD of 220 mg/l, using a depth of 20 feet
  - a. Without recirculation
  - b. With a recirculation ratio of 1.5

Design equation  $\frac{S}{S_0} = e^{-0.082 D/Q^{.5}}$

The correlation of the data is shown in Figures 25 (a), (b), (c).

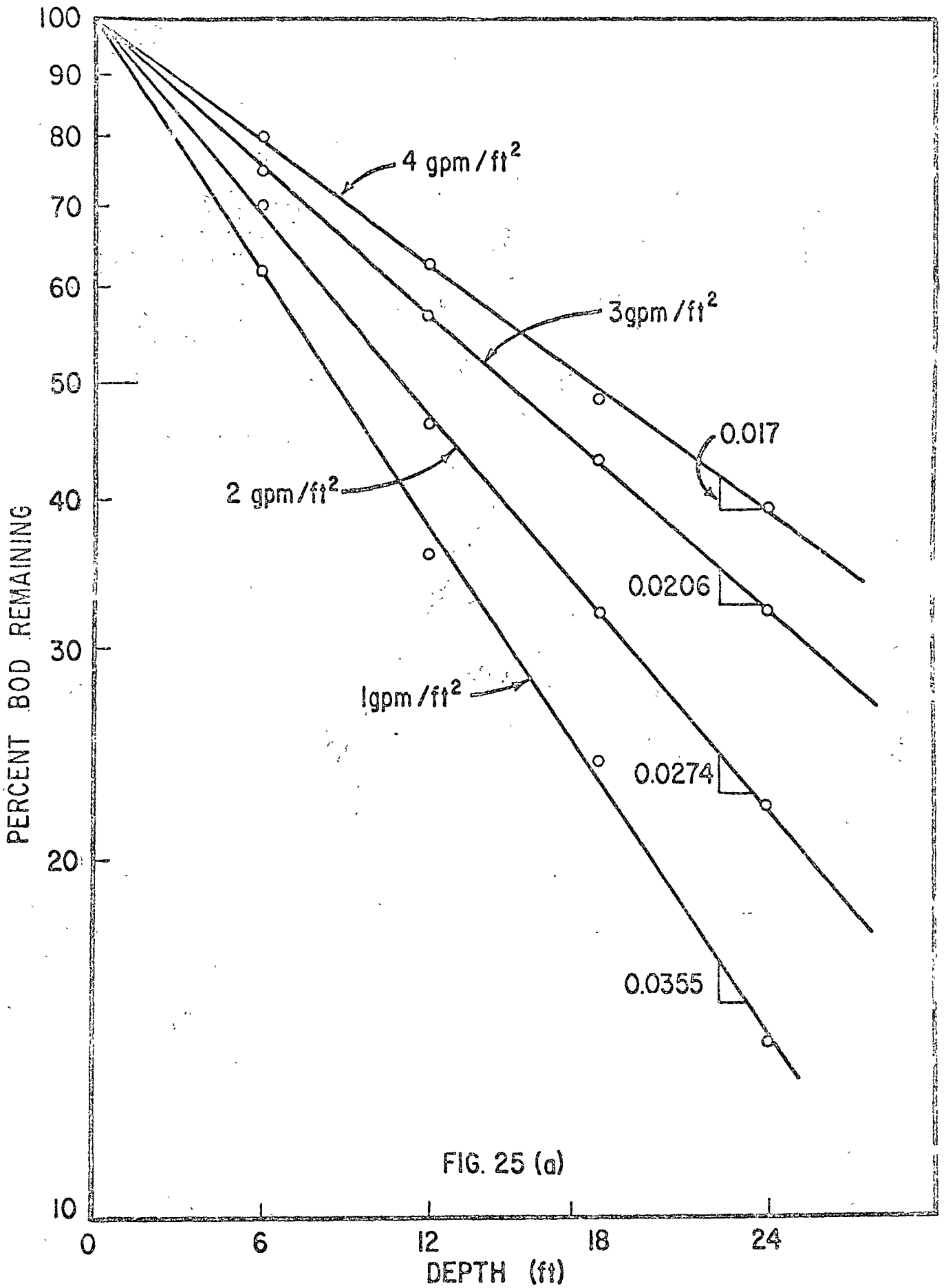


FIG. 25 (a)

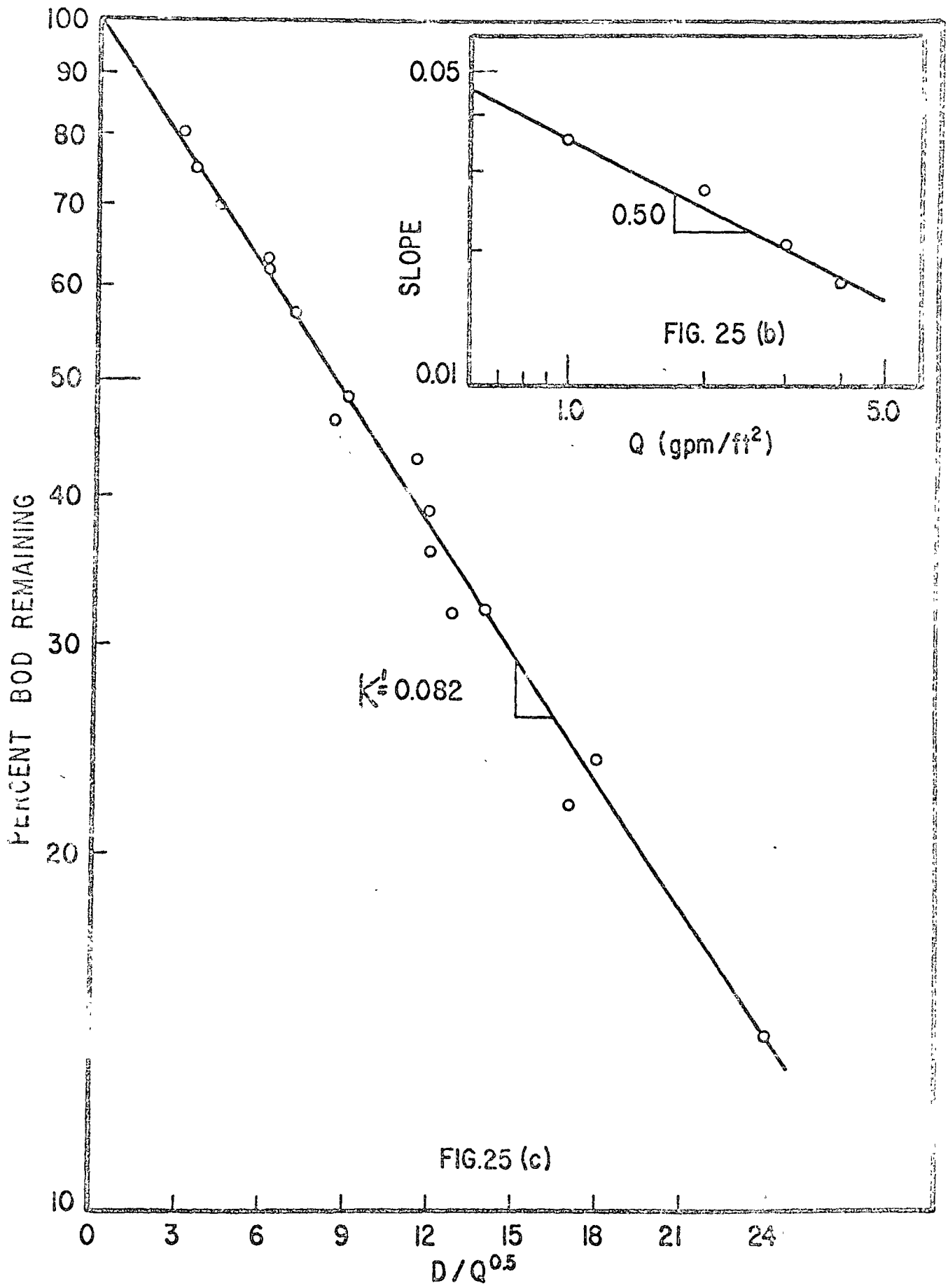




TABLE VII-2.

Data for the Computation of 'K'

Depth, feet	Q gpm/ft <sup>2</sup>	Q <sup>0.5</sup>	D/Q <sup>.5</sup>	% BOD remaining
6	1.0	1.0	6.0	62
12	1.0		12.0	36
18	1.0		18.0	24
24	1.0		24	14
6	2.0	1.414	4.25	70
12	2.0		8.50	46
18	2.0		12.75	32
24	2.0		17.00	22
6	3.0	1.732	3.47	75
12	3.0		6.94	57
18	3.0		11.41	43
24	3.0		13.88	32
6	4.0	2.00	3.0	80
12	4.0		6.0	63
18	4.0		9.0	48.5
24	4.0		12.0	39

2 (a) without recirculation

Depth 20 feet

$$\frac{S}{S_o} = \frac{1}{e^{0.082 D/Q^{0.5}}}$$

for 80% BOD removal

$$0.2 = \frac{1}{e^{(0.082)(20)/Q^{0.5}}}$$

$$e^{1.64/Q^{0.5}} = 5$$

$$1.64/Q^{0.5} = 1.61$$

$$Q^{0.5} = \frac{1.64}{1.61} = 1.02$$

$$Q = 1.0 \text{ gpm/ft}^2$$

or 1440 gpd/ft<sup>2</sup>

$$\text{Area of filter required} = \frac{5 \times 10^6}{1440}$$

$$= 3475 \text{ ft}^2$$

$$\text{Diameter of filter} = \sqrt{\frac{3475}{0.785}}$$
$$= 66.5 \text{ feet}$$

2 (b) with a recirculation factor of 1.5

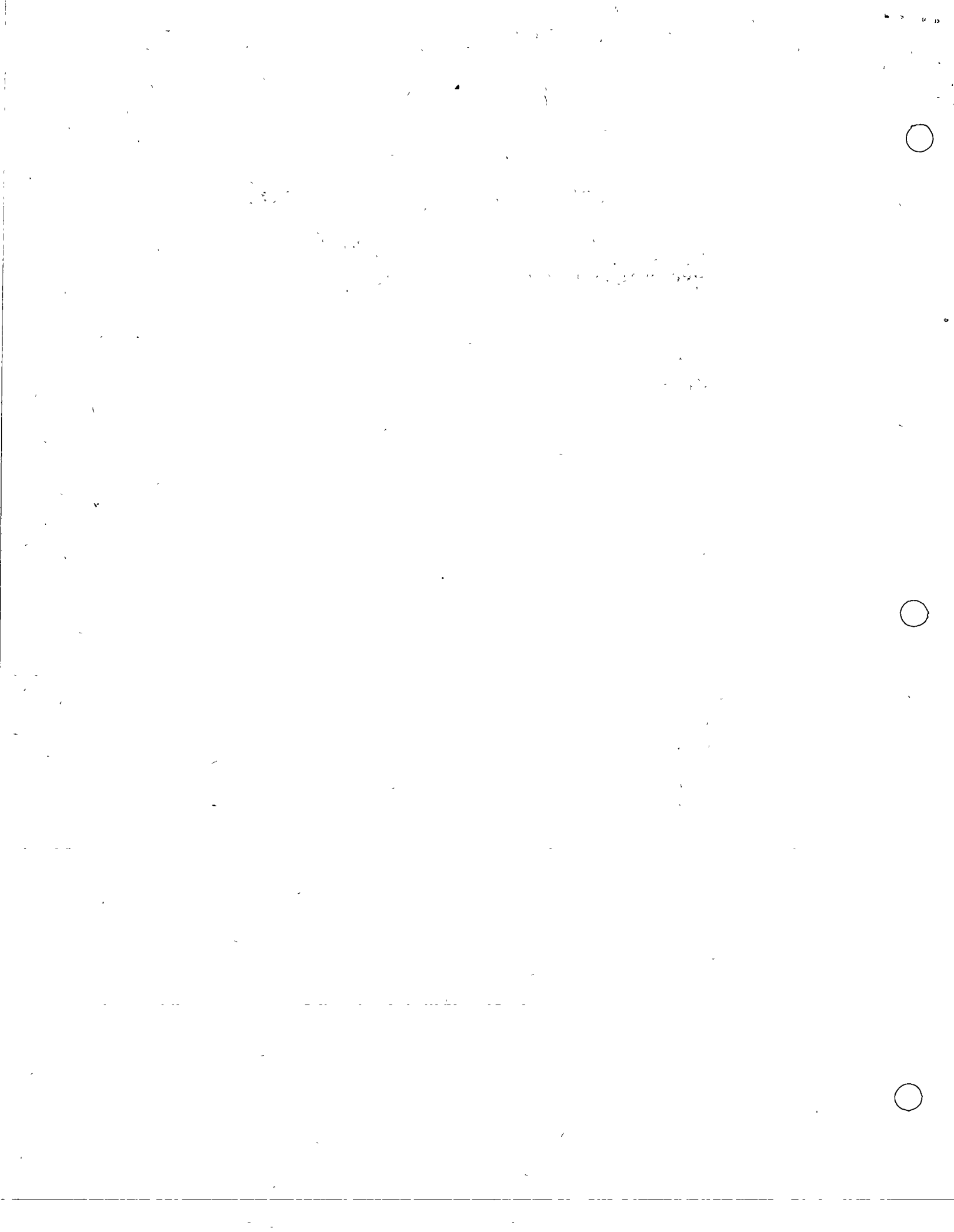
$$S_o = \frac{S_a + N S_e}{1 + N}$$
$$= \frac{220 + 1.5 (44)}{1 + 1.5} = 114.5$$

$$S_e/S_o = 44/114.5 = 0.385$$

$$e^{1.64/Q^{0.5}} = \frac{S_o}{S_e} = 2.60$$

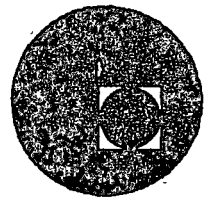
$$1.64/Q^{0.5} = 0.955$$

$$\begin{aligned}
Q^{0.5} &= \frac{1.64}{0.955} = 1.72 \\
Q &= 2.96 \text{ gpm/ft}^2 \\
\text{Area of filter required} &= \frac{12.5 \times 10^6}{(2.96) 1440} \\
&= 2940 \text{ ft}^2 \\
\text{Diameter of filter} &= \sqrt{\frac{2940}{0.785}} \\
&= 61 \text{ feet or } 60 \text{ feet}
\end{aligned}$$





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam

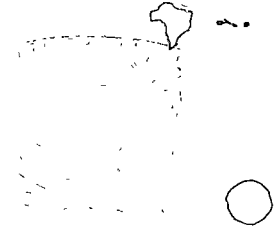


## TRA TAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



ING. FRANCISCO MONTEJANO URANGA  
NOVIEMBRE DE 1976.

Handwritten text, possibly a title or header, located at the top center of the page. The text is faint and difficult to decipher but appears to contain several lines of characters.



C R I B A D O

Es un proceso usado en:

- (1) Obras de toma en los abastecimientos de agua
- (2) Obras de tratamiento de aguas residuales
- (3) Antes de la descarga de aguas residuales en aguas receptoras
- (4) En la recuperación y en la reutilización de aguas residuales de las industrias, junto con coagulación

Tomando en cuenta la magnitud de las aberturas, el proceso de cribado puede llevarse a cabo mediante

Rejas

Rejillas

Cribas

Microcribas

Las finalidades del proceso pueden ser muy diversas, pero puede decirse que las rejas y rejillas se usan para proteger mecanismos tales como las bombas.

Las cribas y cribas finas se usan para impartir tratamiento primario a las aguas de desecho en los casos en que se cuenta con poco espacio.

Las microcribas se usan para mejorar la calidad del agua en los abastecimientos, por remoción del plankton. También en la reutilización del agua en las industrias, con coagulación previa, tal como se aplican a las "aguas blancas" de las industrias del papel.

REJAS

Para obras de tratamiento de aguas negras

Para proteger a las bombas de los daños que pueden causar a las basuras tales como palos, garras de tela, etc., deben ser tan cerradas que puedan atrapar esas basuras, pero tan abiertas que permitan el paso de excrementos y papel de

excusado.

Se colocan antes de los desarenadores o antes de los sedimentadores. (Antes de las bombas).

Para limpieza manual se prefieren separaciones de barras de 5 cms y mayores, con inclinaciones de 1:1, 1:2, ó 1:3, con lo cual se aumenta la superficie de cribado y se facilita la limpieza.

No debe asentarse arena en el canal en que se alojan, para lo cual la velocidad debe ser de 0.60 m/seg o mayor. Pero la velocidad entre rejas debe ser menor de 0.75 m/seg para que no pase lo atrapado.

En los casos de limpieza mecánica, las aberturas deben ser de 2.5 a 5.0 cms, y las inclinaciones mayores de las establecidas anteriormente.

Aún cuando la estructura en que se alojan lleva el nombre de canal, el tirante y la velocidad no están regidos por paredes y fondo, sino por un vertedor proporcional colocado al final del desarenador.

En esa forma, el funcionamiento hidráulico es más bien como el de un tanque alargado.

Ejemplo

Cálculo del canal de rejas para una planta de tratamiento de aguas negras

Gastos en l/s	Presente	Futuro
Mínimo	75	100
Medio	147	221
Máximo	294	442

Velocidad en el canal 0.60 m/seg

Velocidad entre rejas 0.75 m/seg

Limpieza manual; rejas a 30° con la horizontal; se proyectarán 3 unidades, cada una para un gasto de 147 l/s.



Orilla y Microcribas:

De tela de alambre de acero inoxidable

Orilla	Diámetro del alambre en mm	Abertura entre alambres en "
18 ó 15	1.20 ó 1.6	3020 ó 3610
23	0.3700	640
37	0.1720	335
39	0.1270	185
44	0.1016	110
45	0.0711	87
47	0.0508	76

Microcriba

Marca II	-----	65
49	0.0305 -----	53

Microcriba

Marca I	-----	35
---------	-------	----

Microcriba

Marca O	-----	23
---------	-------	----

Fórmula de Boucher; pérdida de carga en microcribas

H = pérdida de carga en cualquier momento

H<sub>0</sub> = pérdida de carga para un gasto Q, cuando la malla está limpia

H<sub>V</sub> = pérdida de carga para un gasto Q, ~~XXXXXX~~ a través de la malla cuando ha pasado un volumen V por unidad de área

I' = índice medio de filtrabilidad efectiva del agua. El índice se mide con el dispositivo de Boucher. I varía desde 0.1 en corrientes hasta 0.7 para agua del fondo de depósitos usando microcriba marca O.

$$H = H_0 + H_V ; H_V = H_0 e^{IV}$$

Para más detalles ver:

Paper Nº 1, Section 1; Third International Conference on Water Pollution  
Research; Munich, Germany, by L. D. Bowen; J. W. Lovell y D. K. B.  
Thistlethwayte.

En el caso de remoción de sólidos suspendidos se usan con coagulación previa,  
y en ese caso interesa la capacidad de remoción.

Ver

Macrostraining Paper Mill Wastewater, Alan E. Rimer, Journal, W. P. C. F.,  
Julio de 1971. pp. 1528 - 1540 .

## Rejillas

Para obras de toma de abastecimiento de agua y para tratamiento de aguas negras. Aberturas de 2.5 a 5.0 cms. En algunos casos, menores, hasta de  $\frac{1}{2}$ ". Apropriadas para limpieza mecánica.

En las obras de toma para abastecimiento de agua de canales y ríos, pueden tener inclinaciones de 3 a 6 m vertical, a uno horizontal.

La pérdida de carga en rejillas limpias, puede estimarse mediante la fórmula de Kirschmen

$$h = \beta \left( \frac{w}{b} \right)^{4/3} h_v \sin \theta$$

$h$  = pérdida de carga en metros

$h_v$  = carga de velocidad en metros, calculada a partir de la velocidad media geométrica de la velocidad horizontal entre rejas, y su componente perpendicular a las rejas.

$w$  = ancho máximo de las barras o rejas

$b$  = abertura mínima entre barras

$\theta$  = ángulo de inclinación con la horizontal

$\beta$  = factor de forma

= 2.42 para barras de sección rectangular y aristas vivas

= 1.79 para barras de sección circular

= 0.76 para barras de sección en forma de gota

Ejemplo:

$v = 0.405$  m/seg

$w = 0.005$  m

$b = 0.06$  m      $h = 0.0006$  m

$\theta = 30^\circ$

$\beta = 2.42$

$$\text{Área transversal del canal} = \frac{0.147}{0.60} = 0.245 \text{ m}^2$$

Como tanto, suponer un tirante de 0.55 m

$$\text{Ancho} = \frac{0.245}{0.55} = 0.445 \text{ m}$$

n = número de espacios

(n - 1) número de barras

Espacio entre barras 0.005 m

$$0.445 = n (0.05) + (n - 1) (0.005)$$

$$n = 8.5 \text{ espacios}$$

Aceptando 8 espacios y 7 barras

$$8 \times 0.050 = 0.400$$

$$7 \times 0.005 = 0.035$$

---

$$0.435 = \text{ancho}$$

$$\text{Tirante} = \frac{0.245}{0.435} = 0.562 \text{ m}$$

$$\text{Área entre rejas (total)} = 8 \times 0.05 \times 0.562 = 0.225 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad horizontal entre rejas} = \frac{0.147}{0.225} = 0.66 \text{ m/s}$$

Aceptable

Pérdida de carga entre rejas.

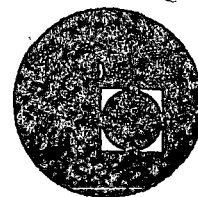
Se aplicó la fórmula de Kirschmer, tomada del Elements of Water Supply and Waste Water Disposal, p 309, con un coeficiente  $A = 2.42$  para barras de sección rectangular y aristas "afiladas" o "vivas" obteniéndose una pérdida de carga insignificante.

No se muestran esos cálculos, porque corresponden a rejas limpias, lo cual será excepcional.

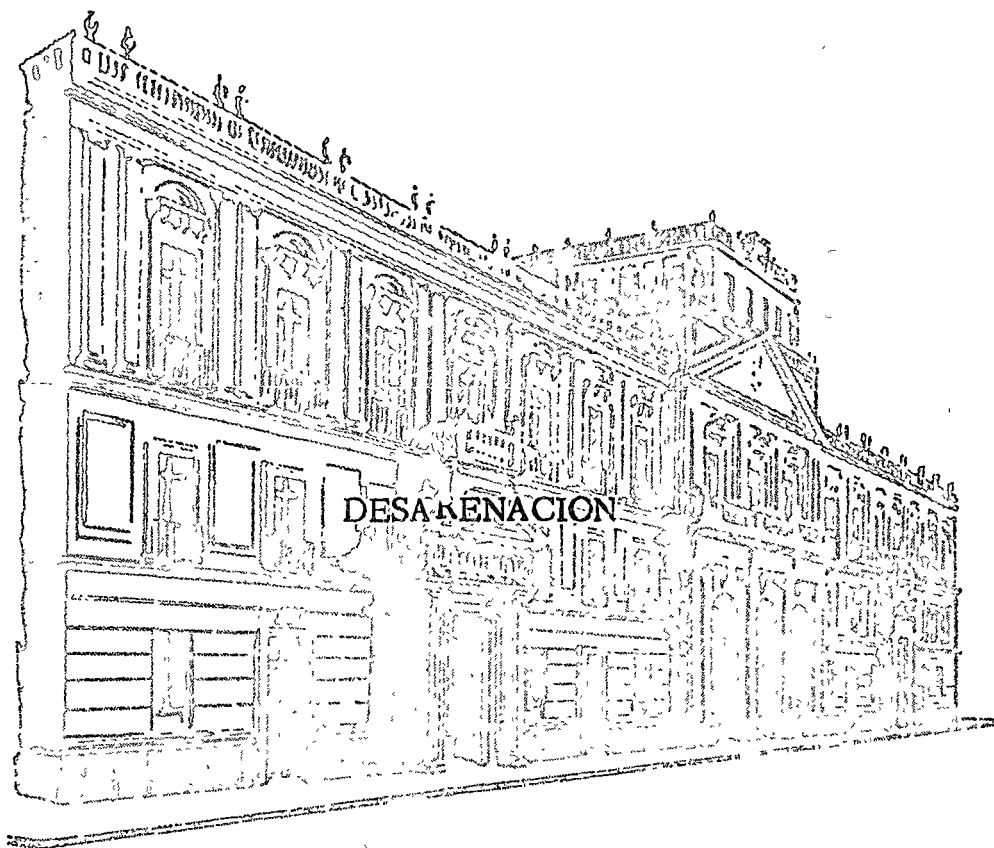
Se supuso una pérdida de 10 cms suponiendo aseo constante con algo de obstrucción.



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam

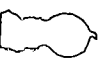


## TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



ING. FRANCISCO MONTEJANO URANGA

NOVIEMBRE DE 1976.



UNIVERSITY OF CALIFORNIA LIBRARY

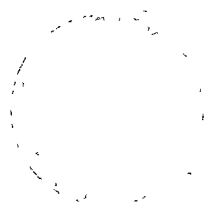
STATIONER AND PRINTER



UNIVERSITY OF CALIFORNIA LIBRARY



UNIVERSITY OF CALIFORNIA LIBRARY  
STATIONER AND PRINTER



# Desarenación

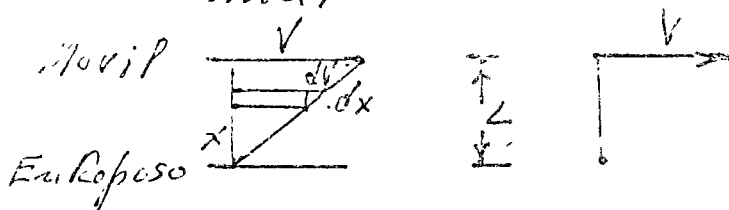
## 1.0 Puntos Previos

### 1.1 Viscosidad.

Es la resistencia que opone un fluido al esfuerzo cortante.

Para su estudio imaginar dos placas paralelas, horizontales, separadas por una distancia relativamente pequeña. En el espacio limitado por las placas está el fluido.

La placa inferior permanece en reposo. La placa superior se mueve con velocidad constante  $V$ , como se muestra en el diagrama.



### Suposiciones básicas

Las partículas que están en contacto con la placa móvil se mueven con la misma velocidad de la placa móvil. Las que están en contacto con la placa en reposo tienen velocidad nula.

La razón de cambio de la velocidad de las diversas partículas (que están en un plano perpendicular al vector velocidad) respecto de la distancia que separa las placas, es constante.

$$\frac{dv}{dx} = k = \frac{V}{L} = \text{gradiente de velocidad}$$

El esfuerzo cortante en el fluido, es proporcional a la razón de cambio de la velocidad.

$$\tau = \mu \frac{dv}{dx}, \quad \tau = \mu \frac{V}{L} \dots (1)$$

El coeficiente de proporcionalidad  $\mu$  se llama viscosidad dinámica.

Dimensiones de  $\mu$ .

Sistema de unidades fundamentales; M, L, T.

$$\tau = \frac{\text{Fuerza}}{\text{Area}}; \frac{MLT^{-2}}{L^2} = ML^{-1}T^{-2} \dots (2)$$

$$V = ; LT^{-1}$$

De la (1):  $\mu = \frac{\tau L}{V}; \frac{ML^{-1}T^{-2}}{LT^{-1}} = ML^{-1}T^{-1} \dots (3)$

En el sistema cgs 1. Poise =  $\frac{\text{g masa}}{\text{cm} \cdot \text{seg}^2}$

En el mismo sistema cgs, para unidades fundamentales F, L, T

Como  $M = \frac{F}{\text{aceleración}}; M = \frac{F}{LT^{-2}} = FL^{-1}T^2$

No acuerdo con la (3);  $\mu = (FL^{-1}T^2) L^{-1}T^{-1}$

En el sistema c.g.s la unidad de fuerza es la dina  $\mu = FL^{-2}T \dots 4$

$$1 \text{ dina} = 1 \text{ g masa cm/seg}^2$$



(4)

De acuerdo con la (4) las dimensiones de  $\mu$  son:

$$\mu = \frac{\text{dina} \cdot \text{seg}}{\text{cm}^2}$$

### Viscosidad Cinemática

Se define  $\nu = \frac{\mu}{\rho}$  en la que

$\rho$  es la masa de la unidad de volumen ó  
"densidad de masa"

Dimensiones de  $\nu$  en el sistema de unidades fundamen-  
tales M, L, T

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} = \frac{ML^{-1}T^{-1}}{ML^{-3}} = L^2 T^{-1} = \frac{L^2}{T}$$

En el sistema c.g.s ;  $\frac{\text{cm}^2}{\text{seg.}}$

En las tablas Water and Waste Water Engineering,  
Fair, Geyer, Okun, Vol. 2, en la (p) 5 del  
apendice,  $\mu$  está expresada en centipoises  
para diversas Temperaturas en grados Centígrados

$$1 \text{ centipoise} = (10^{-2}) \frac{\text{g masa}}{\text{cm} \cdot \text{seg.}}$$

$\rho$ ; densidad del agua a diversas temperaturas  
en g masa/cm<sup>3</sup>

De la Tabla mencionada ;  $\mu_{20^\circ} = 1.0087$   
Centipoises

121  
Para obtener Poises ó  $\frac{\text{g masa}}{\text{cm. seg}}$  hay que  
multiplicar el dato de la tabla por  $10^{-2}$

$$1.0087 \text{ centipoises} = 0.0010087 \text{ Poises ó}$$

el mismo dato en centistokes  $\frac{\text{g masa}}{\text{cm. seg.}}$

$$1 \text{ centistoke} = \frac{\text{cm}^2}{\text{seg}} \times 10^{-2}$$

En la Tabla:

$$\nu_{20^\circ} = 1.01105 \text{ centistokes}$$

Hay que multiplicar por  $10^{-2}$  para obtener Stokes,  
ó sea  $\text{cm}^2/\text{seg}^2$

$$1.01105 \times 10^{-2} = 0.00101105 \text{ Stokes}$$

centistokes. ó  $\text{cm}^2/\text{seg.}$

1.2 Parámetros. Su significado

Ejemplos : radio del círculo

Número de Reynolds.  $\frac{L v \rho}{\mu}$

1.3 Teorema de Buckingham.

Cuando se tienen 4 ó más variables físicas, se pueden reunir en un número mínimo de grupos  $n$  dimensionales, para establecer con ellos una ecuación en la cual puede estudiarse la función desconocida de las variables

físicas

A los grupos  $k$ -dimensionales formados, se les llama: términos  $\Pi$

Si hay  $n$  variables físicas,  $q_1, q_2, \dots, q_n$  y hay  $k$  dimensiones fundamentales, y si experimentalmente se sabe que deben estar relacionadas, entonces debe haber una expresión que las relacione

$$f(q_1, q_2, \dots, q_n) = 0$$

Esa función  $f$  desconocida puede encontrarse, comenzando por 'reemplazarla' por una función

$$\Phi(\Pi_1, \Pi_2, \Pi_3, \dots, \Pi_{n-k}) = 0$$

en la que cualquiera de los términos  $\Pi_i$  depende de no más de  $k+1$  variables físicas  $q$  y cada uno de los términos  $\Pi_i$  es independiente de los demás, es adimensional, y es función monótona de las variables  $q$ .

### 1.4 Número de Reynolds.

$$R = f(L, v, \rho, \mu)$$

$$R = \frac{L \cdot v \cdot \rho}{\mu}$$

se puede obtener mediante el teorema de Buckingham

Probl. 3, Cap. 5

Mecánica de Fluidos e Hidráulica

Serie Schaum

(p) 54 Versión en Inglés

## 2. Sedimentación de partículas separadas en medio líquido en reposo.

### 2.1 Descripción

Cuando una partícula cae en el seno de un líquido en reposo, la fuerza que provoca la caída es la gravedad, afectada por la disminución de peso debida al desplazamiento de un volumen de líquido igual al volumen de la partícula.

Si el líquido no fuera viscoso, la caída sería acelerada.

Como el líquido es viscoso, la viscosidad ofrece resistencia a la fuerza de la gravedad.

En los primeros instantes, la velocidad de caída aumenta, pero como el esfuerzo constante es proporcional a la velocidad, el aumento de velocidad produce un aumento en la resistencia, hasta que llega un instante en que la resistencia iguala a la fuerza de caída, alcanzándose así el equilibrio de las dos fuerzas.

Desde ese instante en adelante, la partícula cae con velocidad constante

### 2.2. Fuerza que Produce la caída

$F_I$  = Fuerza de caída.

$\rho$  = Densidad de masa del líquido

$\rho_s$  = Densidad de masa de la partícula.

$V$  = Volumen de la partícula.

$$F_r = V \rho_s g - V \rho g = (\rho_s - \rho) V g$$

3 Resistencia que opone el líquido.

$$F_D = \text{"Fuerza de arrastre"}$$

Este nombre tiene origen en el estudio del fenómeno de la fuerza de arrastre que un líquido ejerce ~~en~~, cuando está en movimiento, sobre una partícula que inicialmente se encuentra en reposo en el seno del líquido.

El fenómeno físico es esencialmente el mismo

Experimentalmente se sabe que

$$F_D = f(\rho, \mu, L, v) \text{ o } f(F_D, \mu, \rho, L, v) = 0$$

Aplicando el Teorema de Buckingham

$$n = 5, k = 3; \left\{ \frac{F}{L} \right\}; n - k = 5 - 3 = 2$$

Habrán 2 términos  $\Pi$ :  $\Pi_1$  y  $\Pi_2$

De acuerdo con dicho teorema, se puede establecer una función  $\phi(\Pi_1, \Pi_2) = 0$  con la que se puede trabajar en lugar de la función de variables  $g$ .

(2)

Primer Paso: Lista de relaciones dimensionales

$$\nu = L T^{-1}$$

$$\rho = F T^2 L^{-4} \quad \mu = F T L^{-2}$$

$$L = L$$

$$P = M L^{-3}; M = \frac{F}{a} = \frac{F}{L T^{-2}} = F L^{-1} T^2$$

$$P = (F L^{-1} T^2) L^{-3} = F T^2 L^{-4}$$

Segundo Paso. Para  $F, L, T$ ;  $k=3$

Tercer Paso; Como hay  $m-k=5-3$  parámetros  $\Pi$ , seleccionar,  $k=3$  de las 5 variables. Cada  $\Pi$  tendrá esas tres variables comunes, y una distinta

$\Pi_1$  función monómica de  $L, \nu, \rho, F_D$

$\Pi_2$  " " " de  $L, \nu, \rho, \mu$

= f. valor de  $\Pi_1$

$$\Pi_1 = L^a \nu^b \rho^c F_D^d$$

es la lista de dimensiones

$$\Pi_1 \text{ adimensional; } L^0 F^0 T^0 = L^a \nu^b \rho^c F_D^d$$

$$L^0 F^0 T^0 = (L^a) (L^b T^{-b}) (F^c T^{2c} L^{-4c}) (F^d)$$

$$\text{Para } L; 0 = a + b - 4c \quad \dots 1^a$$

$$\text{" } F; 0 = c + d \quad \dots 2^a$$

$$\text{" } T; 0 = -b + 2c \quad \dots 3^a$$

(9)

De la 2ª;  $\underline{c = -1}$ ; de la 3ª  $b = 2c$

$$\underline{b = -2}$$

De la 1ª  $0 = a - 2 + 4$

$$\underline{a = -2}$$

$$\Pi_1 = L^a v^b \rho^c F'$$

$$\underline{\Pi_1 = L^{-2} v^{-2} \rho^{-1} F_D}$$

$$\underline{\left[ \Pi_1 = \frac{F_D}{L^2 v^2 \rho} \right]}$$

El valor de  $\Pi_2$

$$\Pi_2 = L^a v^b \rho^c \mu'$$

$$\Pi_2 = L^0 F^0 T^0$$

$$F^0 L^0 T^0 = L^a v^b \rho^c \mu'$$

De la tabla de dimensiones

$$F^0 L^0 T^0 = (L^a)(L^b T^{-b})(F^c T^{2c} L^{-4c})(F T L^{-2})$$

Para F;  $0 = c + 1 \dots 1^a$

Para L;  $0 = a + b - 4c - 2 \dots 2^a$

Para T;  $0 = -b + 2c + 1 \dots 3^a$

De la 1ª  $\underline{c = -1}$

De la 3ª  $0 = -b - 2 + 1$

$$b = -1$$

Definición:  $\sigma = a - 1 + 4 - 2$   
 $\underline{a = -1}$

$$\widehat{\Pi}_2 = L^{-1} A^{-1} \rho^{-1} \mu$$

$$\widehat{\Pi}_2 = \frac{\rho^{-1}}{L v^2}$$

$$\boxed{\widehat{\Pi}_2 = \frac{1}{R}}$$

$$\widehat{\Pi}_1 = \frac{F_D}{L^2 v^2 \rho}$$

En análisis dimensional,  $\Pi$  se puede sustituir por  $\Pi^{-1}$  al formar una función,

La función es

$$\phi\left(\frac{F_D}{L^2 v^2 \rho}, R\right) = 0$$

Esta función puede ser

$$\frac{F_D}{L^2 v^2 \rho} - R = 0$$

Para ajustar a la realidad, experimentalmente hay que introducir un factor  $K$  de proporcionalidad

$$F_D = K L^2 v^2 \rho R$$

Multiplicando y dividiendo por 2 el 2º miembro

$$F_D = 2KR \rho L^2 \frac{v^2}{2}$$



El producto  $2KR$  se le llama  $C_D$  = "Coeficiente de arrastre"

El factor  $L^2$  correspondo al area  $A_c$  de la partícula.

El principio se creyó que era constante, la experiencia demostró que  $C_D$  es función de  $R$ .

$$F_D = C_D \rho A_c \frac{v^2}{2}$$

para  $10^{-3} < R < 1$ ;  $C_D = \frac{24}{R}$

$1 \leq R < 10^4$ ;  $C_D = \frac{24}{R} + \frac{3}{\sqrt{R}} + 0.34$

$10^4 < R < 10^6$ ;  $C_D \approx 0.4$

Ver diagrama (p) 25-4; Water & Waste Water Engineering, Vol. 2  
G. Fair, J.C. Geyer, D.S. Okun  
Version in English.

2.4 Equilibrio de las dos Fuerzas

$$\frac{1}{2} C_D \rho v_s^2 A_c = (\rho_s - \rho) g V$$

$$v_s = \sqrt{\frac{2g(\rho_s - \rho) V}{C_D \rho A_c}}$$

Para partículas esféricas

$V = \frac{\pi d^3}{6}$ ;  $A_c = \frac{\pi d^2}{4}$

$$\frac{v_s}{L_c} = \frac{2}{3} d$$

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{g}{G_D} \left( \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) d} \quad \text{--- (A)}$$

Si  $s_s =$  gravedad específica de la partícula

$$s_s = \frac{\rho_s}{\rho}$$

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{g}{G_D} (s_s - 1) d} \quad \text{--- (B)}$$

### Ley de Stokes

Si en (A) se reemplaza  $G_D$  por

$\frac{24}{R}$ , expresión válida para  $10^{-3} < R < 1$

Fair, G.O.  $10^{-3} < R < 0,5$

Como  $R = \frac{d v_s \rho}{\mu}$

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{g}{24} \left( \frac{d v_s \rho}{\mu} \right) \left( \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) d}$$

$$v_s = \sqrt{\frac{1}{18} g \frac{d^2 v_s}{\mu} (s_s - 1)}$$

Sacando  $v_s$  fuera del radical

$$v_s = v_s^{1/2} \sqrt{\frac{1}{18} g d^2 \frac{\rho_s - \rho}{\mu}}$$

$$v_s^{1/2} = \sqrt{\quad}$$

$$v_s = \frac{1}{18} g d^2 \frac{\rho_s - \rho}{\nu} \quad ; \quad \nu = \frac{\mu}{\rho}$$

$$\mu = \nu \rho$$

$$v_s = \frac{1}{18} g d^2 \frac{(\rho_s - \rho)}{\nu}$$

Observar: la  $v_s$  es función del cuadrado del diámetro de las partículas.

La misma sustitución se podría hacer de los otros valores de  $C_D$  para los otros valores de  $R$ .

El hecho de que resultan expresiones demasiado complicadas, ha hecho común el uso de gráficas.

### 3.1 Uso de gráficas. Ejemplo

Haciendo uso de la gráfica de la p) 25-6 del libro *Water & Waste Water Engineering*; Fair, Geyer, Okun. Vol. 2.

Encontrar la velocidad de sedimentación de partículas esféricas de 0.2 mm de diámetro.

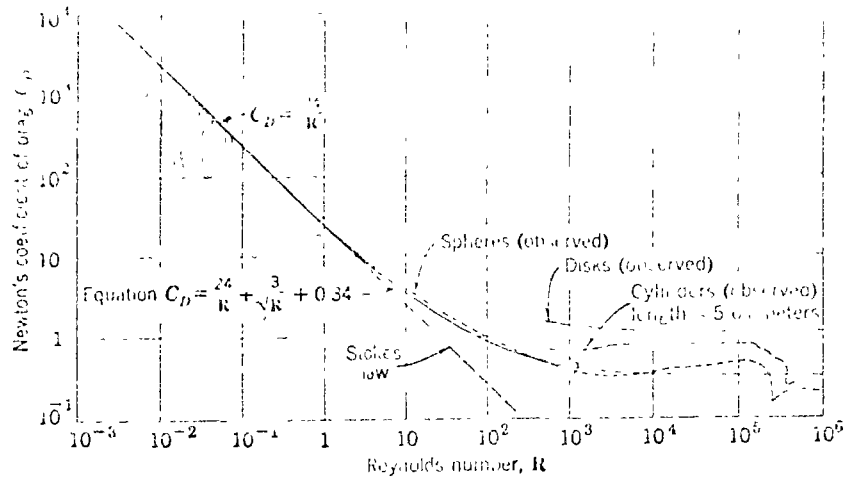


Fig. 25-1. Newton's coefficient of drag for varying magnitudes of Reynolds number. [Observed curves after T. R. Camp, *Trans. Am. Soc. Civil Engrs.*, 103, 897 (1931).]

A brief list of related values of  $R$  and  $C_D$  follows:

$R$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$	1
$C_D$	$24.1 \times 10^3$	$24.3 \times 10^2$	$25.0 \times 10$	27.3
$R$	10	$10^2$	$10^3$	$10^4$
$C_D$	$36.9 \times 10^{-1}$	$88.0 \times 10^{-2}$	$45.9 \times 10^{-2}$	$37.2 \times 10^{-2}$

Equations 25-1 and 3 can now be combined to establish a general relationship for the settling or rising of free and discrete particles, as follows:

$$v_s = \left\{ \frac{2g}{C_D} \right\} \left\{ \frac{(\rho_s - \rho)}{\rho} \right\} \left\{ \frac{V}{A_c} \right\}^{1/2} \quad (25-5)$$

or, for spherical particles,  $V = (\pi/6)d^3$  and  $A_c = (\pi/4)d^2$ ,

$$v_s = \left\{ \left( \frac{4}{3} \right) \frac{g}{C_D} \right\} \left\{ \frac{(\rho_s - \rho)}{\rho} \right\} d^{1/2}$$

or, closely,

$$v_s \approx \left[ \left( \frac{4}{3} \right) \frac{g}{C_D} \right] (s_s - 1) d^{1/2} \quad (25-6)$$

Here  $s_s$  is the specific gravity of the particle and  $d = \sqrt[3]{6V/A_c} = \sqrt[3]{6V/\pi A_c}$ , where  $A$  is the surface area of the particle.

For eddy resistance at high Reynolds numbers ( $R = 10^2$  to  $10^4$ ),  $C_D$  assumes a value of about 0.4, and

$$v_s \approx [3.3g(s_s - 1)d]^{1/2} \quad (25-7)$$

For viscous resistance at low Reynolds numbers ( $R < 0.5$ ),  $C_D = 24/R$ , and Eq. 25-6 reads as follows:

$$v_s = (g/18) \left\{ \frac{(\rho_s - \rho)}{\mu} \right\} d^2$$

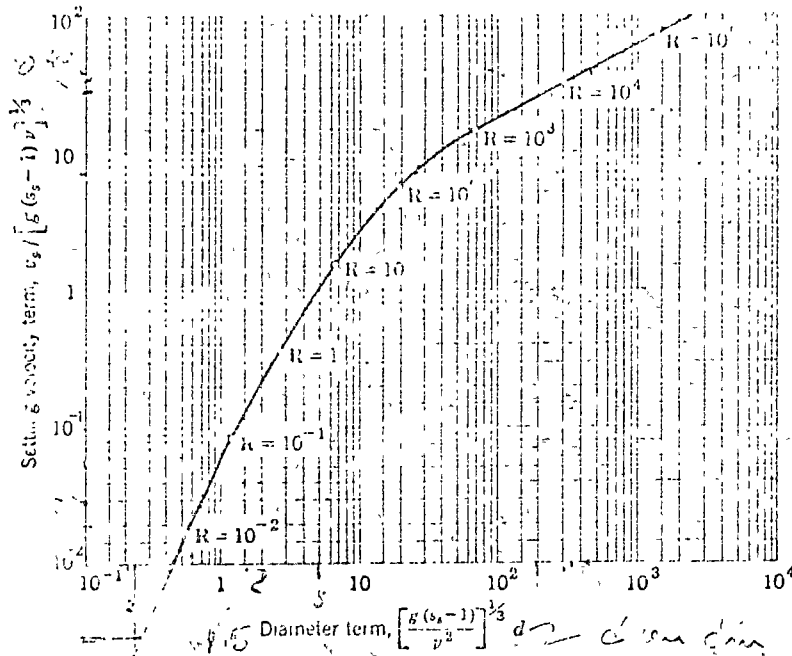


Fig. 25-3. Settling and rising velocities of discrete spherical particles in a quiescent fluid in terms of the specific gravity of the particle (as related to the fluid), the kinematic viscosity of the fluid, and the gravity constant.

1. From Table 11-3,  $\nu = 1.010 \times 10^{-2}$  cm<sup>2</sup>/sec at 20 C, and  $1.310 \times 10^{-2}$  at 10 C. From Eq. 25-8,  $v_s = 981(2.65 - 1.00)(5 \times 10^{-3})^2 / (18 \times 1.01 \times 10^{-2}) = 0.222$  cm/sec. Hence  $R = (2.22 \times 10^{-1})(5 \times 10^{-3}) / (1.01 \times 10^{-2}) = 1.1 \times 10^{-1}$ , and Stokes law applies.

In Fig. 25-2,  $v_s = 0.2$  at 10 C, whence, in proportion to  $\nu$  at 10 and 20 C,  $v_s = 0.2 \times 1.01 \times 10^{-2} / (1.31 \times 10^{-2}) = 0.23$  cm/sec at 20 C.

2. In Fig. 25-2, the velocity of a particle  $10^{-1}$  cm in diameter and of specific gravity 2.65 is 21 cm/sec at 10 C; and Stokes' law does not apply. Therefore proceed to Fig. 25-3, which shows, for a diameter term of  $10^{-1} [981 \times 1.65 / (1.01 \times 10^{-2})^2]^{1/3} = 2.52 \times 10$ , a velocity term of  $7.0 = v_s / (981 \times 1.65 \times 1.01 \times 10^{-2})^{1/2}$ . Hence  $v_s = 7.0(981 \times 1.65 \times 1.01 \times 10^{-2})^{1/2} = 17.7$  cm/sec. From Fig. 25-3,  $R = 1.8 \times 10^2$ , whence  $C_D = 7 \times 10^{-1}$ .

The suspended matter in water and wastewater is seldom spherical. The irregular particles generally composing suspensions possess greater surface area per unit volume than do spheres and, because of this, settle more slowly than do spheres of equivalent volume. Moreover, the frictional drag changes with the orientation of particles relative to the direction of motion. As shown in Fig. 25-1, irregularities in shape exert their greatest influence on drag at high values of  $R$ . At low values ( $R \leq 10$ ), the settling velocities

$$\rho = 2.65$$

$$\begin{aligned} \text{Término "función del diámetro"} &= \left[ \frac{g(s_s - 1)}{\nu^2} \right]^{1/3} d \\ &= \left[ \frac{981 \times 1.65}{\nu^2} \right]^{1/3} 0.02 \end{aligned}$$

$$\nu_{20^\circ} = 1.0105 \text{ en centistokes}$$

$$\nu_{20^\circ} = 1.0105 \times 10^{-2} \text{ en stokes}$$

$$\nu_{20^\circ}^2 = 1.0211 \times 10^4 \text{ stokes}^2$$

Término "función del diámetro"

$$= \left( \frac{981 \times 1.65 \times 10^4}{1.0211} \right)^{1/3} 0.02$$

$$\approx 5.02$$

Entrando con 5.02 en la gráfica de la fig. 25-6, por una parte  $R$  tiene un valor tal que no es válido el uso de la fórmula de Stokes, y el valor del término función de velocidad = 1

$$1 = \frac{\nu_s}{\left[ g(s_s - 1) \nu^2 \right]^{1/3}} = \frac{\nu_s}{\left[ 981 \times 1.65 \times 1.0105 \times 10^{-2} \right]^{1/3}}$$

$$\boxed{\nu_s = 2.54} \text{ cm/seg} \quad 1 < R < 10$$

La expresión de Stokes es válida  
si  $10^3 < R < 1$

### 3.2 Sedimentación Retardada de Partículas Discretas

Cuando el número de partículas (que se sedimentan) por unidad de volumen de suspensión, es grande, la velocidad de asentamiento se retarda en forma semejante a la retardación que sufre una sola partícula que se sedimenta en un tubo de diámetro pequeño. A este efecto se le conoce como efecto de pared, el cual es despreciable para altos valores de  $R$ .

En el tubo de diámetro pequeño el efecto comienza a ser apreciable cuando el tamaño de la partícula es mayor que 0.01 del diámetro del depósito.

Cuando la concentración en % de sólidos suspendidos es de 0.25% y en ausencia de floculación, la reducción de la velocidad de sedimentación es aproximadamente del 1%.

La concentración de 0.25% de sólidos suspendidos, corresponde aprox. a 2500 mg/l.

De esto resulta que en el tratamiento de aguas negras y aguas que conduce un sistema de alcantarillado pluvial, la sedimentación es prácticamente sin retardo.

### 3.3 Sedimentación de partículas separadas Flujo continuo

$$t_r = \frac{V}{Q}$$

1/2  
 Para un depósito prismático rectangular,  
 llamado, el  $t_r$  tiempo de retención  $t_r$ ,  
 es el tiempo que tarda una partícula de  
 sólido, en ir de su extremo superior.

$t_s$  = Tiempo de sedimentación

$H$  = Profundidad del líquido.

$v_s$  = Velocidad de sedimentación

$$t_s = \frac{H}{v_s}$$

Si se hace que  $t_r = t_s$ , la partícula que  
 se sedimenta, alcanza el fondo antes de salir

$$\frac{V}{Q} = \frac{H}{v_s}$$

Si  $A_h$  es el área horizontal del depósito

$$\frac{A_h}{Q} = \frac{1}{v_s} ; v_s = \frac{Q}{A_h} = C_s$$

"Carga superficial", o "gasto de derrame"

Como en la última expresión no inter-  
 viene la profundidad  $H$ , se puede concluir que  
 la sedimentación de partículas separadas no depende  
 de la profundidad del depósito. Lo que siempre  
 será es sólo el requisito de área horizontal,  
 la cual equivale a hacer que el  $t_r = t_s$

#### 4. Proyecto de un desarenador

Gastos en \$/s	Presente	Futuro
Mínimo	75	100
Medio	147	221
Máximo	294	442

Limpieza manual



### Número de unidades ("canales")

Se proyectarán 3 unidades, cada una para un gasto, de 147 P/s, o sea el gasto medio presente.

Trabajando 2 unidades en el presente, quedarán cubiertas las variaciones horarias presentes.

Trabajando las 3 unidades, quedarán cubiertas las necesidades futuras y sus variaciones.

Velocidad horizontal constante de aprox. 0.30 m/s para que no se sedimente materia orgánica.

Con el fin de proteger equipos mecánicos (bombas), se eliminarán partículas de 0.2 mm de diámetro, las mayores, y parte de las menores, lo cual se hará más adelante al estudiar la eficiencia.

La velocidad de sedimentación en arena se vio anteriormente es de 0.025 m/s, pero tratándose de aguas negras, se estima en 0.023 m/s.

Por tanto, la carga superficial 
$$C_s = 0.023 \frac{m^3/seg}{m^2}$$
 de área horizontal

$$A = \frac{3.147 \text{ m}^3/\text{s}}{0.023 \text{ m/s}} = 6.43 \text{ m}^2$$

Suponiendo un ancho de 0.70 m

$$\text{Long. de desareador} = \frac{6.43}{0.70} = 9.15 \text{ m}$$

De acuerdo con lo visto en teoría, el tirante puede ser cualquiera en lo que se refiere a la arena.

Pero para que no se sedimente materia orgánica, la velocidad horizontal se ha fijado en 0.30 m/seg.

Admitiremos una velocidad horizontal de 0.35 m/seg cuando el espacio para arriba, esté lleno; y una velocidad horizontal de 0.30 m/s, cuando el espacio destinado a la arena, esté vacío:

$$\text{Área transversal, cuando con arena} = \frac{0.147}{0.35 \text{ m/seg}} = 0.42 \text{ m}^2$$

$$\text{Tirante} = \frac{0.42 \text{ m}^2}{0.70} = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Área transversal, sin arena} = \frac{0.147}{0.30} = 0.49 \text{ m}^2$$

$$\text{Tirante} = \frac{0.49 \text{ m}^2}{0.70 \text{ m}} = 0.695 \approx 0.70 \text{ m}$$

Se proyecta un vertedor proporcional para mantener la velocidad horizontal requerida, cualesquiera que sea el gasto que varía desde 75 hasta 147 l/s.

Se usarán las fórmulas

$$x = b \left( 1 - \frac{2}{\pi} \arctan \sqrt{\frac{y}{a}} \right)$$

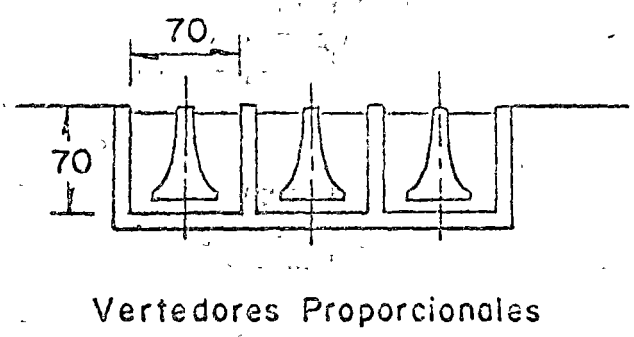
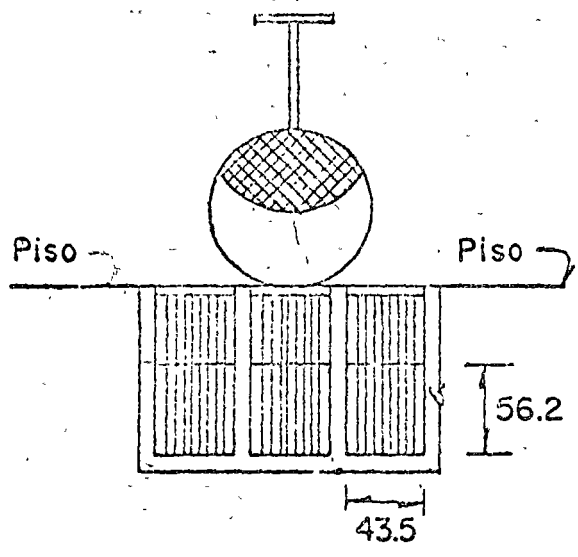
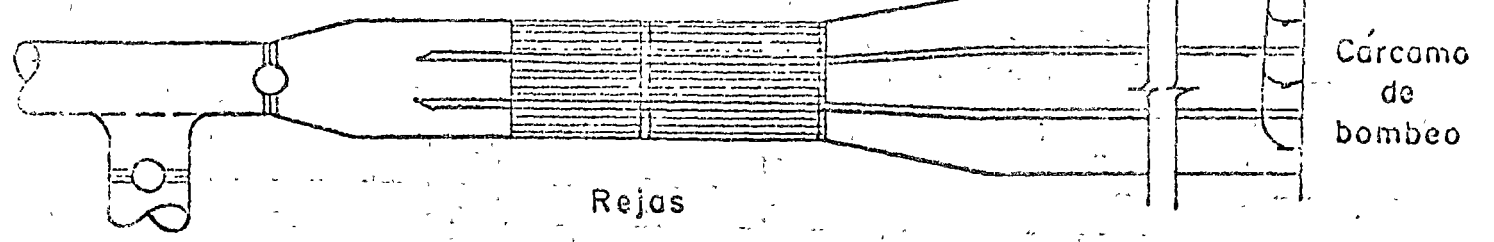
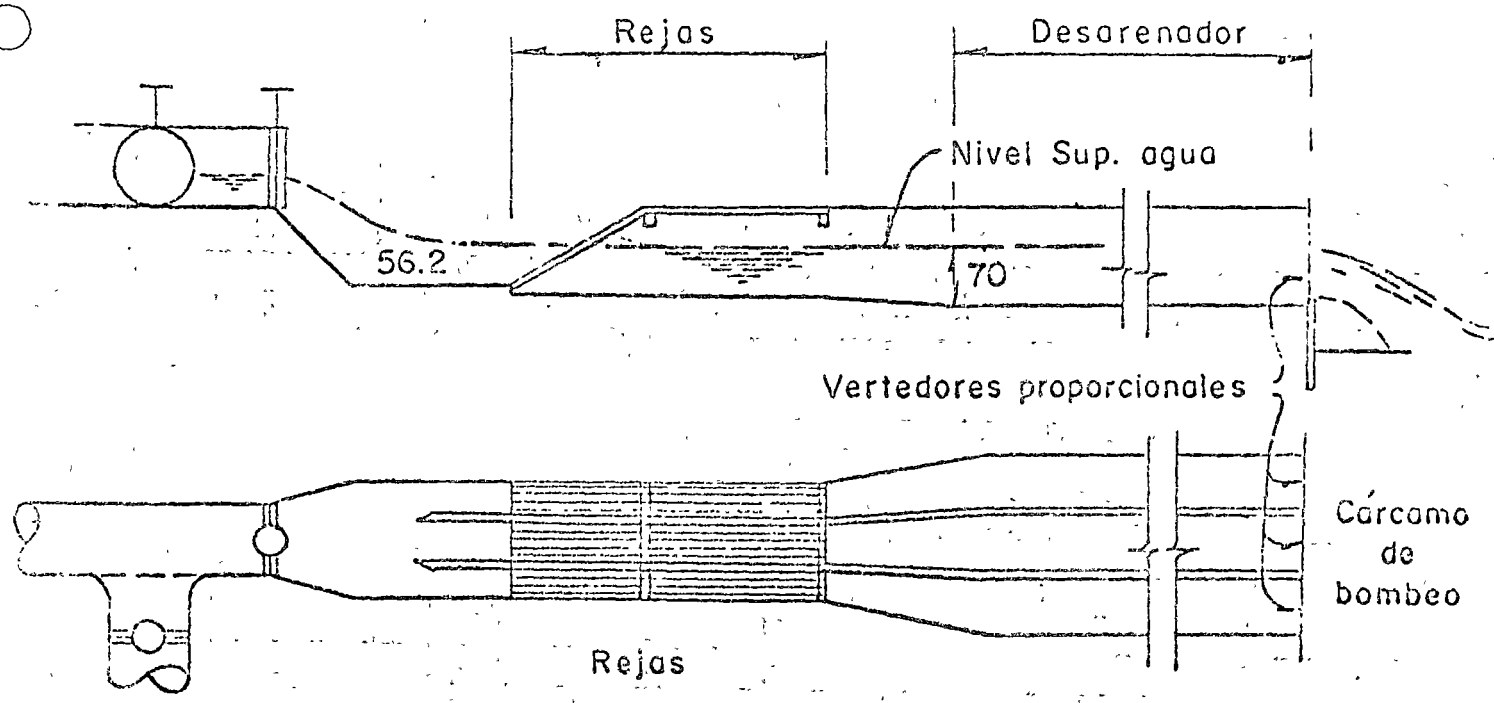
$$q = b \sqrt{2ga} \left( h + \frac{2}{3}a \right)$$

$$q_1 = \frac{2}{3} b \sqrt{2g} \left[ (h+a)^{3/2} - h^{3/2} \right]$$

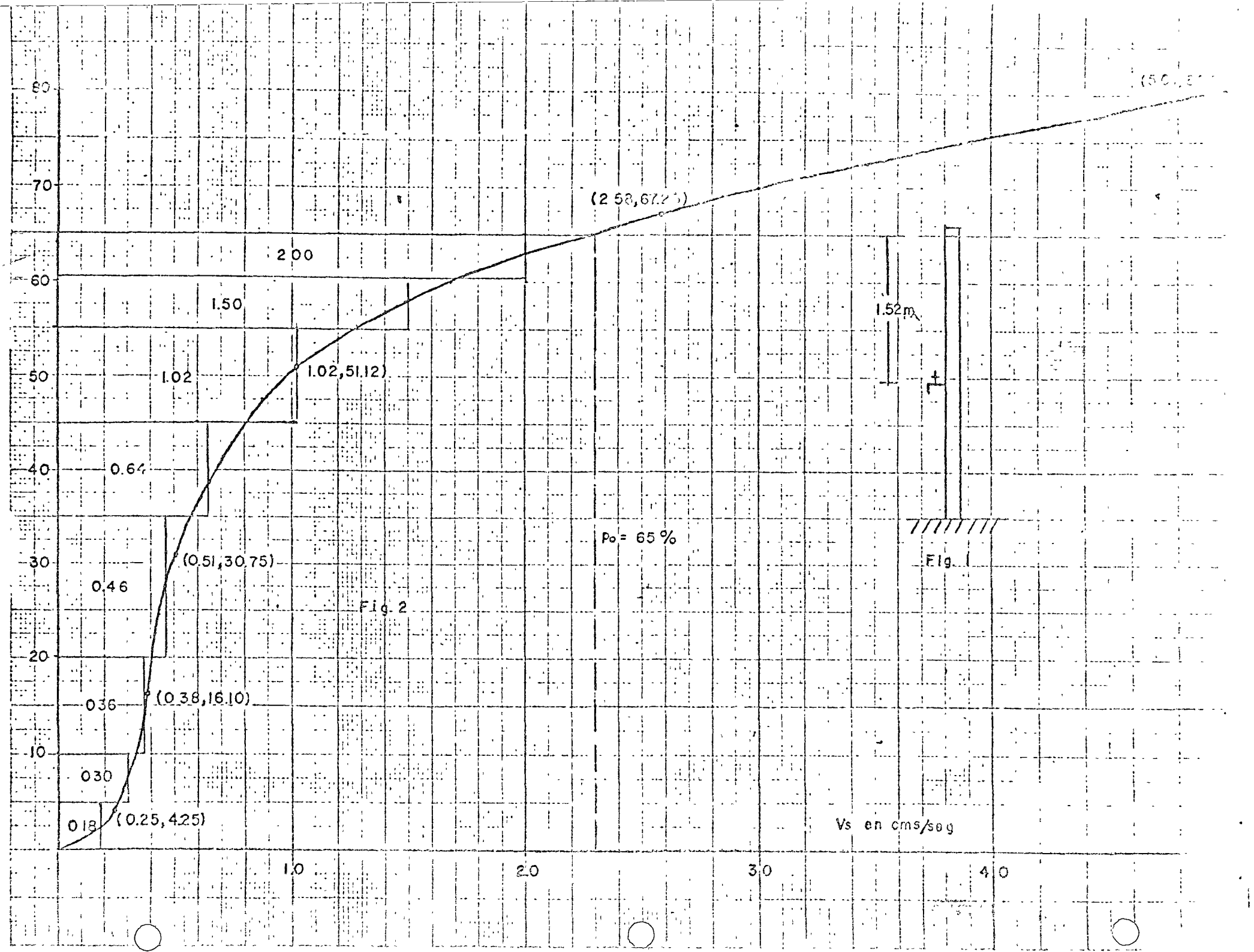
Ver significado de las literales en el diagrama

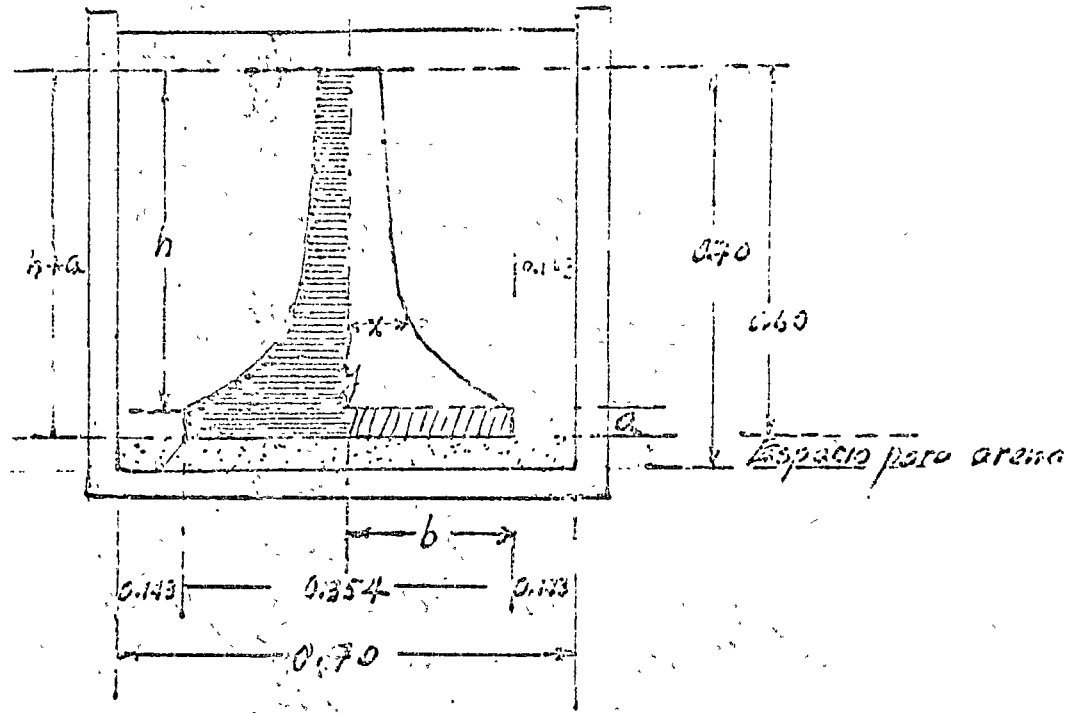
$q$  = gasto del área sombreado densamente

$q_1$  = gasto del área con sombra clara. (tirante  $< a$ )



CANAL DE REJAS, DESARENADOR Y VERTEDORES PROPORCIONALES





Se procura que  $a \geq 2.5$  cms para que no se obstruya.

$$h + a = 0.60 \text{ m}$$

$$h = 0.575$$

$$h + \frac{2}{3} a = 0.5917$$

$$\text{Gasto} = 0.147 \text{ m}^3/\text{seg}; \quad q = 0.0735 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$q = 0.0735 = b \sqrt{19.6 \times 0.025} \times 0.5917$$

$$b = 0.177$$

$$2b = 0.354$$

Para trazar la curva del vertedor, se pueden suponer valores de "y" y se calculan las correspondientes de X.

## 5. Eliminación de partículas cuya $v_s \geq v_c$

Hasta ahora se ha puesto atención sólo a la sedimentación de partículas para las cuales,  $e_i t_p = t_s$

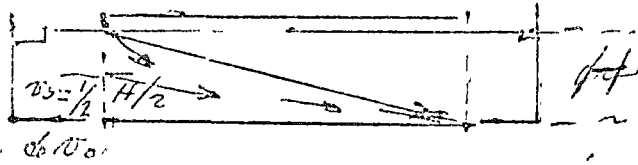
$$\text{Como } t_p = \frac{V}{v} \text{ y } t_s = \frac{H}{v_s}$$

entonces específico la  $v_s$ , ésta toma un valor particular  $= v_c = H/\sqrt{V}$

Las suspensiones naturales que contienen arena, contienen partículas de tamaño no uniforme; sus tamaños y número de cada tamaño, son muy diversos, y con ellos, sus velocidades de sedimentación, también muy diversas, pudiéndose describir con distribuciones de frecuencia que no necesariamente pueden ser expresables mediante leyes estadísticas matemáticas, sino que en muchas ocasiones, es necesario hacer uso de procedimientos gráficos

De cualquier manera, es necesario conocer esas distribuciones, para poder cuantificar la eficiencia de los desarenadores, en % de eliminación de SS

En un desarenador como el propuesto en el punto 4, se sedimentan las partículas cuya  $v_s \geq v_c$ , y las cuales se consideran cuando se supone que sólo entran por la parte superior izquierda del tanque, y que en su trayecto de sedimentación, tienen que recorrer toda la profundidad  $t_s$



o se ve en el diagrama, que además se sedimentan todas las partículas con velocidad de Sed.  $\geq v_0$

i. Remoción de partículas cuya velocidad de Sed. es menor que  $v_0$

Si el dispositivo se proyecta en esta forma, que la suspensión entre a la zona de sedimentación, a través de toda la altura  $H$ , se puede ver que habrá partículas cuya  $v_s$  es  $\frac{1}{2} v_0$ , pero que teniendo que recorrer sólo  $\frac{1}{2} H$ , también se asientan, ya que su tiempo  $t_s$  sigue siendo  $= t_0$

Si se supone que sumamente está distribuido uniformemente en toda la profundidad  $H$ , se sedimentará sólo el 50% de ellas

La misma consideración se puede hacer para aquellas partículas cuya  $v_s = \frac{1}{3} v_0$ , que entrando a  $\frac{1}{3}$  sobre el fondo, sólo tienen que recorrer  $\frac{1}{3}$  de  $H$ ; y así para todos los tamaños

Surge entonces el problema de cómo estimar qué parte de las partículas con  $v_s \geq v_0$ , se asientan, para estar en condiciones de calcular la eficiencia.

Todo esto indica la necesidad de conocer la distribución de tamaños y  $v_s$  de Sed., de las partículas de la

...poner en su caso particular

Este conocimiento se puede  
obtener mediante la prueba de laboratorio  
que se describe a continuación, y que es  
esencialmente, una prueba de  
granulometría.

## 1.0 Prueba de laboratorio para determinar la eficiencia

- (1) Se llena el tubo con la suspensión
- (2) Se deja sedimentar de media hora
- (3) Se mide la turbiedad del sobrenadante
- (4) Se agita para que las partículas se  
distribuyan uniformemente en toda  
la altura del tubo.

Se toma una muestra y se le mide  
la turbiedad. Se calcula la diferencia  
de turbiedades, para hacer una escala  
de turbiedades de 0 a 100

En estado de agitación, en cada uno de  
los planos horizontales, habrá la misma  
distribución relativa de frecuencias de todas  
las tamaños de las partículas

- (5) En el instante en que se suspende la  
agitación, se comienza a agitar el tiempo
- (6) Después de un intervalo  $t_1$  segundos,  
se toma una muestra de la muestra  
se le mide la turbiedad, y se  
calcula que % es de la turbiedad total
- (7) Se calcula la  $v_1 = \frac{h}{t_1}$

(8) Los tiempos  $t_2, t_3, \dots$  segs.  
se hace lo mismo, obteniendo



Los siguientes resultados

$t$ en seg.	turbiedad en %	$N_s \leq$ en cm <sup>3</sup>
0	100	—
30	80.5	5.07
59	67.25	2.58
149	51.12	1.02
298	30.75	0.51
400	16.10	0.38
607	4.25	0.25

Como se ve que las turbiedades corresponden a los porcentajes de números de partículas en suspensión, se se grafican los datos de la tabla:

turbiedad %  $N_s \leq$

Se obtendrá una distribución acumulada de frecuencias, relativo, discreta.  
(Ver gráfica)

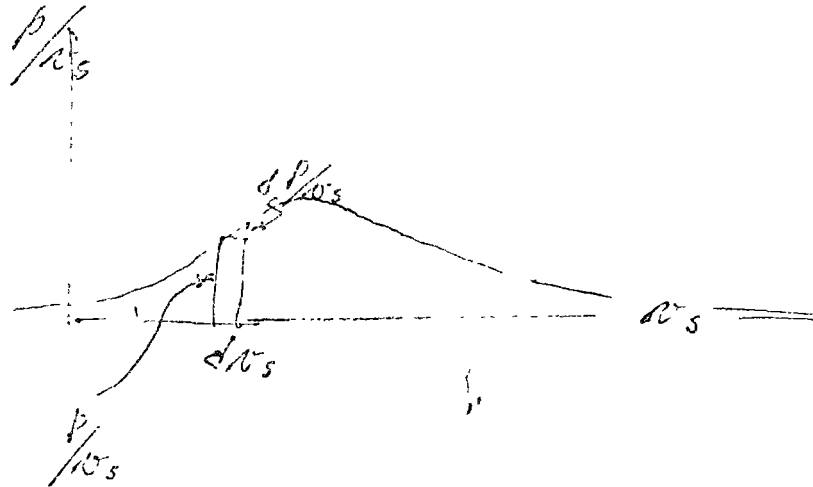
La parte 80.5% de turbiedad con 5.07 cm<sup>3</sup> de  $N_s$ , que queda en el extremo sup. derecho de la gráfica, y así sucesivamente.

A través de esos puntos puede trazarse una curva continua, de distribución de frecuencias acumuladas, en cuyo caso las ordenadas se representan ya los cocientes de los % de partículas entre sus

que el área de la gráfica da

$$\frac{1}{N_s} \sum p_i = p \text{ i/o de partícula}$$

La gráfica correspondiente de frecuencias  $N_s$  acumuladas



Area elemento h.

$$\frac{p dN_s}{N_s}$$

## Eficiencia

En la prueba de lab. descrita, el líquido está en reposo. El desarenador es de flujo continuo; el líquido está en movimiento.

Sin embargo, la prueba de laboratorio nos sirve para determinar la eficiencia teórica del tanque de flujo continuo.

$$N_o = \frac{V}{Q} \quad t_r = t_s$$

$p_o$  = % de partículas en  $Q_o$   
 $N_o$  de  $S_o$  de  $N_o$

Todas las partículas cuyo veloc. de sed. es  $\geq v_0$ , se cuentan

El número de ellos en % es  $1 - p_0$

$p_0 = \%$  de partículas con  $v_s < v_0$

De esas, las de  $v_s < v_0$  sólo se cuentan una parte.

Esa se vio que la fracción que se cuenta es proporcional a la altura que tiene que recorrer en relación con la profundidad total

$$\frac{H'}{H} = \frac{v_s t_0}{v_0 t_0} = \frac{v_s}{v_0}$$

de cada diametro se cuenta la fracción  $\frac{v_s}{v_0} \Delta p$

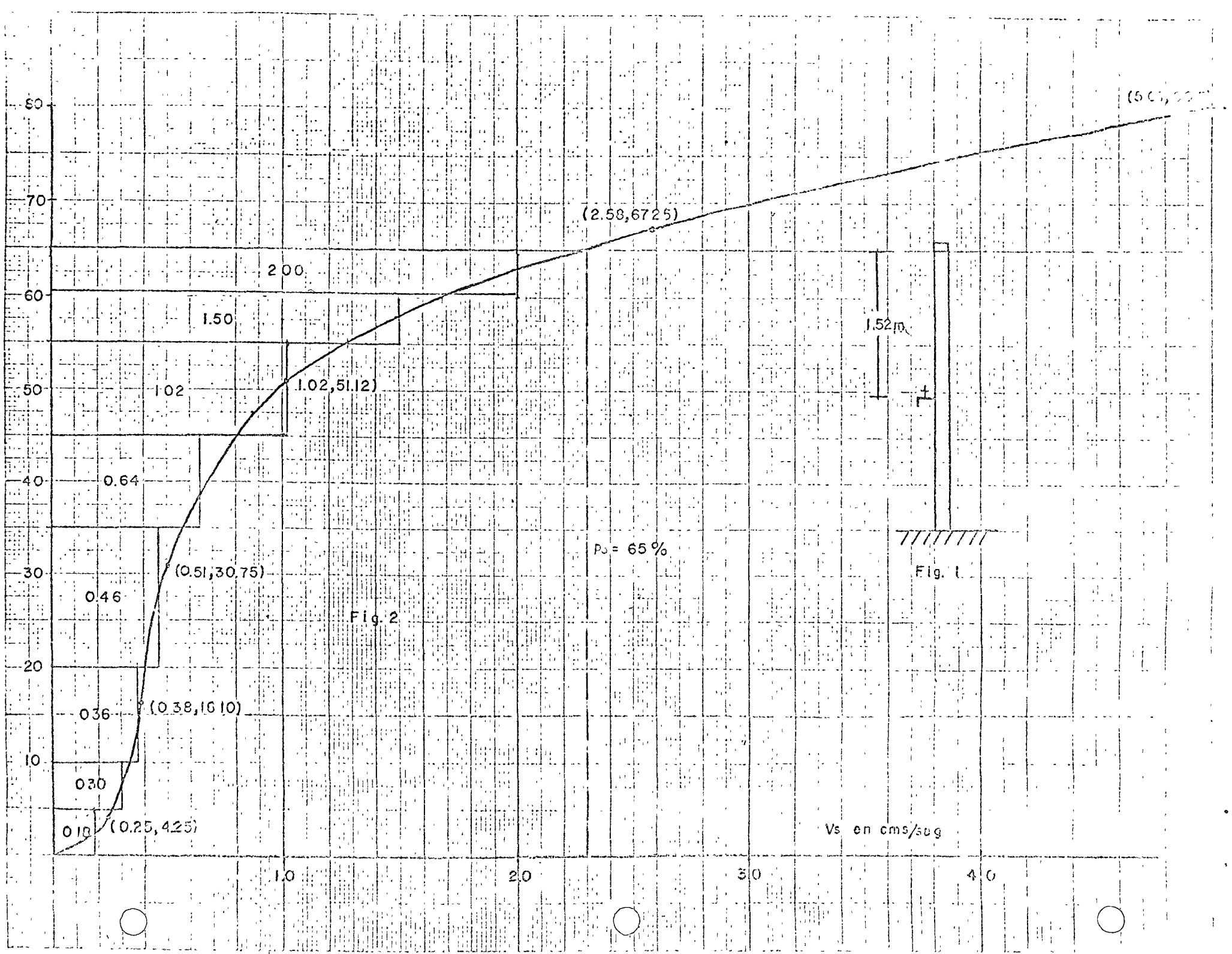
Como se desea conocer la suma de los porcentos que se cuentan de cada diametro

una parte de las partículas cuyo  $v_s < v_0$  se cuenta } =  $\sum_0^{p_0} \frac{v_s}{v_0} \Delta p$

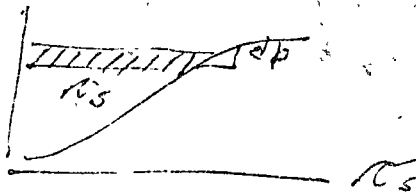
Para la distribución continua de frecuencia siendo  $v_0$  constante

$$= \frac{p_0}{v_0} \int_0^{p_0} v_s dp$$

Examinando el significado de esta expresión, a la vista de la gráfica



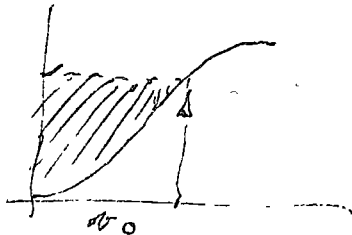
de la prueba de lab., y recordando que el área nos da el número de partículas en % del total, se vea que el producto  $\pi_s dp$  es el área elemental horizontal Sobre la curva



y que la integral indica el área la suma de esas áreas elementales entre los límites 0 y  $p_0$

Pero  $p_0$  corresponde a  $\pi_0$

Si fijamos  $\pi_0$ , y levantamos una ordenada hasta cortar la curva, entonces el área deseada será



Por lo general las áreas naturales presentan distribuciones empíricas (no teóricas), el área habrá que obtenerse gráficamente, dividiendo el área en rectángulos

Entonces la eficiencia en % será

$$f = (1 - p_0) + \frac{1}{\pi_0} \int_0^{p_0} \pi_s dp$$

# 1. Eficiencia del densoador proyectado en el punto 4

De acuerdo con la expresión obtenida, es necesario, para calcular la eficiencia, calcular los valores  $\alpha_p$ , o sea la turbiedad.

$t$ en seg.	turbiedad en %	$N_s$ en cm <sup>3</sup> /seg
0	100	-----
30	80.5	5.07
59	67.25	2.58
148	51.12	1.02
238	30.75	0.51
400	16.10	0.38
607	7.25	0.25

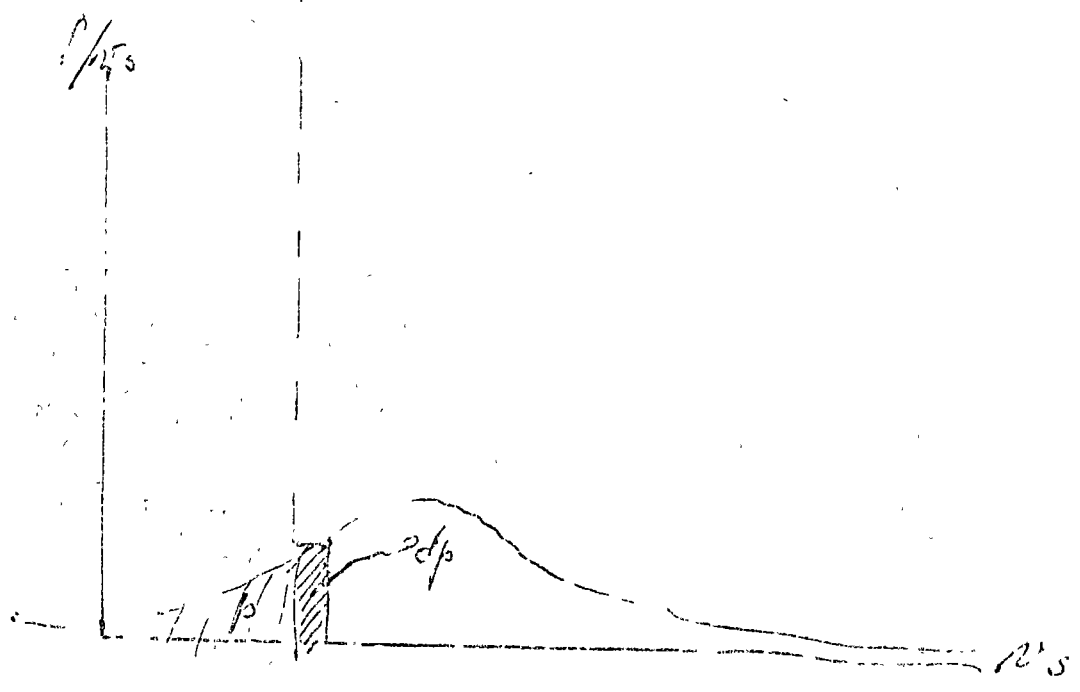
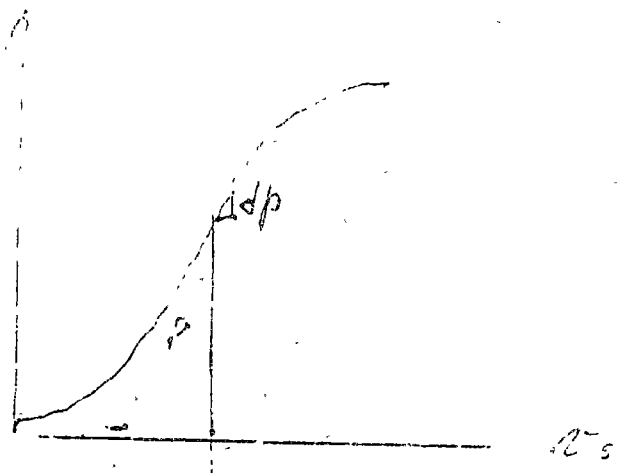
De la gráfica

$N_s$	$-f$	$N_s \Delta f$
2.00	0.045	0.0900
1.50	0.055	0.0825
1.02	0.100	0.1020
0.67	0.100	0.0670
0.46	0.150	0.0690
0.36	0.100	0.0360
0.30	0.050	0.0150
0.18	0.050	0.0090
	<u>0.650</u>	<u>0.4705</u>

$$\beta = (1 - 0.65) + \frac{1}{2.3} \times 0.4705 = 0.5546$$

o' c' p 55.5%

Apéndice.



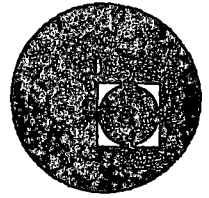
Puntos afines.  
Desarrollados cilindricos análogos







centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



ING. GASTON MENDOZA GAMEZ

NOVIEMBRE DE 1976.

NO. 1000 DE 1990

INC. CUSTON WENDOSY CYMEX

DECLARACION

DECLARACION DE RESPONSABILIDAD DE LOS AUTORES DE LA OBRAS

DECLARACION DE RESPONSABILIDAD DE LOS AUTORES DE LA OBRAS

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

Es la operación unitaria en la que se hace pasar un flujo de agua a través de un medio poroso, removiéndose las partículas en estado de suspensión ó coloidal. El medio poroso puede estar constituido por un lecho simple (arena), lecho doble (arena y antracita), lecho múltiple (arena, antracita y granate) tierra diatomacea, ó otras combinaciones.

Se hace referencia a un filtro por la velocidad de filtración, teniendo: filtración lenta, y filtración rápida con dos variantes, convencional y alta.

La aplicación del flujo se hace por gravedad, en sentido ascendente ó con doble flujo, gravedad y ascendente, pasando del grano fino al grueso, ó del grueso al fino.

A medida que se va reteniendo la materia en suspensión ó en estado coloidal, el lecho se va tapando, aumentando la resistencia al flujo, por lo que es necesario limpiarlo. Usualmente se hace la limpieza aplicando agua en sentido ascendente, a alta velocidad ó utilizando aire y agua. Después de esto, el filtro está en condiciones de iniciar la operación.

La filtración es básica en el tratamiento de agua para usos municipales, y en la actualidad se ha incorporado ampliamente como tratamiento terciario de aguas negras, tratamiento que es una consecuencia de la sabia política del uso múltiple del agua.

## Conceptos recientes de la filtración.

Históricamente el proceso de la filtración se ha desarrollado como sigue:

- 1829 Aplicación de la filtración lenta en arena - por James Simpson en Inglaterra, como barrera única.
- 1859 Londres adopta los filtros lentos de arena.
- 1893 Epidemias en Hamburgo, Altona y Wandsbeck dan consistencia a la filtración como medio de tratamiento.
- 1897 G.W.Fuller estandariza la filtración rápida en arena con capacidad demostrada para aplicar los como única barrera.
- 1910 La cloración reemplaza a la filtración como barrera principal contra las enfermedades.
- 1920-1950 Desarrollo del tratamiento químico con coagulación, floculación, sedimentación.
- 1950-1970 Desarrollo de la filtración con diatomáceas y principales modificaciones a los filtros rápidos de arena.

Hay dos tendencias opuestas actuales, una es la de eliminar los filtros haciendo los sólidos más sedimentables, y la otra, es la de aplicar cargas mayores a los filtros haciendolos sólidos más filtrables.

El hacer los sólidos más sedimentables prácticamente tiene un límite, en aguas de baja turbiedad, siendo en ocasiones necesario filtrar aguas sedimentadas con

mayor turbiedad que la de las aguas turbias, además las aguas superficiales pueden estar contaminadas con quistes de endamoeba histolítica que son altamente resistentes a la cloración por lo que la filtración tiene decisiva participación en el tratamiento. La segunda tendencia parece más lógica y es la que se está llevando a la práctica actualmente con la intención de reducir los costos de inversión inicial de las plantas, reduciendo o eliminando en ciertos casos la floculación y sedimentación y aumentando las tasas de filtración y el volumen de agua filtrada por ciclo.

La filtración rápida convencional utiliza un medio de arena ó antracita, con flujo en la dirección del material fino al grueso, y velocidades entre 120 y 180 m/día. En esta práctica, el agua se acondiciona en el pretratamiento, esto es, coagulación, floculación y sedimentación, para que el filtro realice su función con agua de la mejor calidad posible. El material renovido se encuentra entre los 15 cm. superiores del lecho, teniéndose un aumento rápido en la pérdida de carga en esa zona, quedando ocioso el resto del espesor.

La aplicación del filtro convencional se ha hecho con base en las teorías físicas que consideran la mayoría de ellas, las características del lecho del filtro (diámetro,  $d_c$ ), el método de operación (tasa de filtración,  $v$ ) y la suspensión a filtrar (temperatura del agua).

Se ha partido de las ecuaciones de Iwasaki(1):

$$\frac{\partial c}{\partial t} = -\lambda c \quad (1)$$

$$y \quad \frac{\partial \sigma}{\partial t} = \frac{v}{(1 - f_{\sigma})} \frac{\partial c}{\partial L} = 0 \quad (2)$$

La ecuación (1) expresa la tasa de remoción de la suspensión como una función de primer orden de la concentración de la suspensión  $c$ .  $\lambda$  es un coeficiente de proporcionalidad, llamado coeficiente del filtro y que es variable con respecto al tiempo y espacio.

Esta ecuación es evidente para un medio uniforme y una suspensión homogénea.

La ecuación (2) está basada en un balance de masa y establece que la tasa del material acumulado en el filtro,  $\frac{\partial \sigma}{\partial t}$ , es igual a la tasa de remoción de la suspensión,  $\frac{\partial c}{\partial L}$ , en donde:  $c$  es la concentración de la suspensión, en unidades de volumen,  $\sigma$  es el volumen específico del depósito por unidad de volumen de filtro,  $L$  es el espesor del filtro,  $t$  es el tiempo de filtración,  $v$  es la velocidad superficial de filtración y  $f_{\sigma}$  es la porosidad del material depositado.

La ecuación (2) considera que la densidad y la porosidad del material depositado no cambia durante el ciclo de filtración, siendo en realidad variables y totalmente inciertos estos parámetros.

Ives propuso una expresión que señala la alteración del coeficiente del filtro por el material depositado.

$$\lambda = \lambda_0 + c \sigma - \frac{\phi v^2}{f_0 - \sigma} \quad (3)$$

$\lambda_0$  y  $f_0$  son los valores iniciales del coeficiente de filtración y la porosidad media respectivamente,  $C$  y  $\theta$  son constantes.

Ives (2) experimentó con esferas de PVC de 1.3 - micras pasándolas a través de arenas uniformes de varios tamaños y determinó que el coeficiente  $\lambda$  al inicio de la filtración es inversamente proporcional a  $v$ ,  $d_c$  y  $\mu$ . Siendo los coeficientes dependientes de las características de la suspensión y el lecho no se pueden considerar estas expresiones como un método práctico para evaluar una suspensión y un medio dados sin ensayos exhaustivos de laboratorio.

#### Mecanismos de la Filtración.

La remoción de partículas suspendidas en un lecho filtrante tiene lugar por dos fenómenos separados, distintos y subsecuentes: Transporte y adhesión. Las partículas se mueven a través de distancias más o menos grandes por un proceso físico-hidráulico (transporte) antes de alcanzar la superficie filtrante, y una vez alcanzada deben adherirse con la suficiente energía para resistir la fuerza de corte del líquido en movimiento. La adhesión es un proceso químico influenciado por parámetros físicos y químicos.

Según Yao y O'Melia (3) los mecanismos que afectan el transporte de partículas esféricas son la sedimentación, la intercepción y la difusión, siendo la difusión dominante en el transporte de las partículas más pequeñas, y la sedimentación e intercepción para las más grandes.

En un principio O'Melia y Stumm (4) desarrollaron unas relaciones en que la difusión y la intercepción influyen en la eficiencia y en el coeficiente del filtro, teniéndose proporcionalidad entre  $\lambda$  y las siguientes características: el diámetro de la partícula, el diámetro del lecho y la velocidad superficial de filtración. Esta proporcionalidad difiere de la establecida por Ives.

La adhesión de una partícula suspendida en la interfase sólido-líquido que presenta el filtro se atribuye a dos fenómenos que tienen interés teórico y significancia práctica y que se aplican en la coagulación de suspensiones, a saber:

1) La acción recíproca de las fuerzas electrostáticas y de Van der Waals en la doble capa de los granos del medio.

2) La unión química de la partícula y la superficie del medio por medio de un material de enlace.

Este planteamiento señala a la filtración como un caso especial de floculación en que algunas partículas están fijas y otras en suspensión.

En el modelo de la doble capa al iniciarse el ciclo de filtración, la superficie del medio tiene carga negativa y las partículas pueden tener carga negativa, si se hace la filtración sin coagulación, ejemplo: filtración lenta; carga positiva, si ha tenido lugar un pretratamiento con coagulación con el resultado de una acción predominante del hidróxido del metal; y

carga neutra cuando la carga de la partícula está en ó



cercana al punto isoeléctrico.

En el primer caso, se tiene una acción predominante de las fuerzas electrostáticas sobre las de Van der Waals, pero a pesar de ello hay cierta penetración de la doble capa, debida más que nada a que valores bajos de  $pH$ , algunas arcillas tienen regiones tanto positivas como negativas. En el segundo caso, se han sumado las fuerzas de Van der Waals y las electrostáticas lográndose un rápido transporte y adhesión de las partículas. La filtración es eficiente al inicio, pero dependiendo de la carga positiva de las partículas, tendrá lugar en mayor ó menor grado una acumulación de ellas sobre la superficie, haciéndola positiva, con lo que la eficiencia de remoción disminuye. En el último caso, la doble capa no existe teniéndose una adhesión y una filtración eficientes hasta el momento en que la acumulación de partículas se hace excesiva, incrementándose rápidamente la pérdida de carga.

Se considera que la mejor condición es la de que la partícula tenga una ligera carga negativa como han señalado en sus investigaciones de floculación Langelier, Black y otros.

El modelo de enlace postula la interacción química entre la partícula coagulada y la superficie del medio por intercambio iónico, por unión del hidrógeno ó por la formación de cadenas. Los polielectrolitos catiónicos han demostrado gran capacidad para coagular suspensiones de arcilla y sílice.

El efecto sucesivo del transporte y la adhesión en la filtración comprobado en investigaciones ha llevado a la innovación de usar filtración en sentido del grano grueso al fino, con flujo ascendente ó descendente a través de medios con densidad en aumento, con lo que se aprovecha casi en su totalidad el espesor del lecho teniéndose una distribución más uniforme del depósito y por tanto un aumento en el tiempo para alcanzar el límite de la pérdida de carga.

La pérdida de carga durante la filtración la ha relacionado Mintz (5) en función del depósito  $\sigma$  :  $i =$

$$i_0 \left[ \frac{f_0}{f_0 - \sigma} \right]^3 \times \left[ \frac{1 - f_0}{\sigma + 1 - f_0} \right]^{2/3} . \text{ El}$$

gradiente hidráulico es un mínimo cuando se tiene un depósito uniforme en todo el espesor del filtro.

Un valor del mínimo costo del producto se tiene cuando el tiempo para alcanzar el límite de pérdida de carga ( $t_2$ ) es igual al tiempo en que empieza a pasar turbiedad en el efluente ( $t_1$ ). Mintz establece una correlación empírica, expresando el tiempo en que comienza a pasar turbiedad como:

$$t_1 = k \frac{\sigma_L - \rho_s}{v c_0} \left[ L - \frac{F(C_L)}{\lambda_0} \right]$$

siendo  $\lambda_0 \propto v^{0.7} d_c^{-1.7}$ ,  $\sigma_L$  es el valor límite del depósito específico,  $F(C_L)$  es un parámetro adimensional relacionado con la turbiedad límite del efluente y  $\rho_s$  es la densidad del depósito.

La relación de  $t_1$  y  $t_2$  se ilustra con la dosificación de un polielectrolito catiónico a una suspensión de arcilla influente a un lecho con dos medios filtrantes. Con dosis de 0.5 mg/l la suspensión tiene un valor de  $\lambda$  relativamente bajo, una pérdida de carga baja y una turbiedad efluente mayor que la deseada. A una dosis de 0.75 mg/l se mejora la remoción, incrementándose la pérdida de carga rápidamente en el curso de la carrera. Con 1 mg/l es mejor aún el funcionamiento, llegando a ser excesiva la pérdida de carga en 15 horas. Este ejemplo ilustra el hecho de que se debe balancear la operación de un filtro para optimizar los resultados.

Para que el gradiente hidráulico permanezca constante en un medio graduado, el depósito específico  $\bar{V}$  debe llevar una relación directa con el tamaño del medio, es decir, más depósito en los poros más grandes, manteniendo un gradiente hidráulico constante a través de la profundidad del lecho, la pérdida de carga total se minimiza siendo factibles velocidades de filtración más altas. La remoción de la turbiedad remanente de las capas gruesas se hará en la zona de medio más fino y por tanto más eficiente.

El problema práctico de la filtración se puede plantear considerando las concentraciones de la turbiedad ó color de las aguas crudas. Aguas con alta ó variable turbiedad se deben coagular, flocular y sedimentar para reducir la carga de partículas en el influente a los filtros. Aguas con baja turbiedad se pueden filtrar directamente acondicionando previamente la suspen-

sión con un coagulante metálico y/o un polielectrolito. En ambos casos se puede filtrar de un medio grueso a uno fino con altas tasas.

La diversidad de resultados en las experiencias hechas con base a considerar a la filtración como una combinación de transporte y adhesión de las partículas, diversidad debida al empleo de distintas suspensiones y distintos medios, hace surgir la recomendación de que en cada caso particular se obtengan los parámetros de diseño preferentemente a partir de estudios en plantas piloto, aspecto que no se ha desarrollado en nuestro país pero que se considera ya es el momento de iniciarlo.

Enseguida se presentan algunos resultados de la experiencia práctica tenida con este tipo de filtración.

#### Lechos múltiples.

En la planta de Greenville, Texas (6), se tienen dos filtros convencionales y dos filtros con lechos mezclados, antracita, arena y granate fino con densidades de 1.5, 2.5 y 4.5 respectivamente. En esta forma se pueden hacer comparaciones entre los dos tipos de filtración evaluando la claridad del efluente, la tasa de filtración máxima, la pérdida de carga total, los requisitos de agua de lavado y los requisitos de sulfato de aluminio. En el influente de los filtros con lechos mezclados se agrega un polímero.

Los resultados de la operación indican que los lechos mezclados dan mejores resultados de filtración que los lechos

para una pérdida de carga dada, producen efluentes más claros; requiriendo menos agua de lavado con el consecuente ahorro respecto a la producción de agua potable. Además, con costo mínimo la capacidad de la planta se pudo incrementar en un 50 por ciento y la capacidad de pico en un 100%, empleando velocidades de filtración de 3.3 y 5.3 lps/m<sup>2</sup> respectivamente.

En esta planta el control del tratamiento se hace por medio de un turbidímetro registrador monitor de las muestras de los filtros, un turbidímetro con registro continuo del agua clara filtrada y un turbidímetro monitor del efluente de un filtro piloto. Con este control se optimiza la dosis de coagulante.

#### Filtros con flujo ascendente(7)

Los soviéticos utilizan el filtro con flujo ascendente denominándolo "clarificador por contacto" aplicando al influente un coagulante. En ciertos casos han eliminado el pretratamiento convencional, teniendo reducción en el consumo de productos químicos ya que no se requieren formar flóculos grandes y pesados. Con un solo medio llevan al cabo la filtración medio grueso-medio fino (2 a 0.5 mm) aplicando velocidades de filtración convencionales. El lecho de arena lo han variado entre 2 y 2.5 m. Las eficiencias han sido aceptables en lo que se refiere a la remoción de turbiedad y color, no siendo tan buena la eficiencia bacteriológica comparada con la filtración convencional. El lavado lo han aplicado con velocidades entre 10 y 15 lps/m<sup>2</sup>, resultandi

ciclos de operación (filtrado-desecho primeras aguas - filtradas) más amplios que con filtros convencionales - sus experiencias indican costos iniciales y de operación más bajos que los de plantas con filtros convencionales.

Los holandeses han estudiado principalmente el problema de la fluidización de las capas más finas del lecho de arena durante la filtración, usando espesores entre 0.6 y 1.5 m. Los primeros diseños consistieron en colocar un sistema de recolector debajo de la arena lo cual hacía difícil e incompleto el lavado, requiriendo pasar agua de vez en cuando con flujo descendente para remover las impurezas del fondo. El lavado lo hacen con aire y agua.

Posteriormente han usado una parrilla debajo de la superficie del lecho. Se compone de placas verticales paralelas con espaciamiento de 100 a 150 veces el tamaño de la arena fina en la superficie del lecho. En esta forma se controla el arqueado para prevenir la expansión del lecho.

Han aplicado tasas de filtración entre 3.5 y 7  $l_p/m^2$ , usando agua sin filtrar para el lavado ya que el ciclo de filtración comprende el desecho de las primeras aguas - filtradas después del lavado. Aunque el consumo de lavado por ciclo es mayor, el total de agua consumida como porcentaje del agua producida es mucho menor.

Además de emplear estos filtros en tratamiento de agua para abastecimiento, los han aplicado como tratamiento terciario de aguas negras.

Estos resultados y otros de plantas piloto hechas en Inglaterra y EE. UU. llevan a recomendar la investig.

ción sobre tamaños y graduaciones diferentes de arena y la filtración ascendente con agua pretratada convencionalmente.

### Filtración con doble flujo (7).

El agua se introduce al filtro al mismo tiempo por la parte superior y por el fondo del lecho, recolectándose el agua filtrada por medio de un sistema de drenes en cierto nivel intermedio dentro del lecho.

La presión debida a la filtración gravedad contrarresta la expansión del medio inferior.

Los soviéticos han utilizado arena con espesores de 1.5 a 1.65 m y las siguientes velocidades de filtración:

descendente = 2 a 2.5 gpm/pie<sup>2</sup>.

ascendente = 3 a 3.5 gpm/pie<sup>2</sup>.

Han tenido problemas con la rotura de las tuberías de plástico que forman el sistema de recolección de agua filtrada. Se localiza normalmente a 0.6 m. bajo la superficie de la arena. La velocidad de lavado que han usado es entre 19 y 22 gpm/pie<sup>2</sup>, aplicándose el caudal durante 5 a 6 minutos.

El costo inicial en Rusia es de 15 a 30% menor que el filtro convencional, aunque las tuberías, válvulas y controles son más complicados.

Los holandeses han desarrollado un sistema similar.

En general, la mayoría de los bifiltros están compuestos de arena, aunque llega a ser conveniente colocar una capa de antracita sobre la arena, lo que mejora el proceso en la zona de flujo descendente.

La filtración con doble flujo y medios dobles, parece tener amplias posibilidades en el tratamiento terciario de aguas negras, utilizando altas tasas de filtración, tasas convencionales.

El proceso combina las ventajas del filtro con flujo ascendente y el filtro gravedad convencional.

Resumen

Concretando, se puede establecer que las variables que afectan la operación de filtración son: Tamaño, forma, porosidad, densidad, y espesor del medio filtrante, la velocidad de filtración, las características del afluente (concentración de sólidos Suspendidos, distribución del tamaño de las partículas y carga superficial); tratamiento químico; fortaleza del floculo y carga del lecho filtrante. Estos factores intervienen en la estimación de la pérdida de carga a través del medio y en la eficiencia de remoción del lecho.

Aplicación de la filtración como tratamiento terciario.

Se ha difundido debido a las características de los afluentes de los tratamientos secundarios de las aguas negras y a los usos que se les está dando a las aguas residuales tratadas, entre otros, recarga, de acuíferos subterráneos, riego, uso industrial, etc.

En la filtración de aguas residuales sedimentadas, intervienen los mecanismos de remoción, físicos, químicos y biológicos.

En la Universidad de Stanford, se han llevado al cabo una serie de estudios experimentales con varios dispo



ños de lechos filtrantes (8). Se estudiaron diseños de filtro convencional y especial, con y sin la aplicación de productos químicos, evaluando el funcionamiento de los filtros y su eficiencia en relación con la remoción de sólidos suspendidos en las diversas capas filtrantes.

El funcionamiento también se relacionó con las variables del proceso y los mecanismos de remoción.

Entre las conclusiones de estos estudios se tienen las siguientes:

1. La eficiencia de remoción del efluente de sedimentación secundaria, sin la aplicación de productos químicos es principalmente una función del tamaño del grano.

Con medio convencional de arena ó antracita de 45 a 76 cm. de espesor, la eficiencia varia entre 10 y 60%.

2. No se observó paso de flóculo dentro de la gama de pérdida de carga estudiada (2.4 a 3.0 m), con y sin la aplicación de productos químicos.

3. No se utiliza efectivamente la capa de arena en la mayoría de los lechos dobles. En lechos múltiples, si la capa de antracita es mayor de 41 a 51 cm, el medio bajo la antracita contribuye pero en la remoción total de sólidos suspendidos.

4. En cualquier diseño de filtros, se pueden emplear polielectrolitos como ayuda para lograr una variación en el grado de remoción de sólidos suspendidos. La distribución de la remoción de sólidos suspendidos, se controla variando la cantidad y punto de aplicación de los polielectrolitos.

En el condado Orange de California se ha aplicado tratamiento terciario al efluente de una planta de filtros rociadores, para utilizar el agua como una barrera contra la intrusión de agua salina en la zona costera, inyectándola por medio de pozos (9). El efluente del tratamiento secundario tiene una salinidad muy alta: 1200 mg/l con un remanente de DQO y DBO del orden de 155 y 70 mg/l respectivamente, y fluctuaciones de detergentes, lo que obliga a un tratamiento terciario para fines de re-utilización.

El estudio previo se basó en su perimentación de laboratorio con una planta piloto. El proceso es a base de coagulación y filtración.

La coagulación con sulfato de aluminio a pH natural (aprox. 7.0) ha sido muy efectiva.

Los filtros de la planta piloto fueron de dos tipos, uno con un medio doble de antracita y arena, y otro, con un medio simple de arena. Los filtros requieren una carga de turbiedad no mayor de 9 UJ para lograr la meta de 2 UJ en el efluente filtrado. La remoción de DQO es ligera, pero con la aplicación de carbón activado antes de la filtración se ha mejorado esto.

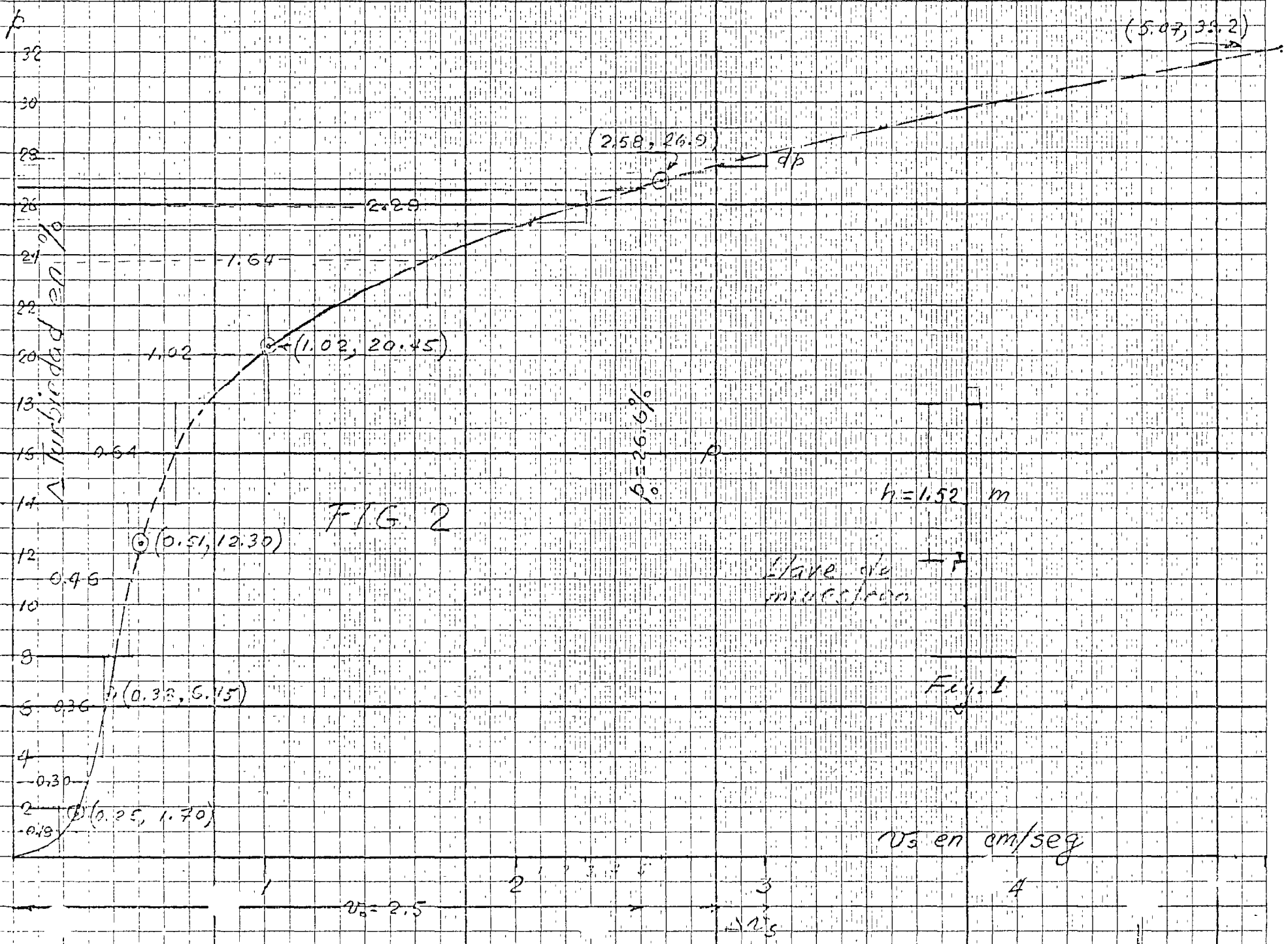
## REFERENCIAS

1. T. Iwasaki, Some notes on Sand Filtration. Journal AWWA Vol. 29, 1591, (1937).
2. K.J. Ives y I. Sholji, Research on Variables Affecting Filtration, Journal Sanitary Engineering Div; ASCE, 91, 1-18, (ago 1965).
3. KM. Yao y C. R. O'Melia, Particle Transport in Aqueous Flow through Porous Media. Annual Conference of the Hydraulics Div. of ASCE, Ago (1968). MIT, Cambridge, Mass
4. C.R. O'Melia y W. Stumm. Theory of Water Filtration. Journal AWWA, Vol. 59, No. 11 (1967).
5. D.M. Mintz. Modern Theory of Filtration. Special Report No. 10 International Water Supply Congress. Barcelona, Oct. (1966).
6. J.E. Laughlin y T.E. Duvall. Simultaneous Plant-Scale Tests of Mixed Media and Rapid Sand Filters. Journal AWWA, Vol. 60, No. 9 (1968).
7. C.L. Hamann y R.E. McKinney. Upflow Filtration Process Journal AWWA, Vol 60 No. 9 (1968).
8. G. Tchobanoglous. Filtration Techniques in tertiary Treatment. Journal WPCF, Vol. 42, No. 4 (1970).
9. P.V. Hennessy, L.R. Williams y Y. Lin. Tertiary Treatment of Trickling Filter Effluent at Orange County, California. Journal WPCF, Vol. 39 No. 11 (1967).

## BIBLIOGRAFIA

1. AWWA. Water Quality and Treatment, Mc Graw Hill, Nueva York, 3a. edición, (1971).
2. G.M. Fair, J.C. Geyer, y D.A. Okun, Water and Wastewater

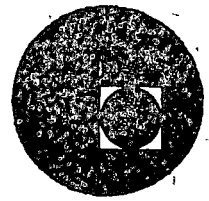
Engineering Vol. 2, John Wiley & Sons, Nueva York, (1968).  
3. L.G. Rich, Unit Operations of Sanitary Engineering, -  
John Wiley & Sons, Nueva York (1962).



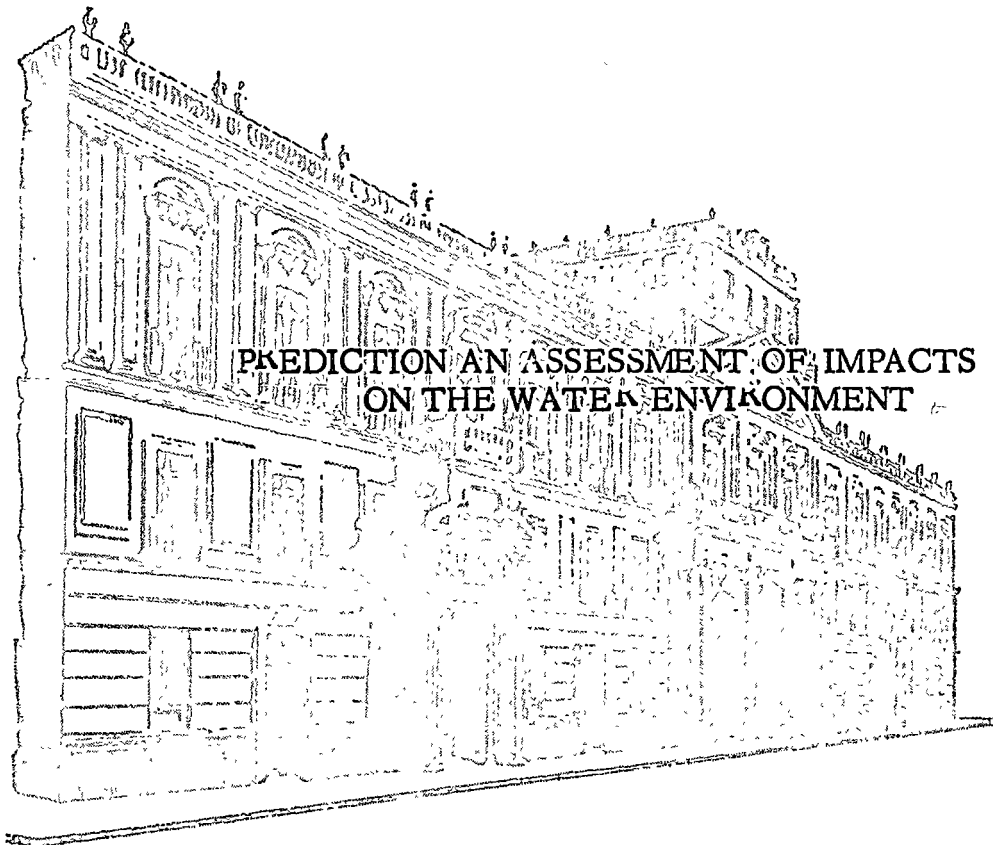




centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



DR. GEORGE W. REID

NOVIEMBRE DE 1976.

CONFIDENTIAL INFORMATION TO BE KEPT  
SECRET BY THE RECIPIENT AND NOT TO BE  
DISSEMINATED OUTSIDE THE AGENCY



CONFIDENTIAL INFORMATION TO BE KEPT SECRET BY THE RECIPIENT AND NOT TO BE DISSEMINATED OUTSIDE THE AGENCY

CONFIDENTIAL INFORMATION TO BE KEPT SECRET BY THE RECIPIENT AND NOT TO BE DISSEMINATED OUTSIDE THE AGENCY

CONFIDENTIAL INFORMATION TO BE KEPT SECRET BY THE RECIPIENT AND NOT TO BE DISSEMINATED OUTSIDE THE AGENCY



PREDICTION AND ASSESSMENT OF IMPACTS  
ON THE WATER ENVIRONMENT

1. Introduction

A. Examples of projects causing water quality impacts

- 1. Construction of reservoirs, power plants, industrial parks and pipelines.
- 2. Operation of sewage treatment plants, reservoirs, industrial parks and power plants.

B. Basic steps in prediction and assessment of water quality impacts.

- 1. Identify the types of water pollutants emitted from the alternatives for a given project need during both construction and operational phases. This may involve a literature review or analysis of other EIS's on same types of alternatives. It is desirable to assemble "unit waste generation" figures, and use these to eventually determine the total point and non-point source waste loads.
- 2. Determine the existing water quantities and quality levels for the surface water courses in the area. Examine the frequency distributions, median and mean data for both water quality and quantity. If possible, consider historical trends of water

---

\* Director, School of Civil Engineering and Environmental Science, University of Oklahoma, Norman, Oklahoma.

- quality information. Note 7-day, 10-year low flow.
3. Note any unique pollution problems which have occurred in the surface watercourses of the area. For example, fish kills, algae growth or thermal discharges causing stratified flow.
  4. Describe the groundwater quantity and quality in the area, noting particularly the depth to the groundwater table and the direction of flow. Identify major uses of groundwater in the area, and any historical trends in terms of groundwater depletion.
  5. Assemble summary of key meteorological parameters in the area, noting particularly the monthly records of precipitation, evaporation and temperature.
  6. Procure applicable water quality standards.
    - (a) effluent standards and required treatment technologies
    - (b) water quality or in-stream standards
    - (c) determine the "controlling" standard
    - (d) time schedule required for meeting the standards
  7. Summarize the waste load allocation study for the area. Identify the known point sources of pollution, noting particularly any unique discharges or constituents. Also identify the quantity and types of water uses in the area.
  8. Determine the mesoscale impact by calculating the estimated daily quantities of water pollutants from the project (alternatives) during both the construction and operational phases. Determine the percentage increase in the waste loads to the stream.

9. Discuss the construction phase impacts in terms of the following:
- (a) time period of construction and the resultant time period of decreased water quality. Note the stream discharges during the construction phase, and also the quality variations.
  - (b) the anticipated distance downstream of decreased water quality; since sediment is the major concern, could perhaps apply "dilution" model or "sedimentation" model to predict stress levels of suspended solids.
  - (c) discuss the implications of any decreased water quality in terms of area water users. Show the raw water quality requirements for various area water users.
  - (d) refer to any specific construction specifications directed toward pollutant minimization.
10. Determine the microscale impacts by calculating specific downstream concentrations of conservative pollutants, or dissolved oxygen concentrations resulting from non-conservative (organic) pollutants, or downstream temperatures resulting from thermal discharges. Consider these microscale impacts for both the construction and operational phases. Compare the calculated levels with applicable water quality standards. Check also to see if applicable effluent standards are met.
11. If water quality or effluent standards are exceeded, consider mitigation or control measures. One possibility is pollutant minimization through wastewater treatment and/or volume reduction.

12. Discuss the operational impacts in terms of the following:

- (a) frequency distribution of decreased quality or quantity.
- (b) die-away pattern of pathogenic organisms.
- (c) effects of sedimentation on stream bottom ecosystem.
- (d) fate of nutrients by incorporation into biomass.
- (e) reconcentration of metals, pesticides or radionuclides into the food web.
- (f) chemical precipitation or oxidation/reduction of inorganic chemicals.
- (g) the anticipated distance downstream of decreased water quality, and the implications in terms of area water users.
- (h) effects of any water quality changes on stream ecosystem.
- (i) unique quality changes which occur as a result of water impoundment.

## 11. Basic Information on Water Pollution

### A. Definition of Water Pollution

- 1. Resources out of place.
- 2. Ecosystem overload.
- 3. Basic structure of definition involves quantity or concentration of material in water for a sufficient time or duration to cause certain effects. The effects can be health-related (contamination), impose limitations on water use (pollution, or be aesthetically displeasing (nuisance).

### B. Water Quality Characterization

1. Need --- Wastewaters and receiving waters are normally characterized in terms of their physical, chemical, and biological quality or character. It is not sufficient to evaluate wastewater or receiving water in terms of only one of these classifications. The final or total evaluation depends on the rational, integrated evaluation of the characteristics in terms of the previously mentioned classifications.
2. Physical parameters
  - (a) color --- type of color (true or apparent), and density of color.
  - (b) odor --- type of odor, and threshold odor number
  - (c) temperature
  - (d) solids --- total solids, light transmittance (turbidity), settleable solids, suspended and dissolved solids, organic (volatile) and inorganic (fixed) solids, and specific conductance (conductivity).
  - (e) oil and grease
3. Organic parameters
  - (a) biochemical oxygen demand (BOD) --- 5-day and ultimate. See Fig1. (1)
  - (b) chemical oxygen demand (COD)
  - (c) BOD/COD relationship
  - (d) total organic carbon (TOC)
  - (e) total oxygen demand (TOD)
  - (f) comparative analysis of organic parameters
4. Inorganic parameters
  - (a) salinity

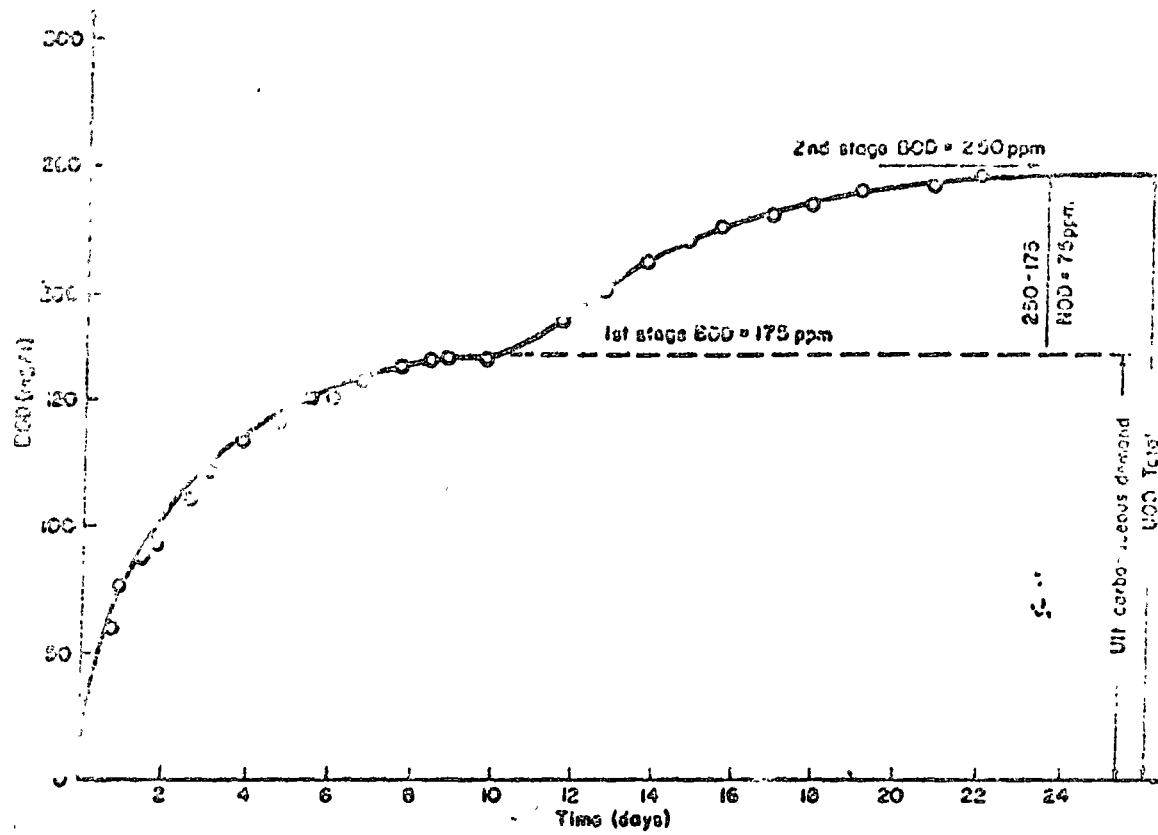


Fig. 3 BOD versus time for Brookside sewage 4-1-65 to 4-23-65 at 20°C.

- (b) hardness
- (c) iron and manganese
- (d) pH, acidity, and alkalinity
- (e) chlorides
- (f) sulfates and sulfides
- (g) heavy metals (Hg, Pb, Cr, Cu, Zn, others)
- (h) nitrogen (organic, ammonia, nitrite, nitrate)
- (i) phosphorus

5. Bacteriological parameters

- (a) coliforms
- (b) fecal coliforms
- (c) specific pathogens
- (d) viruses

6. Bioassay tests for toxicity

III. Sources of Water pollution

The sources of pollutants in aqueous systems are manifold, and the resultant deterioration of water quality may or may not be attributable to single pollutants or single sources. This discussion will be directed toward an examination of the major sources of water pollution; including municipalities, industries, agriculture, soil erosion, oil and other hazardous substances, mine drainage and watercraft wastes.

A. Municipal Wastes (2)

1. Municipal discharges and industries discharges are the two major water pollutant sources in the United States.
2. Magnitude of municipal discharges:

- (a) 32% of the U.S. population have no sanitary sewers.
  - (b) of the 68% with sewers; 40% have adequate sewage treatment, 46% have inadequate sewage treatment, and 14% have no treatment at all.
  - (c) therefore, less than one-third of the nation's population is served with adequate sewers and sewage treatment.
  - (d) average sewage flow is 100 gallons per person per day.
- 3. On a nationwide average, about 45% of the wastes processed in municipal plants are from industries.
  - 4. Waste loads from municipalities are expected to quadruple in the next 50 years.
  - 5. Over 1,000 communities outgrow their treatment facilities each year.
  - 6. Storm sewers or combined sewers contain variety of wastes washed from streets.

### B. Industrial Wastes (2)

- 1. There are more than 300,000 water-using factories in the United States.
- 2. The growth rate of industrial wastewater discharges is greater than that from municipal discharges.
- 3. Industrial wastes can be categorized according to several bases, for example, those industries having high BOD wastes, high suspended solids, etc.
- 4. The quality characteristics of industrial wastewaters vary considerably.



5. Population equivalent =  $\frac{A \times B \times 8.34}{0.17}$

where A = industrial waste flow (mgd)

B = industrial waste BOD (mg/l)

C. Agricultural Wastes (2)

1. The two primary categories are irrigation return waters and runoff from feedlots.
2. Irrigation return waters
  - (a) comprise between 30 and 40% of total U.S. water usage of about 400 bgd.
  - (b) salinity increases several-fold; also hardness, total dissolved solids, and turbidity.
  - (c) may exhibit increases in nitrogen and phosphorus
  - (d) may contain pesticides
3. Runoff from feedlots
  - (a) Animal wastes are estimated to be the equivalent of the wastes of 2 billion people. These figures should not be interpreted as an estimate of the potential pollution from feedlots, however, since most of these wastes never reach water. However, they are a measure of the total amount of animal wastes, part of which causes water pollution and solid waste problems.
  - (b) On the basis of the 5-day BOD, a feedlot with 10,000 cattle is equivalent to a city of about 45,000 people.
  - (c) contains nutrients
  - (d) contains solids and organics
  - (e) contains microorganisms that are pathogenic to animals and to man

## D. Soil Erosion (2)

1. Greatest volume of wastes entering the surface waters of the U.S. comes from sediment resulting from soil erosion.
2. Volume of solids from soil erosion is some 700 times greater than the total sewage discharge loadings.
3. Sediment from soil erosion is greatest in streams in the southwest and far west; for example, in the states of Nevada, Arizona, New Mexico, Texas, Oklahoma, Kansas, etc.
4. Adds turbidity and discoloration to receiving streams.

## E. Oil and Other Hazardous Substances (2)

1. Accidental and intentional dumping of oil and other hazardous substances into watercourses is of fairly recent interest.
2. Two recent events:
  - (a) 1967 -- grounding of "Torrey Canyon"
  - (b) 1969 -- Santa Barbara offshore oil leak
3. Two-thirds of the oil spills exceeding 100 barrels come from vessels; the rest comes from pipelines, oil terminals and bulk storage facilities.
4. In 1968 there were 714 reported oil spills (over 100 barrels) in U.S. waters; in 1969 there were 1,007.
5. Many other hazardous materials could be spilled; examples include cyanide, chlorine, etc.
6. Damage to aqueous environment can be devastating and extensive.

## F. Mine Drainage (2)

1. Important in mining areas of the U.S., particularly in Appalachian and the Ohio Basin States. (estimated 75% in these areas).

2. Acid mine drainage has deteriorated water quality levels below desirable limits along 10,500 miles of streams in Appalachia.
3. Acid formation occurs when water and air react with the sulfur-bearing minerals in the mines or refuse piles to form sulfuric acid and iron compounds.
4. Mine drainage also contains copper, lead, zinc and other metals toxic to aquatic life.
5. Another area of concern is the sediment yields from strip mining operations. About 150,000 acres per year is disturbed by surface mining operations; sediment yields from strip mine areas may be as large as 30,000 tons/sq. mile/yr.

#### G. Watercraft Wastes (2)

1. Over 8 million watercraft navigate U.S. waters, and they discharge sanitary waste, oil, litter, and ballast and bilge waters.
2. Most of the discharges are in shoreline and harbor areas.

### IV. Effects of Pollutants on Receiving Waters

#### A. Soluble Organics

1. Depletion of oxygen --- sag equations
2. Biomagnification --- pesticides in oysters
3. Trace quantities --- taste and odors (phenols)

#### B. Suspended Solids

1. Decrease clarity --- perhaps hinder photosynthesis
2. Sludge deposits --- change in bottom ecosystem

#### C. Color, Turbidity, Oils and Floating Materials

1. Decrease clarity



2. Aesthetically displeasing
- D. Nitrogen and Phosphorus
  1. Nutrients
  2. Algal growth and resultant decay may cause problems.
- E. Chlorides --- salty taste.
- F. Acids, Alkalies and Toxic Substances
  1. Cause imbalance in ecosystem.
  2. Fish kills
- G. Heat
  1. Stratified flow
  2. Cause imbalance in ecosystem.
  3. Cause change in waste assimilative capacity

#### 4. Identification of Water Pollutants (Step 1)

##### A. Definition of Pollutants (3)

1. It's illegal under the 1972 Federal Water Pollution Control Act to discharge pollutants into the Nation's waters except under an NPDES permit.
2. Pollutants covered by this permit requirement are: Solid waste, incinerator residue, sewage, garbage, sewage sludge, munitions, chemical wastes, biological materials, radioactive materials, heat, wrecked or discarded equipment, rock, sand, collar dirt, and industrial, municipal, and agricultural wastes discharged into water.
3. Excluded from the NPDES permit program are: Discharges of sewage from vessels; pollutants from vessels or other floating

raft in coastal or ocean waters; discharges from properly functioning marine engines; water, gas, or other material injected into oil or gas wells, or disposed of in wells during oil or gas production if the State determines that ground or surface water resources will not be degraded; aquaculture projects; separate storm sewer discharges; and dredged or fill material.

4. Discharges excluded from the NPDES permit system are covered by other pollution control requirements.

## B. Categories of Sources

1. Point sources
2. Non-point sources
3. The total waste load to a stream is the sum of the point and non-point sources of pollutants. The complete relationships are shown in Figure 2. (4)

## C. Some Examples of Waste Generation Figures

1. Sediment from non-point sources. See Tables 1 and 2, and Figure 3. (5)
2. Nutrients and BOD from non-point sources. See Table 3. (6)
3. Nutrients from non-point and point sources. See Table 4. (7)
4. Nutrients from agricultural sources. See Table 5. (8)
5. BOD from non-point and point sources. See Table 6. (9)
6. Quality of untreated domestic sewage point sources. See Table 7. (10)
7. Bacterial loadings from non-point and point sources. See Table 8. (11)

Figure 2  
Schematic Diagram of the Land Use/Water Quality Relationship

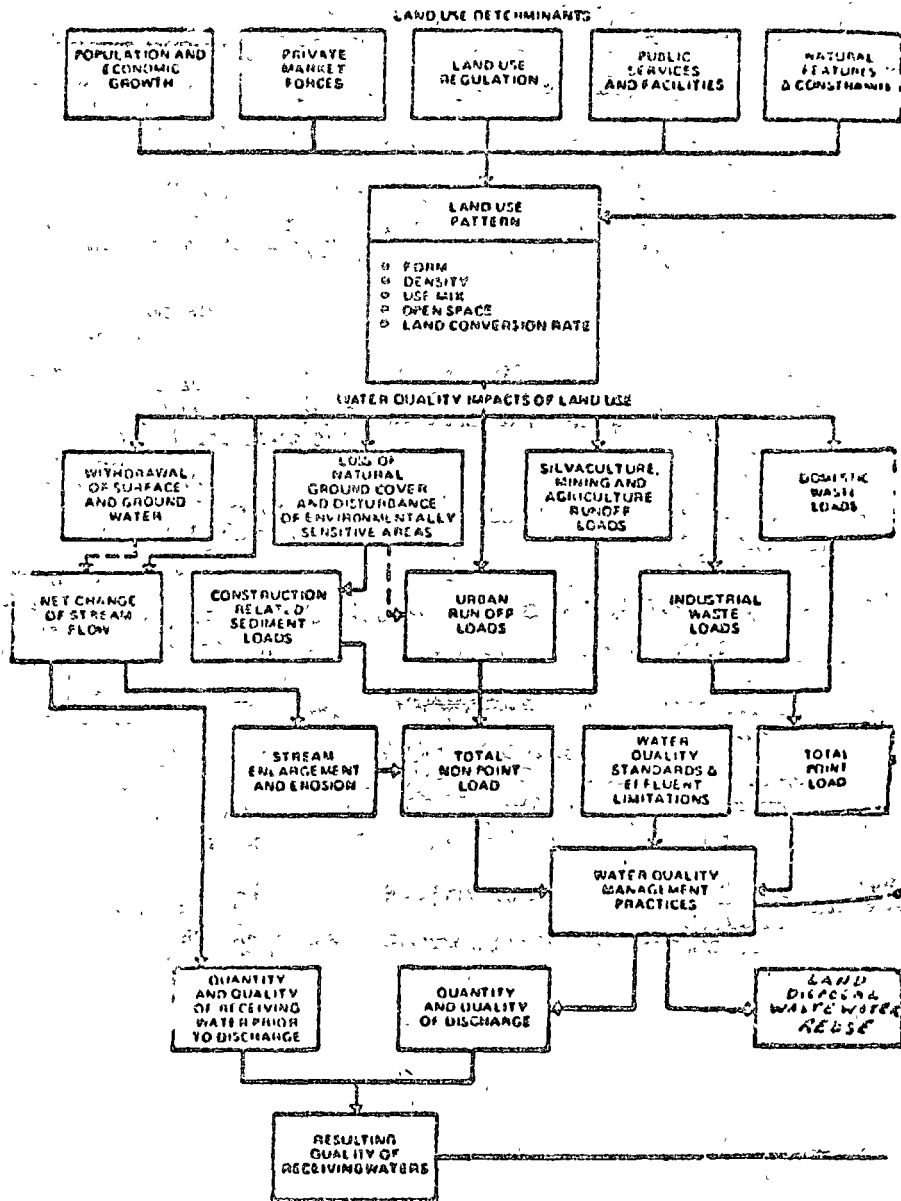


TABLE 9  
 EROSION RATES REPORTED FOR  
 VARIOUS SEDIMENT SOURCES

Sediment Source	Erosion Rate (ton/sq. mi./year)	Geographic Location	Comment
Natural	15-20	Potomac River Basin	Native Cover
	32-192		Native Cover
	200	Pennsylvania and Virginia	Natural Drainage Basin
	320	Mississippi River Basin	Throughout
	13-33	Northern Mississippi	Geologic History
	25-100	Northwest New Jersey	Forested Watershed
	115		Forest and Under-Developed Land soils Eroding at the Rate They Form
Agricultural	12,000	Missouri Valley	Loessa Region
	13,000	Northern Mississippi	Cultivated Land
	1,650	Northern Mississippi	Pasture Land
	10,000-70,000		Continuous Row Crop Without Conservation Practices
	200-500	Eastern U.S. Piedmont	Farmland
320-3,640		Established as Tolerable Erosion	
Urban	50	Kennington, Maryland	Undergoing Extensive Construction
	50,000		Small Urban Construction Area
	1,000-100,000		750 Square Mile Area
	1,000	Washington, D.C. Area	Average
	500	Philadelphia Area	
	146	Washington, D.C. Area	As Urbanization Increases
	260	Waterheds	
690			
3,300			
Highway Construction	56,000	Fairfax Co., VA	Construction on 179 Acres
	50,000-150,000	Georgia	Cut Slopes



Table 2: REPRESENTATIVE RATES OF EROSION FROM VARIOUS LAND USES

	<u>Metric Tons/ sq km/year</u>	<u>Tons/ sq mi./year</u>	<u>Relative to Forest = 1</u>
Forest	8.5	24	1
Grassland	85	240	10
Abandoned surface Mines	850	2,400	100
Cropland	1,700	4,300	200
Harvested Forest	4,250	12,000	500
Active Surface Mines	17,000	48,000	2,000
Construction	17,000	48,000	2,000

RELATIVE EROSION FROM VARIOUS LAND USES: NATIONWIDE

Commercial Forests	1
Abandoned Surface Mines	< 1
Active Surface Mines	2
Construction	6
Harvested Forests	11
Grassland	11
Cropland	158

Figure 3

Relationship of Drainage Area, Sediment Yield and Construction Activity: Suburban Maryland

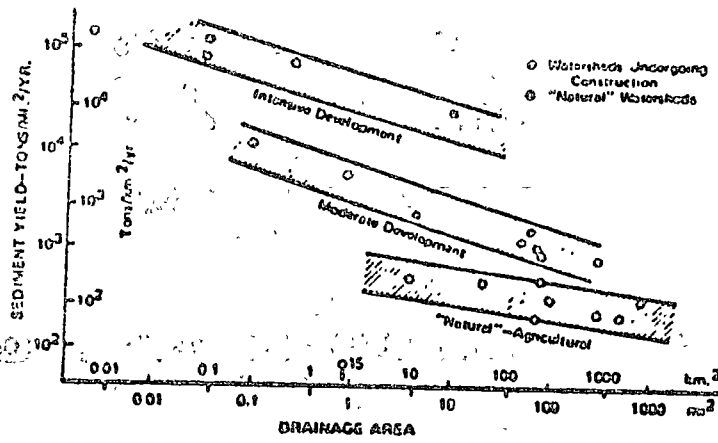


Table 3

Annual Non-Point Pollutional Impacts by Land Use

LAND USE	QUALITY PARAMETERS						EROSION	TEMPERATURE CHANGE
	AMPHI BIPHENYLS (PPB/ACRE/ YEAR)	800 LBS/ ACRE/ YEAR	N LBS/ ACRE/ YEAR	P LBS/ ACRE/ YEAR	PA LBS/ ACRE/ YEAR			
NATURAL FORESTS (UNMANAGED)	LOW	SMALL	09	070	3		LOW	
AGRICULTURE (BARNS)	LOW		24	92	300		HIGH POTENTIAL	SMALL
FEEDLOTS	HIGH	VARYING WITH ANIMAL TYPE DENSITY & MANAGEMENT PRACTICES					HIGH POTENTIAL	SMALL
SINGLE FAMILY RESIDENTIAL	LOW MEDIUM	50	6	2	0		VARIES WITH DEGREE OF COVER REMOVED AND SURFACES HEATED 15° TO 15'±	
MULTI FAMILY RESIDENTIAL	MEDIUM	14	25	07	21			
COMMERCIAL	HIGH	43	24	13	30			
INDUSTRIAL	VERY HIGH	234	33	50	13			
RESOURCE EXTRACTION	VARIES WITH METHODOLOGY AND MANAGEMENT PRACTICES							
RECREATION	VARIES WITH INTENSITY OF USE—EXTREMELY SENSITIVE TO OVERUSE							
URBAN & ROAD CONSTRUCTION							30,000-150,000 TONS/ACRE	

TABLE 4

## SUMMARY OF REPORTED NUTRITIONAL LOADINGS

Source	Nitrogen Pounds/Acre/Year	Phosphorous Pounds/Acre/Year
Farmland runoff	--	0.35 (Total-P)
Good management	1.0 (NO <sub>3</sub> -N)	0.10 (PO <sub>4</sub> -P)
Poor management	5.3 (NO <sub>3</sub> -N)	0.25 (PO <sub>4</sub> -P)
4 lb/A/yr applied	0.7-3.0 (Total-N)	0.06-0.2 (Total-P)
Irrigation return flow	2.45-24.0 (Total-N)	0.95-3.88 (Total-P)
Urban runoff	8.2 (Total-N) 2.95-15.97 (organ. N)	0.87 (Total-P) 3.32-20.20 (PO <sub>4</sub> -P)
Rainfall at 30"/yr	4.8-32 (NO <sub>3</sub> -N) 0.14-9.5 (inorganic-N) 10 (N)	0.18-0.54 (PO <sub>4</sub> -P) -- --
Forest runoff	1.30-2.96 (Total-N) 0.5 (Total-N)	0.32-0.77 (Total-P) 0.03-0.06 (Total-P)
leaf litter	6.5x10 <sup>-7</sup> (NO <sub>3</sub> -N)	--
Domestic waste	<u>lb/cap/yr</u> 6.9-10.7 (Total-N)	<u>lb/cap/yr</u> 1.3-3.8 (Total-P)
Septic tanks	8 (NO <sub>3</sub> -N, ground water seepage)	
Waterfowl	<u>lb/duck/yr</u> 1.2 (inorganic-N)	<u>lb/duck/yr</u> 0.3 (Total-P)

TABLE 5

## AGRICULTURAL POLLUTIONAL LOADS

	TOTAL N (Lbs/Acre/Year)	TOTAL P (Lbs/Acre/Year)
Surface	2.45 - 28.3	0.68 - 3.99
Subsurface	38 - 166	2.5 - 8.9

Source: Sylvester, Robert O., Algae and Metropolitan Wastes, Transactions of the 1960 Seminar, U.S. Robert A. Taft Sanitary Engineering Center, Cincinnati, Ohio, 1961. (Bartsch, Alfred F., Ed.) (3)

Witzel, Stanley A., Nitrogen Cycle in Surface and Subsurface Waters, Water Resources Center, The University of Wisconsin, December 1968. (23)

TABLE 5

## SUMMARY OF REPORTED BOD LOADS

Source	Load	
Urban runoff, 34" rainfall/yr	50.5 lb/Acre/year	
Rural cultivated land runoff	0.5-23 mg/l	
Silo drainage	4400 mg/l	
Stock floor washings	2000 mg/l	
Rainfall	9-16 mg/l COD	
Domestic waste	73 lb/cap/year	
Industrial waste	lb/unit produced	mg/l
Explosives	320/100,000 lb TNT	1070
Synthetic fibers	77/1000 lb product	713
Paper and pulp	53/ton product	266
Poultry	26.1/1000 chickens	476
Sugar beet	13/ton produce	580
Meat packing	12/1000 lb live wt	1384
Tanning	4.55/100 lb hides	806
Brewery	2.6/barrel	964
Textile	2.45/100 lb each process	440
Milk	1.16/1000 lb intake	857
Cannery	0.365/case	1188

TABLE 7: TYPICAL COMPOSITION OF DOMESTIC-SEWAGE  
(All values in mg/liter)

<u>Constituent</u>	<u>Strong</u>	<u>Medium</u>	<u>Weak</u>
Solids, total	1000	500	200
Volatile	700	350	120
Fixed	300	150	80
Suspended, total	500	300	100
Volatile	400	250	70
Fixed	100	50	30
Dissolved, total	500	200	100
Volatile	300	100	50
Fixed	200	100	50
BOD (5-day, 20 degrees C)	300	200	100
Oxygen consumed	150	75	30
Dissolved oxygen	0	0	0
Nitrogen, total	65	50	25
Organic	35	20	10
Free ammonia	50	30	15
Nitrites (NO <sub>2</sub> )	0.10	0.05	0
Nitrates (NO <sub>3</sub> )	0.40	0.20	0.10
Chlorides	175	100	15
Alkalinity	200	100	50
Fats	40	20	0

TABLE 3  
SUMMARY OF BACTERIAL LOADS

Source	Coliform/100 ml	Coliform/cap-day
Raw sewage	1,000,000	$3.7 \times 10^9$
Treated sewage		
Primary treatment	500,000	$1.8 \times 10^9$
Activated sludge	60,000	$2.3 \times 10^8$
Biological plus chlorination	15,000	$5.7 \times 10^7$
Urban runoff 34" rainfall/yr	1,275,000	$5.5 \times 10^{10}$ /A-day
Irrigation returns	---	insignificant



## VI. Existing Surface Water Quality and Quantity

### A. Water Quantity

1. Sources of information --- U.S. Geological Survey, Oklahoma Water Resources Board.
2. Example data for Mountain Fork River near Eagletown, Oklahoma.  
See Table 9 and Figure 4. (.2)  
10% of time flow  $\geq$  3,500 cfs  
50% of time flow  $\geq$  350 cfs  
90% of time flow  $\geq$  10 cfs

### B. Water Quality

1. Sources of information --- STORET (EPA), OWRB, USGS.
2. See Table 10 for data on Rock River near Oregon, Illinois.  
(Some reported parameters eliminated)
3. To interpret the water quality data, need to compare to standards. The following rating system was used in one study:  
(a) number zero was given as score when the quality parameters met applicable standards.  
(b) when standards not met, negative values assigned.
4. Table 11 used as a basis for the negative values. The rationale for Table 11 is as follows:  
(a) Not meeting a bacteriological quality standard was three times as important as not meeting a physical quality standard, and not meeting a chemical quality was twice as important; therefore, the negative numerical assignments for the bacteriological classification were three times greater than those for the physical classification, and the chemical classification assignments were two times greater.

TABLE 9  
SURFACE WATER RECORDS REGION V AND VI  
STREAM GAGING STATIONS

3390. MOUNTAIN FORK RIVER NEAR ESLETOWN, OKLAHOMA.

Drainage area - 727 sq. mi.

Average discharge - 39 years, 915,800 acre-feet per year.

Extremes - Maximum discharge, 101,000 cfs, May 20, 1960; Minimum, no flow at times.

Monthly and Yearly Discharge, in Acre-Feet

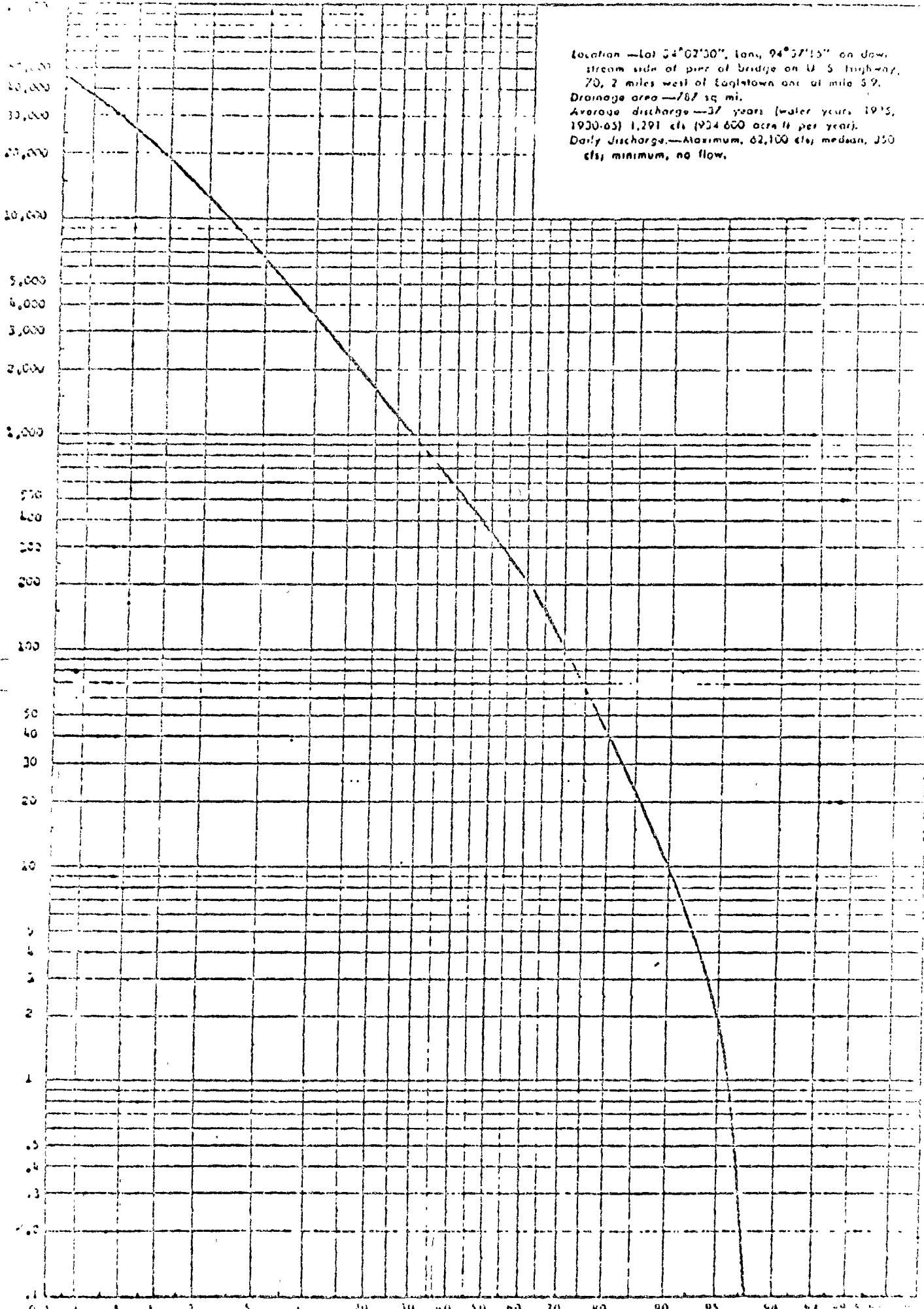
Water Year	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	June	July	Aug.	Sept.	The Year
1951	17,220	9,610	5,260	36,050	235,570	78,600	67,900	42,890	131,400	151,400	5,900	10,450	702,200
1952	21,850	123,700	91,120	102,700	71,340	122,200	435,600	47,960	5,900	808	137	1.0	1,732,000
1953	0	69,420	79,300	83,460	99,250	203,000	319,500	256,300	4,600	251,000	8,310	1,760	1,751,000
1954	101	1,070	20,960	149,000	92,350	19,100	72,600	146,600	4,650	313	1.6	8,200	510,500
1955	172,600	27,720	57,510	61,660	117,000	153,000	109,400	66,830	11,920	5,170	5,630	16,500	804,100
1956	22,500	2,370	5,210	17,070	212,300	50,760	29,490	68,000	3,240	540	192	297	411,000
1957	4.3	15,150	43,890	124,000	114,700	177,100	487,700	302,400	338,500	5,350	2,660	34,520	1,647,000
1958	10,440	117,200	58,000	97,600	33,710	214,900	152,300	223,800	55,370	14,160	14,360	16,160	1,170,000
1959	21,650	157,100	26,960	31,150	64,150	131,400	80,400	42,700	17,610	54,410	9,910	10,270	647,000
1960	27,530	29,620	210,800	146,800	93,320	83,960	42,210	311,000	42,670	93,000	33,040	5,050	1,182,000
1961	5,970	11,050	240,500	63,140	94,930	164,600	91,410	161,900	17,910	54,420	24,290	15,960	929,100
1962	27,170	133,200	152,400	172,500	103,000	106,400	105,200	25,110	14,390	1,570	2,940	11,760	850,000
1963	111,600	43,530	30,060	40,780	10,640	135,900	55,570	25,540	2,240	4,190	2,750	1,460	465,000
1964	22	0	521	976	19,660	157,100	177,000	23,430	2,640	127	32,210	49,630	470,700
1965	20,400	75,350	38,010	77,320	202,300	77,860	48,240	165,500	110,700	8,920	841	24,510	657,100
1966	12,140	6,300	12,560	32,410	157,200	32,190	120,400	130,300	2,570	456	36,630	6,500	552,100
1967	1,050	1,000	6,920	11,270	13,110	56,540	157,200	194,500	76,460	42,060	1,640	14,410	556,200

Compiled from U. S. Geological Survey Surface Water Records

HYDROGRAPH OF DAILY DISCHARGE, MOUNTAIN FORK AT EAGLETOWN, OKLAHOMA

Location — Lat 34°02'30", Long, 94°57'15" on lower stream side of pier of bridge on U. S. Highway, 70, 2 miles west of Eagletown and at mile 59.  
 Drainage area — 787 sq. mi.  
 Average discharge — 37 years (water years 1915, 1930-63) 1,291 cfs (924,600 acre ft per year).  
 Daily discharge — Maximum, 62,100 cfs; median, 350 cfs; minimum, no flow.

Discharge in CFS at Fall Crest



STOKET IDENTIFICATION NO. 47096

STREAM: Rock River

STATION LOCATION: Route 64 Town Bridge near Oregon, Illinois

MAP NO.: 47096 on Figure 2.4.3.1.4-2

<u>PARAMETER</u>	<u>Units</u>	<u>No. of Samples</u>	<u>Begin Date</u>	<u>End Date</u>	<u>Mean</u>	<u>Max</u>	<u>Min</u>	<u>STANDARD</u>
<u>Physical:</u>								
Turbidity	JTU	71	62/06/04	72/05/22	65	230	9	
Tot. Diss. Solids	mg/l	61	62/06/04	72/06/27	347	(570)	~	500
Temperature	°F	72	62/06/04	72/06/27	56	82	32	90
Susp. Solids	mg/l	-						
<u>Chemical:</u>								
pH	SD	69	62/06/04	72/06/27	*	*	*	6.5-9.0
Hardness	mg/l	33	62/06/04	71/12/01	289	376	144	
Diss. Oxygen	mg/l	67	62/06/04	72/06/27	*	*	(0)	5.0
BOD <sub>5</sub>	mg/l	26	62/06/04	67/07/06	6	10	2	30
Hydrocarbons	mg/l	-						
Ammonia	mg/l	43	62/06/04	72/06/27	1.1	(18)	0.0	1.5
NO <sub>2</sub> & NO <sub>3</sub>	mg/l	47	62/06/04	72/06/27	2.4	(70)	0.0	10
Phosphates	mg/l	33	64/05/21	71/12/01	(11)	(35)	0.0	0.15
<u>Bacteriological:</u>								
Fecal Coliform	MPN/100ml	14	62/06/04	72/06/27	226	(1900)	0	400

\*Erroneous STOKET data.

TABLE 11

NUMERICAL ASSIGNMENTS FOR  
STREAM QUALITY RATING SYSTEM

<u>No. of Samples</u>	<u>Value</u>	<u>Numerical Assignments for Parameter Classifications</u>		
		<u>Physical</u>	<u>Chemical</u>	<u>Bacteriological</u>
Less than 10	Maximum	-1	-2	-3
	Minimum	-1	-2	-3
	Mean	-3	-6	-9
10 or more	Maximum	-2	-4	-6
	Minimum	-2	-4	-6
	Mean	-6	-12	-18

(b) When the mean value of a parameter does not meet the applicable standard, it is three times as important as the maximum or minimum value not meeting the standard; therefore, the negative numerical assignments for the mean values were three times greater than those for the maximum or minimum values.

(c) Stations from which ten or more samples have been analyzed are twice as important as those stations from which fewer than ten samples have been analyzed; therefore, the negative numerical assignments for stations with ten or more samples were twice as great as the comparable assignments for stations with less than ten samples.

5. Following the determination of a numerical score for each station based on a composite summation of negative numerical assignments applied when standards were not met, each station was assigned a rating on the following basis:

N = no quality data available

A = meets all existing standards; good water quality; score = 0

B = meets most of existing standards; moderately good water quality; score = -1 to -10

C = does not meet few existing standards; fair water quality; score = -11 to -30

D = does not meet several existing standards; poor water quality; score = -31 and greater

6. Application of the stream water quality rating system to the data in Table 10 is as follows:

TDS = -2  
DO = -4  
Ammonia = -4  
NO<sub>2</sub> and NO<sub>3</sub> = -4  
PO<sub>4</sub> = -4 and ~~-16~~  
Fecal = -6  
Total = -36 (D. category)

Table 12 represents a summary of the application of this system to several Illinois streams.

#### VII. Unique Pollution Problems (Step 3)

##### A. Purpose

1. The primary objective is to note any unique pollution problems which have occurred in the surface watercourses of the area.
2. For example, fish kills, algae growth or thermal discharges causing stratified flow.

##### B. Sources of Information

1. Oklahoma Water Resources Board
2. State Health Department
3. Newspapers
4. Conservation groups

#### VIII. Groundwater Quantity and Quality (Step 4)

##### A. Purpose

1. Describe the groundwater flow and quality in the area, noting particularly the depth to the groundwater table and the direction of flow.

TABLE 12

ILLINOIS STREAM QUALITY RATING

<u>Stream</u>	<u>Map No.</u>	<u>No. of Reported Parameters</u>			<u>Values</u>		<u>Score</u>	<u>Rating</u>
		<u>1-4</u>	<u>5-8</u>	<u>9-13</u>	<u>&lt;10</u>	<u>≥10</u>		
Apple River	48482			X	X		-16	C
Plum R.	48480			X	X		-20	C
Vermilion R.	48037			X		X	-40	D
Rock River	47094			X		X	-30	C
Rock River	47096			X		X	-36	D
Rock River	47097			X	X		-13	C
Rock River	48001			X	X		-4	B
Rock River	4435	X			X		0	A
Rock River	48180			X		X	-20	C
Rock River	48039			X		X	-64	D
Rock River	48181			X		X	-20	C
Rock River	47095			X		X	-32	D
Rock River	47090			X		X	-32	D
Rock River	47091			X		X	-30	C
Rock River	47092			X		X	-44	D
Eikhorn River	48514			X	X		-11	C
Kankakee River	46094			X		X	-54	D
Kankakee River	48562			X	X		-4	B
Kankakee River	48094			X		X	-62	D
Kankakee River	48089			X		X	-70	D
Kankakee River	48424			X	X		0	A
Kankakee River	46093			X		X	-24	C
Iroquois River	46095			X		X	-36	D
Iroquois River	48426			X	X		0	A
Iroquois River	48425			X	X		-12	C
Mazon River	48393		X		X		-10	B
Mazon River	48394		X		X		-35	D
Illinois River	5635	X			X		0	A
Illinois River	5435	X			X		0	A
Illinois River	48365			X	X		-29	C
Illinois River	48367			X	X		-25	C
Illinois River	160067			X		X	-42	D
Illinois River	5599			X		X	-30	C



2. Also identify major users of groundwater in the area.

3. Note any historical trends in groundwater depletion.

B. Sources of Information

1. Oklahoma Water Resources Board

2. U.S. Geological Survey

3. Oklahoma Geological Survey

4. State Health Department

IX. Summarize Meteorological Information (Step 5)

A. Assemble Monthly Records of Precipitation, Evaporation, Temperature.

B. National Oceanographic and Atmospheric Administration, Environmental Data Service, Asheville, N.C.

X. Water Quality Standards (Step 6)

A. PL 92-500 Federal Water Pollution Control Act Amendments of 1972 (15)

1. Some basic goals and policies:

(a) The discharge of pollutants into navigable water be eliminated by 1985.

(b) Wherever attainable, an interim goal of water quality which provides for the protection and propagation of fish, shellfish, and wildlife and provides for recreation in and out of the water be achieved by July 1, 1983.

(c) The discharge of toxic pollutants in toxic amounts be eliminated. (prohibited)

B. Strategies for Point Source Control

1. NPDES permit system

2. Every point source subject to an effluent standard and a water quality standard. Most stringent one is used.

3. Effluent standards

(a) by 1977

POTW — secondary treatment

others — BPT

(b) by 1983

POTW — BPWT

others — BAT

(c) new sources — NSPS

(d) within 3 yrs. — pretreatment

C. Definition of Terms (14.)

1. The best practicable technology and best available technology, which industries are required to use by 1977 and 1983 respectively, take into account such factors as age of equipment, facilities involved, process employed and process changes, engineering aspects of control techniques, and environmental impact apart from water quality, including energy requirements.
2. In assessing best practicable technology for a particular category of industry, a balance is struck between total cost and effluent reduction benefits.
3. Best available technology is the highest degree of technology proved to be designable for plant-scale operation so that costs for this treatment may be much higher than for treatment by best practicable technology.
4. Best available demonstrated technology, which will be the basis for establishing effluent limits for new industries, is described

as those plant processes and control technologies that have demonstrated at a pilot plant level that technologically and economically they justify making investments in new production facilities.

5. Secondary treatment is a method of purifying waste water using biological processes. Up to 90 percent of the organic matter in sewage is removed by making use of the bacteria in it. The principal methods are by filter, in which the waste passes through a thick bed of stones, and by the activated sludge process wherein organic matter, pumped into an aeration tank, is broken down by the addition of air and bacteria-laden sludge. The solids are removed to a sedimentation tank and the effluent is chlorinated.

#### D. Pretreatment Standards

1. Federal Register, Vol 38, No. 215, Thursday, Nov. 8, 1973, pp. 30982-30984. (15)
2. Deals basically with industrial plant waste clean-up prior to discharge into POTW.
3. Examples of focus
  - (a) pH
  - (b) toxic metals
  - (c) flow variations

#### E. Secondary Treatment Standards

1. Federal Register, Vol. 38, No. 159, Friday, August 17, 1973, pp 22293-22299. (16)
2. Describes treatment efficiency level and effluent quality from POTW.

3. Focus on:

- (a) BOD
- (b) suspended solids
- (c) coliforms

7. Water Quality Standards

1. Oklahoma will be used as an example. "Oklahoma's Water Quality Standards - 1973", Pub. 52, OWRB, Sept., 1973. (17)
2. Antidegradation Statement

It is recognized that certain of the waters under consideration possess an existing quality, which is better than the minimum standards established. The quality of those waters will be maintained, unless and until it has been affirmatively demonstrated to the State through public hearings that other uses or different standards are justifiable as a result of necessary economic or social development. This will require that any industrial, public, or private project or development which would constitute a new source of pollution or an increased source of pollution to high quality waters will be required, as part of the initial project design, to provide the highest and the best degree of waste treatment.

3. Beneficial use designations.

The designated present and potential beneficial uses of the waters of the State are A, C<sub>1</sub>, D, F<sub>1</sub>, F<sub>2</sub>, G<sub>1</sub>, G<sub>2</sub>, and I, and the general water quality standards apply unless otherwise noted in Appendix A. Published data for some

streams are limited. However, appropriate beneficial uses to be protected are specified even though low flow conditions may for the most part prevent such uses as primary body contact recreation. Beneficial uses of Oklahoma surface waters designated herein specify quality objectives of lakes and streams. The designation does not limit beneficial use nor prohibit beneficial uses other than those listed nor does it indicate by the order listed any preference of uses. It is recognized that beneficial uses may be protected where corresponding activities are otherwise prohibited by law or by private ownership. This would include primary body contact in some public water supplies as well as recreational use of some privately owned waters. All reservoirs are protected for primary and secondary body contact recreation.

CODE	BENEFICIAL USE
A	Public and private water supplies
B	Emergency public and private water supplies
C <sub>1</sub>	Fish and wildlife propagation
C <sub>2</sub>	Fish and wildlife propagation to the extent allowed by specifically stated water quality parameters
D	Agriculture (includes livestock watering and irrigation)
E	Hydroelectric power
F <sub>1</sub>	Industrial and municipal cooling water
F <sub>2</sub>	Receiving, transporting and/or assimilation of adequately treated waste
G <sub>1</sub>	Recreation, primary body contact (includes recreational uses where the



greater than the arithmetic mean of the historical data generated at that point. Not more than one in twenty samples randomly collected shall exceed two standard deviations greater than the arithmetic mean of the historical data generated at that point. Mineralization from other parameters such as calcium, boron, magnesium and sodium from other than natural sources shall be maintained so as to not restrict the beneficial uses. For those stations for which historical data exists, mineral limits have been established and are listed in Appendix B. The values are in milligrams per liter (mg/l). The stations are organized in accordance to basin number with each station's number corresponding to those on Map 2. Mineral standards will be established for other stations as data becomes available. The term "yearly mean standard" listed on the table is defined as that value which the yearly arithmetic mean shall not exceed. The term "sample standard" is used on the table and is defined as that value which not more than one in twenty samples shall exceed. Mineral limits for intermediate locations between listed sample points shall be determined by allowing reasonable gradients between the numerical limits listed for those stations.

**Bacteria:**

In areas designated as G<sub>1</sub> (recreation, primary body contact) or A (public and private water supply), bacteria of the fecal coliform group shall not exceed a monthly geometric

mean of 200/100 ml, as determined by multiple-tube fermentation or membrane filter procedures and based on a minimum of not less than five samples for any 30-day period, nor shall more than ten percent (10%) of the total samples during any 30-day period exceed 400/100 ml.

In areas designated G<sub>2</sub> (secondary body contact) bacteria of the fecal coliform group shall not exceed a monthly geometric mean of 1000/100 ml, as determined by multiple-tube fermentation or membrane filter procedures, nor shall more than ten percent (10%) of the total samples during any 30-day period exceed 2000/100 ml.

**Oil and Grease:**

Essentially free of floating or emulsified oil and grease.

**Solids:**

Free of floating debris, bottom deposits, scum, foam and other materials of a persistent nature from other than natural sources.

**Turbidity:**

Turbidity of other than natural origin shall be restricted to the following in-stream numerical values:

Warm Water Streams	50 Jackson Units
Warm Water Lakes	25 Jackson Units
Cold Water Streams (those designated as small-mouth bass fisheries or trout fisheries)	10 Jackson Units

In waters where the natural occurring backgrounds exceed these values, turbidity from other than natural sources shall be restricted to maintain the naturally occurring background.



Color:

Color producing substances of a persistent nature from other than natural sources shall be limited to concentrations which will not be detrimental to beneficial uses.

Temperature:

During any month of the year, heat shall not be added to any stream in excess of the amount that will raise the temperature of the water more than 5°F. In lakes, the temperature of the epilimnion shall not be raised more than 3°F above that which existed before the addition of heat of artificial origin. The normal daily and seasonal temperature variations that were present before the addition of heat due to other than natural causes shall be maintained. The maximum temperature due to man-made causes shall not exceed 68°F in trout streams, 84°F in small-mouth bass streams, or 90°F in all other streams and lakes except for the following:

Arkansas River from Kaw Reservoir Dam to the headwaters of Keystone Reservoir 94°F.  
Arkansas River from Keystone Reservoir Dam to Coody Creek near Muskogee, Oklahoma 93°F.  
Salt Fork Arkansas River 93°F.  
Red River excluding Lake Texoma 93°F.  
North Fork Red River 91°F.

No artificial heat shall be added such that the receiving water temperature exceeds the maximums specified above.

Privately owned lakes and reservoirs used in the process of cooling water for industrial purposes are exempt from these restrictions provided the water released from any such lake

or reservoir shall be subject to the temperature requirements. Maximum temperature determination shall be made by averaging representative temperature measurements of the cross sectional area of streams and rivers.

**Taste and Odor Producing Substances:**

Taste and odor producing substances from other than natural origin shall be limited to concentrations that will not interfere with the production of potable water by modern treatment methods or impart off-color or unpalatable flavor to flesh of fish, or result in offensive odors in the vicinity of the water, or otherwise interfere with beneficial uses.

**Dissolved Oxygen:**

The dissolved oxygen concentration shall not be less than 5 mg/l for all warm waters, and 6 mg/l for those waters designated as small-mouth bass or trout fisheries. Under extreme conditions, the diurnal variations may cause the dissolved oxygen concentration to be as much as 1 mg/l below the above values for short periods (not to exceed 3 hours) during any 24-hour period provided that the water quality is favorable in all other respects.

**Nutrients:**

The total phosphorous concentration and Nitrogen/Phosphorous ratio shall be limited to prevent eutrophication problems. If sufficient nutrient data become available specific numerical limits will be included in the water quality standards revision scheduled for October 18, 1975.

Toxic Substances:

Toxic substances shall not be present in such quantities as to cause the waters to be toxic to human, animal, plant or aquatic life, nor detrimental to any beneficial use including continued ingestion by livestock or continued use for irrigation. For aquatic life, using bioassay techniques, the toxic limit shall not exceed one-tenth of the 96-hour median tolerance limit for the most sensitive species common to the stream. In the absence of information on the most sensitive species the concentration shall not exceed one-tenth of the 96-hour median tolerance limit to Pimephales promelas (Fathead Minnow) and/or Lepomis macrochirus (Bluegill).

Toxic substances shall not be present in quantities which allow long term toxic effects in the food chain or accumulation of toxic substances in fish or wildlife.

The following materials may have synergistic effects:

ammonia, cadmium, hexavalent chromium, trivalent chromium, copper, cyanide, lead, mercury, nickel, selenium, silver, and zinc. These substances shall not be present in sufficient concentration to allow the cumulative relationship value to exceed the numerical value of one.

The cumulative relationship value (CRV) is defined as:

$$CRV = \frac{C_a}{L_a} + \frac{C_b}{L_b} + \dots + \frac{C_n}{L_n}$$

where:  $C_a, C_b, \dots, C_n$  are the measured concentrations in the streams and  $L_a, L_b, \dots, L_n$  are respective maximum permissible concentrations if each constituent were present alone.

Species Diversity Index:

A diversity value ( $\bar{d}$ ) for benthic (bottom dwelling) macro-invertebrate organisms shall be maintained at a minimum of three (3) unless natural conditions or phenomena cause the value to be less.

Enumeration and classification techniques of sampled benthic organisms shall be utilized to acquire information which will be subjected to mathematical interpretation from which is derived an index of species diversity ( $\bar{d}$ ). Biological information incorporated into the diversity index includes: number of species samples (s), total number of individuals (n), and number of individuals per species ( $n_i$ ); with diversity specifically expressed mathematically as:

$$\bar{d} = - \sum_{i=1}^s (n_i/n) \log_2 (n_i/n)$$

This expression is dimensionless and includes numbers of individuals representing each species. The species diversity index shall not be determined on a count of less than 100 individuals per sample.

pH:

The pH shall be between 6.5 and 8.5. pH values below 6.5 and above 8.5 must not be due to waste discharge.

Other Substances:

The control of other substances not heretofore mentioned will be guided by the U.S. Public Health Service Drinking

Water Standards of 1962, or latest revision thereof, and  
has accumulated scientific data on limits above which injury  
to use occurs. Pollutational substances will be maintained  
below maximum permissible concentrations for public water  
supplies, recreation requirements, agricultural needs and  
as other beneficial uses.

5. Special Standards for Return Flow Streams

(a) Dissolved Oxygen: The dissolved oxygen content of a re-  
turn flow stream shall not be less than 2 mg/l. (The  
dissolved oxygen concentration just above the point where  
the flow of the stream combines with the flow of a stream  
of higher designated use shall not be less than 3 mg/l.)

(b) Species Diversity Index: The species diversity index shall  
not apply to return flow streams.

Mixing Zones and Zones of Passage

(a) Mixing Zones: Except as indicated below, mixing zones shall

shall be no larger than one-fourth (1/4) the cross-sectional

area of the stream or not more than one-fourth (1/4) the

volume of flow, whichever is most restrictive. The remaining

portion of the stream's cross section or flow shall

constitute a zone of passage for free swimming and

drifting organisms. Where more than one effluent enters

a stream and the mixing zones would overlap, the combined

mixing shall not exceed the one-fourth (1/4) value as

described above. The mixing zone shall begin at the point of

discharge and extend downstream to the point of complete mixing.

Special mixing zones shall be designated where return flows exceed one-fourth (1/4) of the combined stream and return flows.

Mixing zones in lakes shall be designated on a case by case basis.

(b) Exceptions to beneficial uses: Mixing zones may be assigned all of the beneficial uses for which the natural waters of that stream would be satisfactory with the exception of the following:

- (1) Public and private water supply, A
- (2) Emergency public and private water supply, B
- (3) Fish and wildlife propagation, C<sub>1</sub>
- (4) Recreation (primary and secondary body contact), G<sub>1</sub>, G<sub>2</sub>

(c) Dissolved Oxygen: The dissolved oxygen shall not be less than 2 mg/l within the mixing zone.

6. Example of water quality standards in Oklahoma. See Figure 5 and Table 13 and 14.

### 3. Nationwide Comparison (18)

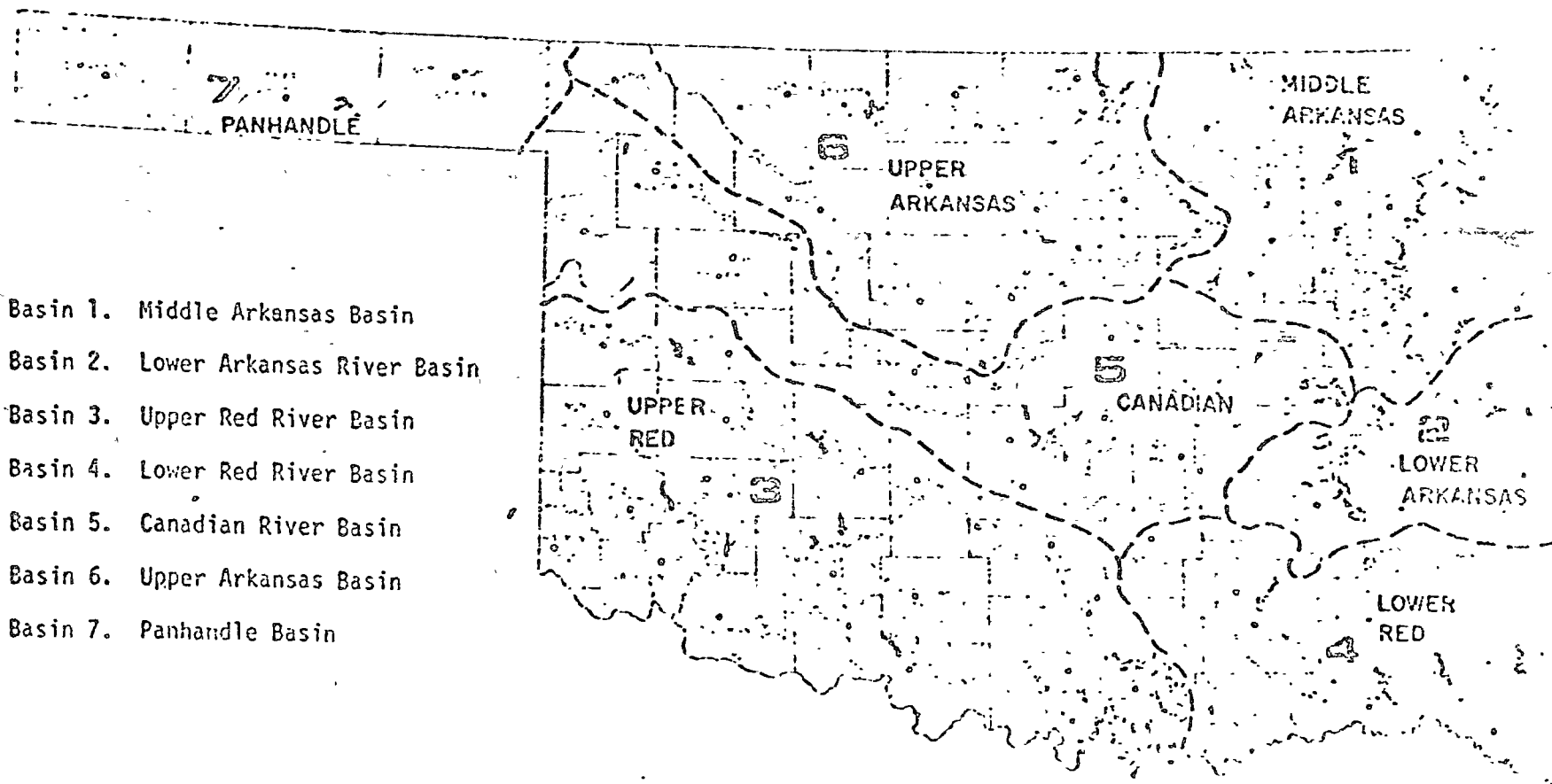
1. Effluent-limited segments vs. water-quality limited segments.
2. 1973 inventory of river segments in the states: 3,100 polluted segments

Effluent-limited = 1,515

W.Q. - limited = 1,588

3,103

3. W.Q. limited means that the effluent standards are not stringent enough, thus more stringent controls required on point sources.



- Basin 1. Middle Arkansas Basin
- Basin 2. Lower Arkansas River Basin
- Basin 3. Upper Red River Basin
- Basin 4. Lower Red River Basin
- Basin 5. Canadian River Basin
- Basin 6. Upper Arkansas Basin
- Basin 7. Panhandle Basin

Water Quality Management  
Planning Basins

Figure 5

Stream:

N. Persimmon Creek  
 S. Persimmon Creek  
 Indian Creek  
 Wolf Creek below Ft. Supply Dam  
 Wolf Creek above Ft. Supply Dam  
 including Ft. Supply Reservoir  
 Sixteen Mile Creek  
 Buzzard Creek  
 L. Wolf Creek  
 Twenty-Five Mile Creek  
 Willow Creek  
 Rock Creek  
 Otter Creek  
 Clear Creek  
 Little River  
 Salt Creek  
 Lake Thunderbird and Watershed  
 Unnamed tributary (return flow, City  
 of Konowa) including Lake Konowa  
 Sandy Creek  
 Spring Creek  
 Pond Creek  
 Buckhead Creek

Beneficial Use:

A C<sub>1</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>1</sub> G<sub>2</sub> I  
 A C<sub>1</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>1</sub> G<sub>2</sub> I  
 A C<sub>1</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>1</sub> G<sub>2</sub> I  
 C<sub>2</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>2</sub> I  
 A C<sub>1</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>1</sub> G<sub>2</sub> I  
 A C<sub>1</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>1</sub> G<sub>2</sub> I  
 A C<sub>1</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>1</sub> G<sub>2</sub> I  
 A C<sub>1</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>1</sub> G<sub>2</sub> I  
 A C<sub>1</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>1</sub> G<sub>2</sub> I  
 A C<sub>1</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>1</sub> G<sub>2</sub> I  
 A C<sub>1</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>1</sub> G<sub>2</sub> I  
 A C<sub>1</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>1</sub> G<sub>2</sub> I  
 A C<sub>1</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>1</sub> G<sub>2</sub> I  
 C<sub>2</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>2</sub> I  
 A C<sub>1</sub> D G<sub>1</sub> G<sub>2</sub> I  
 C<sub>2</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>2</sub> I  
 C<sub>2</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>2</sub> I  
 A C<sub>1</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>1</sub> G<sub>2</sub> I  
 C<sub>2</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>2</sub> I  
 C<sub>2</sub> D F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> G<sub>2</sub> I

Other Use:

b

b

a

b

b

b

b



Sample Point Name	Map Number	Latitude and Longitude	Chloride		Sulfate		Total Dissolved Solids	
			Sample Standard	Yearly Mean Standard	Sample Standard	Yearly Mean Standard	Sample Standard	Yearly Mean Standard
West Salt Creek near Chickasha, Oklahoma	3283	35 09 00.0 097 57 00.0	243	168	701	505	1764	1324
West Bitter Creek near Tabler, Oklahoma	3283.1	35 03 00.0 097 51 00.0	32	23	370	257	834	630
Spring Creek near Blanchard, Oklahoma	3284	35 06 50.0 097 44 30.0	19.3	14.6	29	23	468	356
Spring Creek Tributary near Middleberg, Oklahoma	3283.2	35 05 00.0 097 50 00.0	17.5	12.8	18.3	14.4	391	322
Foss Reservoir near Foss, Oklahoma	3243	35 32 18.0 099 10 40.0	52	48	1177	1112	1915	1849
BASIN 4								
Kiamichi River near Big Cedar, Oklahoma	3357	34 38 18.0 094 36 45.0	4.6	3.4	6.5	4.9	33	28
BASIN 5								
Canadian River near Bridgeport, Oklahoma	2285	35 34 00.0 098 22 45.0	351	232	490	389	1497	1162
Canadian River near Noble, Oklahoma	2291	35 04 55.0 097 22 52.0	291	206	391	287	1227	906
Lake Thunderbird near Norman, Oklahoma	2299	35 13 15.0 097 13 05.0	31	29	18.6	14.9	285	263
Little River near Sasakwa, Oklahoma	2310	34 59 02.0 096 33 01.0	1382	990	60	45	2802	2045
Canton Lake near Canton, Oklahoma	2385	36 05 03.0 098 36 05.0	346	293	293	255	4051	2613

-47-

25

4. All segments presumably should meet the B.C. standards by 1977, however, estimate is that only 1,200 segments can do this; and total of only 2,306 by 1983.

#### H. Federal Discharges (17)

1. The Federal Water Pollution Control Act requires all U.S. Government agencies to comply with Federal, State, interstate and local water pollution control laws and regulations, just as any non-governmental source of pollution must. As part of that compliance, Federal installations discharging pollutants into water bodies are covered by the NPDES permit system. Permits for discharges from Federal installations are issued only by EPA, however. Thus, even if a U.S. military base, power plant, hospital, munitions plant, etc. is located in a State that has an EPA-approved permit program, EPA, not the State, is the permit authority for that Federal installation.
2. The law empowers the President to exempt any Federal effluent source from compliance if it's "in the paramount interest" of the Nation to do so. (However, no exemption may be granted from the new source performance standards and effluent standards for toxic pollutants that EPA will issue in 1974, nor from compliance with pretreatment requirements for wastes going directly into a publicly-owned treatment plant.)
3. The President may not grant an exemption because of the lack of funds to bring a Federal facility into compliance unless he has specifically asked Congress for the funds, and Congress has failed to appropriate the money.

4. The law also requires the President to report annually to Congress all exemptions granted, with the reason for each exemption.

#### XI. Waste Load Allocation Study (Step 7)

##### A. Purposes

1. Summarize the waste load allocation study for the area. (20)
2. Identify the known point sources of pollution, noting particularly any unique discharges or constituents.
  - (a) State Health Department
  - (b) Oklahoma Water Resources Board
  - (c) Department of Pollution Control
3. Also identify the quantity and types of water uses in the area.
  - (a) hydraulic balance --- important in water-deficient areas
  - (b) quality requirements per industrial use, see Table 15. (21)
  - (c) SHD, OWRB, DPC

B. Most States Are Developing or Have Recently Completed These Studies.

#### XII. Mesoscale Impact Calculation (Step 8)

- A. Purpose --- to examine impact of alternatives in terms of their relative contribution to a stream's waste load.
- B. Assessment of Impact --- View in terms of percentage increase in pollutant loads.

#### XIII. Construction Phase Impacts (Step 9)

- A. Primary Focus on Sediments.
- B. Summary of Sediment Prediction Methods in Table 16. (22)

TABLE 15

Summary of Specific Quality Characteristics of Surface Waters That Have Been Used as Sources for Industrial Water Supplies

(Unless otherwise indicated, units are mg/l or gal. U.S. per day per person. No one water body has all the maximum values shown.)

Characteristic	Boiler makeup water		Cooling water				Process water						Food and kindred products, SIC-20 Leather Industry, SIC-31
	Industrial 0 to 1,500 psig	Utility 700 to 5,000 psig	Fresh		Brackish <sup>1</sup>		Textile Industry, SIC-22	Lumber Industry, SIC-24	Pulp and paper Industry, SIC-26	Chemical Industry, SIC-28	Petroleum Industry, SIC-29	Prim. metals Industry, SIC-33	
			Once through	Makeup recycle	Once through	makeup recycle							
Silica (SiO <sub>2</sub> )	150	150	50	150	25	25	-----	-----	50	-----	50	-----	For the above 2 categories the quality of raw surface supply should be that prescribed by the NTA Subcommittee on Water Quality Requirements for Public Water Supplies.
Aluminum (Al)	3	3	3	3	-----	-----	-----	-----	2.6	5	15	-----	
Iron (Fe)	80	80	14	80	10	1.0	0.3	-----	-----	-----	-----	-----	
Manganese (Mn)	10	10	2.5	10	0.02	0.02	1.0	-----	-----	2	-----	-----	
Copper (Cu)	-----	-----	-----	-----	-----	-----	0.5	-----	-----	-----	-----	-----	
Calcium (Ca)	-----	-----	500	500	1,200	1,200	-----	-----	-----	200	220	-----	
Magnesium (Mg)	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	100	85	-----	-----	
Sodium and potassium (Na+K)	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	230	-----	-----	
Ammonia (NH <sub>3</sub> )	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	
Bicarbonate (HCO <sub>3</sub> )	600	600	600	600	180	180	-----	-----	-----	600	480	-----	
Sulfate (SO <sub>4</sub> )	1,400	1,400	680	680	2,700	2,700	-----	-----	-----	850	570	-----	
Chloride (Cl)	19,000	19,000	600	500	22,000	22,000	-----	-----	200 <sup>4</sup>	500	1,600	500	
Fluoride (F)	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	1 <sup>2</sup>	-----	
Nitrate (NO <sub>3</sub> )	-----	-----	30	30	-----	-----	-----	-----	-----	-----	8	-----	
Phosphate (PO <sub>4</sub> )	-----	50	4	4	5	5	-----	-----	-----	-----	-----	-----	
Dissolved solids	35,000	35,000	1,000	1,000	35,000	35,000	150	-----	1,080	2,500	3,500	1,500	
Suspended solids	15,000	15,000	5,000	15,000	250	250	1,000	( <sup>3</sup> )	-----	10,000	5,000	3,000	
Hardness (CaCO <sub>3</sub> )	5,000	5,000	850	850	7,000	7,000	120	-----	475	1,000	900	1,000	
Alkalinity (CaCO <sub>3</sub> )	500	500	500	500	150	150	-----	-----	-----	500	-----	200	
Acidity (CaCO <sub>3</sub> )	1,000	1,000	0	200	0	0	-----	-----	-----	-----	-----	75	
pH, units	-----	-----	5.0-8.9	3.5-9.1	5.0-8.4	5.0-8.4	6.0-8.0	5-9	4.6-9.4	5.5-9.0	6.0-9.0	3-9	
Color, units	1,200	1,200	-----	1,200	-----	-----	-----	-----	360	500	25	-----	
Organics	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	
Methylene blue active substances	2 <sup>4</sup>	10	1.3	1.3	-----	1.3	-----	-----	-----	-----	-----	-----	
Carbon tetrachloride extract	100	100	( <sup>3</sup> )	100	( <sup>3</sup> )	100	-----	-----	-----	-----	-----	30	
Chemical oxygen demand (O <sub>2</sub> )	100	500	-----	100	-----	200	-----	-----	-----	-----	-----	-----	
Hydrogen sulfide (H <sub>2</sub> S)	-----	-----	-----	-----	4	4	-----	-----	-----	-----	-----	-----	
Temperature, F	120	120	100	120	100	120	-----	-----	95 <sup>6</sup>	-----	-----	100	

<sup>1</sup>Water containing in excess of 1,000 mg/l dissolved solids  
<sup>2</sup>May be 1,000 for nonchemical pulping operations  
<sup>3</sup>Not for particles > 3 mm diameter  
<sup>4</sup>1 mg/l for pressures up to 700 psig  
<sup>5</sup>No heat added

<sup>6</sup>Applies to bleached chemical pulp and paper only

NOTE—Application of the above values should be based on Part 23, ASTM book of standards, D) or APHA Standard methods for the examination of water and waste water (a)

TABLE 16

SUMMARY OF SEDIMENT PREDICTION METHODS

<u>Prediction Method</u>	<u>Process</u>		
	<u>Erosion</u>	<u>Transport</u>	<u>Deposition</u>
<b>1. Empirical</b>			
Ellison <sup>21/</sup>	X	-	-
Musgrave <sup>67/</sup>	X	-	-
Universal Soil Loss Equation <sup>118/</sup>	X	-	-
Einstein Bedload Function <sup>41/</sup>	-	X	-
Colby Modified Einstein <sup>41/</sup>	-	X	-
Toffaletti Total Load Method <sup>41/</sup>	-	X	X
Lacey's Silt Theory <sup>37/</sup>	-	X	X
Pemberton Modified Einstein <sup>77/</sup>	-	X	-
Reservoir Surveys:	-	-	X
ARS			
SCS			
Corps of Engineers			
Bureau of Reclamation			
U.S. Geological Survey			
<b>2. Statistical</b>			
Flaxman <sup>34/</sup>	-	-	X
Sediment Rating-Flow Duration:	-	-	X
U.S. Geological Survey			
Bureau of Reclamation			
Corps of Engineers			
Woolhiser's Deterministic			
Watershed Model <sup>119/</sup>	X	X	X
<b>3. Simulation</b>			
ARS Upland Erosion Model <sup>38/</sup>	X	-	-
ARS USDAHL-73 Watershed Model <sup>50/</sup>	X	X	X
ARS "ACTMO" Chemical Transport Model <sup>74/</sup>	-	X	-
Negev's Watershed Model <sup>71/</sup>	X	X	X
Stanford IV Model <sup>13/</sup>	X	X	X
Hydrocomp Simulation <sup>12/</sup>	X	X	X
Huff Hydrologic Transport Model <sup>51/</sup>	-	X	-
Royal Institute (Sweden)			
Hydrologic Model <sup>5/</sup>	X	X	X
Snyder's Parametric Hydrologic Model <sup>86/</sup>	-	X	X

IV. State Impact Calculation (Step 10)

- A. Conservative Pollutants --- use mass balance calculations.
- B. Non-Conservative Pollutants --- see dissolved oxygen sag curve materials.
- C. Temperature --- see temperature prediction materials.

XV. Pollution Control Measures (Step 10)

- A. Purpose is to Minimize Impact
- B. Many Reference Materials are Available. (23)(24)(25)

XVI. Discuss Operational Impacts (Step 11)

- A. See Bacterial Die-Away Prediction Materials.
- B. Example of Chemical Changes in Aqueous Systems (26)
  1. Cr in Water

trivalent Cr (III)	cation	$\text{Cr}(\text{OH})^{+2}$
hexavalent Cr (VI)	anion	$\text{Cr O}_4^{-2}$
  2. Cr (III) is more chemically reactive than Cr (VI)
  3. Source in streams is nuclear power plants --- release Cr (VI)
  4. Fate in stream depends on oxidation state
    - Cr(III) is sorbed and settles
    - Cr(VI) stays in solution
  5. Oxidation state in stream can change:
    - (a) Cr (VI) can be chemically reduced to Cr (III) under anaerobic conditions.
    - (b) Cr (VI) stays as Cr (VI) under aerobic conditions

- (c) Cr (III) can be oxidized to Cr (VI) under aerobic conditions.
- (d) Cr (VI) which is sorbed is later released as Cr (III)
- (e) Cr (III) stays as Cr (III) under anaerobic conditions

Selected References

1. Sawyer, Clair N., and McGarty, Perry L., Chemistry for Sanitary Engineers, Second Edition, McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, 1967, pp. 394-412.
2. "Clean Water for the 1970's", Federal Water Quality Administration, Washington, D.C., June, 1970, pp. 4-13.
3. "Toward Cleaner Water" Office of Public Affairs, U.S. Environmental Protection Agency, Washington, D.C., May, 1974, p. 5.
4. Shubinski, Robert P., and Tierney, Gerald F., "Effects of Urbanization on Water Quality", Proceedings of the ASCE Urban Transportation Division Specialty Conference on Environmental Impact, American Society of Civil Engineers, New York, 1973, p. 180.
5. "Methods for Identifying and Evaluating the Nature and Extent of Non-Point Sources of Pollutants", Publication No. EPA-430/9-73-014, U.S. Environmental Protection Agency, Washington, D.C., October, 1973, pp. 6-7.
6. Shubinski and Tierney, "Effects of Urbanization on Water Quality", p. 193.
7. Pontier, John, "Effect of Land Use and Water Use on Water Quality", Term Paper, University of Oklahoma, Norman, Oklahoma, 1973, p. 27.
8. Shubinski and Tierney, "Effects of Urbanization on Water Quality", p. 203.
9. Pontier, "Effect of Land Use and Water Use on Water Quality", p. 54.
10. Sabbitt, Harold E., and Baumann, E. Robert, Sewerage and Sewage Treatment, Eighth Edition, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1958, p. 341.
11. Pontier, "Effect of Land Use and Water Use on Water Quality", p. 55.
12. "Appraisal of the Water and Related Land Resources of Oklahoma - Regions Five and Six", Publication No. 27, Oklahoma Water Resources Board Oklahoma City, Oklahoma, 1969, pp. 76-77.
13. "Federal Water Pollution Control Act Amendments of 1972", Public Law 92-500, 92nd. Congress, S.2770, October 18, 1972, 89 pages.
14. "Toward Cleaner Water", p. 3.



15. "Pretreatment Standards", U.S. Environmental Protection Agency, Federal Register, Vol. 38, No. 215, Thursday, November 8, 1973, pp. 30982-30984.
16. "Secondary Treatment Information", U.S. Environmental Protection Agency, Federal Register, Vol. 38, No. 159, Friday, August 17, 1973, pp. 22298-22299.
17. "Oklahoma's Water Quality Standards - 1973", Publication No. 52, Oklahoma Water Resources Board, Oklahoma City, Oklahoma, September, 1973, 60 pages.
18. "Water Quality Strategy Paper", A Statement of Policy for Implementing the Requirements of the 1972 Federal Water Pollution Control Act Amendments and Certain Requirements of the 1972 Marine Protection, Research, and Sanctuaries Act, U.S. Environmental Protection Agency, Washington, D.C., March 15, 1974, 82 pages.
19. "Toward Cleaner Water", p. 13
20. Stroebein, Leale E., "Waste Load Allocation Study", Report submitted to Oklahoma State Health Department from University of Oklahoma, Norman, Oklahoma, 1974.
21. "Water Quality Criteria", Federal Water Pollution Control Administration, Washington, D.C., April, 1968, p. 189.
22. "Methods for Identifying and Evaluating the Nature and Extent of Non-Point Sources of Pollutants", p. 47.
23. Liptak, Bela, editor, Environmental Engineers' Handbook, Volume 1, "Water Pollution", Chilton Book Company, Radnor, Pennsylvania, 1974, 2016 pages.
24. Culp, Russell L. and Culp, Gordon L., Advanced Waste Treatment, Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1971, 310 pages.
25. Culp, Gordon L., and Culp, Russell L., New Concepts in Water Purification, Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1974, 305 pages.
26. Cander, L. W., and Gloyna, E.F., "Transport of Chromium -51 in an Organically Polluted Environment", Proceedings of the 23rd. Purdue Industrial Waste Conference, Purdue University, Lafayette, Indiana, 1968, pp. 374-387.

Assessment of the Impact of Organic  
Discharges on the Dissolved Oxygen  
Resources of a Receiving Stream

by

L.W. Canter\*

One of the most common problems of stream pollution is that resulting from oxygen deficiency caused by organic waste discharges. Dissolved oxygen in a stream is deficient when the actual concentration is less than the saturation concentration. Nemerow and Velz have recently published excellent books which describe the myriad considerations involved in stream pollution analysis (1,2). This discussion represents only a cursory presentation of dissolved oxygen relationships in streams.

I. Dissolved Oxygen

- A. Dissolved oxygen is one of the primary chemical parameters used to describe water quality. Dissolved oxygen is basic to the maintenance and promotion of aquatic flora and fauna.
- B. Water quality standards have been established for dissolved oxygen; some examples from Oklahoma standards are (3):
  1. General standards

---

\* Director, School of Civil Engineering and Environmental Science,  
University of Oklahoma, Norman, Oklahoma.

a. The instream numerical criteria limits shall be maintained at all times with the exception of when the flow is equal to or less than the seven-day, two-year low flow value or times when the flow rate is not significant or discernible by the naked eye. The numerical criteria limits apply at all times to lakes and reservoirs unless otherwise exempted.

b. Dissolved Oxygen: The dissolved oxygen concentration shall not be less than 5 mg/l for all warm waters, and 6 mg/l for those waters designated as small-mouth bass or trout fisheries. Under extreme conditions, the diurnal variations may cause the dissolved oxygen concentration to be as much as 1 mg/l below the above values for short periods (not to exceed 8 hours) during any 24-hour period provided that the water quality is favorable in all other respects.

2. Special Standards - Return Flow Streams:

Dissolved Oxygen: The dissolved oxygen content of a return flow stream shall not be less than 2 mg/l. The dissolved oxygen concentration just above the point where the flow of the stream combines with the flow of a stream of higher designated use shall not be less than 3 mg/l.

3. Special Standards - Mixing Zones and Zones of Passage:

a. Mixing Zones: Except as indicated below, mixing

zones shall be no larger than one-fourth (1/4) the cross-sectional area of the stream or no more than one-fourth (1/4) the volume of flow, whichever is most restrictive. The remaining portion of the stream's cross section or flow shall constitute a zone of passage for free swimming and drifting organisms. Where more than one effluent enters a stream and the mixing zones would overlap, the combined mixing zones shall not exceed the one-fourth (1/4) value described above. The mixing zone shall begin at the point of discharge and extend downstream to the point of complete mixing.

Special mixing zones shall be designated where return flows exceed one-fourth (1/4) of the combined stream and return flows.

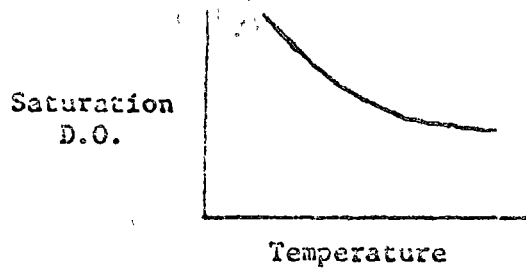
Mixing zones in lakes shall be designated on a case by case basis.

d. Dissolved Oxygen: The dissolved oxygen shall not be less than 2 mg/l within the mixing zone.

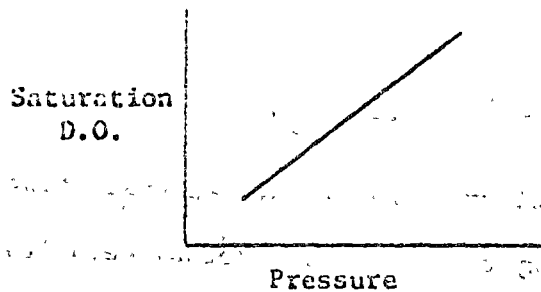
e. Saturation Dissolved Oxygen

1. If water is saturated with dissolved oxygen, it means that the water contains 100% of the dissolved oxygen it could contain under specified conditions of temperature, pressure and salt content.

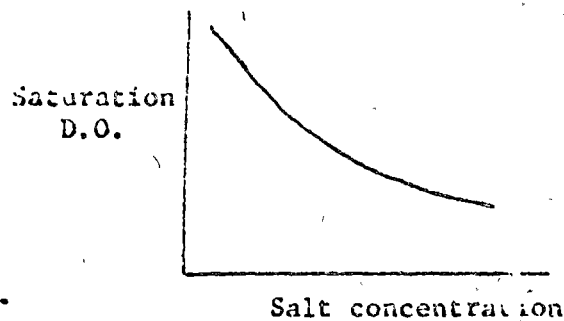
2. Influence of temperature on the saturation concentration of dissolved oxygen



3. Influence of pressure on the saturation concentration of oxygen



4. Influence of salt content on the saturation concentration of oxygen, mainly on concern in sea water.



5. The actual concentration of dissolved oxygen in polluted water is generally less than the saturation concentration.

$$\text{Deficit} = D = \text{saturation concentration} - \text{actual concentration}$$

(Cs)

Example: Temperature of 17°C, normal atmospheric pressure and non-sea water; if the measured D.O. is 2.0 mg/l, what is the deficit?

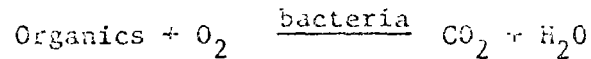
$$C_s = 8.18 \text{ mg/l}$$

$$D = 8.18 - 2.0 = 6.18 \text{ mg/l}$$

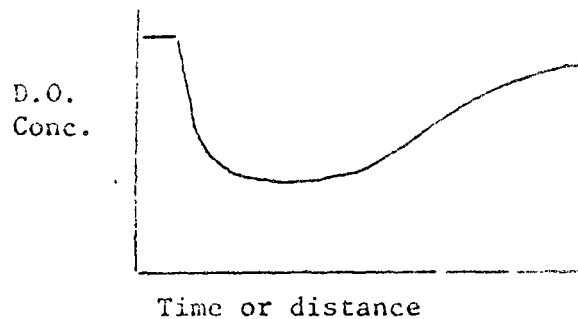
## III. Oxygen Relationships in Streams

### A. Basic Forces

1. There is a demand for oxygen exerted by bacterial decomposition of organics; shown in simplified equation which follows:



2. There is a supply of oxygen from natural reaeration.
3. Other forces are oxygen demand from bottom deposits and oxygen supply from photosynthesis.
4. The basic forces of organic oxygen demand and natural reaeration yield what is called an oxygen sag curve.



### B. Streeter-Phelps Equation

1. Originally developed in 1925.
2. Assumptions for oxygen sag curve

- a. BOD decrease due only to bacterial oxidation
- b. No benthic  $O_2$  demand
- c. No photosynthetic effect
- d. Reoxygenation by reaeration

3. Basic differential equation

$$\frac{dD}{dt} = \text{oxygen demand} - \text{oxygen supply}$$

$$= K_1 L - K_2 D$$

where

$K_1$  = rate of oxygen use by bacteria

$L$  = biochemical oxygen demand

$K_2$  = rate of reaeration

4. Solution of the basic differential equation yields the following:

$$D = \frac{K_1 L a}{K_2 - K_1} \left( 10^{-K_1 t} - 10^{-K_2 t} \right) + D a 10^{-K_2 t}$$

$D$  = D.O. deficit at time  $t$

= sat. conc. - actual conc.

$K_1$  = coef. of deoxygenation

$K_2$  = coef. of reaeration

$L$  = initial BOD (ultimate) (in stream)

$D a$  = initial deficit (in stream)

5.  $K_1$  = coef. of deoxygenation

determined in BOD test at  $20^\circ C$ .

$$K_1(T) = K_1(20) (1.047)^{T-20}$$

$T$  = temp. ( $^\circ C$ )

6.  $s_2 = f(\text{surface exposure, depth, turbulence, velocity})$

- Tables or Calculations -

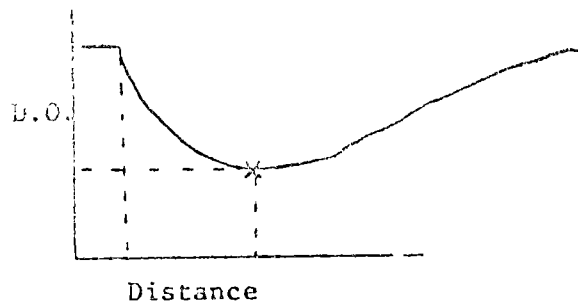
$$s_2(T) = K_2(20) (1.016)^{T-20}$$

7.  $s_2(T) = La(20) (0.02T + 0.6)$

8. Influence of temperature on the oxygen sag curve (see Fig. 1)

9. Critical Conditions

Location and value of low point on curve.



a. Critical time

$$t_c = \frac{1}{K_2 - K_1} \log_{10} \left( \frac{K_1 La - K_2 Da + K_1 Da}{K_1 La} \frac{K_2}{K_1} \right)$$

b. Critical deficit

$$Dc = \frac{K_1}{K_2} La 10^{-K_1 t_c}$$

10. Maximum Permissible BOD Load

Relationship Streeter-Phelps as follows:

$$\log La = \log Dc + \left[ 1 + \frac{K_1}{K_2 - K_1} \left( 1 - \frac{Da}{Dc} \right)^{0.418} \right] \log \frac{K_2}{K_1}$$

La = ultimate BOD (mg/l)

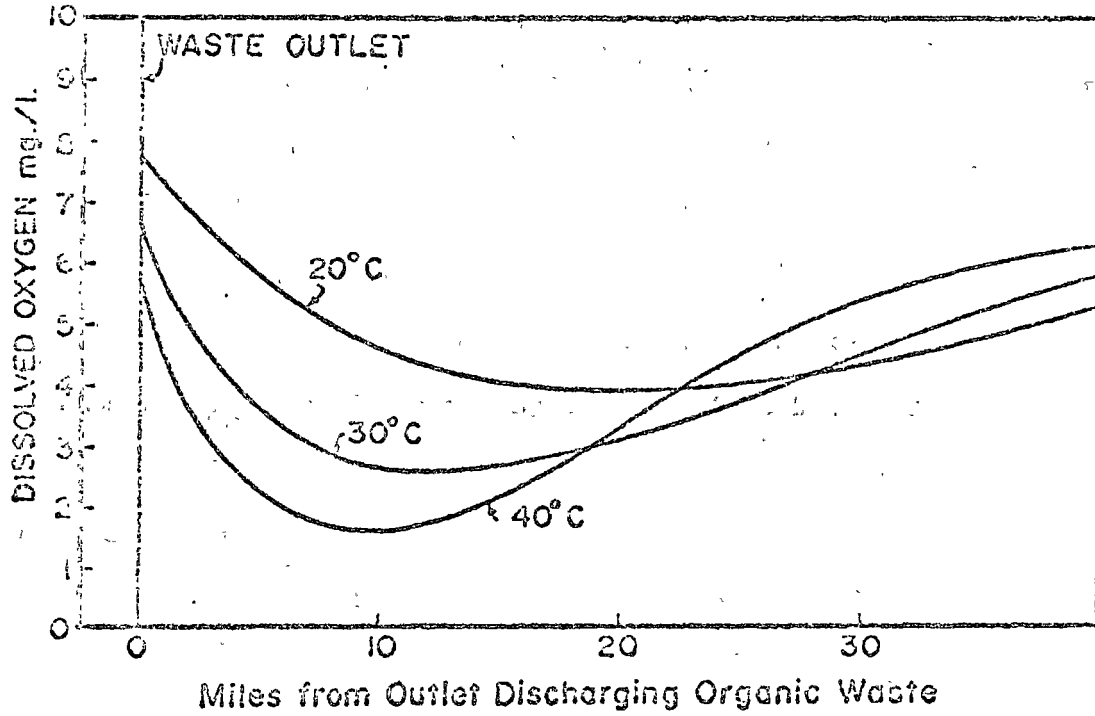
Dc = allowable deficit = saturation

DO conc. - required DO conc. in standard

Da = initial deficit



FIGURE 1 (26)  
RELATION BETWEEN TEMPERATURE AND OXYGEN PROFILE  
(After La Berge)



$K_1$  = BOD reaction rate

$K_2$  = reoeration rate

C. Thomas modification of Streeter-Phelps equation

1. It is known that stream deoxygenation ( $K_d$ ) values differ

from  $K_1$ .

2. Deoxygenation is stream by oxidation.

$$\frac{dD}{dt} = K_D L t$$

D = oxygen deficit

$K_D$  = coef. of deoxygenation, not equal to  $K_1$  in BOD

bottles in lab, includes only deoxygenation by  
oxidation in stream

Lt = oxidizable organic matter remaining at any time t

$$= L_a 10^{-\frac{K_1 t}{t}}$$

$L_a$  = initial oxidizable organic matter at t=0 (in stream,

$K_1$  = rate of oxidation from laboratory

t = time

3. Combining above the rate of deoxygenation may be expressed  
as follows:

$$\frac{dD}{dt} = K_D L_a 10^{-\frac{K_1 t}{t}}$$

This equation expresses the rate of deoxygenation in terms  
of the coefficient of deoxygenation ( $K_D$ ) and the laboratory  
rate of oxidation ( $K_1$ ).

4. The practical considerations to be answered not is whether  
the rate of oxidation determined in the laboratory ( $K_1$ ) is  
identical to the rate of organic (BOD) removal determined  
in the actual receiving water.

$K_r$  = rate of BOD removal in the stream itself

$$K_r = K_3 + K_1$$

If the answer is negative then the above equation should be expressed as:

$$\frac{dD}{dt} = K_D La 10^{-K_r t}$$

5. Environmental factors that affect the rate of oxidation

Condition	Probable Relationship between $K_r$ and $K_1$
a) Turbulence	$K_r > K_1$ (BOD removal in stream > BOD removal in bottle)
b) Biological Growth on Stream bed	$K_r > K_1$
c) Immediate $O_2$ demand	$K_r > K_1$
d) Nutrient deficiency in stream	$K_r < K_1$
e) Toxic conditions	$K_r < K_1$

6. Environmental factors affecting the rate of organic material removal in the receiving stream but not necessarily the rate of oxidation.

Condition	Probable Relationship between $K_r$ and $K_1$
Sedimentation and Flocculation taking away	$K_r > K_1$
Scour adding	$K_r < K_1$
Volatilization taking away	$K_r > K_1$

1. A relationship between  $K_1$  and  $K_2$

- a. If the reactions in the stream were identical to the reactions in the laboratory then

$$K_1 = K_2 = K_D$$

- b. If BOD removal in the stream was by oxidation only but the rate was increased by turbulence or slime growths on the stream bottom then it may be assumed that

$$K_2 = K_1 \quad \text{but } K_D = K_T$$

- c. If BOD removal in the stream was accomplished by a combination of oxidation and sedimentation, scour, volatilization then it may be assumed that

$$K_T = K_1 \quad \text{but } K_D = K_2$$

3. The same eqn integrates to

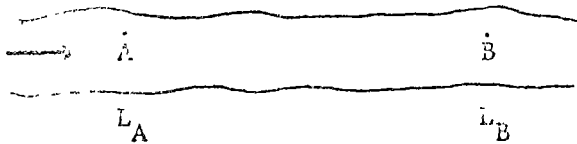
$$E = \frac{K_D L_A}{K_2 - K_1} \left[ 10^{-K_1 t} - 10^{-K_2 t} \right] + D a 10^{-K_2 t}$$

9. Determine  $K_T$

$$K_T = \frac{1}{t} \log \frac{L_A}{L_B}$$

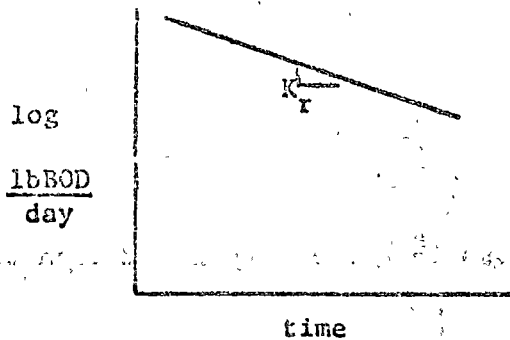
$K_T$  is rate of BOD removal, not necessarily just oxidation.

$t$  = time of flow between stations A and B.



$L_A$  = BOD loading at sta. A (lb/day)

$L_B$  = " " " " B ( " )

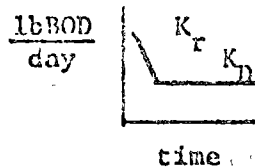


10.  $K_2$

- a. determine by equation
- b. use O'Connor equ.

11.  $K_D$

- a. difficult to determine
- b. may get help from above considerations
- c. may have to assume a  $K_D$  value and confirm by survey.



12. Critical deficit

$$\frac{dD}{dt} = K_D L - K_2 D$$

$$\frac{dD}{dt} = 0$$

$$D = \frac{K_D}{K_2} L = \frac{K_D}{K_2} L a 10^{-K_r t_c}$$

13. Critical time

$$t_c = \frac{1}{K_2 - K_r} \log \left[ \frac{K_2}{K_r} \left( 1 - \frac{Da(K_2 - K_r)}{K_D La} \right) \right]$$

D. Churchill-Buckingham equation

1. By using multiple linear correlation on TVA streams, Churchill and Buckingham found good correlation between

BOD

DO

temp.

stream flow

2. We found for TVA streams that D.O. sag is function of only three variables:

a. BOD

b. temp.

c. stream flow

3. Used least-squares method of analysis.

4. Advantages

a. fewer samples needed

b. do not need  $K_2$ ,  $K_1$ , etc.

5. Disadvantages

a. applicability to other streams?

b. omits many factors

6. Equation

$$Y = a + b_1 X_1 + b_2 X_2 + b_3 X_3$$

$$Y = \text{D.O. drop (mg/l)}$$

$$a = 4.136$$

$$b_1 = -0.122$$

$$X_1 = \text{BOD at sag (mg/l)}$$

$$b_2 = -0.532$$

$$X_2 = \text{temp. at sag (}^\circ\text{C)}$$

$$b_3 = 0.709 \quad X_3 = \text{flow at sag (1000 cfs)}$$

E. Photosynthesis

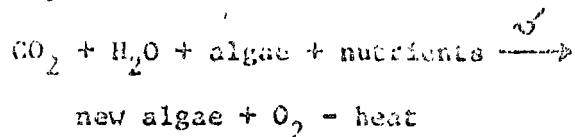
$$D = \frac{K_D}{K_2 - K_r} \left[ La - \frac{B}{K_r} \right] \begin{bmatrix} 10^{-K_r t} & -10^{-K_2 t} \\ 10^{-K_r t} & -10^{-K_2 t} \end{bmatrix} \\ + \frac{K_D}{K_2} \left[ \frac{B}{K_r} \right] \begin{bmatrix} 1 - 10^{-K_2 t} \\ 1 - 10^{-K_2 t} \end{bmatrix} + Da 10^{-K_2 t}$$

7. Equation including photosynthesis and bottom deposits.

$$D = \frac{K_D}{K_2 - K_r} \left[ La - \frac{B}{K_r} \right] \begin{bmatrix} 10^{-K_r t} & -10^{-K_2 t} \\ 10^{-K_r t} & -10^{-K_2 t} \end{bmatrix} \\ + \frac{K_D}{K_2} \left[ \frac{B}{K_r} - \frac{P}{K_D} \right] \begin{bmatrix} 1 - 10^{-K_2 t} \\ 1 - 10^{-K_2 t} \end{bmatrix} + Da 10^{-K_2 t}$$

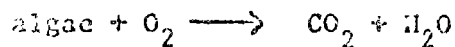
1. Concept

a. day



during day algae is source of  $\text{O}_2$

b. night



during night using  $\text{O}_2$

2. S-P, Thomas, C-B omit photosynthesis as an  $\text{O}_2$  source. Some suggest to include a term for this.

3. O'Connor, etc. have advocated term added

4. Equation

$$\frac{dD}{dt} = K_D L - K_2 D - P$$

P = net  $\text{O}_2$  production by photosynthesis (mg/l/day)

2. Bottom deposits

1. Bottom deposits can exert a demand on the oxygen resources of a stream.

2. This is like adding an additional BOD load.

3. Concept

$$\frac{dL}{dt} = -K_1 L + B$$

B = addition of BOD load to the overlying water from the bottom. (mg/l/day)

4. Sort of like scour, except this occurs all the time

5. This was modification added by Camp.

6. Equation including bottom deposits



PREDICTION OF BACTERIAL  
SELF-PURIFICATION IN  
STREAMS

by  
L.W. Canter\*

In order to assess the potential environmental impact of a proposed action, it may be necessary to predict bacterial self-purification in streams. This discussion is oriented to the principles of bacterial self-purification in streams as well as the mathematical techniques available for describing these phenomena.

I. Introduction

A. Bacterial Self-Purification

1. Definition --- the decrease of bacteria of all types, and especially those of fecal origin, as a function of flow distance or flow time in a river.
2. Bacteria may starve to death, be devoured by predators, or be otherwise inactivated.

B. Classic Work --- early work by Streeter and his co-workers in Cincinnati on the Ohio River. (1920's)

C. Pathogenic Microorganisms

---

\*Director, School of Civil Engineering and Environmental Science, University of Oklahoma, Norman, Oklahoma.

Selected references on Impact of Organics

1. Wetzel, Nelson L., Scientific Stream Pollution Analysis, McGraw-Hill Book Company, New York, 1974, 358 pages.
2. Velz, Clarence J., Applied Stream Sanitation, Wiley-Interscience, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1970, 679 pages.
3. "Oklahoma's Water Quality Standards-1973" Publication No. 52, Oklahoma Water Resources Board, Oklahoma City, Oklahoma, 1973, pp. 3-9.

Table 1: Expected Seasonal Pattern of Monthly Average  
 Coliform Contribution Based on an Annual Average  
 of 200 Billion per Capita per Day

Month	Monthly Average (Percentage of Annual Average)	Monthly Average Coliform Contribution per Capita per Day ( $\times 10^9$ )
January	45	90
February	46	92
March	53	106
April	65	130
May	92	184
June	135	270
July	172	344
August	182	364
September	165	330
October	110	220
November	80	160
December	55	110
Annual average:	100	200

pecial public health concern with the disposal and ultimate fate of microbial wastes contained in municipal sewage, especially those of intestinal origin that cause waterborne diseases. These are principally pathogenic bacteria and viruses, and the cysts and ova of parasitic worms.

2. Examples of pathogenic bacteria and their associated diseases.
  - (a) *Salmonella typhi* --- typhoid fever
  - (b) *Shigella* and *Salmonella* organisms --- dysentery and diarrhea, respectively
  - (c) *Vibrio comma* --- cholera
  - (d) *Mycobacterium tuberculosis* --- tuberculosis
3. Example of amoebas --- *Entamoeba histolytica* is known to have caused epidemics of amoebic dysentery.
4. Viruses have been known to cause infectious hepatitis.

#### D. Indicator Organisms and Enumeration

1. Coliforms (non-pathogenic bacteria) and fecal coliforms are used as indicator organisms.
2. Values reported as "most probable number" (MPN).

#### E. Per Capita Contribution and Seasonal Variation

1. Coliform generation rate  
 $200 \times 10^9$ /capita/day
2. Typical seasonal variations are shown in Table 1. Whether these variations are traceable to actual multiplication of intestinal bacteria within the sewers or to a greater per capita discharge of these organisms in the summer months cannot be stated.

#### F. General Principles of Self-Purification

Table 2: Killing Times for the First 90% ( $T_{90}$ )  
of Enteric Bacteria in River Water

Organism	Medium	Temp., °C	$T_{90}$ , hours
			60
E. coli	Ohio River	Summer	47
		Winter	51
	Missouri River	Winter	115
	Tennessee River	Summer	53
	Sacramento River	Summer	32
	Cumberland River	Summer	10
	Glatt River	Summer/ winter	2.1 <sup>a</sup>
S. typhi	Thames River	0	172
		5	108
		10	77

Small shallow streams.

1. Some general conclusions of Streeter's work are as follows:
  - (a) The maximum density of coliforms occurs at some distance downstream of a source of pollution
  - (b) based upon the maximum numbers of organisms, the percentage of surviving cells downstream follows a curve with a slightly decreasing slope when a log linear plot is applied
  - (c) the variance of single observations rapidly increases with a diminishing of the absolute numbers of organisms
2. Representative killing times for the first 90% of enteric bacteria in river water are shown in Table 2.
3. Killing rates of bacteria in natural streams depend largely on the hydraulic and biological characteristics of the stream. In shallow rivers, where a large ratio of wetted surface to water flow exists, and a considerable amount of fixed biomass is normally present, rate constants for the initial part of the death rate curves (e.g., until  $T_{90}$ ) of coliforms might be found which are 20 or more times higher than reported from the Ohio River (see examples in Table 2).
4. Increasing temperature enhances bacterial disappearance considerably.
5. The influence of the organic pollution load on the persistence of coliforms or other fecal bacteria in a river is controversial. The multiplication of pathogenic organisms in natural waters is certainly negligible (sediments very rich in fecal matter may be an exception). Dissolved organic pollutants

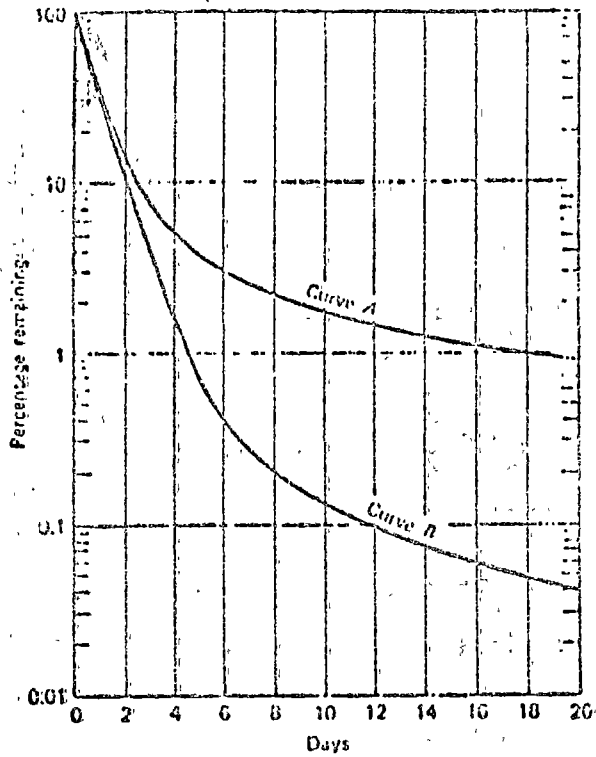


Figure 208 Death rate curves of *E. coli* in the Ohio River. Curve A: cool-weather conditions; curve B: warm-weather conditions.

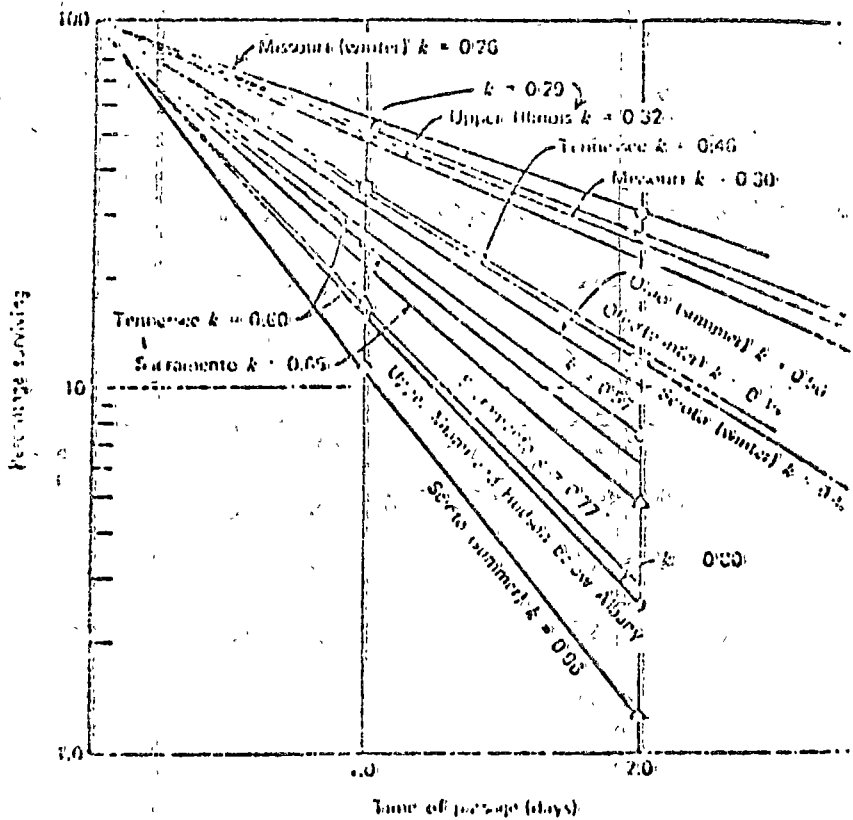


Figure 209 decayed coliform bacteria death rate in the stream environment

probably indirectly increase the death rate by favoring the growth of secondary consumers (bacteria feeders).

6. Systematic studies on the removal of viruses in rivers are practically nonexistent.

## ii. Mechanism of bacterial Self-Purification

### 1. Chick's Law

1. Bacteria die at a constant rate; that is, a given percentage of the residual population dies during each successive time unit.

### 2. Basic relationship

$$\frac{dB}{dt} = -KB$$

This integrates to:

$$\log_{10} \frac{B}{B_0} = -Kt$$

where  $B$  = residual after any time  $t$  (day)

$B_0$  = initial number of bacteria

$K$  = reaction rate or death rate ( $\text{day}^{-1}$ )

$B/B_0$  = proportion of organisms that survive

$1 - B/B_0$  = proportion of organisms that die

### 3. Factors That Modify Chick's Law in a Stream

1. Temperature --- increase in temperature increases the death rate. See Figure 1.
2. Acidity and alkalinity --- both acidity and alkalinity increase the bacterial death rate, but under stream conditions the specific contribution of pH is not definable except when there is a pronounced deviation from neutrality.



$$N = B_0(10^{-kt}) + B'_0(10^{-k't})$$

This calculation is predicated on the assumption that the residual number of bacteria at any time consists of two fractions, one resulting from the application of a death rate constant  $k$  to an initial population  $B_0$  and another from similar application of the rate  $k'$  to the initial population  $B'_0$ .

3. Phelps described some representative values for the Ohio River for the two-stage equation as shown in Table 3.
4. A review of Figure 1 and Table 3 indicates that the survival curve deviates substantially from the straight-line Chick form. The coliform group (in summer) is composed of the large fraction of 99.51 percent with a half-life of 0.64 day, and a small fraction of 0.49 percent of more resistant organisms with a half-life of over 5 days. For practical purposes this means that 99.51 percent of the coliform bacteria dieoff can be represented by the simple Chick straight-line form. Less than 0.5 percent are involved in the apparent deviation reflected in the upward turn of the survival curve.

#### D. Observed Death Rates

1. Some typical death rate  $K$  values are shown in Table 4.
2. The  $K$  values for large rivers are  $0.5 \pm 0.15 \text{ day}^{-1}$ ; for moderate size rivers the values are  $0.8 \pm 0.2 \text{ day}^{-1}$ .
3. Some death rates are shown in Figure 2. It will be noted from Figure 2 that for summer conditions only a small percentage of coliforms survives after 2 days' time of passage.

3. Nutrients --- not much is known about the effect of nutrients on bacterial self-purification.
4. Sedimentation and adsorption --- both increase the death rate.
5. Presence of competitive life --- the natural biological life of polluted streams is much too rugged for the survival of organisms whose normal habitat is the shelter of the intestinal tract of man and other warm-blooded animals. In some instances coliform bacteria appear to multiply to some extent immediately after discharge into the stream.
6. These modifying factors can cause two basic changes to Chick's Law:

- (a) deviation in form
- (b) variations in observed death rates

#### G. Deviation in the Form of Chick's Law

1. Two principal deviations in form of the survival curve are commonly reported: an initial lag phase preceding onset of the logarithmic decline, and an afterphase of apparent decreasing death rate. In some instances during the lag phase an apparent multiplication in bacterial numbers is observed. This phenomenon is dealt with by considering the initial bacterial load as the peak and shifting the origin of the time scale in determining the death rate to the position of the peak. The afterphase of apparent decline in death rate is shown when the semilog plot bends upward at the end of the depletion curve.

#### 2. Mathematical formulation of a two-stage equation.

Table 4: Coliform Death Rates  $k$  Observed in Rivers

Chick's Law:  $\log (B/B_0) = -kt$

River	Reaction Rate $k$ (day <sup>-1</sup> )		Authority for Survey Data	Remarks
	Warm Weather	Cool Weather		
Ohio	0.50	0.45	Frost, Streeter et. al.	Generalized results of analysis of extensive data
Upper Illinois	0.90 0.67	0.32 0.129	Hoskins et. al.	1-day decline 2-day decline
Scioto	0.96	0.46	Kehr et. al.	
Hudson	0.80		Hall, Riddick, Phelps	Freshwater reach below Albany
Upper Miami	0.80		Velz, Cannon, Kinney	Mean through reach above Dayton
Tennessee	0.46		Kittrell	1- and 2-day declines, below Knoxville
Tennessee	0.60 0.57		Kittrell	1-day decline 2-day decline (below Knoxville)
Sacramento	0.77 0.65		Kittrell	1-day decline 2-day decline (below Sacramento)
Missouri		0.30 0.26	Kittrell	1-day decline 2-day decline (below Kansas City)

Table 3: Two-Stage Equation for Bacterial  
Self-Purification on the Ohio River

Parameter	Warm Weather	Cool Weather
$B_0$ (percent)	99.51	97
$k$ (day)	0.467	0.506
Half-life (day)	0.64	0.59
$B_1'$ (percent)	0.47	3.0
$k'$ (day)	0.0581	0.026
Half-life (days)	5.16	11.5

Selected References for Bacterial Self-Purification

1. Phelps, Earle B., Stream Sanitation, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1944, pp. 201-221.
2. Velz, Clarence J., Applied Stream Sanitation, Wiley-Interscience, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1970, pp. 234-253.
3. Wahrmann, Karl, "Stream Purification", in Water Pollution Microbiology, edited by Ralph Mitchell, Wiley-Interscience, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1972, pp. 133-137.

For a large stream ( $k = 0.5$ ) only 10 percent survive after 2 days; for a moderate-size stream ( $k = 0.8$ ) less than 3 percent survive after 2 days. However, although these survival percentages are small, it must be remembered that, applied to the summer peak coliform bacteria loading, these declines may result in large absolute number of survivors, which, converted to concentrations in the diluting streamflow, may infringe the required criteria of water quality.

PREDICTION OF THE IMPACTS  
OF THERMAL DISCHARGES  
ON RECEIVING STREAMS

by  
L.W. Canter\*

Mathematical models of varying degrees of complexity have been developed to determine the fate and persistence of heat in quiescent waters, flowing streams, estuaries, and the ocean. The ability to predict water temperatures accurately is necessary in order to determine the thermal impact of:

1. Proposed waste heat discharges.
2. Changes in the hydraulic characteristics of a water body or stream--for example, due to the construction of a dam with its resulting flow regulation.
3. Releases of water from stratified reservoirs with multilevel outlets.
4. Unusual meteorological conditions.

The following discussion presents a basic approach which can be used to solve temperature prediction problems. The material for this discussion is from two basic references (1,2).

I. Basic Principles

A. Heat Transport

---

\*Director, School of Civil Engineering and Environmental Science,  
University of Oklahoma, Norman, Oklahoma.

1. There are two heat transport mechanisms which occur in water--advection and dispersion or turbulent mixing. Advection is the transport of heat by the motion of a mass of water and is accomplished through ordinary streamflow, utilization of a discharge stream's kinetic energy, or water movement due to density gradients.
2. Turbulent mixing or dispersion causes heat interchange through eddy diffusion or molecular diffusion. Eddy diffusion occurs under turbulent flow, which depends on fluid velocity and channel characteristics. Mixing results from the action of small fluid masses known as eddies, which are random both in size and orientation. Molecular diffusion is that resulting from random motion of molecules. Its influence is much less than that from turbulent mixing.

#### E. Heat Exchange

1. Heat exchange which takes place between the water surface and the atmosphere is made up of seven mechanisms.
2. The mechanisms which are independent of water temperature are:

$Q_s$  = Incoming short-wave solar radiation (400 to 2800 BTU/ft<sup>2</sup>/day).

$Q_a$  = Incoming long-wave atmospheric radiation (2400 to 3200 BTU/ft<sup>2</sup>/day).

$Q_{sr}$ ,  $Q_{ar}$  = Portions of both short-wave and long-wave radiation which are reflected or scattered by the water surface (40 to 200 and 70 to 120 BTU/ft<sup>2</sup>/day, respectively).



3. The mechanisms of heat transfer which are dependent on the surface water temperature include the following:

$Q_{br}$  = long-wave back radiation from the water to the atmosphere (2400 to 3600 BTU/ft<sup>2</sup>/day). It is proportional to the fourth power of the absolute water surface temperature ( $AT_s$ ), i.e.,  $Q_{br} \propto (AT_s)^4$ .

$Q_c$  = Heat exchange due to conduction-convection (-300 to +400 BTU/ft<sup>2</sup>/day), which is proportional to the wind speed ( $W$ ) and the difference between water temperature ( $T_s$ ) and air temperature ( $T_a$ ), i.e.,  $Q_c \propto W(T_s - T_a)$ . A positive  $Q_c$  indicates an energy loss.

$Q_e$  = Heat loss due to evaporation (2000 to 8000 BTU/ft<sup>2</sup>/day), which is proportional to the product of wind speed ( $W$ ) and the difference between the water vapor pressure in saturated air at the water temperature ( $e_s$ ) and the water vapor pressure in the overlying air ( $e_a$ ), i.e.,  $Q_e \propto W(e_s - e_a)$ . If  $e_a > e_s$ , condensation takes place and the water body gains energy.

The algebraic sum of these surface heat exchange parameters is equal to the net rate of surface heat exchange. Equilibrium temperature is reached when this sum is zero.

## II. Temperature Prediction

### A. Macro Models

1. Macro models are those which describe or predict temperature regimes in a complete river or river system, lake or reservoir.

estuary, or coastal area. Such models combine heat transfer mechanisms and water movement on a continual basis with respect to time.

2. A macro model maintains an energy budget for the water body under consideration, i.e., it maintains a heat balance on both the internal heat exchange and the heat transfer at the water surface. This heat budget may be expressed as follows:  
$$(\text{Rate of Heat In}) - (\text{Rate of Heat Out}) + (\text{Rate of Heat Storage}) + (\text{Rate of Heat Exchange at Water Surface}) = 0$$

The rate at which heat flows into and out of the water body is determined from the flow rates and temperatures of inflowing and outflowing water. These rates require evaluation of the heat transfer mechanisms in water to define the motion of heat entrained water masses. The rate of heat storage is determined from the temperature and volume of the water body in consecutive time periods. The rate of heat exchange at the water surface is the algebraic sum of all the water-atmosphere heat exchange rates.

### 3. Example Problem

A power plant releases  $6.41 \times 10^9$  BTU/hr. If the flow in the receiving stream is 3500 cfs, determine the temperature changes in the stream downstream from the power plant.

#### Solution

- A. Compute the temperature rise in the stream, assuming complete mixing.

Given a design flow in the stream of 3500 cfs, which in terms of lb/hr is:

$$Q = 3500 \text{ cfs} (62.4 \text{ lb/ft}^3)(3600 \text{ sec/hr})$$

$$Q = 7.86 \times 10^8 \text{ lb/hr}$$

Since 1 BTU will raise the temperature of 1 lb. of water  $1^\circ\text{F}$ ,

$$\Delta T_r = \Delta T \text{ in river} = \frac{(6.41 \times 10^9 \text{ BTU/hr})}{(7.86 \times 10^8 \text{ lb/hr})(1 \text{ BTU/lb } ^\circ\text{F})}$$

$$\Delta T = 8.2^\circ\text{F}$$

3. Equation for computing downstream temperatures.

Downstream temperatures are computed by assuming exponential temperature decay. This concept is presented mathematically as:

$$\frac{dH}{dt} = -K(T - E)$$

where  $\frac{dH}{dt}$  = net rate of water surface heat exchange (BTU ft<sup>-2</sup> day<sup>-1</sup>)

K = energy exchange coefficient (BTU ft<sup>-2</sup> day<sup>-1</sup> °F<sup>-1</sup>),

T = water surface temperature (°F)

E = equilibrium temperature (°F)

For a well-mixed stream, this equation can be written as:

$$\rho C_p y U \frac{\partial T}{\partial x} = -K(T_x - E)$$

where  $\rho$  = water density (62.4 lb ft<sup>-3</sup>)

$C_p$  = specific heat of water (1 BTU lb<sup>-1</sup> °F<sup>-1</sup>)

y = mean stream depth (ft)

U = mean stream velocity (ft day<sup>-1</sup>)

$\frac{\partial T}{\partial x}$  = longitudinal temperature gradient (°F ft<sup>-1</sup>)

x = downstream distance (ft)

Define  $T_0$  = temperature at x = 0; then

$$T_x = (T_0 - E)e^{\left(\frac{-Kx}{\rho C_p y U}\right)} + E$$

by defining  $\alpha = \frac{-Kx}{\rho C_p y U}$ ; then

$$\underline{\underline{T_x = (T_0 - E)e^{\alpha} + E}}$$

Metabolic Data

The following data are used in determining K and E:

Time Period (in hr. intervals)	For K		For E		
	Wind Speed (mph)	Net Radiation Input (Btu ft <sup>-2</sup> hr <sup>-1</sup> )	Air Temp. (°F)	Relative Humidity (%)	Wet-Bulb Globe Temp. (°F)
Midnight - 6 am	4.0	120	65	40	61.3
6 am - Noon	11.0	290	75	30	61.7
Noon - 6 pm	12.0	320	85	20	61.2
6 pm - Midnight	6.0	130	70	35	61.6
DAILY AVERAGE	8.5	215	74	--	61.6

Determination of K

The energy exchange coefficient is computed using the following equation:

$$K = [15.7 + (0.26 + \beta)(W)]$$

where W = wind speed (mph)

b = experimental evaporation coefficient (a value of 15 is typical.

$\beta$  proportionality coefficient [See following table]

Range of $\frac{E}{O_f}$	$\frac{\beta}{(mm Hg OF^{-1})}$
50 to 60	0.405
60 to 70	0.555
70 to 80	0.744
80 to 90	0.990

Thus, for an average daily value of K, using  $W = 8.5$  mph:

$$K = (15.7 + [0.26 + \beta] [(15) (8.5)])$$

Using appropriate values of  $\beta$  for two ranges of E:

$E$ ( $^{\circ}F$ )	$K$ ( $BTU\ ft^{-2}\ day^{-1}\ ^{\circ}F^{-1}$ )
60 to 70	120
70 to 80	144

#### E. Determination of E

The equilibrium temperature is reached when the rate of change of energy at the water surface equals zero. Edinger and Geyer (2) present a method for computing E. The method involves assuming a likely  $10^{\circ}F$  temperature range for E and by using the appropriate value for K and the given meteorological data, computing a value for E. If the computed value of E falls within the assumed range, the process is complete. However, if the computed value of E falls outside the assumed range, another range must be assumed and the process repeated until E falls within the proper limits. Thus, E is computed by a trial and error method.

For the stated meteorological conditions and computed values of K, we can determine a daily average E by the following seven steps

Step 1. Assumed range of E = 70 to  $80^{\circ}F$

Step 2. Compute  $F(K)$  for use in step 6:

$$F(K) = \frac{K - 10.7}{K}$$

As computed for an  $E$  range of 70 to 80°F,  $K = 144 \text{ BTU ft}^{-2} \text{ day}^{-1} \text{ °F}^{-1}$ .

$$\therefore F(K) = \frac{144 - 10.7}{144} = 0.891$$

Step 3. Compute  $E_1$  for use in step 6:

$$E_1 = \frac{H_R - 1801}{K}$$

From the meteorologic data table,  $H_R = 215 \text{ BTU ft}^{-2} \text{ hr}^{-1}$

or in terms of days,  $H_R = 5160 \text{ BTU ft}^{-2} \text{ day}^{-1}$

$$\therefore E_1 = \frac{5160 - 1801}{144} = 23.3$$

Step 4. Compute  $E_2$  for use in step 6:

$$E_2 = \frac{(0.26) (T_a)}{(0.26 + \beta)}$$

From the meteorologic data table,  $T_a = 74^\circ\text{F}$ , and from the table of  $E$  range vs.  $\beta$ ,  $\beta = 0.744$

$$\therefore E_2 = \frac{(0.26) (74)}{(0.26 + 0.744)} = 19.2$$

Step 5. Compute  $E_3$  for use in step 6:

$$E_3 = \frac{e_a - C(\beta)}{(0.26 + K)}$$

From the meteorologic data table,  $e_a = 6.8 \text{ mm Hg}$ .  $C(\beta)$

is related to ranges of  $E$  as follows:

Range of $E$ (°F)	$C(\beta)$ (mm Hg)
50 to 60	-11.22
60 to 70	-20.15
70 to 80	-33.30
80 to 90	-55.33

Thus for an E range of 70 to 80°F,  $C(\beta) = -33.3$

$$\therefore E_3 = \frac{6.5 - (-33.3)}{(0.26 + 0.744)} = 39.6$$

Step 6. Compute M for use in step 7:

$$M = E_1 + F(K) (E_2 + E_3)$$

$$M = 23.3 + (0.891) (19.2 + 39.6) = 75.7$$

Step 7. Compute E using the following relationship

$$M = E + \frac{0.051E^2}{K}$$

Inserting M and K and setting up a quadratic equation gives:

$$E^2 \left( \frac{0.051}{144} \right) + E - 75.7 = 0$$

$$\therefore 0.000354E^2 + E - 75.7 = 0$$

Solving this equation using the quadratic formula gives:

$$E = \frac{-1 \pm [1 - (4)(0.000354)(-75.7)]^{1/2}}{2(0.000354)}$$

$$E = \frac{-1 \pm (1.10719)^{1/2}}{0.000708} = \frac{-1 \pm (1.05223)}{0.000708}$$

Rejecting the negative value gives:

$$E = \frac{0.05223}{0.000708} = \underline{73.8^\circ\text{F}} \quad (\text{This value is acceptable because it falls within the assumed range of 70 to } 80^\circ\text{F.})$$

#### Compute Average Stream Velocity

$$Q = 3500 \text{ cfs}$$

Given an average cross section 800 feet wide and 5 feet deep:

$$U = \frac{3500 \text{ ft}^3 \text{ sec}^{-1}}{(800 \text{ ft})(5 \text{ ft})} = 0.875 \text{ ft/sec} = \underline{75,600 \text{ ft/day}}$$

$$a = \frac{-S_0}{\rho C_p y_0}$$

$$\text{For } x' \text{ in miles: } a = \frac{-(164) + (200)x'}{(62.4)(1.5)(75,000)}$$

$$a = \underline{\underline{-0.0322x'}}$$

4) Solve for  $T_{x'}$  for  $x' = .0, 20, \dots, 50$  miles

Assume unheated river temperature =  $74^{\circ}\text{F}$

$$\therefore T_0 = 74^{\circ}\text{F} + \Delta T_R = 74^{\circ}\text{F} + 8.2^{\circ}\text{F} = 82.2^{\circ}\text{F}$$

$$T_{x'} = (T_0 - E)e^{-0.0322x'} + E$$

for  $x' = 10$  miles

$$T_{x'} = (82.2 - 73.8)e^{-(0.0322)(10)} + 73.8$$

$$T_{x'} = (8.4)e^{-0.322} + 73.8$$

$$T_{x'} = (8.4)(0.725) + 73.8 = \underline{\underline{79.9^{\circ}\text{F}}}$$

For  $x' = 20$  miles

Use same value of  $a$  and replace  $T_0$  by  $T_{x'}$  for  $x' = 10$  miles:

$$T_{x'} = (79.9 - 73.8)(0.725) + 73.8 = \underline{\underline{77.2^{\circ}\text{F}}}$$

for  $x' = 30, 40, 50$  miles

Following the same procedure:

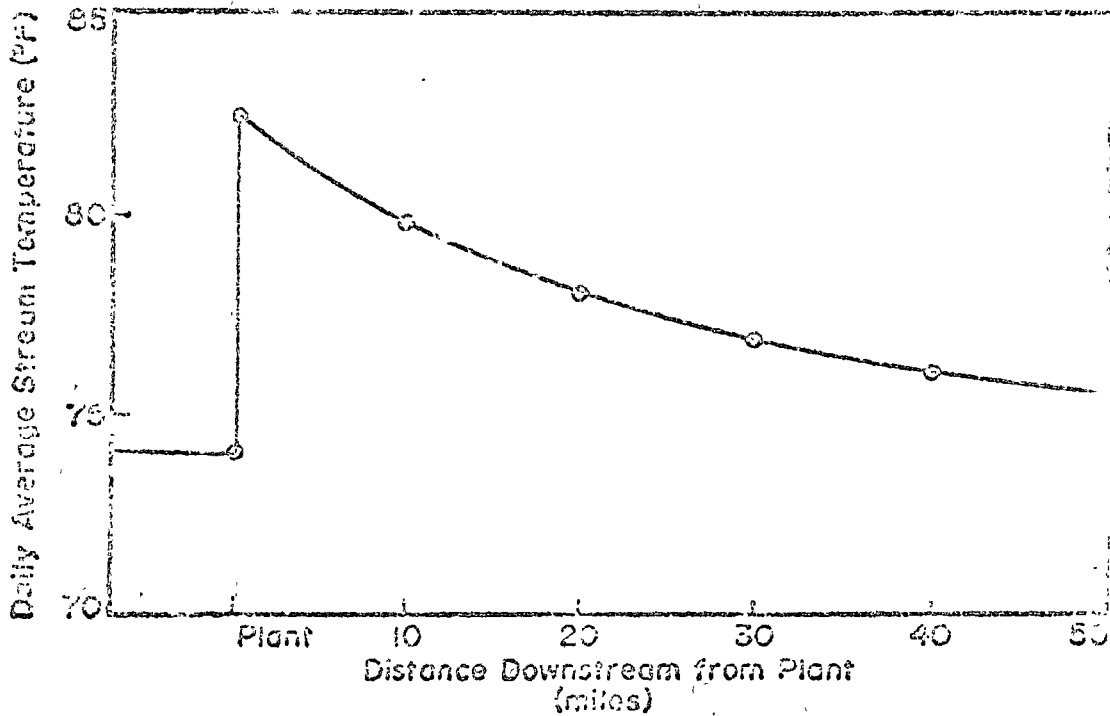
$$30 \text{ miles, } T_{x'} = (78.2 - 73.8)(0.725) + 73.8 = 77.0^{\circ}\text{F}$$

$$40 \text{ miles, } T_{x'} = 76.1^{\circ}\text{F}$$

$$50 \text{ miles, } T_{x'} = 75.5^{\circ}\text{F}$$



1. These values represent the exponential temperature decay which is graphically shown on the following plot:

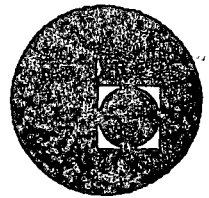


2. This graph presents an idealized picture of the downstream temperatures, since the computations were based on average daily conditions, and thus no diurnal effect is evident. It also assumes that the weather data on which K and E are based are indicative of conditions along the 50-mile stretch of the river. In addition, no tributary inflows or heated discharges are accounted for in the 50 miles

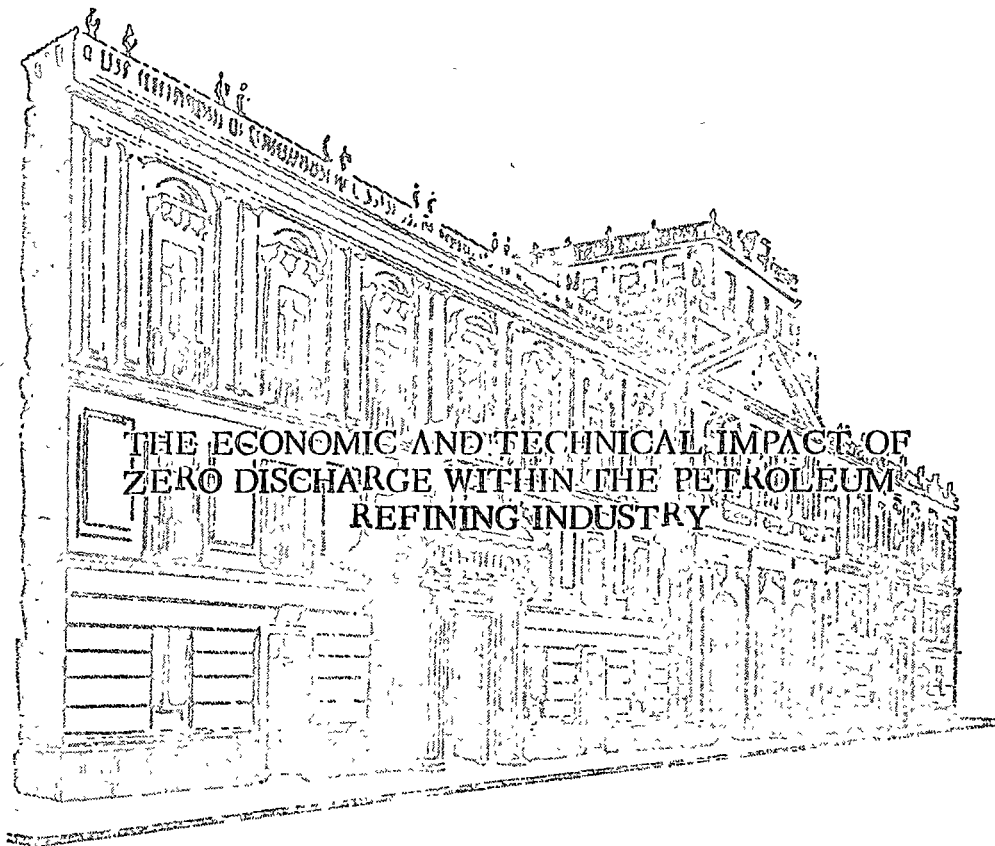
1. "Solid Waste Guide on Thermal Pollution", Federal Water Pollution Control Administration, U. S. Department of Interior, September, 1965, 112 pages.
2. E. Langer, J. E., and Ceyer, J. C., "Heat Exchange in the Environment", Publication No. 65-902, Edison Electric Institute, New York New York, 1965.



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



DR. DAVIS L. FORD

NOVIEMBRE DE 1976.

UNIVERSITY OF CALIFORNIA

LIBRARY

PHYSICS DEPARTMENT



1957

PHYSICS DEPARTMENT

PHYSICS DEPARTMENT

PHYSICS DEPARTMENT

PHYSICS DEPARTMENT

**THE ECONOMIC AND TECHNICAL IMPACT OF ZERO DISCHARGE  
WITHIN THE PETROLEUM REFINING INDUSTRY**

by

**Davis L. Ford**

**Frank J. Dillard**

**Richard L. Elton III**

presented at

**48th Annual Conference**

**WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION**

**Miami Beach, Florida**

**October 5-10, 1975**

THE ECONOMIC AND TECHNICAL IMPACT OF ZERO DISCHARGE  
WITHIN THE PETROLEUM REFINING INDUSTRY

by

Davis L. Ford  
Frank J. Dillard  
Richard L. Elton III

The goal of the 1972 Amendments to the Federal Water Pollution Control Act (PL 92-500) is to eliminate the discharge of pollutants by 1985. Numerous investigations have been conducted into the technological and economic impact of this objective and the intermediate levels of abatement required by the Act. These studies have recommended the use of numerous modes of water reduction, recirculation, and end-of-pipe treatment. Each has utilized a somewhat different data base and modeling technique for establishing system capabilities and requirements.

An investigation of the impact of PL 92-500 on the petroleum refining industry has recently been completed for the National Commission on Water Quality (NCWQ)<sup>[13]</sup>. An in-depth evaluation of the technological and economic impact of the various levels of treatment was included in this study.

---

DAVIS L. FORD, Ph.D., P.E., Senior Vice President, Engineering-Science, Inc.,  
3109 N. Interregional, Austin, Texas 78722

FRANK J. DILLARD, Assistant Manager (Austin Office), Engineering-Science, Inc.,  
3109 N. Interregional, Austin, Texas 78722

RICHARD L. ELTON III, Project Manager, Engineering-Science, Inc.,  
3109 N. Interregional, Austin, Texas 78722

It is the purpose of this paper to discuss the major aspects of the NCWQ and similar investigations. The various factors which were considered in the formulation of the effluent guidelines, the potential for and probable magnitude of noncompliance, the effluent variability of the various systems, candidate processes and systems necessary to meet the proposed requirements, and the estimated in-plant and end-of-pipe costs for these levels of technology are presented herein. These costs for Best Practicable Control Technology Currently Available (BPCTCA) and Best Available Technology Economically Achievable (BATEA) developed for NCWQ are compared to other cost estimates prepared by the Environmental Protection Agency (EPA) and the American Petroleum Institute (API). The NCWQ costs and the API study costs for the Elimination of Discharge of Pollutants (EDOP) are also compared to illustrate their possible economic impact.

#### DESCRIPTION OF THE U.S. REFINING INDUSTRY

A suitable basis for a technological and economic description of the impact of wastewater treatment on the U.S. refining industry can best be achieved by first providing background information on the industry itself. This basis includes such aspects as refinery capacities and geographic distributions, characteristics of feedstock, raw water and wastewater qualities and quantities, current in-plant and end-of-pipe treatment practices, and the type of discharge. This information base, coupled with projections of future trends in the industry, provides a background for projecting the economic and technological impact of predefined levels of water quality improvement commensurate with the goals of PL 92-500.

### Location and Capacity

The current locations by state and capacities of U.S. refineries in 1973 and 1974 are presented in Table 1. The geographical distribution of these refineries and the crude throughput capacity according to Petroleum Administration for Defense (PAD) Districts is illustrated in Figure 1. The total crude capacity of this country over the past 10 years and the associated number of refineries is presented in Figure 2. The obvious trend indicated in this Figure is toward fewer and larger refineries. However, a slower rate of increase in size and processing complexity is expected over the next 10 years with no major changes in process technology foreseen for the immediate future.

### Refinery Water Use

Information concerning water use in the refining industry is available from several sources [7, 8, 13, 25, 26]. The volume of water used per barrel of crude capacity is, of course, highly dependent on the amount of once-through cooling water involved. This is underscored by the delineation of refinery water use for each subcategory in terms of cooling tower makeup, once-through cooling water, and process water requirements as shown in Table 2. These water-use figures are informative since they indicate the potential for reduction in water-use rate and water discharges across each subcategory. The process water use per unit of crude throughput shows substantial variation between maximum and minimum values and the mean rate is greater than the median, indicating a skewed distribution with some high outliers. Some of the high water-use rates may correspond to highly complex processing steps; however, poor water-use practices may also be a contributing factor. The cooling water rates for both once-through and recycle



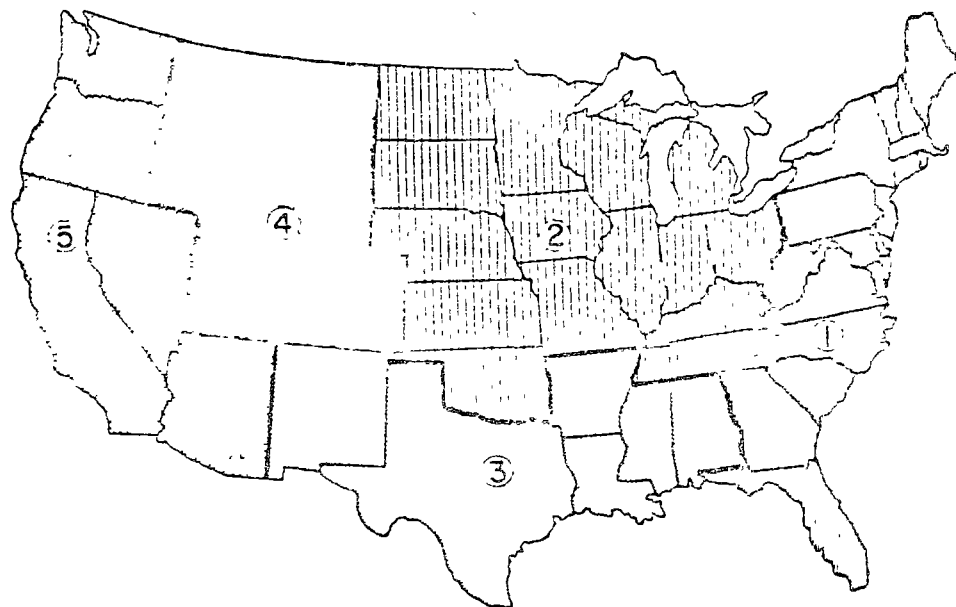
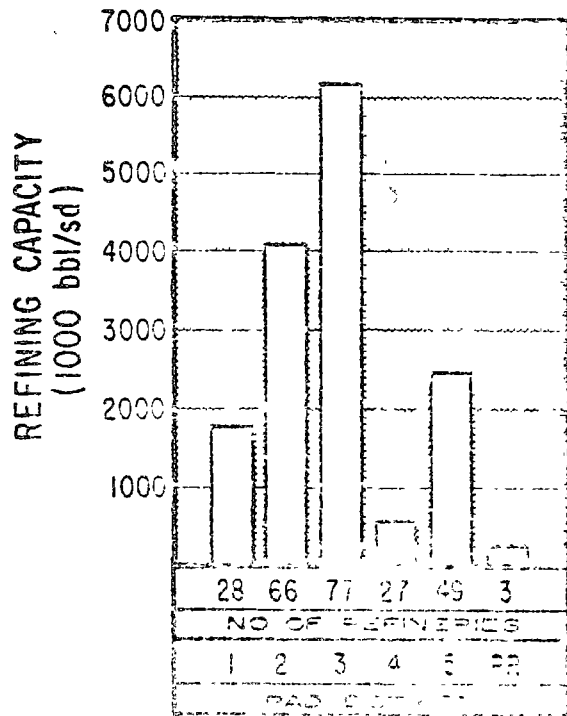
**TABLE 1**  
**REFINERY DISTRIBUTION BY STATE AND RATED CAPACITY**  
**FOR THE YEARS<sup>1</sup> 1973 AND 1974<sup>[4]</sup>**

State	Number of Plants		Rated Crude Throughput Capacity - (b/sd) <sup>2</sup>	
	1973	1974	1973	1974
Alabama	5	4	40,650	37,100
Alaska	4	4	56,300	69,100
Arizona	0	1	0	10,000
Arkansas	4	4	47,800	58,000
California	34	34	1,796,700	1,895,000
Colorado	3	3	53,950	57,900
Delaware	1	1	150,000	150,000
Florida	1	1	5,500	5,500
Georgia	2	2	12,900	15,100
Hawaii	2	2	71,000	73,700
Illinois	11	11	1,088,500	1,206,400
Indiana	7	7	555,000	588,000
Kansas	11	11	405,000	418,100
Kentucky	3	3	165,400	167,000
Louisiana	18	18	1,606,200	1,733,200
Maine	2	2	25,400	24,700
Michigan	6	6	134,190	147,200
Minnesota	3	3	178,500	198,000
Mississippi	5	5	328,700	298,400
Missouri	1	1	106,200	110,500
Montana	8	8	149,575	166,300
Nebraska	1	1	5,500	5,500
New Jersey	5	5	620,800	646,100
New Mexico	6	6	48,700	57,100
New York	2	2	106,000	111,000
North Dakota	2	2	55,000	55,500
Ohio	8	7	584,000	606,500
Oklahoma	12	12	474,400	497,600
Oregon	1	1	18,000	14,700
Pennsylvania	11	11	684,715	729,200
Rhode Island	1	0	10,000	0
Tennessee	1	1	30,000	30,000
Texas	40	40	3,645,550	3,940,900
Utah	5	6	125,000	140,700
Virginia	1	1	50,000	55,800
Washington	7	7	349,200	361,000
West Virginia	3	3	20,500	20,500
Wisconsin	1	1	36,500	38,000
Wyoming	9	10	149,750	181,200
Puerto Rico	3	3	225,000	225,000
<b>Total</b>	<b>250</b>	<b>250</b>	<b>14,216,580</b>	<b>14,920,500</b>

<sup>1</sup> Years as of January 1

<sup>2</sup> barrels per stream day

FIGURE 1  
REFINERY LOCATION AND CAPACITY BY PAD DISTRICTS



PR  
RICO

FIGURE 2  
REFINERY CRUDE CAPACITY  
(FIFTY STATES)

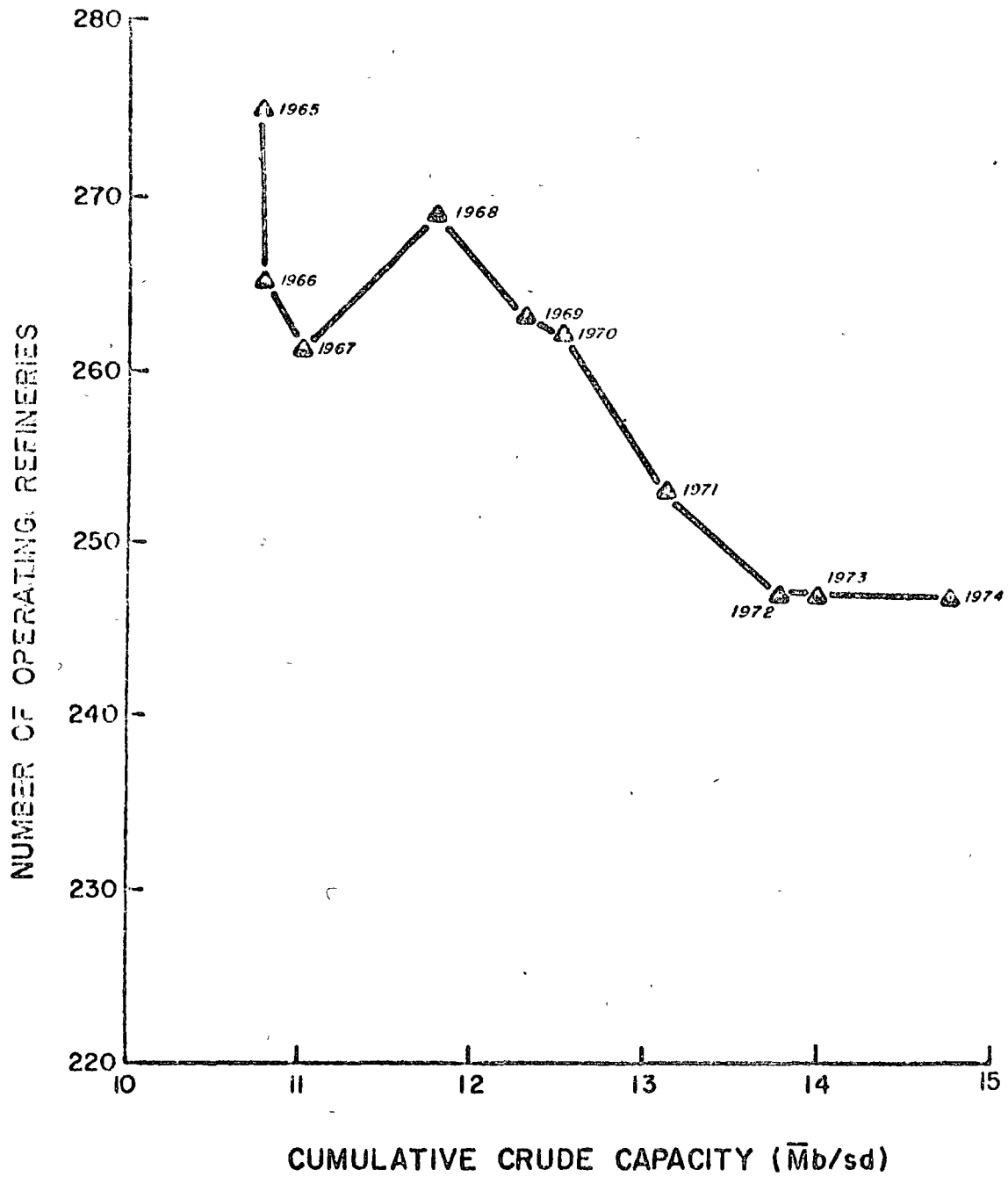


TABLE 2

PETROLEUM REFINING INDUSTRY  
PROCESS WATER AND COOLING WATER REQUIREMENTS

Subcategory	Water Usage	Maximum (gal/b)	Minimum (gal/b)	Median (gal/b)	Mean (gal/b)	Standard Deviation (gal/b)
A	Cooling tower make-up	144.00	2.61	15.12	40.07	43.96
	Once-through cooling	383.33	110.60	234.02	216.39	101.64
	Process water	82.00	0.65	5.33	17.22	20.73
B	Cooling tower make-up	79.57	1.09	22.40	25.64	14.62
	Once-through cooling	1,555.29	85.53	534.55	581.83	429.82
	Process water	81.96	0.19	4.26	11.10	17.44
C	Cooling tower make-up	80.45	16.35	44.17	41.59	20.35
	Once-through cooling	1,320.75	206.53	555.94	694.41	569.87
	Process water	49.65	0.97	7.94	13.85	14.00
D	Cooling tower make-up	268.06	14.00	42.44	63.13	67.04
	Once-through cooling	4,235.20	74.05	866.67	1,370.30	1,702.50
	Process water	106.07	0.96	11.60	26.30	34.95
E	Cooling tower make-up	44.93	31.03	35.71	36.93	5.58
	Once-through cooling	665.56	36.53	313.48	338.52	315.26
	Process water	30.06	1.83	8.74	11.36	10.05

refineries are principally a function of refinery location and climate. Raw water quality and availability are also determinants of cooling water and process water use. Poor water quality will require more frequent system blowdown to prevent corrosion and fouling of equipment.

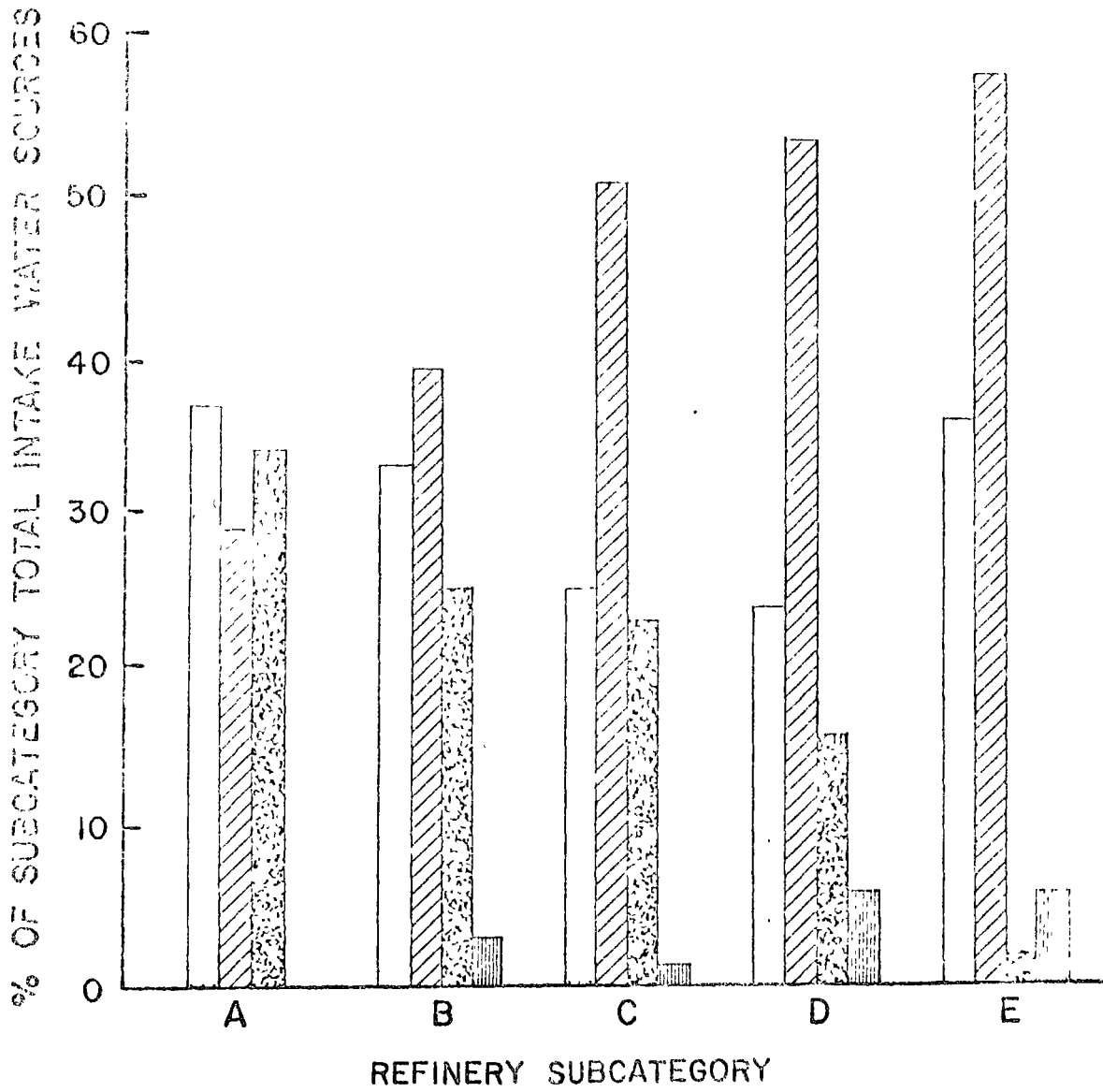
The raw water sources used by the refining industry are shown in Figure 3. Surface water and private systems are the predominant raw water sources for the industry, principally due to the large quantities of water used and the availability of these sources. Salt water used for once-through cooling is included as a surface water source in Figure 3.

#### Raw Waste Load

The raw waste load (RWL) in terms of flow and selected constituents generated directly or indirectly by processing crude oil is the basis used by EPA in developing guidelines and control objectives. The information on raw waste loads from refinery primary separators used by EPA in the Development Document was compiled from the 1972 National Petroleum Refining wastewater characterization studies and plant visits<sup>[25, 7]</sup>. The median values for flow, BOD, COD, oil & grease, and ammonia for each subcategory are tabulated in Table 3.

The effluent flow as noted from Table 3 varies from 23.3 gal/bbl to 82 gal/bbl (median values) depending on the refinery subcategory. A flow balance for a typical refinery with some once-through cooling is shown in Figure 4. In this example, the raw water intake is approximately 100 gal/bbl and the effluent flow is 40 gal/bbl with the losses attributable to cooling tower evaporation and drift loss, vented steam, water treatment, blowdown, and miscellaneous losses. The product of effluent flow and unit rate of

FIGURE 1  
 PETROLEUM REFINING INDUSTRY —  
 PROCESS WATER AND COOLING WATER  
 INTAKE SOURCES



 PRIVATE SYSTEM	 GROUNDWATER
 SURFACE BODY	 OTHER

TABLE 3  
 RAW WASTE LOAD GENERATION  
 (Median Values)

	REFINERY SUBCATEGORY				
	A	B	C	D	E
Flow, gal/bbl	23.3	32.5	38	41	82
BOD, lb/bbl	1.2	25.5	60	76	69
COD, lb/bbl	13	76	162	190	115
O & G, lb/bbl	2.9	10.9	18.5	42	26.2
Ammonia, lb/bbl	0.42	9.9	12	8.5	7.15

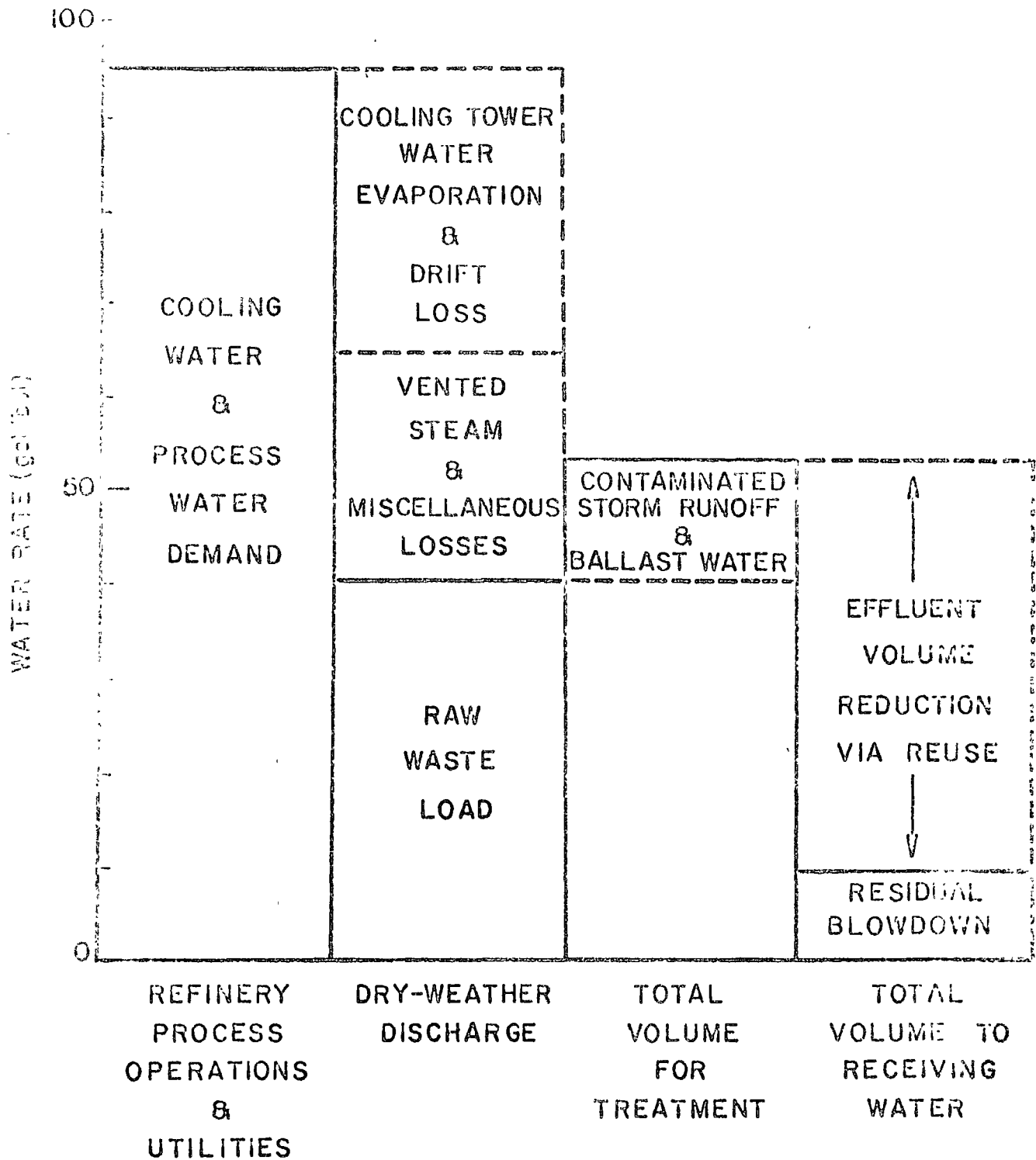


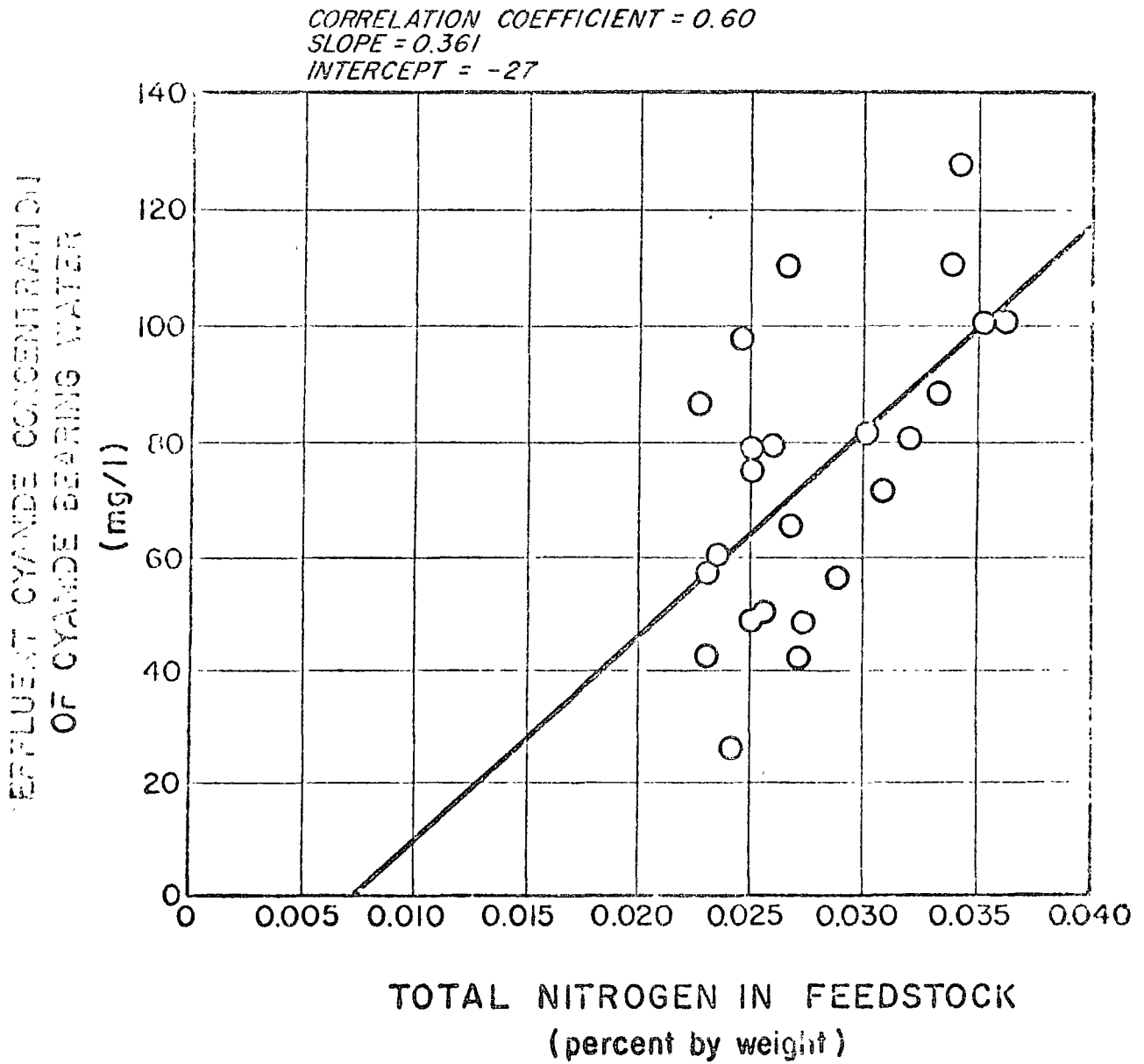
FIGURE 4  
 WATER BALANCE THROUGH A TYPICAL  
 REFINERY



pollutant generation typified in Table 3 provides an estimate of the raw waste loading input to end-of-pipe treatment systems.

There are several factors which can influence shifts of the RWL within refinery subcategories. The flow, of course, is most sensitive to the amount of once-through cooling water and amount of reuse, while the constituent generation rate is dependent on process severity, age and size of plant, in-plant control, housekeeping, and type of feedstock processed. The amount of sulfur and nitrogen in the crude feedstock is also important with respect to RWL. For example, over 60 percent of the U.S. refineries are currently processing "sweet" crude (less than one percent sulfur by weight), while well over half of the world's proven reserves are sour (greater than one percent sulfur by weight). There will therefore be a trend toward conversion of "sweet" crude refineries to refineries capable of processing sour crudes. This will result in higher levels of reduced and oxidized forms of sulfur in refinery wastewater effluents. The level of nitrogen in crude influences both ammonia and cyanide RWL generation. Although ammonia is added in many refineries for corrosion control, another significant source is the ammonification of crude nitrogen during cracking and other conversion processes. Moreover, total cyanide generation in streams from catalytic cracking units is dependent on the nitrogen level in the crude, as shown in Figure 5<sup>[27]</sup>. It should therefore be recognized that shifts to higher sulfur and nitrogen crudes will affect RWL and possible treated effluent levels of these constituents. The use of higher nitrogen crude feedstocks may require the use of additional treatment facilities in order to meet the proposed toxic guidelines limitations on cyanide.

FIGURE 5  
CYANIDE GENERATION IN CRACKING  
STREAMS AS A FUNCTION OF  
CRUDE NITROGEN



## WASTEWATER TREATMENT TECHNOLOGY

A comprehensive discussion of candidate unit processes for treating refinery effluents has been handled extensively elsewhere and will not be included here [8, 13, 25]. An overview of wastewater sources, process technology, and systems required to approach both present EPA limitations for effluent quality and future objectives is presented.

### Wastewater Sources

The first consideration in projecting technological and economic requirements of water quality control in the petroleum refining industry is categorizing sources according to their flow and constituents. A logical approach in formulating this information is to categorize constituents into source components. These sources are graphically illustrated in Figure 6.

The process water results primarily from product washing, condensates from steam stripping and partial pressure reduction purposes, caustic scrubs, desalter water, and other processing operations.

Blowdown from cooling towers and boilers constitutes the most significant source of utility water in recycle/air-cooled refineries. This blowdown is high in dissolved solids, could have organic contamination if there are leaks in the heat exchangers, contains chromates and/or phosphates used for corrosion control, and is characterized by high temperatures.

Sanitary sewage is usually segregated and routed to municipal systems or septic tanks and drain fields. It is generally good practice to combine this source with the industrial wastewater unless chlorination requirements render it unattractive.

INDUSTRIAL PROCESS OPERATIONS

PRIMARY POLLUTANTS: *Dissolved Organics,  
Oil & Grease*

UTILITY OPERATIONS

PRIMARY POLLUTANTS: *Dissolved Salts,  
Temperature, Cooling Tower Additives*

SANTARY SEWAGE

PRIMARY POLLUTANTS: *Organics, Patho-  
genic Microorganisms, Nutrients*

CONTAMINATED STORM RUNOFF

PRIMARY POLLUTANTS: *Dissolved Organics,  
Oil & Grease*

BALLAST WATER BLOWDOWN

(AS APPLICABLE)

PRIMARY POLLUTANTS: *Dissolved Organics,  
Oil & Grease*

MISCELLANEOUS DISCHARGES

PRIMARY POLLUTANTS: *Dissolved Organics,  
Oil & Grease*

COMBINED  
EFFLUENT

FIGURE 6

WASTEWATER RESOURCES

Storm runoff within the refinery can be classified as originating from one of three locations: unpaved areas, diked tank areas, or paved process areas. Unpaved areas are usually nonprocess and tank storage areas with the effluent being considered as "clean" storm water. The word "clean" is used in this sense to mean nonoily. The effluent from diked tank areas can be considered as "clean" storm water unless leakage from the tanks has contaminated the area or water draws are made from the tanks to the ground within the dike. Runoff from paved or padded process areas will be contaminated from various sources of drips and drains. This contaminated storm water will require treatment.

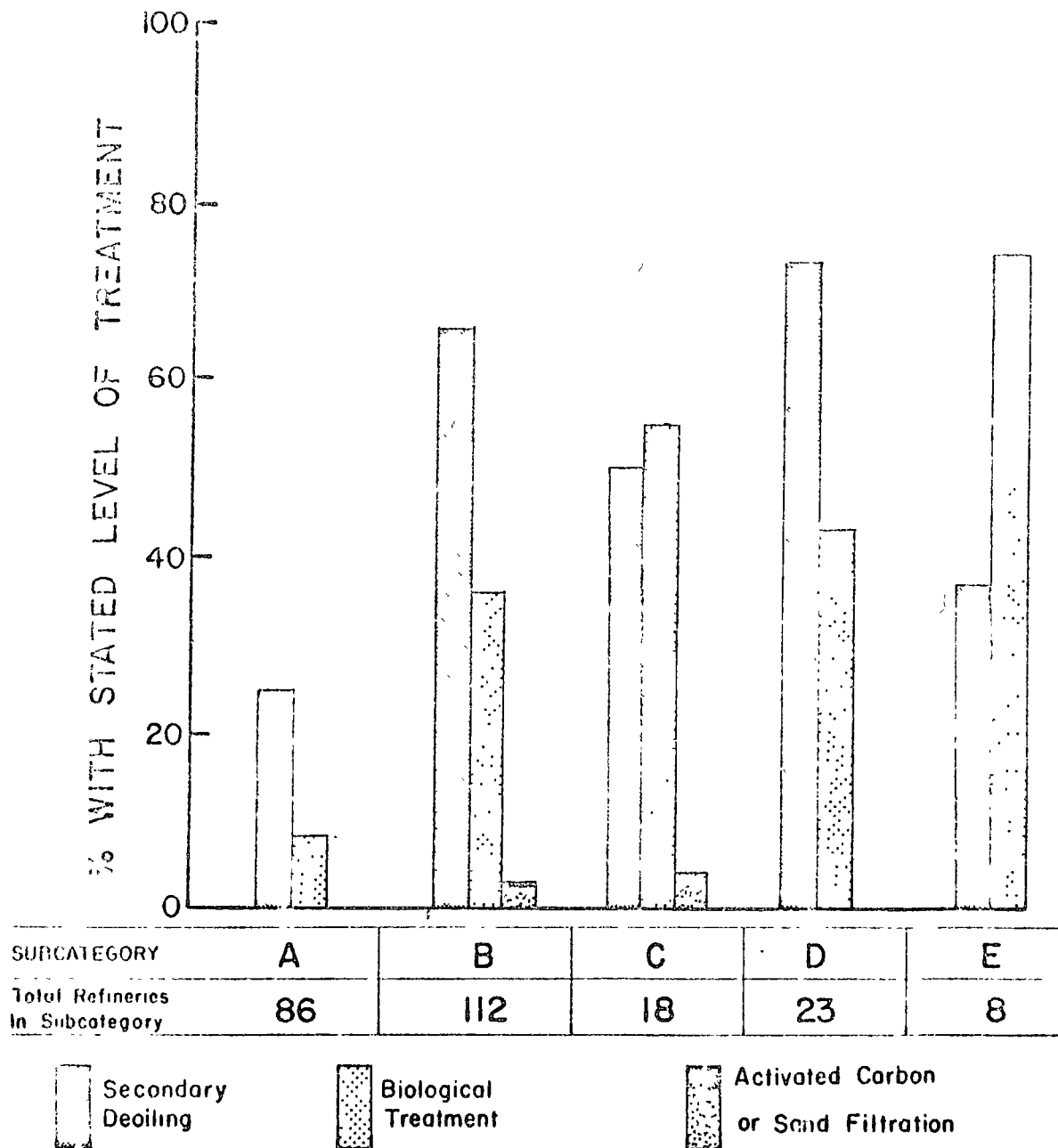
Whether or not there is ballast water obviously depends on whether ocean transport is used. The amount depends on how much product is shipped via ocean transport and the care taken in handling ballast. This ballast water will be oily and it will contain significant amounts of TDS and oxygen-demanding substances.

Miscellaneous discharges include those from dumps, spills, tank draws, washdowns, sampling, and other similar small sources. Cleaning operations during turnarounds are also included in this source.

#### Current and Projected Wastewater Treatment Practice

Current end-of-pipe treatment in the petroleum refining industry consists of some combination of primary deoiling, secondary deoiling, biological treatment, and effluent polishing. Most refinery treatment systems include oil removal followed by biological treatment. The current percentages of refineries having secondary deoiling, biological treatment, carbon adsorption, and sand filtration are graphically illustrated in Figure 7<sup>[13]</sup>. It should be

FIGURE 7  
WASTEWATER TREATMENT  
PROCESS SUMMARY



noted that only one activated carbon system treating refinery wastewaters is currently in operation and there are presently three postfiltration systems in operation. A complete tabulation of the wastewater treatment status of U.S. refineries according to subcategory is presented in Table 4<sup>[13]</sup>.

EPA has outlined in-plant and end-of-pipe technology applicable to attaining BPCTCA and BATEA for the petroleum refining industry. A list of candidate processes with the technologically-possible though unproven capability for approaching the proposed toxic standard provisions and the zero discharge objective for 1985 as well as BPCTCA and BATEA processes is graphically illustrated in Figure 8.

It should first be recognized that these indicated levels of treatment technology may or may not be commensurate with effluent quality objectives. If flows are higher than those used in the development of guideline numbers and/or effluent variability (24-hr max/30-day avg ratio) is more pronounced than expected, then total compliance using the systems cited in Figure 8 may not be possible. Conversely, if rigorous water conservation methods are applied, as in many southwestern refineries, and end-of-pipe and in-plant treatment is properly conceived and operated, compliance with BPCTCA guideline quality levels may be attainable with less than the indicated systems for many refineries. This again relates back to water flow, there being an obvious incentive for maximizing water reuse and conservation.

#### In-Plant Control

As noted in Figure 8, in-plant control is an integral part of the EPA-defined technology required to meet the effluent quality objectives. Such measures are particularly significant when considering the 1983 and

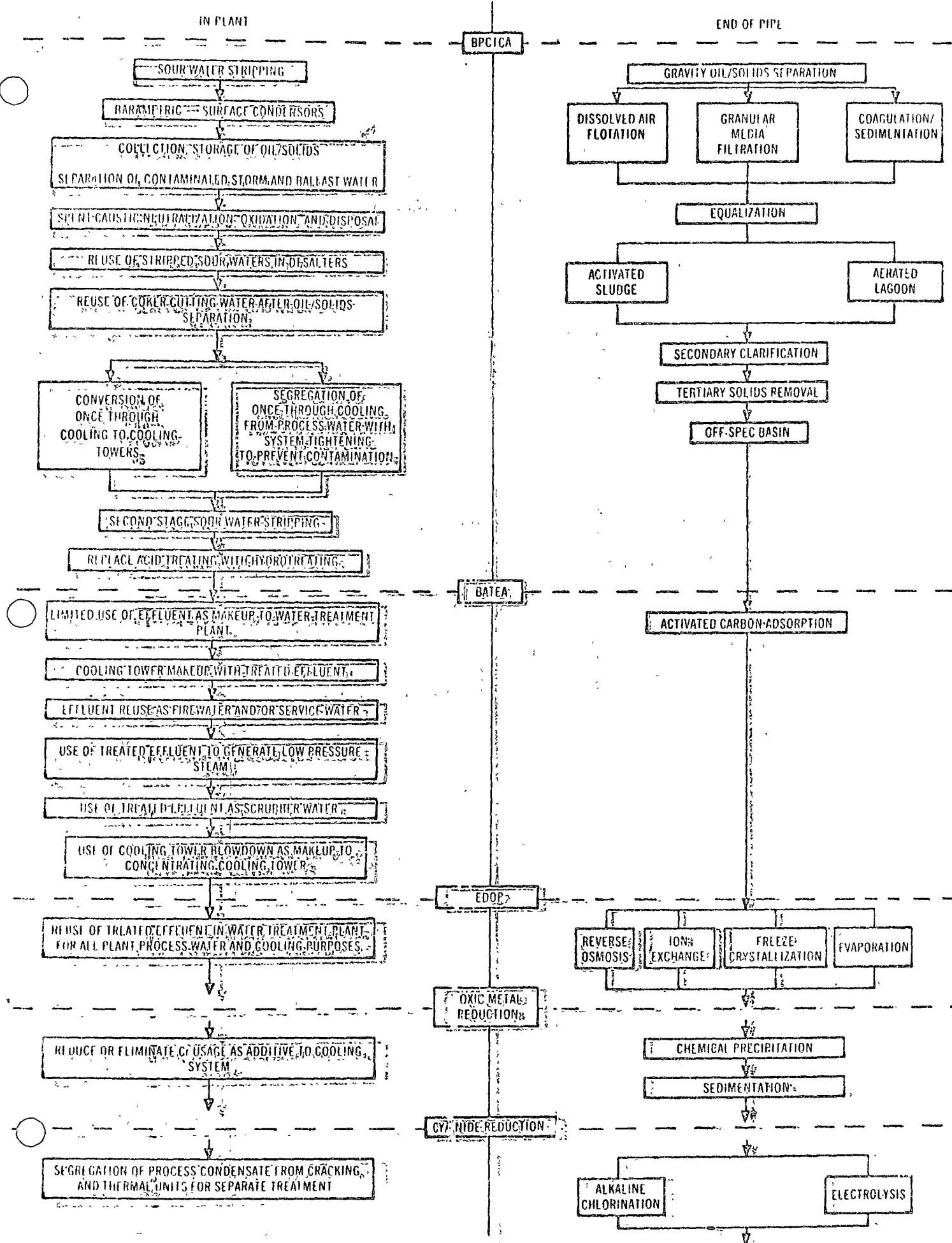
TABLE 4  
CURRENT REFINERY WASTEWATER TREATMENT IN THE UNITED STATES

EPA Subcategory	PAD District	Secondary Treatment		Biological Treatment		Sand Filtration		Activated Carbon	
		Number	Cumulative Throughput (1,000 b/sd)	Number	Cumulative Throughput (1,000 b/sd)	Number	Cumulative Throughput (1,000 b/sd)	Number	Cumulative Throughput (1,000 b/sd)
A	1	3	24.5	1	10.0	0	0.0	0	0.0
	2	3	21.8	2	15.4	0	0.0	0	0.0
	3	11	83.5	2	46.3	0	0.0	0	0.0
	4	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
	5	5	88.9	2	14.1	0	0.0	0	0.0
	Subtotal	22	218.7	7	85.8	0	0.0	0	0.0
B	1	6	685.0	3	444.0	0	0.0	1	105.0
	2	30	1,776.0	18	1,572.8	1	205.0	0	0.0
	3	15	1,306.5	9	694.8	0	0.0	0	0.0
	4	11	273.0	5	157.4	0	0.0	0	0.0
	5	12	837.1	6	471.9	1	30.0	0	0.0
	Subtotal	74	4,879.6	41	3,340.9	2	235.0	1	105.0
C	1	2	159.6	3	491.8	1	55.8	0	0.0
	2	1	130.0	3	317.6	0	0.0	0	0.0
	3	4	312.0	4	599.3	0	0.0	0	0.0
	4	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
	5	2	415.1	0	0.0	0	0.0	0	0.0
	Subtotal	9	1,016.7	10	1,408.7	1	55.8	0	0.0
D	1	1	100.5	0	0.0	0	0.0	0	0.0
	2	6	952.6	4	437.0	0	0.0	0	0.0
	3	7	2,095.1	5	1,590.1	0	0.0	0	0.0
	4	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
	5	3	331.8	1	115.8	0	0.0	0	0.0
	Subtotal	17	3,480.0	10	2,142.9	0	0.0	0	0.0
E	1	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
	2	1	89.2	0	0.0	0	0.0	0	0.0
	3	1	319.0	4	1,094.6	0	0.0	0	0.0
	4	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
	5	1	103.0	1	103.0	0	0.0	0	0.0
	Subtotal	3	511.2	5	1,197.6	0	0.0	0	0.0
<b>TOTAL</b>		<b>125</b>	<b>10,105.2</b>	<b>73</b>	<b>8,175.9</b>	<b>3</b>	<b>290.8</b>	<b>1</b>	<b>105.0</b>

\* Refineries in Puerto Rico are not included in this table



# CANDIDATE PROCESSES FOR EFFLUENT CONTROL



1985 provisions of the Act (PL 92-500). Although many of these practices are attainable, it should be recognized that there are constraints which limit in-plant control, particularly in older refineries.

There is not ample data available on in-plant control measures used by the refining industry to reduce the quantity of flow and pollutants. The best source is the summarized results of the 1972 API/EPA Raw Waste Load Survey<sup>[7]</sup>. Each of 156 petroleum refineries was requested to respond to a questionnaire relating to the in-plant controls used. The results of this survey are reported in Table 5.

#### NPDES Permits

Many of the five-year permits requiring BPCTCA levels of treatment in refineries have already been issued by EPA. If the water-quality-limiting segment portion of PL 92-500 (Sec. 302) is not applicable and if more stringent state limitations are not imposed, then the permittee may be allowed the full guideline numbers. The final numbers in many of the permits now issued have generally approached guideline levels for BPCTCA, although some have been more stringent. There are, of course, many economic implications inherent in the permit numbers imposed as this dictates a level of technology required for compliance with an associated level of cost-effectiveness.

#### ZERO DISCHARGE TECHNOLOGY

The goal for the elimination of discharge of pollutants as stated in Section 301 of PL 92-500 and enumerated in Section 304 is the final objective in the progression of control technology application. As discussed in the Act, this objective - if attained - would require the petroleum refining

TABLE 5

SUMMARIZED RESULTS OF 1972 API/EPA RAW WASTE LOAD SURVEY  
IN-PLANT CONTROL

	A		B		C		D		E	
	Capacity	Number	Capacity	Number	Capacity	Number	Capacity	Number	Capacity	Number
Total	200.4	13	4,168.5	72	3,351.9	27	1,030.5	11	3,354.0	13
Barometric Condenser	83.5	3	904.7	28	826.4	9	827.5	8	1,767.0	7
Sour Water Stripping and Oxidizing	58.5	3	3,055.8	55	2,729.9	22	958.0	9	3,114.0	12
Spent Caustic Oxidizing, Neutralization, or Regeneration	0.0	0	2,637.0	45	2,477.4	18	791.5	8	2,536.0	9
Spent Caustic - Sold	53.0	1	2,501.0	46	3,221.4	25	737.5	8	3,354.0	13
Spent Caustic - Other Disposal	66.2	5	672.2	19	770.5	5	298.0	2	812.0	3
Sour Water Used in Desalters	0.0	0	310.2	7	174.0	1	0.0	0	354.0	1
Internal Use of Desalters	65.7	6	2,550.0	49	2,671.4	19	731.5	7	2,760.0	11
Once-Through Cooling Water	105.0	5	1,268.7	26	1,652.4	11	190.0	2	2,181.0	8
Additional Oil and Solids Removal	126.5	5	2,736.0	49	1,889.4	16	437.0	6	2,218.0	9
Biological Treatment	0.0	0	1,522.6	27	638.4	5	504.0	6	1,586.0	5

Capacity is expressed as 1,000 b/sd throughput.

industry to eliminate the discharge, to any navigable waters, of intake waters which have been chemically, physically, or biologically altered by man-made or man-induced means. In essence, this means that the pollutants related to process wastewater must leave the refinery as product, vented steam or gas, or as a solid waste residual.

The progression of regulatory limitations from BPCTCA or BATEA and possibly to EDOP can be considered as a legislated plan for sequential compliance. Restrictive effluent limits imposed due to the water-quality-limiting provisions of the Act or to more stringent state requirements, such as the imposition of both concentration and mass limits, may render it more feasible to reuse the water than to discharge it.

To date, the most common approach to obtaining compliance with the BPCTCA requirements in the refining industry has been through the upgrading of existing facilities - namely, through the inclusion of secondary deoiling facilities, providing more adequate biological treatment, and possibly adding postfiltration. In-plant measures also have been taken, such as ammonia and sulfide control through steam stripping and recovery. The thrust of the general BPCTCA compliance approach is toward treatment and not toward water reuse and recirculation.

Compliance with the 1983 BATEA limitations was established by EPA with the assumption that a 24 to 48 percent reduction in raw waste flow could be obtained. The BATEA effluent limitations were established on this premise. This emphasis on reuse and recirculation will come naturally to some refineries, particularly those in the water-limited areas of the U.S. In water surplus areas, however, the incentive for water conservation will be

a function of implied costs for complying with the BATEA and EDOP provisions of the Act. Without the proper consideration of water use and reuse, it is realistic to project that many refineries will not be able to comply with the BATEA limitations as currently stated.

The end-of-pipe treatment processes, regardless of their design and the degree of reuse prior to treatment, follow a logical progression considering their operational nature and sensitivities. Effluents from efficient biological processes can be polished by sand filtration to remove additional suspended solids and the related fraction of organic materials. Filtration is also an effective and generally required pretreatment step prior to organic polishing in granular bed activated carbon systems.

The effluents from each of the biological, filtration, and carbon adsorption systems have high reuse potential in those areas of refinery operations where the TDS concentration is not critical. Considering the typical TDS concentration from a petroleum refinery of 1,500 to 3,000 mg/l, however, the relative quantity of water which can be reused is limited unless provisions are made for TDS reduction and/or control. This fact dictates that the progression from BATEA to EDOP requires TDS control in one or more of its various forms. This is quite different from the compliance requirements for both BPCTCA and BATEA which involve the use of facilities and operations to control the discharge of predominantly organic constituents and suspended solids, with the possible exception of inorganic toxicants.

Raw intake waters destined for both process and/or utility uses within a refinery complex are generally treated for the removal of hardness along with other more specific mineral constituents. Chemical precipitation methods provide no TDS reduction and, in some cases, the TDS concentration

can actually increase due to shifts in the makeup of the ionic balance. Ion exchange in its various forms reduces the concentration of TDS in treated waters, but consideration of the secondary residuals in the form of the regenerant chemical streams indicates both costly and difficult final disposal problems. The use of ion exchange requires careful attention to the resin types used, the potential for irreversible organic fouling, the treated water quality requirements, the design capacities of the various units (both anionic and cationic), and the proper control of regenerant chemical use, reuse, and disposal.

Numerous other methods of TDS removal have been reported as applicable for both combined and segregated refinery waste streams. These include reverse osmosis, freeze crystallization, various forms of evaporators, and combinations of these systems. Of these units, the evaporators, particularly the vapor-compression, brine circulation types, possibly have the highest potential to effectively remove TDS from refinery wastewaters without the problems incurred in handling excessive volumes of regenerant chemicals and brine reject streams.

Disposal of the concentrated sludges or brines from the TDS removal processes, however, is still a consideration. This step may involve additional treatment by crystallizers and/or dryers. If the final TDS is in the form of dry solids, one of the major problems inherent to all zero discharge technologies is the disposal of the solids in a manner which will prevent the contamination of ground and surface waters due to leaching. The disposal process can require (in the case of a landfill) substantial areas, special linings, and leachate collection facilities. Other forms of brine

disposal, however, are being phased out by many refineries today due to regulatory constraints.

These TDS removal processes can be applied to various separate or combined streams. The major sources which contribute to the effluent TDS within refineries are background levels in raw water, raw water treatment chemicals, boiler blowdowns, desalter blowdowns, and cooling tower blowdowns (particularly "dirty water concentrating" cooling towers).

There are numerous areas within a refinery which will permit the reuse of both treated and/or untreated wastewaters. Some of these include cooling towers, the service water system, desalters, boilers, and delayed cokers. In light of the fact that a majority of refineries may have more water to reuse than required, particularly when the volume of contaminated storm water which must be handled is large, reuse of these various treated and untreated waters as cooling tower makeup should be the major area of emphasis. These recirculating towers provide a means of evaporating water, thereby concentrating dissolved solids. These towers can also provide a significant degree of biological polishing [8, 10, 13]. The reuse of treated effluent in boilers requires a considerably better quality of water than that required for cooling tower makeup. Additionally, the potential for corrosive destruction of critical boiler surfaces and the involved economic and safety impacts renders this reuse option less satisfactory.

In an overall appraisal, there is a potential in some locations for approaching the goal of zero discharge within the petroleum refining industry. There remains, however, one major area which could prevent the industry from achieving the goal - namely, the build-up of nonremovable

residuals in the recirculated waters. Even when the most advanced forms of treatment currently available are combined into working systems, it is reasonable to assume that there will be residuals which may not be removed from the treated waste streams. These constituents, following a number of cycles of recirculation and treatment within the system, may well approach levels which have detrimental effects and limit reuse or subsequent use potential. These substances may produce bacteriocidal or bacteriostatic effects in the biological treatment facility, corrosion or deposition on heat transfer surfaces, catalyst poisoning, or product degradation. It is this fact which mitigates the industrywide realization of this objective. A blowdown from the system at some prescribed rate would be required to overcome this potentially detrimental effect.

#### ECONOMIC IMPACT OF PL 92-500

Several sources of information on the economic impact of PL 92-500 on the refining industry are available<sup>[8, 13, 25]</sup>. The basis for these economic analyses varies according to component process and required implementation schedule to meet the BPCTCA, BATEA, and EDOP requirements. This wide variation in the methods used for obtaining these costs makes it difficult to compare the three sources using a common basis.

#### EPA Development Document

The Development Document prepared by EPA directly supplies an aggregated annual cost for the entire industry in terms of end-of-pipe treatment costs only<sup>[15]</sup>. However, by utilizing information used to develop the EPA costs, it is possible to accurately establish the capital and operation and maintenance (O & M) costs utilized to compute the annual costs. These calculated



costs are presented in Table 6. The costs for BATEA include capital costs already expended to meet BPCTCA as well as the additional costs required at each technology level. The Development Document does not take into account the in-plant costs which will be required for a large percentage of the industry to meet the model raw waste loads and flows used by EPA in establishing BPCTCA and BATEA effluent levels. Thus, a very significant cost item required for the industry to meet the guidelines is omitted in these estimates. Additionally, the Development Document does not provide any information relative to additional costs required to go from BATEA to EDOP.

The Development Document costs were basically determined by projecting estimates - prepared for three different sizes of refineries within each of the five classifications - to the entire industry. However, the exact method used to predict these costs, the credits for existing facilities within the industry, and the basic unit costs and related information required to make the model refinery estimates are not clearly specified in the Document.

#### API Study

The study for API (1973) presents industrywide estimates for capital, O & M, and annual costs<sup>[8]</sup>. These costs include estimates for both in-plant and end-of-pipe modifications and additions. The facilities which are used as the basis for making the API cost estimates and the schedule of implementation are shown in Table 7. The cost estimates for BPCTCA, BATEA, and EDOP in terms of capital costs - properly delineated to reflect both the in-plant and end-of-pipe costs and total O & M costs - are shown in Table 8. These capital costs are aggregated totals required to meet the stated level

TABLE 6  
 INDUSTRY-ACCUMULATED\* END-OF-PIPE COSTS  
 FROM EPA DEVELOPMENT DOCUMENT

	BPCTCA (M\$)**	BATEA (M\$)*
Capital Cost	635	1,332
O & M Costs	66.3	104.7

\* Represents costs for 251 refineries with 15.6 MBBL/day crude processing capacity.

\*\* All costs in terms of August 1971 dollars.

TABLE 7

LEVELS OF ABATEMENT TECHNOLOGY APPLICABLE TO THE REFINING INDUSTRY  
AS DETERMINED BY BROWN & ROOT FOR API

ABATEMENT LEVEL	YEAR OF IMPLEMENTATION	DESCRIPTION	IN-PLANT TECHNOLOGY	END-OF-PIPE TECHNOLOGY
I	1977	Secondary Oil Removal In-plant Control Conventional Secondary Treatment Advanced Secondary Treatment	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Sour Water Stripper Revisions</li> <li>2. Sour Water Handling Facilities</li> <li>3. Storm Water Handling Facilities</li> <li>4. In-plant Miscellaneous Flow Reductions</li> <li>5. Others -- includes barometric condenser conversions and collection of multiple facilities</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Equalization</li> <li>2. Additional Oil Removal (air flotation)</li> <li>3. Activated Sludge -- not including conversion of existing aerated lagoons</li> <li>4. Sand Filtration</li> <li>5. Sludge Handling</li> </ol>
II	1983	Tertiary Treatment and further in-plant control	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Level I</li> <li>2. Conversion of Once-through Cooling Water</li> <li>3. Treated Effluent Reuse</li> <li>4. Cooling Tower Blowdown Treatment and Reuse</li> <li>5. Off-spec and Reuse Handling Facilities</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Level I</li> <li>2. Additional Filtration</li> <li>3. Activated Carbon</li> <li>4. Sludge Handling</li> </ol>
III	1985	Zero Discharge	Level II	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Level II</li> <li>2. Reverse Osmosis</li> <li>3. Brine Concentration</li> <li>4. Salt Storage Facilities</li> </ol>

TABLE 8  
 ACCUMULATED INDUSTRY\* COST ESTIMATES  
 FROM API REPORT

	LEVEL I (BPCTCA)	LEVEL II (BATEA)	LEVEL III (EDOP)
Capital Cost (M\$)**			
In-plant	359	998	998
End-of-pipe	709	1,148	2,033
Total	1,068	2,146	3,031
O & M (M\$/yr)**	171	289	355

\* Represents costs for 248 refineries with 12.9 MBBL/day crude processing capacity to upgrade from 1972 status to required level of con-rol.

\*\* All costs in terms of 1972 dollars.

of technology from the initial base year. The BATEA costs, for example, include the BPCTCA costs already expended. The O & M costs reflect the total expected O & M requirements at a stated level of technology.

The API cost estimates were developed on a refinery-by-refinery basis for 121 of the 156 U.S. refineries having crude capacities in excess of 10,000 bbl/day. These individual refinery costs were predicated on upgrading to the required technology level from the existing equipment in-place at each refinery as reflected in the 1972 EPA/API Raw Waste Load Survey<sup>[7]</sup>. These costs were aggregated and extrapolated to cover the total of 156 refineries with 10,000 bbl/day or greater throughput. To this aggregated cost, a total cost estimated for the 92 refineries with less than 10,000 bbl/day throughput was added to establish the total estimates presented in Table 8.

#### NCWQ Study

The NCWQ document presents aggregated capital and O & M costs for the entire industry<sup>[13]</sup>. These costs reflect estimates for both in-plant and end-of-pipe requirements and include the required facilities and improvements shown in Table 9 at each of four levels of treatment. These four levels represent BPCTCA (Level I), addition of activated carbon to BPCTCA technology (Level II), BATEA including partial wastewater effluent reuse and desalting to assure compliance (Level III), and zero discharge or EDOP (Level IV). The costs for each level of technology, presented in Table 10, are divided between in-plant and end-of-pipe costs and each level is accumulated from and includes the costs required at all less stringent technology levels.

TABLE 9

LEVELS OF ABATEMENT TECHNOLOGIES APPLICABLE TO THE  
 PETROLEUM REFINING INDUSTRY AS DETERMINED BY NRCO STUD.

ABATEMENT LEVEL	YEAR OF IMPLEMENTATION	DESCRIPTION	In-plant Technology*	End-of-pipe Technology*
I	1977	PRETREATMENT, IN-PLANT CONTROL  CONVENTIONAL SECONDARY TREATMENT  ADVANCED SECONDARY TREATMENT  TERTIARY TREATMENT	1. Sour Water Stripping ( $H_2S$ ) 2. Conversion of Barometric Condensers to Surface Condensers 3. Collection, Storage, and Oil/Solids Separation for Contaminated Storm Water 4. Collection, Storage, and Oil/Solids Separation for Ballast Waters 5. Spent Caustic Neutralization, Oxidation, and Disposal 6. Reuse Stripped Sour Waters in Desalters 7. Reuse of Coker Cutting Waters (after oil/solids separation) 8. Cooling Water Control (conversion of once-through cooling towers) 9. Miscellaneous Flow Reductions 10. Second-stage Sour Water Stripping ( $H_2S$ ) 11. Reduce level of or Substitute for Chromate Additives in Cooling System 12. Limited Makeup of Effluent to Process Water Treatment Plant 13. Cooling Tower Makeup with Treated Effluent (selected cooling towers) 14. Reuse Effluent as Fire Water and/or Service Water 15. Use of Treated Effluent to Generate Low Pressure Steam 16. Use of Treated Effluent as Scrubber Water	1. Gravity Oil/Solids Separation 2. Secondary Oil/Solids Removal a) Air Flotation b) Granular Media Filtration 3. Equalization 4. Biological Treatment -- high efficiency a) Aerated Lagoons b) Activated Sludge 5. Secondary Clarification 6. Separate Treatment and Dis- infection of Sanitary Wastes 7. Tertiary Solids Removal by Coagulation and Mixed Media Postfiltration 8. Off-spec Basin 9. Sludge Handling Facilities
II	1983	TERTIARY TREATMENT  LEVEL I	1. Level III	1. Level II 2. Activated Carbon Adsorption
III	1983	TERTIARY TREATMENT  LEVEL II	1. Level III (Use of Cooling Tower Blowdown as Makeup to Concentrating Cooling Tower)	1. Level IV 2. Salt Removal and Organic Polishing on 50% of Total Effluent Stream a) Freeze Crystallization b) Evaporation 3. Salt Disposal Facilities
IV	1985	MAXIMUM REUSE (ZERO DISCHARGE)	1. Level IV 2. Reuse of Treated Effluent in Water Treatment Plant for All Plant Process Water and Cooling Purposes	1. Level IV 2. Salt Removal and Organic Polishing on Total Effluent or Special Streams a) Freeze Crystallization b) Evaporation 3. Salt Disposal Facilities

\* The numbered items in the table represent treatment and/or control processes or operations for a given level of technology. The letters a), b), etc., indicate treatment options to accomplish essentially the same level of control.

TABLE 10

## ACCUMULATED INDUSTRY\* COST ESTIMATES FROM NCWQ STUDY

	LEVEL I (BPCTCA)	LEVEL II	LEVEL III (BATEA)	LEVEL IV (EDOP)
Capital Cost (M\$)**				
In-plant	573.1	573.1	573.1	573.1
End-of-pipe	317.4	896.6	1,129.6	1,556.8
Totals	890.5	1,496.7	1,702.7	2,129.9
O & M (M\$/yr)**				
In-plant	49.8	49.8	49.8	49.8
End-of-pipe	93.2	270.7	389.5	664.6
Totals	143.0	320.5	439.3	714.4

\* Represents costs for 250 refineries with 14.9 MBBL/day crude processing capacity to upgrade from June 1973 status to required levels of control.

\*\* All costs in terms of June 1973 dollars.

These cost estimates in the NCWQ study were prepared by developing capital and O & M costs for model refineries in each subcategory and adjusting these costs to the other refineries within these subcategories using the refinery size and process factors and throughput. The cost adjustment curves were developed to demonstrate how changes in refinery size, both as a measure of throughput and complexity, affect the costs of treatment or in-plant modifications. These curves were used to develop individual costs for every refinery. The status of each refinery in terms of both existing in-plant and existing end-of-pipe facilities and type of discharge was taken into account. The capital costs in Table 10 reflect the cost to go from 1973 status to the required level of technology. The industry status was obtained using both the 1972 Raw Waste Load Survey<sup>[7]</sup> augmented by information on more recent facility additions and modifications collected from each EPA regional office<sup>[13]</sup>.

### Comparison of Costs

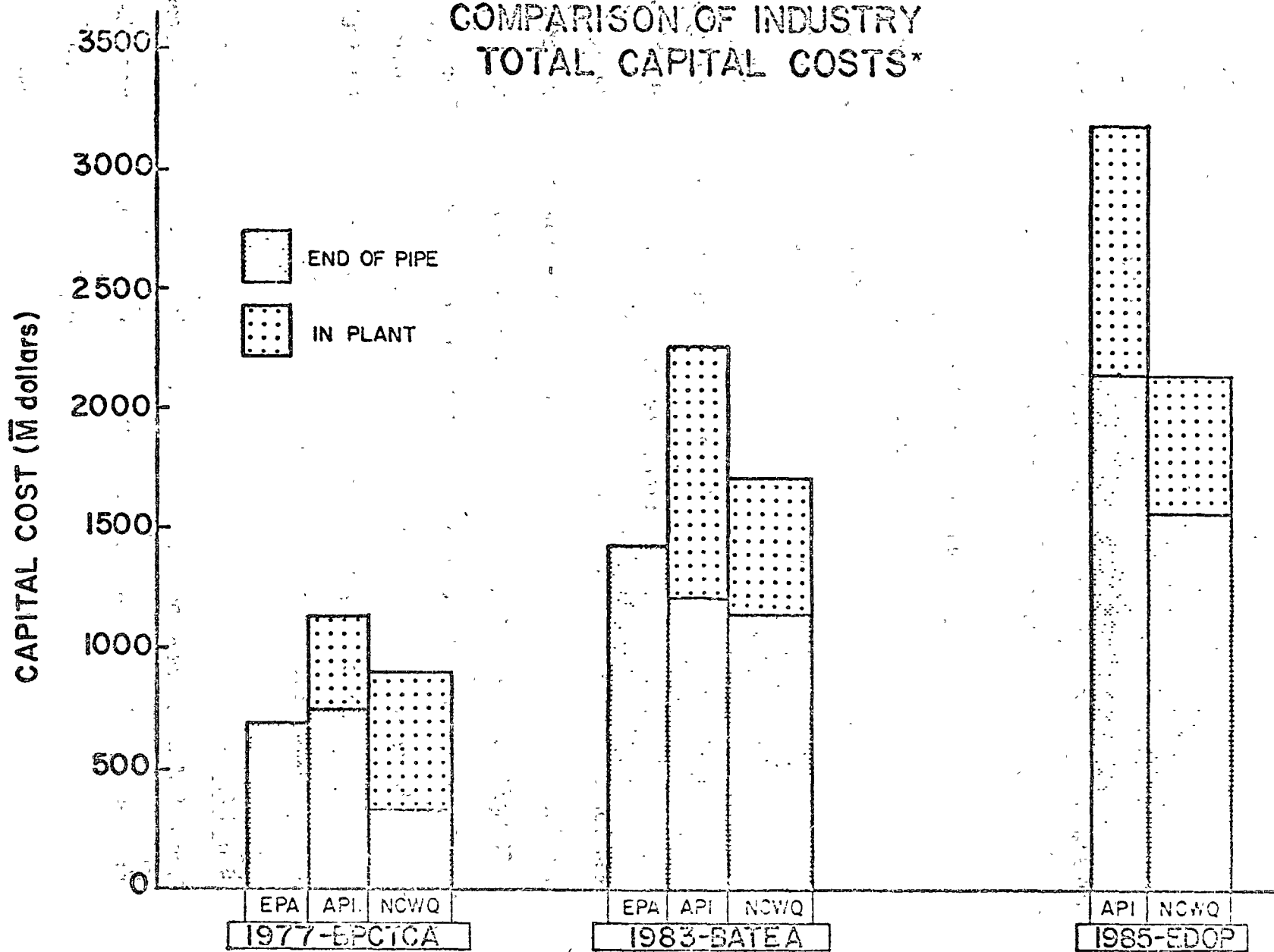
There are many methods which may be used to present comparisons of cost estimates, such as those from the Development Document, API study, and NCWQ study. It is, however, very important in terms of developing any meaningful comparison that the costs be presented on the same basis. All costs were therefore adjusted to June 1973 dollars and, where possible, annual costs were computed utilizing an identical capital recovery factor applied to each estimate.

### Capital Costs

A comparison of capital costs from the three sources is shown in Figure 9. As this Figure shows, the EPA and API cost estimates for end-of-pipe control are similar, while the NCWQ estimate is lower at the 1977



FIGURE 9  
 COMPARISON OF INDUSTRY  
 TOTAL CAPITAL COSTS\*



\* All costs adjusted to June 1973 dollars using the CE Plant Cost Index.

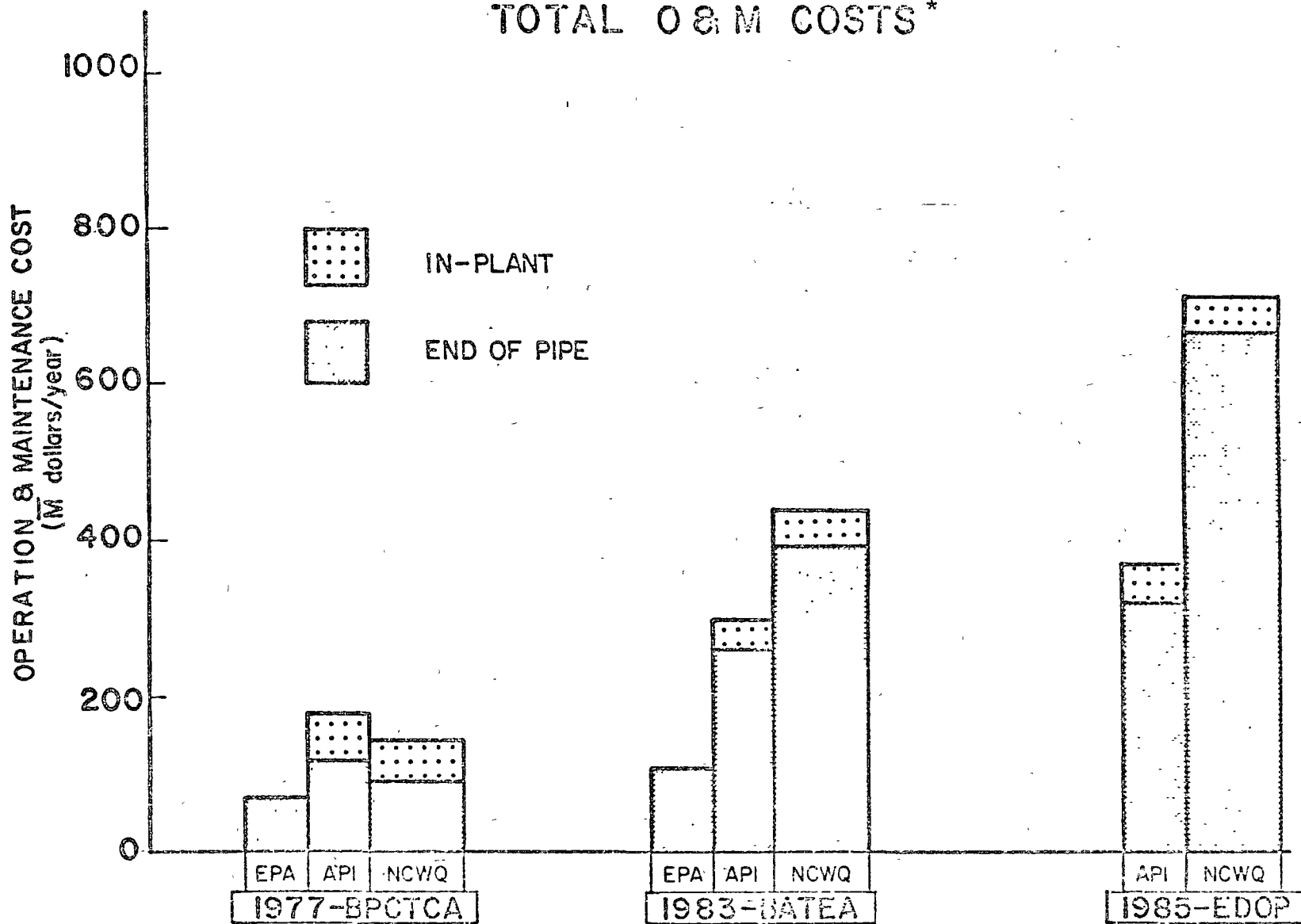
or BPCTCA level. This may in part be due to the differences in estimates of in-place equipment between the API and NCWQ cost projects. The NCWQ in-plant costs at this BPCTCA level are higher than the API estimates. However, the API cost for in-plant control does not include conversion of once-through cooling towers and the NCWQ study does.

The 1983 BATEA level of control estimates of end-of-pipe capital costs are almost identical for all three estimates. However, the capital cost estimates for the 1985 EDOP level are quite different. The EDOP in-plant control costs are the same as at the BATEA level for both the API and NCWQ studies since no further costs for in-plant modifications were assumed to be required past the BATEA level. The differences in end-of-pipe capital costs are partially attributable to the cost of required technology assumed for each study. The API study assumes the use of reverse osmosis and a brine concentration of cooling tower and treated process wastewaters at 5,000 mg/l TDS. The NCWQ system consists of a concentrated cooling tower system providing a blowdown TDS of over 15,000 mg/l which is then treated by freeze crystallization, evaporation, and drying to a dry solid for disposal. A direct comparison of capital costs, therefore, is difficult as there are major differences in the process bases used for these costs.

#### O & M Costs

The O & M costs developed for the API study did not distinguish between in-plant and end-of-pipe requirements. However, by assuming an approximate break of 0.66 for end-of-pipe, 0.33 for in-plant at BPCTCA, and 0.85 and 0.15 at BATEA, Figure 10 was developed. These in-plant to end-of-pipe comparisons are substantiated by the NCWQ O & M costs where 35 percent is

FIGURE 10  
COMPARISON OF INDUSTRY  
TOTAL O & M COSTS \*



\* All costs adjusted to June 1973 dollars using the Hourly Earnings Index for Chemical and Allied Products and the Wholesale Price Index for Industrial Chemicals.

attributed to in-plant and 65 percent to end-of-pipe at BPCTCA and 11 percent and 89 percent at BATEA. However, when compared to the API study the NCWQ study requires more extensive in-plant changes at BPCTCA and additional end-of-pipe treatment at BATEA.

Considering only the end-of-pipe BPCTCA O & M costs, the API estimate is highest, the NCWQ next, and the EPA estimate the lowest. Again, the greater number of in-place units accounted for produces this discrepancy between NCWQ and API studies. The EPA O & M cost appears to be considerably smaller, being only slightly greater than 10 percent of the EPA installed capital cost estimate compared to the 15.8 percent to 29.4 percent values for the API and NCWQ estimates, respectively. The BATEA end-of-pipe costs show a substantially higher O & M cost for the NCWQ estimate. The API estimate is next, followed by the EPA estimate which, again, appears to be inordinately low. The differential between the API and NCWQ estimates may be related to the higher energy use required for the partial desalting in the NCWQ model at the BATEA level. The EDOP O & M estimates show a very substantial difference between the API and NCWQ studies. Two factors may account for this. One is the fact that the API study calls for desalting and brine storage, whereas the NCWQ study calls for drying to a solid residual. The second factor may be the use of much higher energy costs in the NCWQ study than in the API study. This is probably spurred by the rapidly increasing energy costs of the last two years as the API study was completed at a much earlier date.

The in-plant O & M costs are only a relatively minor portion of the overall O & M costs at each level. These costs are primarily energy- and maintenance-related and do not include the intense labor requirements

foreseen for end-of-pipe treatment. The two estimates of this cost compare quite closely at all levels.

Again, it is difficult to directly compare these costs as they are estimated using different bases and implementation schedules for equipment.

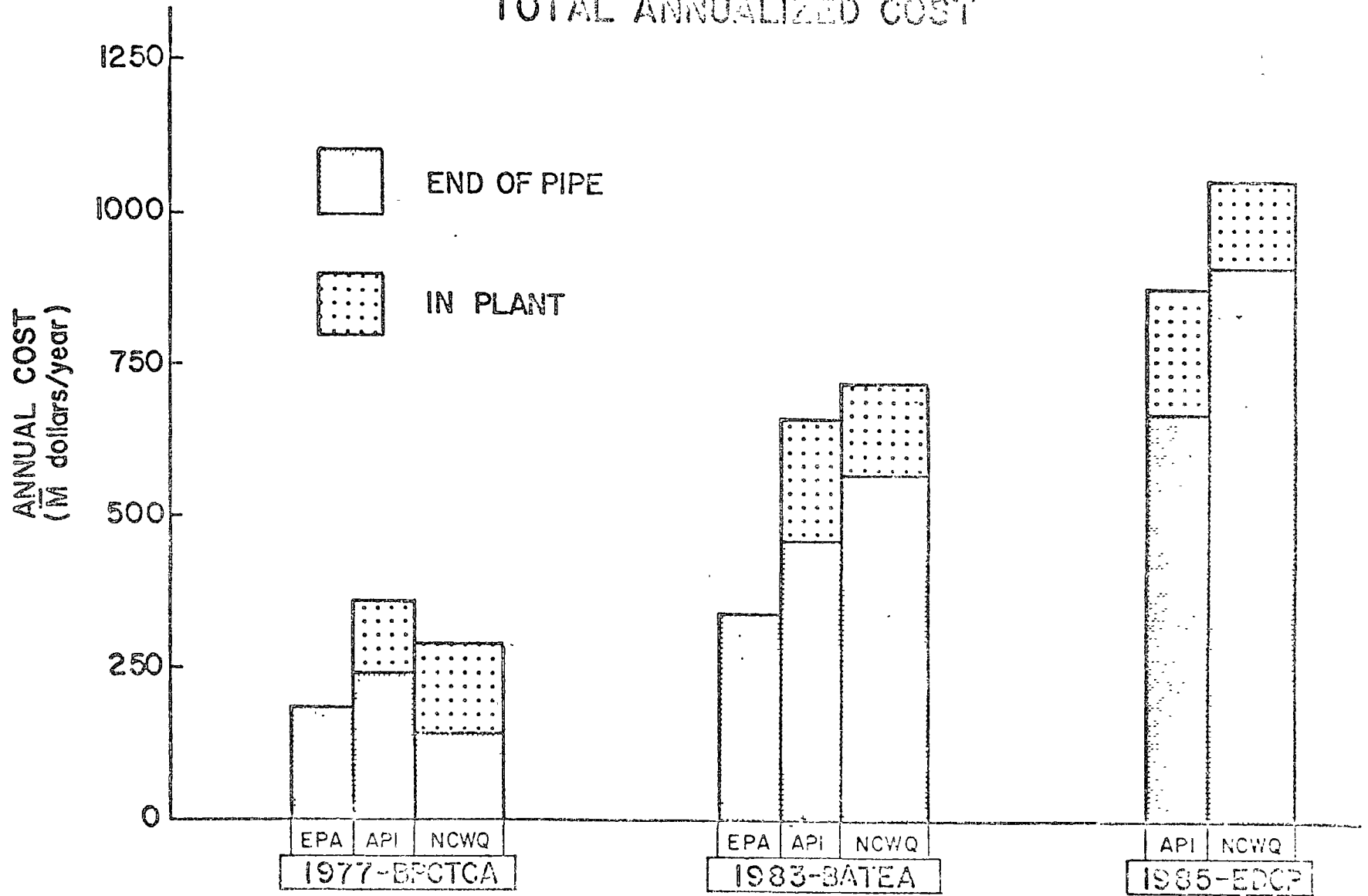
#### Annual Costs

The comparison of annual costs may be approached in the same manner as the capital and O & M costs. Figure 11 shows a comparison of the total annual costs, including both in-plant and end-of-pipe. These costs are based on a capital recovery factor of 0.1598 applied to all the capital costs which is then added to the O & M costs. These costs are presented on an annual basis and they reflect the expected actual cost to the industry for achieving the various levels of technology from the in-place facilities in the various base years used.

#### Comparison by Unit Cost

Since the three estimates of cost are based on different stages of industrial facility development and different timetables for implementation, perhaps the best way for direct comparison is to put the costs on the same capital recovery factor, year of construction, and on a "dollars per lb of pollutant removed" basis. The actual estimated cost benefit to the environment therefore can be determined in each case. The reduction in raw waste loads at the BPCTCA, BATEA, and EDOP levels of treatment as determined in the three studies is presented in Table 11. Using these estimates of pounds of pollutants removed, the cost per unit of pollutant removed can be calculated for each study. These unit costs are shown in Table 12 for an end-of-pipe comparison only. This Table contains EPA, API, and NCWQ values through the BATEA level. A comparison of the unit costs for both in-plant

FIGURE 11  
COMPARISON OF INDUSTRY  
TOTAL ANNUALIZED COST



\* All costs adjusted to June 1973 dollars using a capital recovery factor of 0.1598 (15 percent for 20 years).

TABLE 11  
ANNUALIZED CONTAMINANT REMOVALS

PARAMETER	BPCTCA (M lb removed/yr)	BATEA (M lb removed/yr)	EDOP (M lb removed/yr)
<b>BOD</b>			
EPA	221.50	18.70	-
API	146.30	74.30	15.40
NCWQ	118.10	12.20	2.40
<b>COD</b>			
EPA	803.10	144.78	-
API	193.60	731.50	156.80
NCWQ	311.60	98.60	16.45
<b>TSS</b>			
EPA	117.40	10.88	-
API	-	-	-
NCWQ	60.26	8.79	2.94
<b>O &amp; G</b>			
EPA	131.57	6.91	-
API	-	-	-
NCWQ	54.27	4.89	0.84

TABLE 12  
UNIT COST COMPARISON OF END-OF-PIPE TREATMENT  
THROUGH BATEA

ESTIMATOR	PARAMETER	LEVEL	UNIT COST* (\$/lb removed)
EPA	BOD	BPCTCA	0.81
API	BOD	BPCTCA	1.63
NCWQ	BOD	BPCTCA	1.22
EPA	BOD	BATEA	8.57
API	BOD	BATEA	2.89
NCWQ	BOD	BATEA	34.93
EPA	COD	BPCTCA	0.22
API	COD	BPCTCA	1.23
NCWQ	COD	BPCTCA	0.46
EPA	COD	BATEA	1.11
API	COD	BATEA	0.29
NCWQ	COD	BATEA	4.32
EPA	TSS	BPCTCA	1.52
NCWQ	TSS	BPCTCA	2.39
EPA	TSS	BATEA	14.72
NCWQ	TSS	BATEA	48.48
EPA	O & G	BPCTCA	1.36
NCWQ	O & G	BPCTCA	2.65
EPA	O & G	BATEA	23.18
NCWQ	O & G	BATEA	87.14

\* Unit costs computed from end-of-pipe annual costs in Figure 11 and pollutant removals in Table 11.



and end-of-pipe treatment is shown in Table 13. This Table compares the API and NCWQ costs through the EDOP level in terms of BOD and COD removal. Estimates of TSS and O & G removal could not be obtained from the API report. However, values for these parameters based on the NCWQ study are included. This cost analysis for EDOP assumes, of course, that there are no process limitations which may prevent the attainment of this objective.

By observing the data cited in Table 12, it can be seen that at the BPCTCA level of control the EPA cost estimates are generally much less than the values of the other estimates. The BPCTCA BOD unit costs for end-of-pipe treatment are somewhat similar for the API and NCWQ studies, although the NCWQ unit costs are less than the API costs.

Comparisons of the total expected unit costs in Table 13 indicate that, with the exception of the BPCTCA unit cost for COD, the NCWQ costs are consistently higher than the API costs. Utilizing the values in Table 13, Figure 12 was prepared to graphically illustrate the increased unit costs associated with increasing technology levels.

Comparison of Refinery Unit Costs  
to Other Industry and Municipal Costs

In order to put the costs of achieving BPCTCA in the refining industry in perspective, it is interesting to examine the cost-effectiveness in terms of \$/lb BOD removed of refining industry treatment as compared to other industries and municipalities. An effort was made to put these costs on the same basis for comparison. Estimated unit costs for municipal and non-refining industries to meet BPCTCA are shown in Table 14<sup>[22, 23]</sup>. As this Table clearly indicates, the cost of treating refinery wastewaters is among the highest of the industries cited in terms of cost per unit of BOD removed.

TABLE 13

## UNIT COST COMPARISON OF IN-PLANT AND END-OF-PIPE

## TREATMENT THROUGH EDOP

ESTIMATOR	PARAMETER	LEVEL	UNIT COST* (\$/lb removed)
API	BOD	BPCTCA	2.44
NCWQ	BOD	BPCTCA	2.42
API	BOD	BATEA	4.16
NCWQ	BOD	BATEA	34.93
API	BOD	EDOP	14.21
NCWQ	BOD	EDOP	143.08
API	COD	BPCTCA	1.85
NCWQ	COD	BPCTCA	0.92
API	COD	BATEA	0.42
NCWQ	COD	BATEA	4.32
API	COD	EDOP	1.40
NCWQ	COD	EDOP	20.88
NCWQ	TSS	BPCTCA	4.73
NCWQ	TSS	BATEA	48.48
NCWQ	TSS	EDOP	116.80
NCWQ	O&G	BPCTCA	5.26
NCWQ	O&G	BATEA	87.14
NCWQ	O&G	EDOP	408.81

\*Unit costs computed from total annual costs in Figure 11 and pollutant removals in Table 12.

TABLE 14  
UNIT COST TO MEET BPCTCA LIMITATIONS

INDUSTRY	UNIT COST (\$/lb BOD removed)
Petroleum Refining	0.81 - 1.63 <sup>1, 2</sup> 2.43 <sup>2, 3</sup>
Municipal	1.67 <sup>2</sup>
Organic Chemicals	
Subcategory A	0.30 - 0.84 <sup>1, 2</sup>
Subcategory B	0.06 - 0.04 <sup>1, 2</sup>
Subcategory C	0.05 - 0.32 <sup>1, 2</sup>
Grain Processing	
Corn Milling	0.09 - 0.17 <sup>1</sup>
Wheat Milling	1.87 <sup>1</sup>
Rice Milling	0.23 <sup>1</sup>
Pulp and Paper	
Unbleached Kraft	0.18 <sup>3</sup>
Kraft-NSSC (Cross Recovery)	0.13 <sup>3</sup>

<sup>1</sup> End-of-pipe treatment only.

<sup>2</sup> Converted to 1973 dollars.

<sup>3</sup> Total cost to industry including in-plant changes.

## SUMMARY

The data and information presented in this paper represents an introduction to the numerous implications and requirements of the Federal Effluent Guidelines for the petroleum refining industry. To understand the full impact it is necessary to review the various reference documents used in this study, particularly the API, EPA and NCWQ reports. These independent documents provide the background information and the technological and economic impacts of the Guidelines.

This paper has discussed the technological requirements and the potential areas of noncompliance with the Guidelines. The economic impacts have been updated to a common reference point in terms of capital and operation and maintenance costs. The data base utilized was developed from the most comprehensive and up-to-date sources available. This impact information has been presented by levels of effluent quality as required by the guidelines (BPCTCA and BATEA) and the goal of PL 92-500 (EDOP).

The technological assessments indicate that the potential for compliance with the BPCTCA and BATEA Guideline limitations using the Development recommended in-plant and end-of-pipe treatment technology varies over a wide range when individual refineries are considered. There may be refineries which, due to peculiarities in their design or operation, are capable of complying with the Guidelines without the use of waste treatment technology much more advanced than that prescribed. This becomes particularly true at the BATEA level where significant water use reductions were assumed in setting the discharge limitations.

The goal of Elimination of Discharge of Pollutants may well prove to be just that - "a goal". Much of the technology required for this

level of water use, reuse, and waste treatment is only in the development stages in terms of applicability to refinery wastewaters. Even if suitable technology becomes available, there is the potential that refractory constituents will concentrate within the recycle waters and become detrimental or destructive to both process and waste treatment equipment and operations. In addition to these unresearched areas of technology development, the projected total annual EDOP costs are on the order of one billion dollars per year. It is these technological and economic impacts which should receive the continued scrutiny of both the petroleum refining industry and the involved regulatory agencies to substantiate the necessity and cost-effectiveness of achieving zero discharge.

## REFERENCES

1. American Petroleum Institute, Statement For API by Morris A. Wiley for API Before the National Commission on Water Quality, (April 25, 1975)
2. American Petroleum Institute, "Economic Implications of Wastewater Effluent Guidelines for Petroleum Refining, by R.T. Denbo, Exxon Company, U.S.A., (May 13, 1975)
3. Anon., "1967 Domestic Refinery Effluent Profile Conducted by Committee for Air and Water Conservation, American Petroleum Institute," Crossley, S-D Surveys, Inc., Washington, D.C. (April 1974)
4. Anon., "Survey of Operating Refineries in the U.S., The Oil and Gas Journal, (April 2, 1973)
5. Anon., "U.S. '73 Crude Imports to Jump 31.5%," The Oil and Gas Journal, (April 2, 1973)
6. Bland, William F., and Robert L. Davidson, Petroleum Processing Handbook, McGraw-Hill, Inc., New York, (1967)
7. Brown & Root, Inc., "Analysis of the 1972 API/EPA Raw Waste Load Survey Data," American Petroleum Institute, Pub. No. 4200, Washington, D.C., (July 1974)
8. Brown & Root, Inc., "Economics of Refinery Wastewater Treatment," American Petroleum Institute, Pub. No. 4199, Washington, D.C., (September 1968)
9. Eckenfelder, W.W., and Ford, D.L., Water Pollution Control - Experimental Procedures for Process Design, Pemberton Press, Austin, Texas (1970)
10. Engineering-Science, Inc./Texas, Confidential Reports (1970-1975)
11. Ford, D.L., Chapter on Treatment of Refinery and Petrochemical Wastes, Industrial Wastewater Management, Ed. by H. Azad, McGraw-Hill, New York (in press)
12. Industrial Wastewater Self-Reporting Data, Texas Water Quality Board, Austin, Texas
13. National Commission on Water Quality, Petroleum Refining Industry Technology and Costs of Wastewater Control by Engineering-Science, Inc., (June 1975)
14. Personal Communications with Industry Sources
15. Roy F. Weston, Inc., "Draft Development for Effluent Limitations Guidelines and Standards of Performance - Petroleum Refining Industry," prepared for U.S. Environmental Protection Agency, Washington, D.C. (June 1973)

16. Russell, Clifford S., Residuals Management in Industry, Johns Hopkins University Press, Baltimore, (1973)
17. Sparr, T.M., Malouf, J.B., Cooper, H.B.H., and Hann, R.W., "Interrelationship of Water Quality Standards and Effluent Permits," Texas A&M University Environmental Engineering Division (September 1972)
18. Tarazi, D.S., Hiser, J.L., Childers, R.E., and Boldt, C.A., "Comparison of Wastewater Sampling Techniques," Report for the Texas Water Quality Board, prepared by Southwest Research Institute (February 1969)
19. Texas Water Quality Board, "Hearing Commission Report - Public Hearing on Format and Content of Permits Granted by the Texas Water Quality Board" (March 14, 1974)
20. U.S. Environmental Protection Agency, Petroleum Refining Point Source Category, Effluent Guidelines and Standards, Federal Register, Vol. 39, No. 91, p. 16560 (May 9, 1974)
21. U.S. Environmental Protection Agency, Proposed Toxic Pollutant Effluent Standards, Federal Register, Vol. 38, No. 247, p. 35389 (December 27, 1973)
22. U.S. Environmental Protection Agency, "Development Document for Effluent Limitations Guidelines and New Source Performance Standards for the Grain Processing Point Source Category," Washington, D.C. (March 1974)
23. U.S. Environmental Protection Agency, "Development Document for Effluent Limitations Guidelines and New Source Performance Standards for the Major Organic Products Point Source Category," Washington, D.C. (April 1974)
24. U.S. Environmental Protection Agency, "Manual of Methods for Chemical Analysis of Water and Wastes," Office of Technology Transfer, Washington, D.C. (1974)
25. U.S. Environmental Protection Agency, "Development Document for Effluent Limitations Guidelines and New Source Performance Standards for the Petroleum Refining Point Source Category," Washington, D.C. (April 1974)
26. U.S. Environmental Protection Agency, "Supplement B to the Development Document for Effluent Limitations Guidelines and New Source Performance Standards for the Petroleum Refining Point Source Category," Washington, D.C., (April 1974)
27. Union Oil Co., Lemont, Ill. , "Interim Report No. 2., Source of Cyanide Wastes and Methods of Removal," Presented to State of Illinois Environmental Protection Agency, November 6 (1973)

C

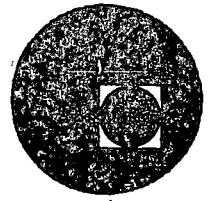
C

C





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



DR. DAVIS L. FORD

NOVIEMBRE DE 1976.

Centro de Estudios Científicos  
Instituto de Estudios Científicos  
Instituto de Estudios Científicos



INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

## FACTORS AFFECTING VARIABILITY FROM WASTEWATER TREATMENT PLANTS

Davis L. Ford

*Engineering-Science, Inc., Austin, Texas, U.S.A.*

It is axiomatic that biological, chemical, or physical wastewater treatment systems produce an effluent of varying quality, much of this attributable to the inherent nature of the treatment process. The range of this variation is, of course dependent on many process characteristics which cannot be significantly altered by operational control or changes in concept and design. When control and enforcement of effluent quality is imposed via legislative action with permit limitations, it is necessary to accurately define process variability and establish variation allowances which are realistically obtainable using current technology. The objectives of this treatise are therefore threefold:

1. To discuss significant factors which affect variability in effluent quality.
2. To cite case history information from selected treatment systems in order to present a variability baseline; and
3. To present a comparative analysis of case history "inherent variability" to "allowable variability" as established by the Environmental Protection Agency (EPA) and presented in the effluent guidelines developed for various industrial categories.

The Federal Water Pollution Control Act Amendments of 1972 (P.L. 92-500) establish the basis for effluent quality regulation, present the format for permit control under the provisions of the National Pollution Discharge Elimination System (NPDES), and authorize the promulgation of effluent guidelines in terms of constituent magnitude and variability for categories and subcategories of wastewater dischargers. Enforcement and penalty standards as set forth in Section 308 of the Act are predicated on compliance to permitted levels of discharge - specifically, short term limits (30-day maximum and 24-hr maximum) based on long term (annual) averages. In order to establish a basis for setting effluent limitations and variation factors, EPA acquired and analyzed performance data from treatment facilities operating within the appropriate categories. Attempts were made to insure proper facility selection with respect to location, size, and operation. The variability data were then fitted with a statistical distribution, the statistical parameter of best fit was applied, and values of the "daily

"minimum" and "30-day maximum" were determined. The justification for imposing these variability limitations was then presented by EPA in the Development Documents for each industrial category. As most of the data presented herein is from the Petroleum Refining and Petrochemical industries, the Development Documents for these industrial categories are the primary references for comparison (1-3).

#### INHERENT VARIABILITY

The term "inherent variability" as applied herein can be defined as that variability in effluent quality from a properly designed and operated biological treatment system which is attributable to the basic nature of the treatment process, the characteristics of the raw waste load, and geographical and climatological conditions - none of which can be significantly altered by external or applied changes. Simply stated, it is the minimum variability which can be practically obtained assuming proper system design, management, and operational control.

There are many factors which cause "inherent variability". Some of these significant "cause and effect" aspects are discussed as follows.

#### Variations in Raw Waste Load (RWL)

Although the impact of raw waste load variation can be minimized by in-plant changes or by installing equalization, surge, and "off-spec" storage basins in front of biological treatment processes, transitory loads from most industrial production facilities cannot be completely sequestered. Changes in feedstock, such as crude oils of varying densities, sulfur, nitrogen, and trace metallic contents, forces a raw waste load generation of varying quality with subsequent effects on biological treatability. Changes in product mix and product specifications have a similar effect. The reduction of wastewater flow from production units through water reuse and good housekeeping practices normally results in higher influent concentrations of organic constituents to the treatment plant. This, according to most biochemical kinetic models, will correspondingly result in an effluent of higher concentration. Thus, any cyclic changes in raw waste loads not fully sequestered will result in effluent quality variation. Other events such as turnarounds, production of specialty items, changes in calendar production patterns, and contrasts in dry weather and wet weather operations simply enhance the variability range. It should be emphasized that the effluent variation due to RWL as discussed here includes only those changes necessary for manufacturing the product and excludes any effects due to inordinate dumps or spills and poor housekeeping.

#### variations in Temperature

The effect of temperature on biodegradation rates has long been investigated and is generally well documented (4,5). This effect on "inherent variability" is therefore accepted, although the significance of the temperature effect on variability is open to debate. Incorporation of temperature effects in

establishing effluent guidelines is only casually referenced to in the Development Documents and, although this influence is primarily evident on a long term or seasonal basis, short term variations are also possible in many geographical areas. The degree of variation (such as the 24-hr maximum/30-day average ratio) is not only attributable to water temperature, but also to the nature and complexity of the wastewater. When most of the organic constituents are in the colloidal or suspended form, for example, the performance of an activated sludge system is less subject to temperature fluctuations than when treating soluble organic materials. This is attributed to the fact that biochemical reactions removing soluble organics are more temperature-sensitive than are physical or "biosorption" mechanisms which remove colloidal or suspended organic matter. Historically observed temperature effects on biological systems treating complex soluble wastewaters such as petrochemical discharges are more pronounced than when less complex soluble wastewaters are treated - such as potato or beet sugar effluents. This is illustrated in Fig. 1. (6).

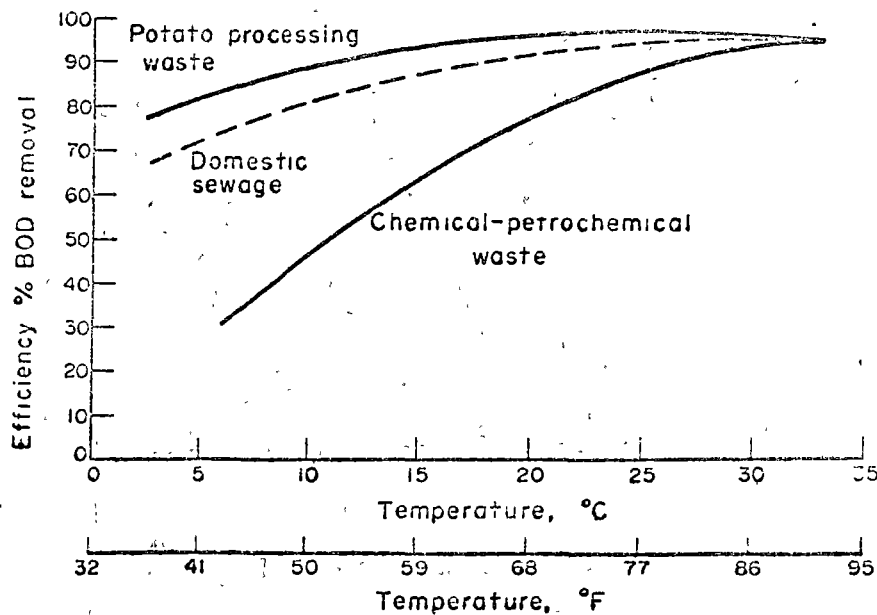


FIG. 1. Effect of temperature on wastewater treatability.

#### Variations in Dissolved Solids

Fluctuations of conservative total dissolved solids (TDS) are inherent in many industrial wastewater discharges. This can be attributed to changing volumes of cooling tower or boiler blowdown (high TDS), cyclic treatment of contaminated ballast waters (high TDS), cyclic treatment of contaminated storm water runoff (low TDS), or varying discharges of process wastewater (high or low TDS). Biological treatment systems normally function more efficiently when treating low TDS waters, although effective activated sludge treatment of wastewaters with a TDS approaching that of sea water has been demonstrated (7,8). Abrupt changes in dissolved solids, however, have a pronounced deleterious effect on biological system efficiency. The change of osmotic pressure, for example, disrupts biochemical mechanisms and reduces

the organic removal capacity of the biological population until the system can readjust. This reduction in efficiency is often magnified by a noticeable increase in effluent suspended solids discharged from the final clarifier when the wastewater TDS level increases. This can be attributed to several factors; namely, a biological shift from flocculating to non-flocculating microorganisms, a partial biological die-off, and an increase in water density which adversely affects gravity sedimentation of biological particles. Although sea water has a specific gravity of only 1.025, this is significant when considering the density of most biological flocs. The deterioration of sludge settleability with an increasing concentration of TDS is illustrated by case history data as shown in Fig. 2.

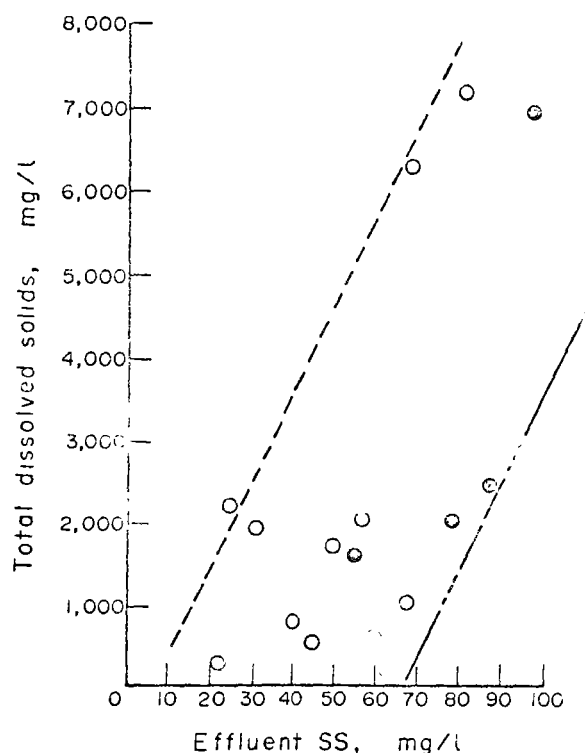


FIG. 2. Effect of TDS on effluent TSS.

#### Miscellaneous Factors

There are miscellaneous factors which cause effluent variability, such as changes in pH, nutrient deficiency, loss of dissolved oxygen, or the presence of substances in the aeration basin at toxic or inhibitory concentrations. These can be controlled, however, in the design and operational functions of a biological treatment plant and are therefore excluded as determinants responsible for "inherent variation". Various factors which can be included in this category and not previously discussed are: abrupt changes in wet weather-dry weather flow patterns or climatological disturbances; extended changes in organic loading attributable to emergency situations in production units; diurnal effects on biological productivity in polishing lagoons and basins; and data artifacts due to inherent errors in sampling and analytical

EPA Region 9

DEFINITION OF VARIABILITY PARAMETERS

The ideal approach in formulating variation allowances for regulatory control is to measure inherent variability in exemplary treatment plants which reflect a wide spectrum of raw waste load, temperature, and dissolved solids. These data can be resolved statistically and the long term (one year or more) distribution can be determined. The shorter term limits can be calculated statistically from this distribution for enforcement. If industrial subcategories reflect different patterns of distribution, then this should be considered in projecting variation limits. The EPA has generally used this concept, developing variability factors for 24-hr maximum and 30-day average variation based on annual observations. The Development Document for the Petroleum Refining Industry indicates daily variability factors for Best Practicable Control Technology Currently Available (BPCTCA) levels were set embracing 99% of the expected variation over the year, while 30-day averages were set within 98% of the expected variation. The data from each refinery sampled were determined to be either normally or log normally distributed (1). The allowable variability for the Organic Chemicals Industry for BPCTCA was established as the 99/50 ratio of probability of occurrence. Although the variability factors selected by EPA represented the apparent 95/50 ratio of probability of occurrence, the 99/50 ratio was cited as representative in that the model treatment system had three weeks of unstable conditions within the sampling period and the 99/50 factors approximated those observed in the Plastics and Synthetics Industry (2). In reviewing the Development Document for the Plastics and Synthetics Industry, the variability factors for BPCTCA are based on demonstrated variability for various major subcategories, using multi-media filter data in the petroleum refining industry as the basis for TSS variation (3). A summary of the 24-hr maximum to maximum 30-day average ratios for BPCTCA and Best Available Treatment Economically Achievable (BATEA) is presented in Table 1. These ratios, which represent the daily variability factor divided by the 30-day variability factor, appear in the effluent guidelines for each category and represent the EPA allowable effluent variation for selected quality parameters. It should be recognized that States have the prerogative under the law to add grab sample provisions to the NPDES permit, and the proper establishment of these limits requires a comprehensive review of performance data and a detailed statistical analysis (9-11). A significant difference in the variability of effluent quality between flow-weighted samples and grab samples during the same time period was recently demonstrated. This work emphasized the potential inaccuracy of using an insufficient number of grab samples as a basis for either determination of compliance or an input for operational decision (9, 12).

REVIEW OF CASE HISTORY VARIATION - BPCTCA

The most accurate approach in developing variability baseline information from which effluent quality ranges can be predicted and effluent guidelines formulated is to analyze case history information from operating plants.

TABLE 1. Summary of EPA Variability Ratios 24-hr Maximum/Maximum 30-day Average

Parameter	Petroleum		Plastics & Synthetic Materials				Major Organic			
	Refining		I		II		III, IV		Products	
	BPCTCA	BATEA	BPCTCA	BATLA	BPCTCA	BATEA	BPCTCA	BATEA	BPCTCA	BATEA
BOD <sub>5</sub>	1.88	1.24	1.94	1.50	2.06	1.56	1.82	1.36	2.25	1.76
COD	1.94	1.25	1.94	1.50	2.06	1.56	1.82	1.36	-	1.39
TOC	1.94	1.23	-	-	-	-	-	-	-	-
TSS	1.70	1.18	1.82	1.18	1.82	1.18	1.82	1.18	2.25	1.76
Oil & Grease	1.88	1.25	-	-	-	-	-	-	-	-
Phenolic Compounds	2.06	1.41	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.25	1.76
Ammonia as N	2.20	1.33	-	-	-	-	-	-	-	-
Sulfide	2.21	1.57	-	-	-	-	-	-	-	-
Cr <sup>T</sup>	1.70	1.18	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	-	-
Cr <sup>+6</sup>	2.21	1.57	-	-	-	-	-	-	-	-
Zn	-	-	1.70	2.00	1.70	2.00	1.70	2.00	-	-
Cu	-	-	-	-	-	-	2.00	2.00	-	-

DAVIS L. HORD



The plants should be selected on the basis of good design and operation so that the demonstrated variation is essentially that which is inherent. Observation of pilot plant data is less desirable, as inherent variability of full scale plants is consistently more pronounced than that observed in pilot plants. Plants selected by the author were deemed to satisfy the aforementioned criteria.

#### Case History A

The only treatment facility in the petroleum refining industry which can be classified as "BPCTCA" with a sufficiently long period of operating history to be of statistical significance is located in the Midwest. This system, consisting of primary and secondary oil removal, equalization and activated sludge, went on line in June 1971. A post filtration system was added in April 1973, giving essentially two regimes of variability. Three-day composite samples were taken over the entire period of analysis (June 1971 to August 1974). This is a total record of 39 months, 22 months of which were before the filter installation and 17 months of which were after. In order to have some basis of comparison to EPA variability ratios summarized in Table 1, the data were resolved in the following manner for each parameter:

(1) 30-day averages were, by necessity, taken as the mean of the three-day composite values within each calendar month, or the mean of approximately 10 values;

(2) the maximum three-day sample during the month was divided by the monthly average, giving a three-day maximum to 30-day average ratio for each month;

(3) the maximum, minimum, and mean ratio as calculated in (2) above was determined for each parameter for the 22 month period before filtration as well as the 17 months after filtration;

(4) as three-day composites attenuate peaks observed in 24-hr composites, the variability ratio for a three-day maximum to 30-day average was adjusted to a one-day maximum to 30-day average using the following statistical technique (13):

(a) assuming a standard normal distribution, the desired probability on an annual basis is:

$$\text{three-day} = \frac{365-3}{366} = 98.90 \text{ and}$$

$$\text{one-day} = \frac{365-1}{366} = 99.45,$$

(b) the standard statistical tables for a Gaussian distribution with a mean of zero and a variance ( $\sigma$ ) of one can be used to determine the standard normal variate,  $Z$ . The values of  $Z$  for 99.45 and 98.90 are  $2.78$  and  $2.55 \sigma$ ,

respectively.

An adjustment factor of  $2.73/2.55 = 1.09$  is therefore used to calculate the adjusted variability ratio of the 24-hr maximum to 30-day average for comparative purposes from the three-day/30-day ratios.

The variability ratios as calculated above for the 22 months of operation prior to the addition of post filtration are tabulated in Table 2. A direct comparison to the EPA ratios indicates that five of the six parameters cited from this exemplary plant were more variable than that allowed under the Guidelines. As BPCTCA is assumed to include post filtration, a similar comparison of the data from the 17 months of operation after the addition of the upflow filters was undertaken. The results of this data analysis are presented in Table 3. As expected, the addition of filters decreased the mean variability ratios for the TSS, BOD<sub>5</sub>, and COD parameters. The variability of oil and grease (at lower concentration levels which primarily consist of the soluble fraction), phenols, and ammonia-nitrogen were not affected by the inclusion of post filtration, as would be expected for these soluble wastewater constituents. Even with a BPCTCA system, five of the six parameters were more variable than the Guideline ratios using the mean ratios as the mode of comparison. In order to make a more introspective evaluation, the statistical distributions of the 24-hr maximum to 30-day average ratios before and after filtration for five of the major parameters are shown in Figs. 3, 4 and 5. These plots generally reveal the following:

- (1) The addition of post filtration to an activated sludge system (BPCTCA) reduces the variability of those parameters which the filtration process can remove (such as TSS, non-soluble BOD<sub>5</sub>, and non-soluble COD).
- (2) The more effective the filter is in removing a given constituent, the more significance it will have in normalizing the distribution. For example, the TSS in the effluent shows essentially a log normal distribution once the filter was added, although little change was noted for the soluble fractions (including the soluble COD). And,
- (3) The actual variability ratios from this treatment plant exceeded the EPA Guideline ratios some portion of the time for each parameter studied, ranging from 22% of the time for oil and grease to 54% of the time for BOD<sub>5</sub>.

In determining how this would affect compliance with allowable NPDES discharges two facts should be emphasized; namely,

- (1) the assumption that a normal distribution prevails when translating three-day maximums to one-day maximums is conservative, as the distribution is generally skewed to the right inferring "greater than indicated" non-compliance; but

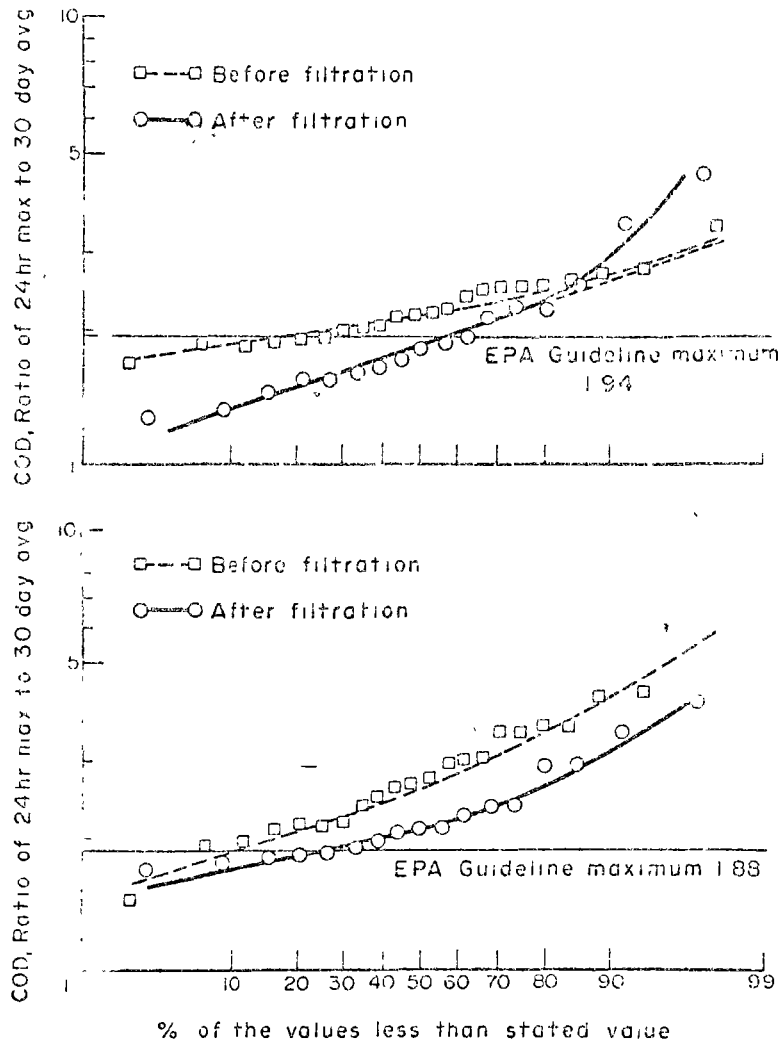


FIG. 3. Statistical distribution of effluent quality - case history A.

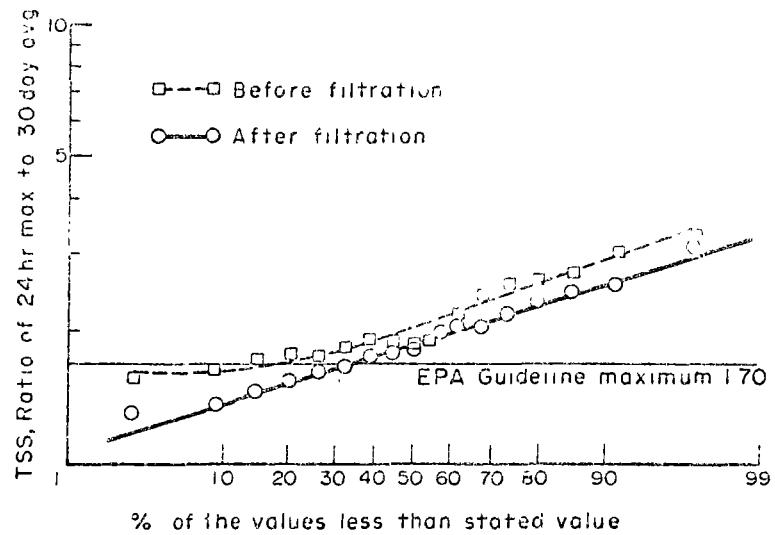


FIG. 4. Statistical distribution of effluent quality - case history A.

TABLE 2. Effluent Variability Before Addition of Post Filtration Case History A

Parameter	Actual Variability Ratio - 3 day Max to 30 day Avg			Adjusted Variability Ratio - 1 day Max to 30 day Avg**		EPA Variability Ratio May 9	Percent of Time Actual Ratio Exceeds	Percent Difference Between Actual Ratio and EPA
	Min	Max	Mean*	Mean	Guidelines	EPA Ratio	Ratio	
BOD <sub>5</sub>	1.33	4.75	2.65	2.89	1.88	80	+ 54	
COD	1.56	3.12	2.10	2.29	1.94	75	+ 18	
TSS	1.43	3.04	1.98	2.16	1.70	78	+ 27	
Oil & Grease	1.20	2.98	1.62	1.77	1.88	25	- 6	
Phenols	1.00	6.67	2.13	2.32	2.06	-	+ 13	
NH <sub>3</sub> -N	1.26	4.78	2.52	2.75	2.20	60	+ 25	

\* Based on 22 months of observations.

\*\* Calculated based on normally distributed data over 365 days.

DAVIS L. FORT

TABLE 3. Effluent Variability following Addition of Post Filtration (B-CPCA) Case History A

Parameter	Actual Variability Ratio - 3 day Max to 30 day Avg			Adjusted Variability Ratio - 1 day Max to 30 day Avg**	EPA Variability Ratio May 9 Guidelines	Percent of Time Actual Ratio Exceeds EPA Ratio	Percent Difference Between Actual Ratio and EPA Ratio
	Min	Max	Mean*	Mean			
BOD <sub>5</sub>	1.58	3.67	2.13	2.32	1.58	70	+ 23
COD	1.17	4.32	1.94	2.11	1.94	44	+ 9
TSS	1.25	2.83	1.79	1.95	1.70	64	+ 15
Oil & Grease	1.14	2.65	1.62	1.77	1.88	25	- 6
Phenols	1.00	8.20	2.79	3.04	2.06	44	+ 48
NH <sub>3</sub> -N	1.54	3.67	2.55	2.78	2.20	74	+ 26

\* Based on 17 months of observations.

\*\* Calculated based on normally distributed data over 365 days.

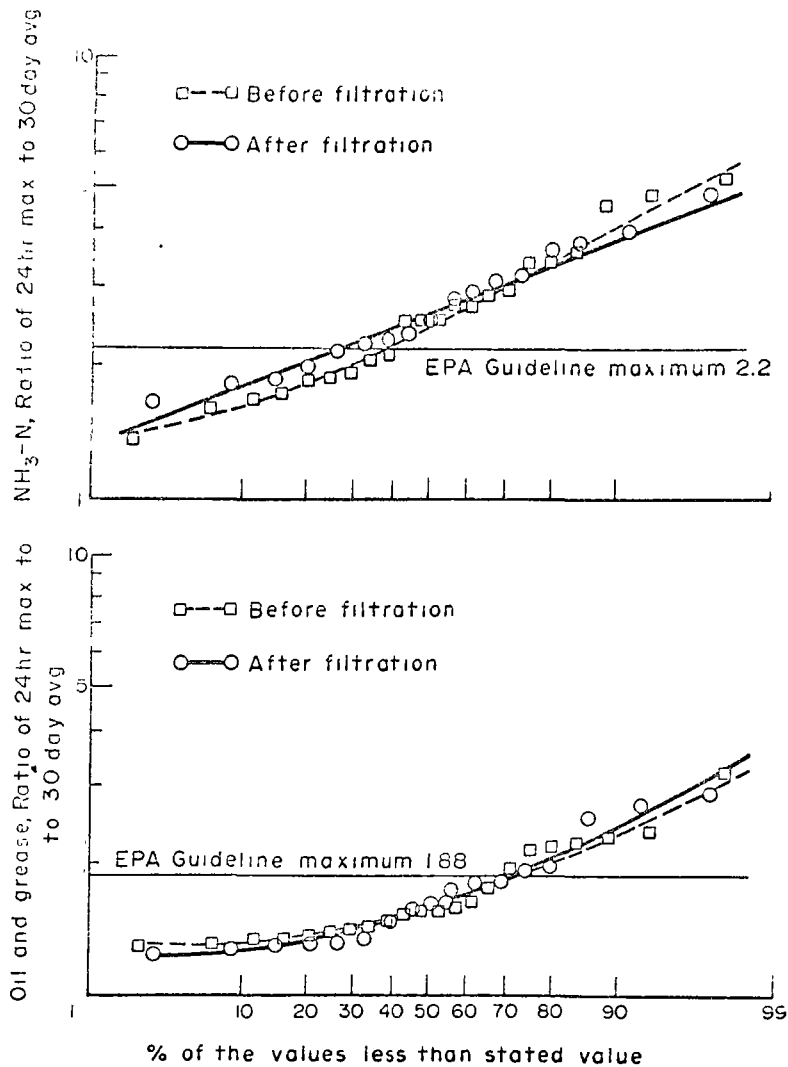


FIG. 5. Statistical distribution of effluent quality - case history A.

(2) non-compliance cannot be predicted on the ratios alone as the magnitude of the average discharge could be well under the permitted level, thus allowing a higher variation.

Case History B

This treatment plant, serving a refinery-petrochemical complex, is a new facility, properly designed and operated, consisting of the same unit processes as in the Case History A system with the exception of filtration. It is included in this analysis for the purpose of variability comparison with the Case History A "activated sludge only" treatment as the two systems are essentially identical. A period of 16 operating months of normal operation was selected for observation and analysis. In this case, 24-hr composite samples were taken so no statistical adjustment was required for direct comparison to Guideline variability ratios. The maximum 24-hr composite concentrations for each calendar month were divided by the monthly average

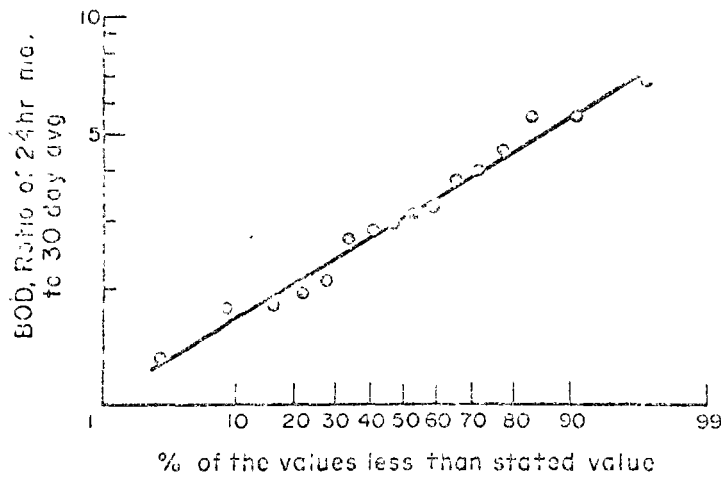
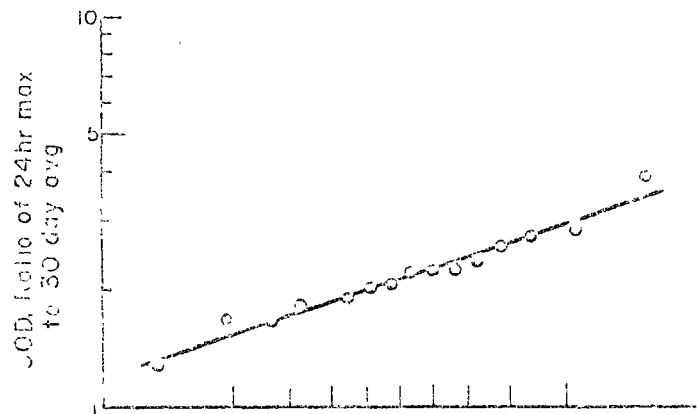


FIG. 6. Statistical distribution of effluent quality - case history B.

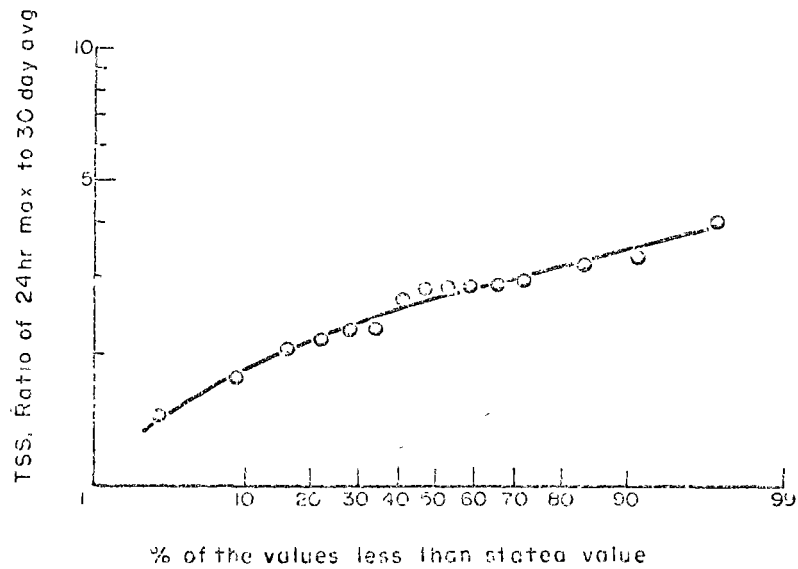


FIG. 7. Statistical distribution of effluent quality - case history B.

(30 or 31 24-hr composite observations) giving the maximum 24-hr to 30-day average variability ratio. The observed minimum, maximum, and mean ratios for the 16 months of observation are tabulated in Table 4. As both systems are well designed and operated, these variations are essentially inherent. It is noted that the mean variability ratio for this plant exceeds that of Case History A for each parameter. The reasons for the higher variation observed in Plant B (comparing Table 4, Column 3 to Table 2, Column 3) are primarily attributable to two facets which cause inherent variability. These include a more diverse and complex RWL because of petrochemical production (a higher plant complexity factor) and the occasional inclusion of ballast water in the RWL, varying the TDS of the wastewater through the Case History B treatment system. The quality variability distribution of the effluent, as expressed by COD and BOD<sub>5</sub>, is shown in Fig. 6, by TSS in Fig. 7, and by O and G and NH<sub>3</sub>-N in Fig. 8. It is noted that these distributions, with the exception of O and G, approach that of log normal.

TABLE 4. Effluent Variability - Activated Sludge

Parameter	Actual Variability Ratio 1-day Max to 30-day Average*			EPA Variability Ratio
	Min	Max	Mean	May 9 Guidelines
BOD <sub>5</sub>	1.33	6.84	3.33	1.88
COD	1.30	3.93	2.24	1.94
TSS	1.43	3.98	2.65	1.70
Oil & Grease	1.10	4.00	2.00	1.88
Phenols	1.00	12.36	4.12	2.06
NH <sub>3</sub> -N	1.41	10.80	4.18	2.20

\* Based on 16 months of observation.

The results of the Case History B statistical analysis, assuming this approaches an "exemplary plant", supports the thesis that the variation demonstrated in Case History A represents a standard of inherent variability in the petroleum refining category. The citation of other case histories presented in the following narrative further supports this statement.

#### Case Histories C-J

Eight additional case histories with which the author is familiar were analyzed to determine effluent variation (14). These case histories are all activated sludge plants treating refinery and petrochemical wastewaters. Although the effluent quality data were more limited than in the first two case histories, the variation in calendar monthly averages were possible to ascertain. These variability factors, as shown in Table 5, were calculated in presumably the same manner as those presented by EPA in the Refinery and Organic Chemicals Development Documents (1, 2). A comparison of the variability factors based on the 99/50 probability ratios of the calendar month period show these levels to be consistently higher than the EPA values.



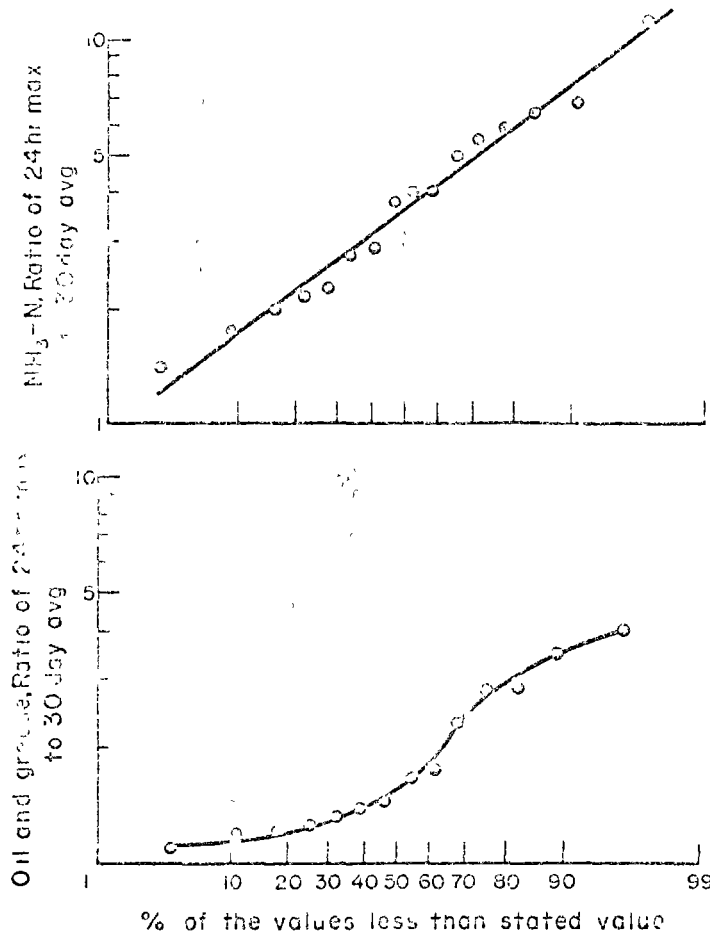


FIG. 8. Statistical distribution of effluent quality - case history B.

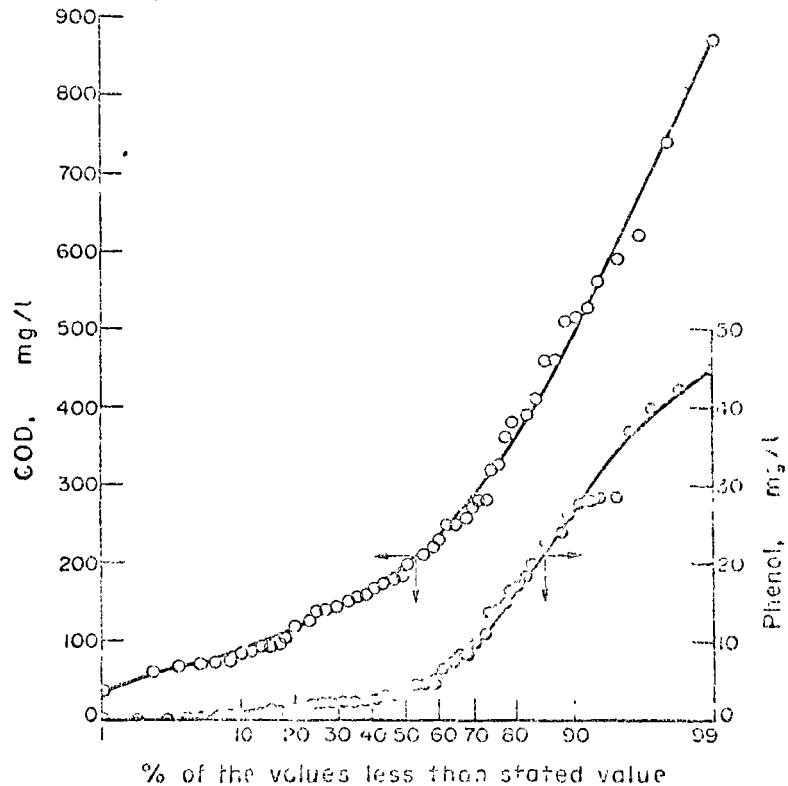


FIG. 9. Statistical distribution of influent and effluent quality - activated carbon plant.

TABLE 5. Effluent Quality from Activated Sludge Treatment

Probability of Stated Values Being Equal to or less than (%)	TSS				BOD <sub>5</sub>				COD	
	Concentration (mg/l)		Ratio of extreme values to mean value		Concentration (mg/l)		Ratio of extreme values to mean value		Concentration (mg/l)	
			90	99			90	99		
	50	90	—*	—**	50	90	—*	—**	50	90
			50	50			50	50		
Case History C	28	43	1.54	2.40	31	44	1.42	1.90	130	205
Case History D	125	-	-	-	77	-	-	-	551	-
Case History E	25	-	-	-	7	-	-	-	77	-
Case History F	-	-	-	-	65	-	-	-	1000	-
Case History G	90	180	2.00	3.12	75	105	1.40	2.00	650	1400
Case History H	83	-	-	-	25	-	-	-	100	-
Case History I	65	-	-	-	46	-	-	-	127	-
Case History J	38	86	2.26	3.52	-	-	-	-	125	245

\* Actual

\*\* Calculated

The EPA variability factors for the consecutive 30-day averages are in the 1.7 to 2.0 range for BOD<sub>5</sub>, COD, and TSS while the factors presented in Table 5 range from 2.2 to 3.5. Although the variation in Case Histories C-J cannot be classified as "inherent" or "non-inherent", it is indicative that the Guideline variability factors are lower than those observed in practice.

REVIEW OF CASE HISTORY VARIATION - BATEA

It is obviously difficult to present BATEA case history variability information as a basis of comparison to the EPA Guideline ratios presented in Table 1 because such plants simply don't exist within the industrial categories discussed here. As the thrust of upgrading BPCTCA plants to the BATEA level centers around activated carbon, however, one can look at the variation in the available carbon treatment data and speculate as to the problems which may prevail with respect to compliance.

The first case history mentioned in this context is an activated carbon plant treating refinery wastewater (15). The carbon treatment essentially serves as a total process as it is not preceded by biological treatment or secondary oil recovery. There have been operational and process problems since start-up, so the variation is higher than could logically be expected. The distributions of random samples taken over a five-month period in terms of COD and

## of Refinery and Petrochemical Wastewaters

Ratio of extreme values to mean value	Oil & Grease				NH <sub>3</sub> -N				Total PO <sub>4</sub>				
	Concen- tration (mg/l)		Ratio of extreme values to mean value		Concen- tration (mg/l)		Ratio of extreme values to mean value		Concen- tration (mg/l)		Ratio of extreme values to mean value		
	90 —*	99 —**	50	90	90 —*	99 —**	50	90	90 —*	99 —**	50	90	90 —*
1.58	2.22	11	24	2.18	3.40	10	19	1.90	2.96	15	55	3.67	5.72
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	5	-	-	-	>1	-	-	-	>1	-	-	-
-	-	15	-	-	-	-	-	-	-	40	-	-	-
2.16	3.37	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	6	-	-	-	58	-	-	-	0.8	-	-	-
1.96	3.06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

phenols are shown in Fig. 9. The calculated 99/50 percentile variability factors of 4.4 and 7.5, respectively, are significantly higher than Guideline 30-day factors and even exceed the daily values. Even assuming that the lower range of data (50 percentile or less) represents strictly inherent variation and extrapolating as a normal distribution to the 99 percentile, only marginal coincidence with the Guideline factors would be inferred. As the EPA 30-day variability factors are the same for BCTCA and BATEA, the more stringent ratios for BATEA shown in Table 1 would dictate an extremely limited 24-hr maximum variation. Although this plant experienced certain operational difficulty during the observation period, even an idealized data evaluation which ignores these problems indicates the inability of this plant to meet the proposed variability limits.

A second case history involves an activated carbon plant which was used to evaluate this process for treating a refinery wastewater (16). The wastewater charge to the carbon system was the effluent from a full scale oil removal facility. Samples from the carbon column effluent were taken daily during a 200-hr run time and analyzed for total organic carbon (TOC). Breakthrough did not occur during this period, so the effluent variation can be attributed to fluctuations in the influent and not exhaustion of the carbon. The statistical distribution of the TOC in the column charge (influent) and

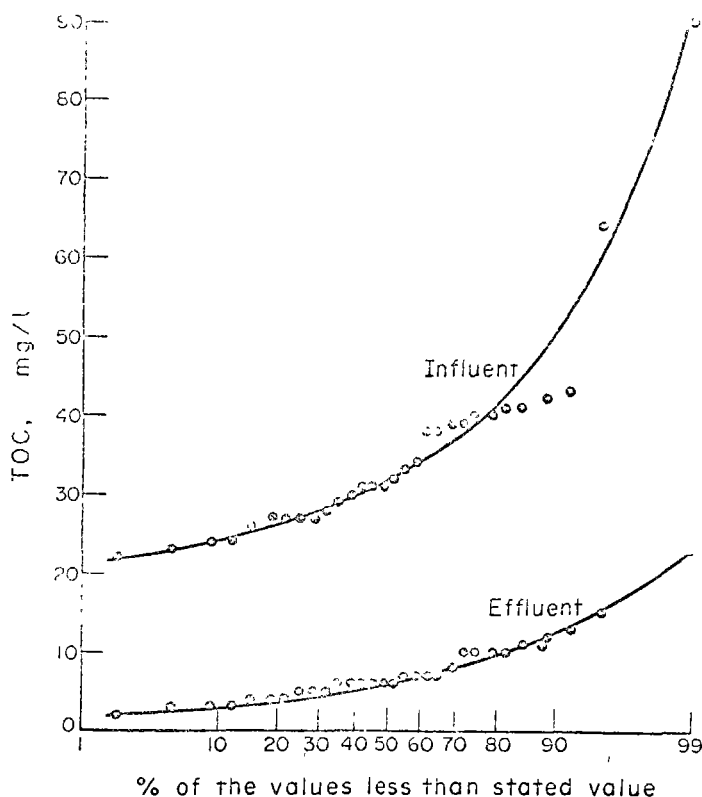


FIG. 10. Statistical distribution of influent and effluent quality - BATEA pilot plant.

The response of effluent TOC is shown in Fig. 10. The 99/50 percentile variability factor of effluent TOC is 3.7, which exceeds the daily allowable presented in the Development Document for petroleum refining. As this effluent quality was observed under controlled conditions using a pilot plant system, the observed variability is inherent and would be difficult to further sequester in a full scale unit. It should be noted that variability in pilot plant data is almost always magnified when the full scale unit goes on line.

The last case history presented in the BATEA analysis for effluent variation is an advanced system which treats domestic wastewater. It consists of primary treatment, trickling filter biological treatment, coagulation-precipitation, filtration, and activated carbon treatment (17). The effluent variation, in terms of COD and BOD<sub>5</sub>, can be determined from the distribution plot of the carbon column effluent shown in Fig. 11. As this plant is properly designed and operated, the variation - as in the previously cited case history - is essentially inherent. The distribution approximates standard normal for both COD and BOD<sub>5</sub> and represents random selected daily composites taken over a three-month period of winter operation. The 99/50 percentile variability factor is 2.2 for BOD<sub>5</sub> and 3.3 for COD. This is less than would be expected if a full 12 months of observations were used as the data base.

Based on these three case histories which involve the full scale activated carbon treatment of refinery wastewater, the pilot scale carbon treatment of refinery wastewater, and the full scale biological-activated carbon treatment of domestic wastewater, it will be extremely difficult to produce a BATEA

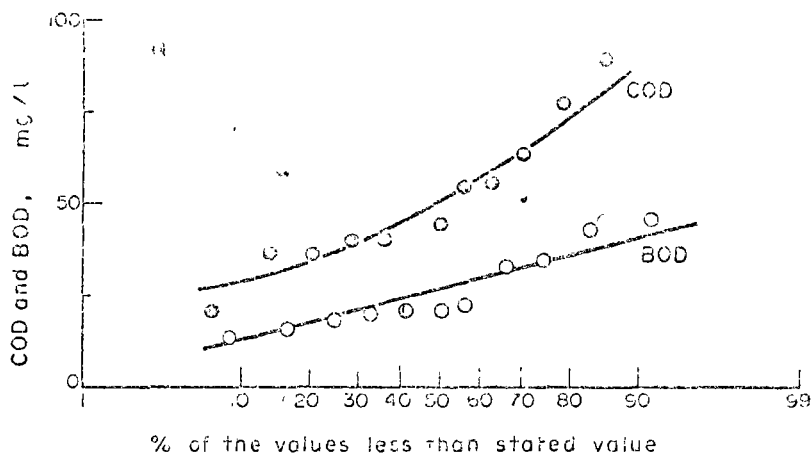


FIG. 11. Statistical distribution of effluent quality - BATEA plant treating domestic wastewater.

effluent quality which falls within EPA variability guidelines. As effluent quality is more stringent under BATEA, it is probable that the variability actually will be more pronounced than under BPCTCA, rather than less as presently required by the Effluent Guidelines.

#### SUMMARY

The variability of effluent quality from BPCTCA and BATEA wastewater treatment facilities, primarily in the petroleum refinery and petrochemical category, has been discussed. This observed variability and its comparison to EPA Guideline allowable also have been presented. The more significant aspects of this analysis are summarized as follows:

1. Inherent variability, which is defined as the effluent quality variability attributable to the basic nature of the unit process and the pattern of the raw waste loads, is an unalterable characteristic of any BPCTCA or BATEA treatment system. The raw waste load impact, process effects of water temperature and dissolved solids, and other process idiosyncrasies which cannot be altered to enhance overall stability are the primary factors responsible for inherent variability.
2. The statistical format for defining variability is a 24-hr maximum and maximum 30-day running average allowable for selected quality parameters, generally based on a year of observations. A review of exemplary BPCTCA treatment systems treating refinery and petrochemical wastewaters indicated that the actual inherent variability was more pronounced than that stated to be obtainable in the EPA Development Documents, which serve as the bases for permit maximums.
3. The addition of post filtration to existing activated sludge treatment systems (BPCTCA) will tend to normalize the

distribution of only those quality parameters significantly affected by this process addition, and the resultant variation, even with this alteration will still exceed guideline maximums.

4. Although a baseline for inherent variation in BATEA plants is difficult to establish since few such systems presently exist, a review of selected activated carbon systems indicates a significantly temporal variation in effluent quality. The fact that activated carbon efficiency is responsive to influent quality before breakthrough occurs, combined with the more stringent variability ratios required for BATEA plants, indicates difficulty in conforming with Guideline variability limits using these treatment configurations.

5. Using the aforementioned logic in predicting compliance or non-compliance with effluent quality limitations under NPDES, it can be anticipated that most non-compliance will be a violation of the "24-hour maximum" provisions of the permit. Only if the "30-day average" levels of actual discharge are significantly less than the permitted ones will inherent variability allow consistent compliance with both the "24-hr" and "30-day" limits of the NPDES permit based on the case histories cited.

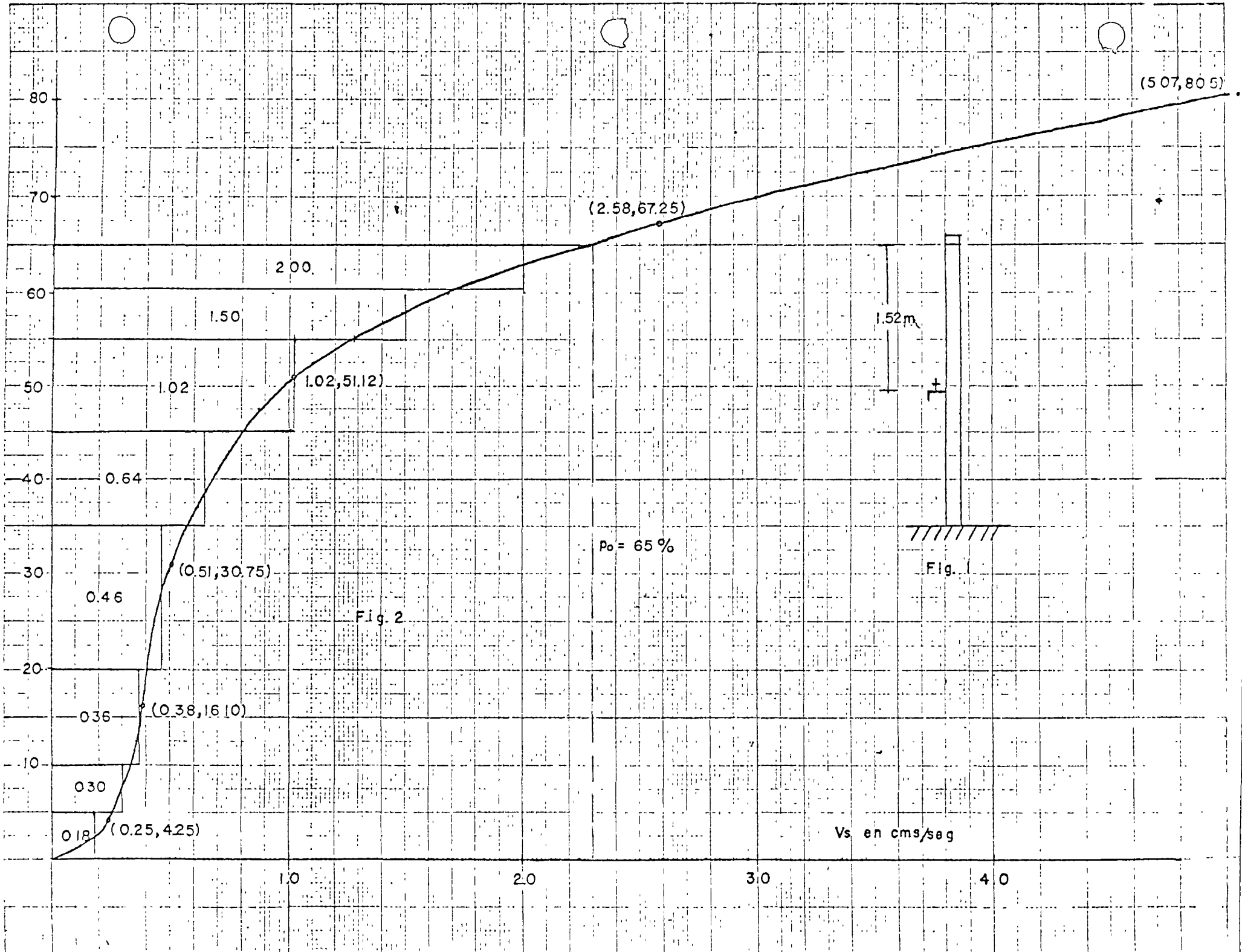
#### REFERENCES

1. Environmental Protection Agency (1974) Development Document for Effluent Limitations Guidelines and New Source Performance Standards for the Petroleum Refining Point Source Category, Washington, D. C., April.
2. Environmental Protection Agency (1974) Development Document for Effluent Limitations Guidelines and New Source Performance Standards for the Major Organic Products Segment of the Organic Chemicals Manufacturing Point Source Category, Washington, D. C., April.
3. Environmental Protection Agency (1974) Development Document for Effluent Limitations Guidelines and New Source Performance Standards for the Synthetic Resins Segment of the Plastics and Synthetic Materials Manufacturing Point Source Category, Washington, D. C., April.
4. Eckenfelder, W. W. and Ford, D. L. (1974) Water Pollution Control - Experimental Procedures for Process Design, Pemberton Press, Austin.
5. Ford, D. L. Chapter on treatment of refinery and petrochemical wastes, Industrial Wastewater Management, Ed. by H. Azad, McGraw-Hill, New York, (in press).
6. Ford, D. L., Shin, C. S. and Sebesta, E. C. (1972) Temperature prediction in activated sludge basins using mechanical aerators, 27th Annual Purdue Industrial Wastes Conference.
7. Engineering-Science/Texas (1972) Confidential report.
8. Associated Water and Air Resources Engineers, Inc. (1973) Confidential report.
9. Gloyna, E. F. and Ford, D. L. (1974) A statement concerning the proposed

- Industrial permit - Texas water quality board for the Texas Council on Environmental Quality Council.
10. Texas Water Quality Board (1974) Hearing commission report - public hearing on format and content of permits granted by the Texas Water Quality Board.
  11. Sparr, T. M., Malouf, J. B., Cooper, H. B. H. and Hann, R. W. (1972) Interrelationship of water quality standards and effluent permits, Texas A & M Environmental Engineering Division.
  12. Tarazi, D. S., Hiser, L. L., Childers, R. E. and Boldt, C. A. (1969) Comparison of wastewater sampling techniques, Report for the Texas Water Quality Board, prepared by Southwest Research Institute.
  13. Huntsberger, D. V. (1961) Elements of Statistical Inference, Allyn and Bacon, Inc., Boston, Massachusetts.
  14. Engineering-Science/Texas (1973) Effluent impact study for the wastewater treatment facilities - El Tablazo Petrochemical Complex, prepared for the Instituto Venezolano de Petroquímica, Maracaibo, Venezuela.
  15. McCrodden, B. A. (1973) Treatment of refinery wastewater using filtration and carbon adsorption, presented at the Advanced Petroleum Refining Short Course, University of Tulsa, Tulsa, Oklahoma.
  16. Engineering-Science/Texas, (1974) Confidential Report, August.
  17. Ford, D. L. (1973) Personal review and analysis of Colorado Springs, Colorado treatment facility.
  18. Eckenfelder, W. W. (1974) Personal communication.
  19. Ford, D. L. (1973-4) Personal review of self-report data to the Texas Water Quality Board, Sunside Refining Company, Corpus Christi, Texas.









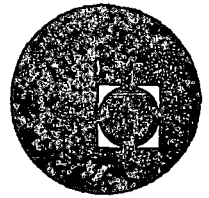
PLAN. V

OP





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## PLANEAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



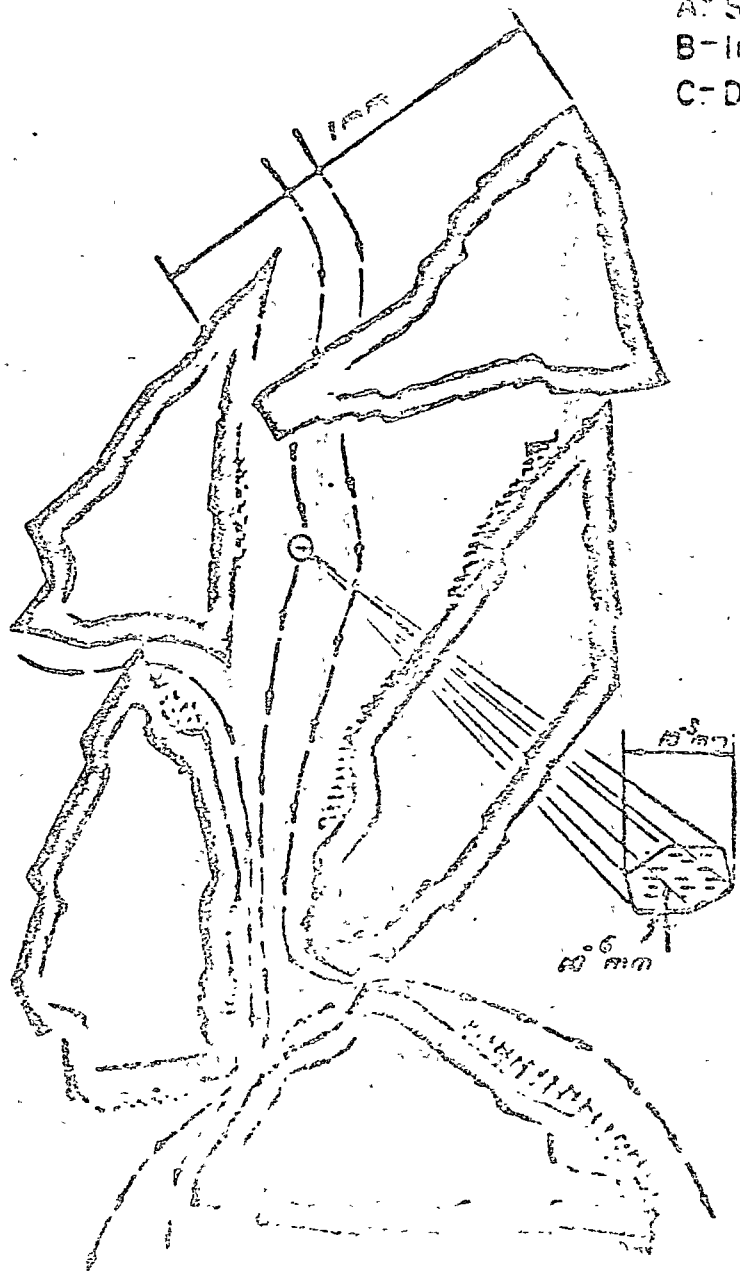
ING. GASTON MENDOZA GAMEZ

- NOVIEMBRE DE 1976.



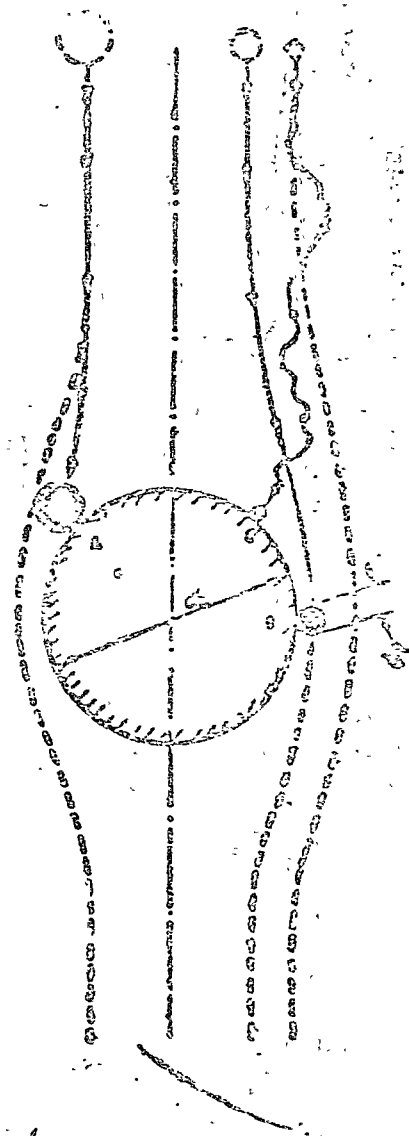
SECRET OF THE UNITED STATES GOVERNMENT  
WASHINGTON, D. C. 20540  
1987

8 M



A- Sedimentación  
 B- Intercepción  
 C- Difusión

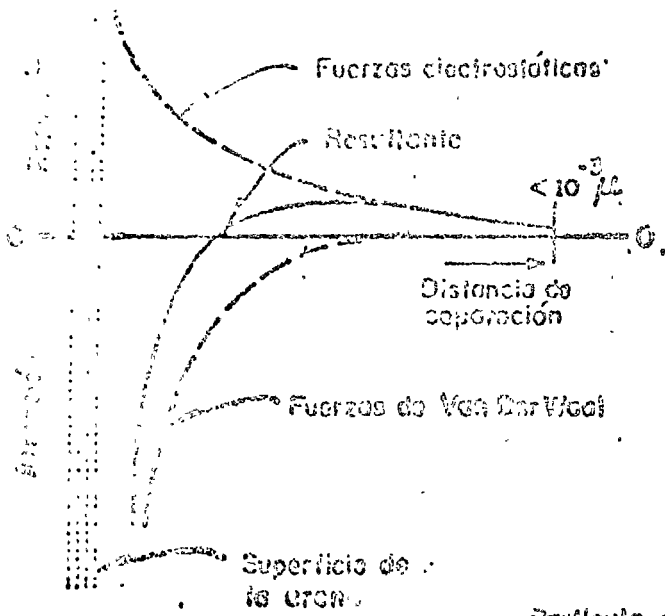
Modos de transporte y una porción de coelón



Mecanismos de transporte

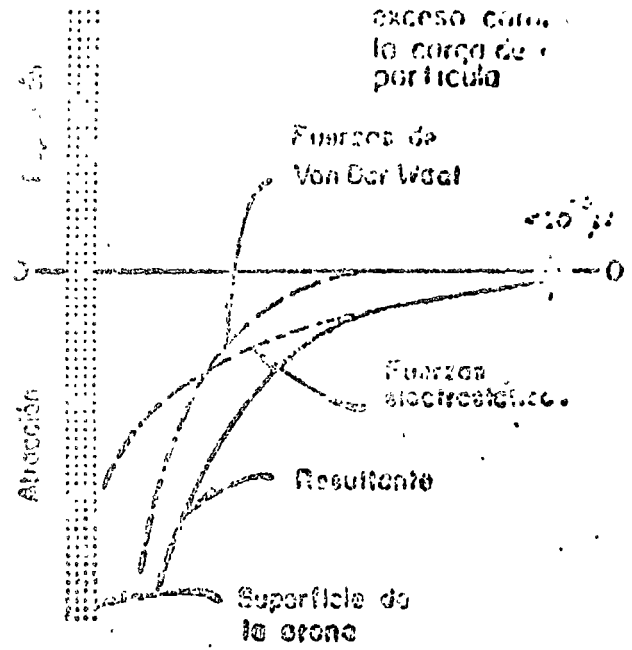
FIG. 1.

Fuerzas electrostáticas  
 Caso I : Sin coagulación



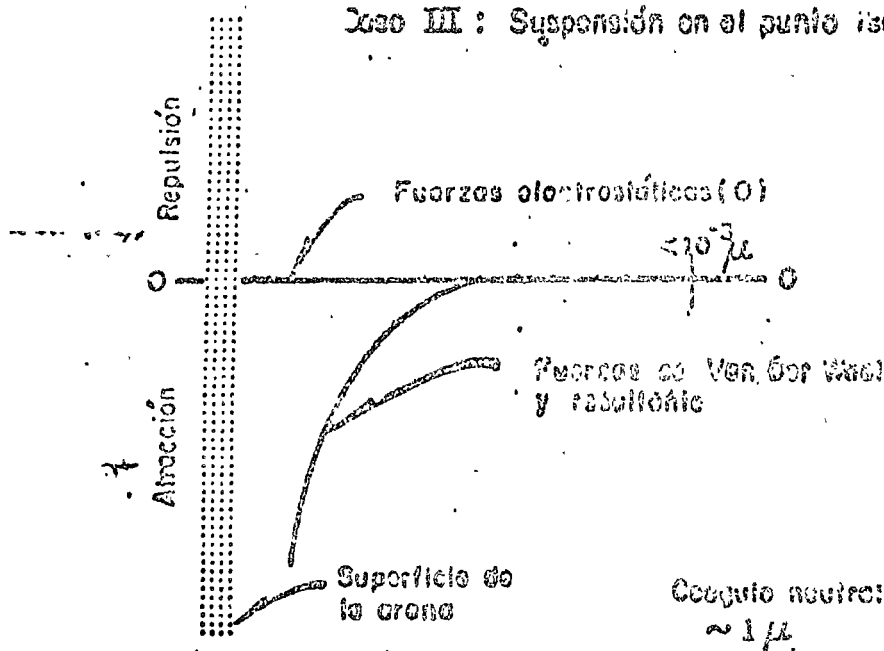
Partícula de arcilla negativa  
 $\sim 1 \mu$

Fuerzas electrostáticas  
 Caso II : Coagulación  
 exceso carga  
 la carga de  
 partícula



Coagulo positivo  
 $\sim 2 \mu$

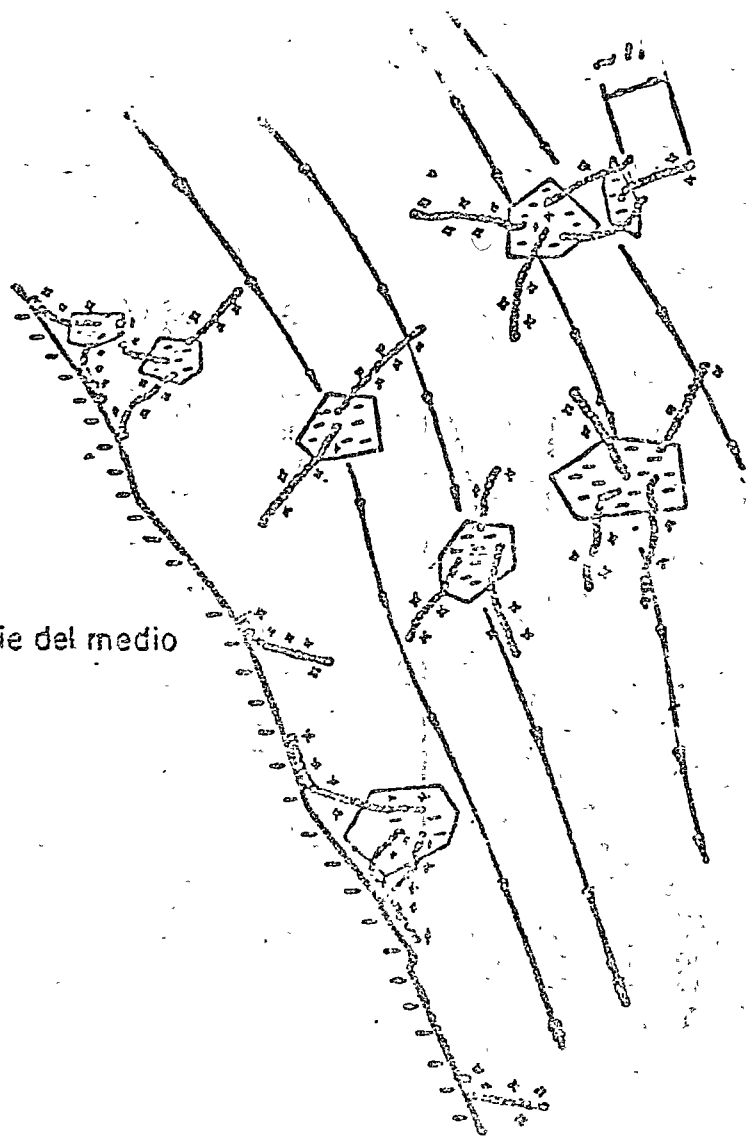
Fuerzas electrostáticas  
 Caso III : Suspensión en el punto isoelectrónico



Coagulo neutro:  
 $\sim 1 \mu$

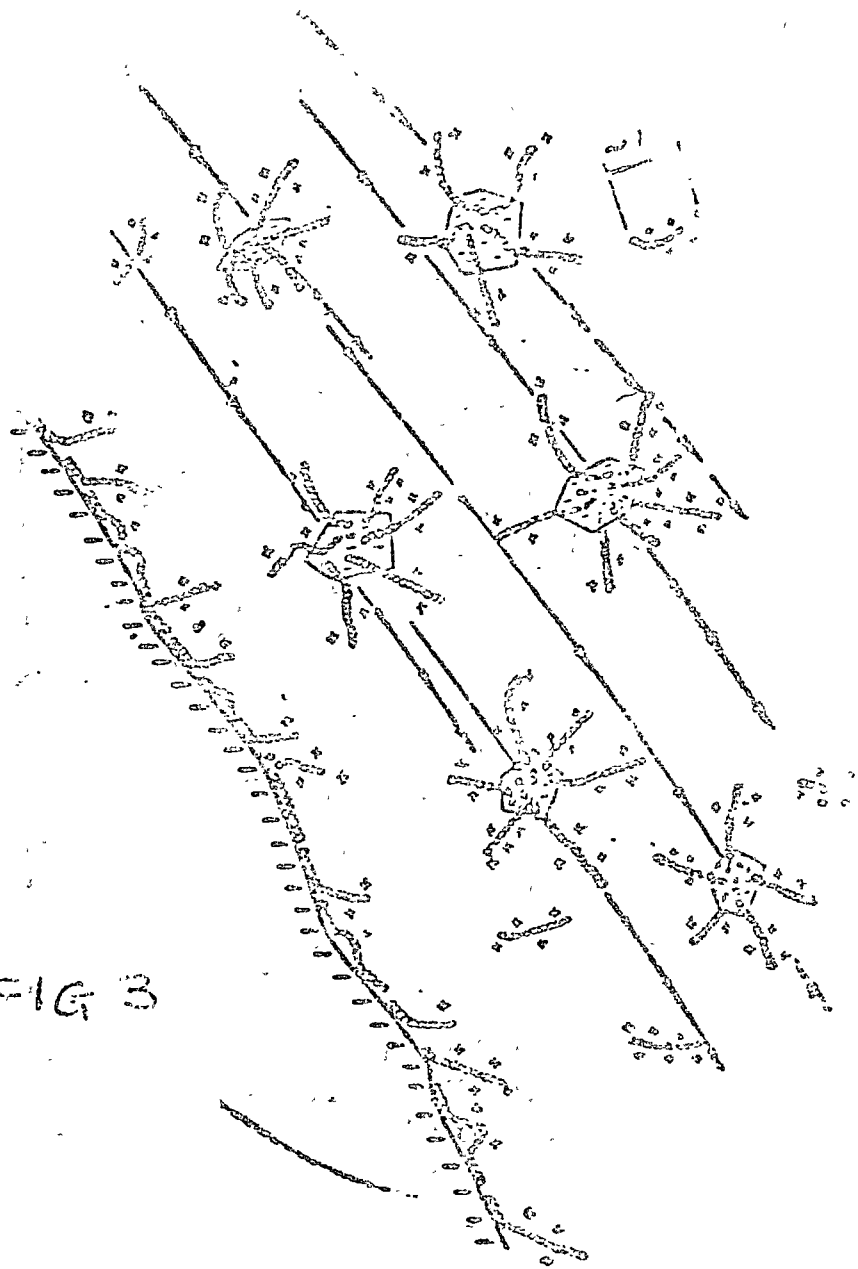
F 9 2

Superficie del medio  
filtrante

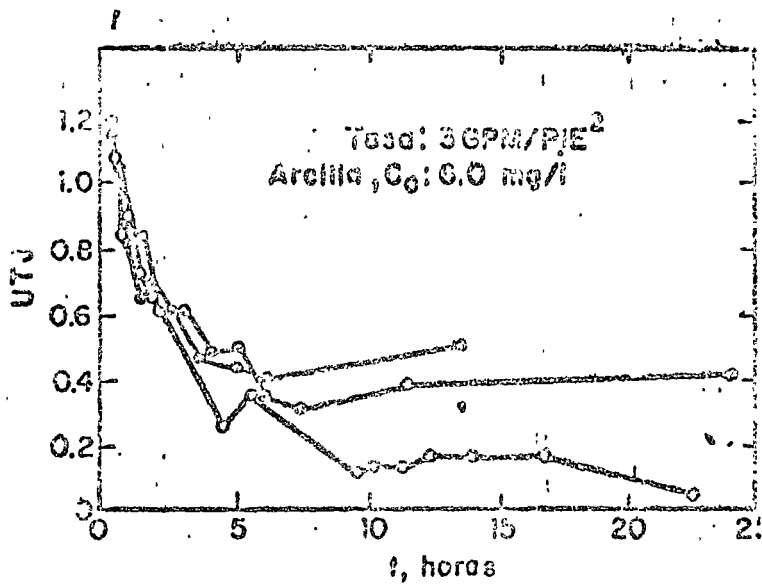
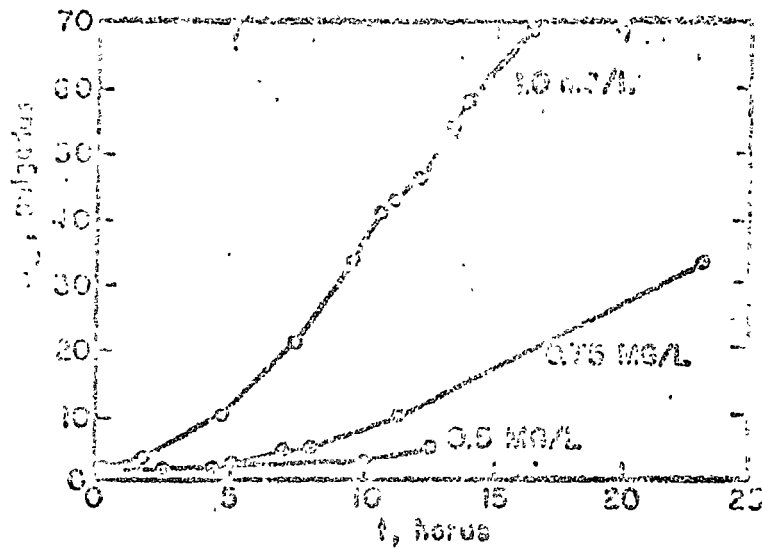


Filtración con polímero, cobertura "óptima"

FIG 3



Cobertura excesiva

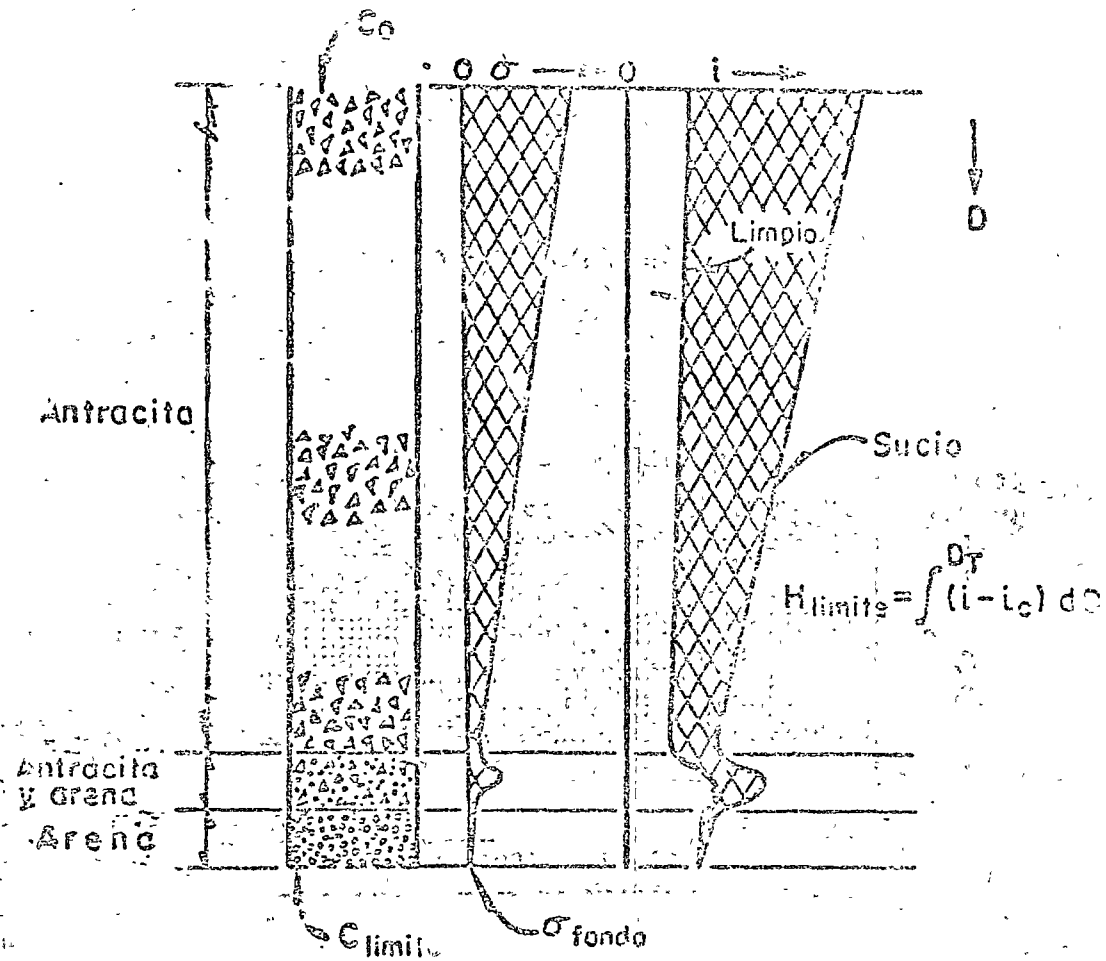


Efecto de un polielectrolito catiónico en el funcionamiento del filtro:

Carrocello 40 cm TE = 2.50 MM, SU-1.32  
 Arena 15 cm TE = 1.10 MM, SU-1.33

FIG 4

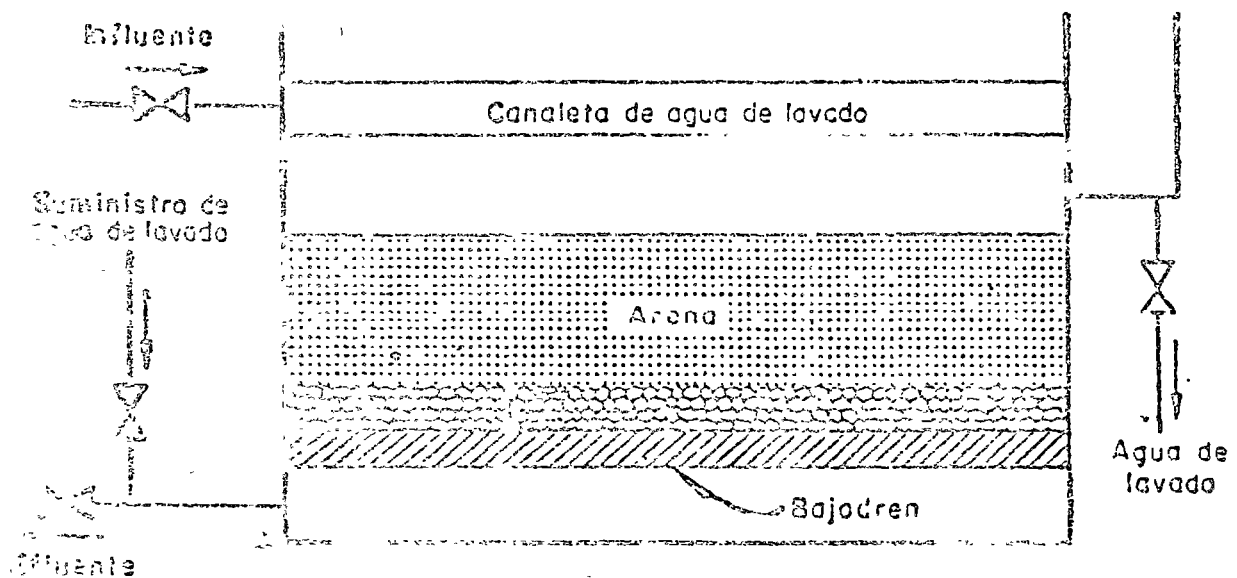




Operación balanceada  
del filtro,  $t_1 = t_2$

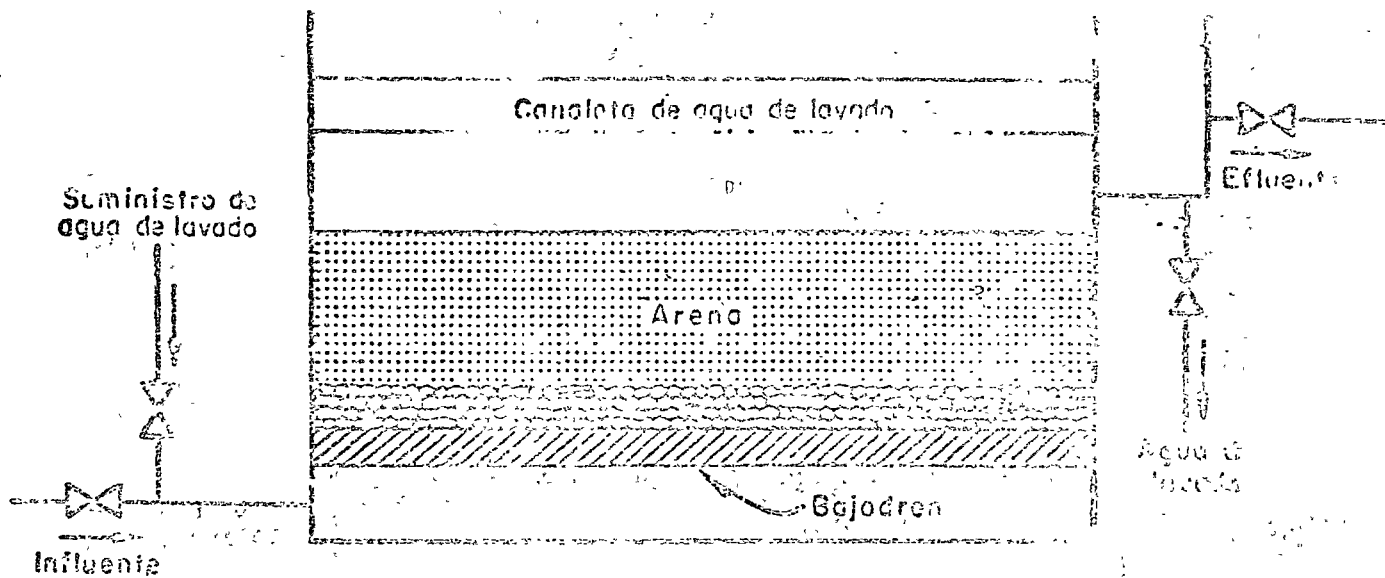
$$C_{limite} = f(\sigma_{fondo})$$

FIG 5



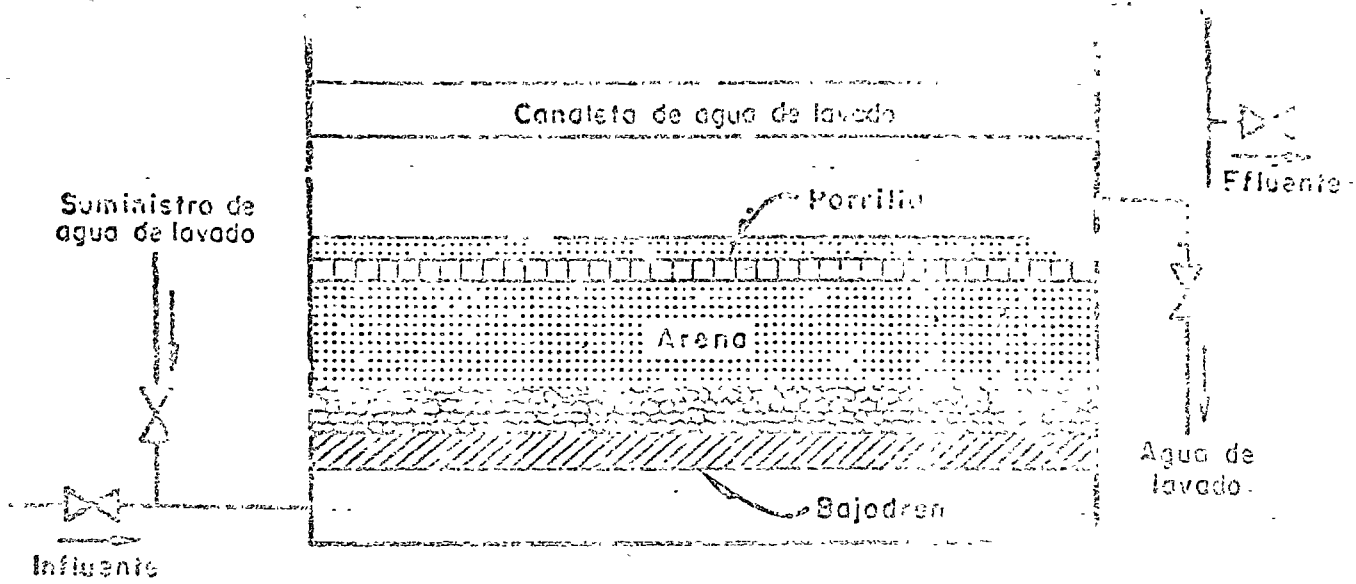
Filtro con flujo de gravedad

FIG 6



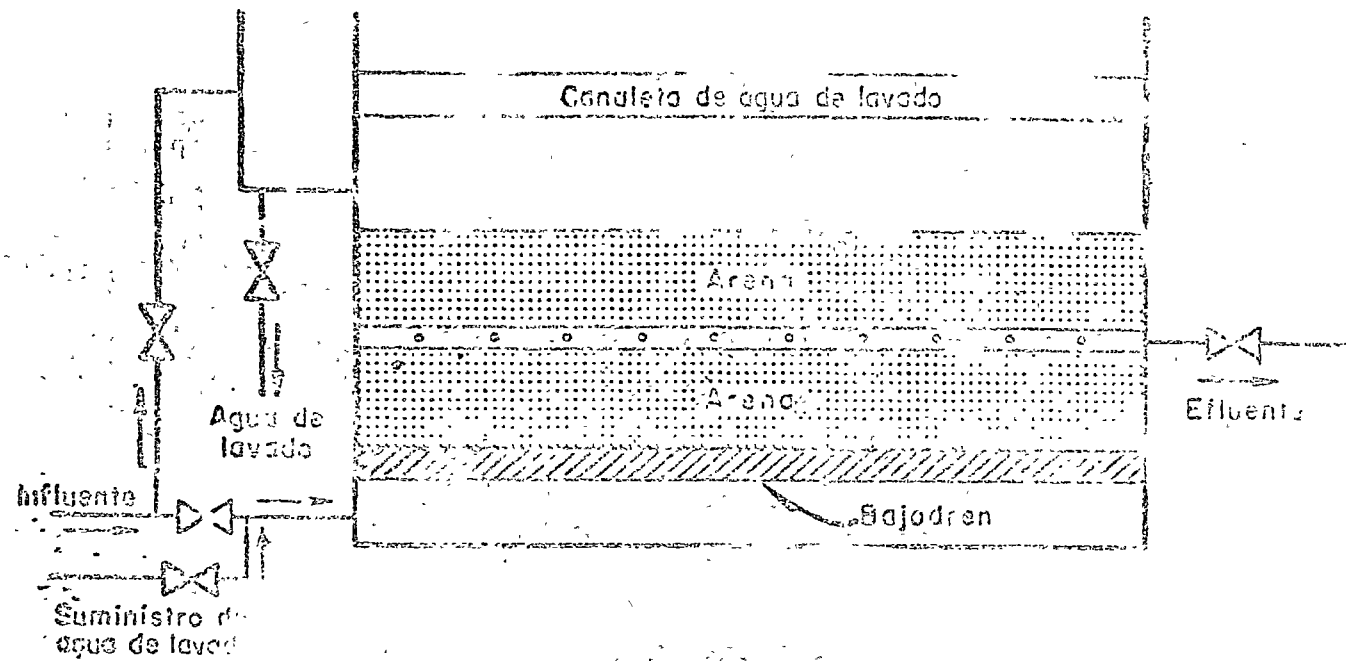
Filtro con flujo ascendente

FIG



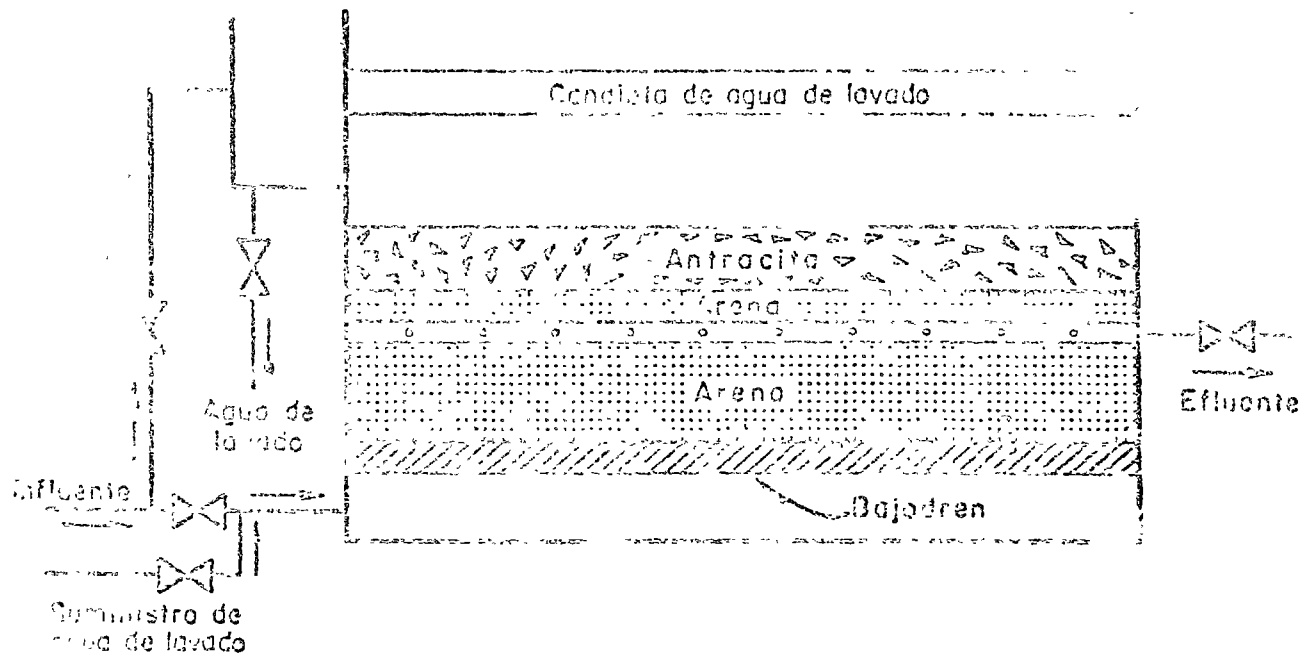
Entro flujo ascendente con parrilla

FIG 8



Filtro con doble flujo. Medio único

FIG 9



- filtro con doble flujo dos medios

FIG. 10

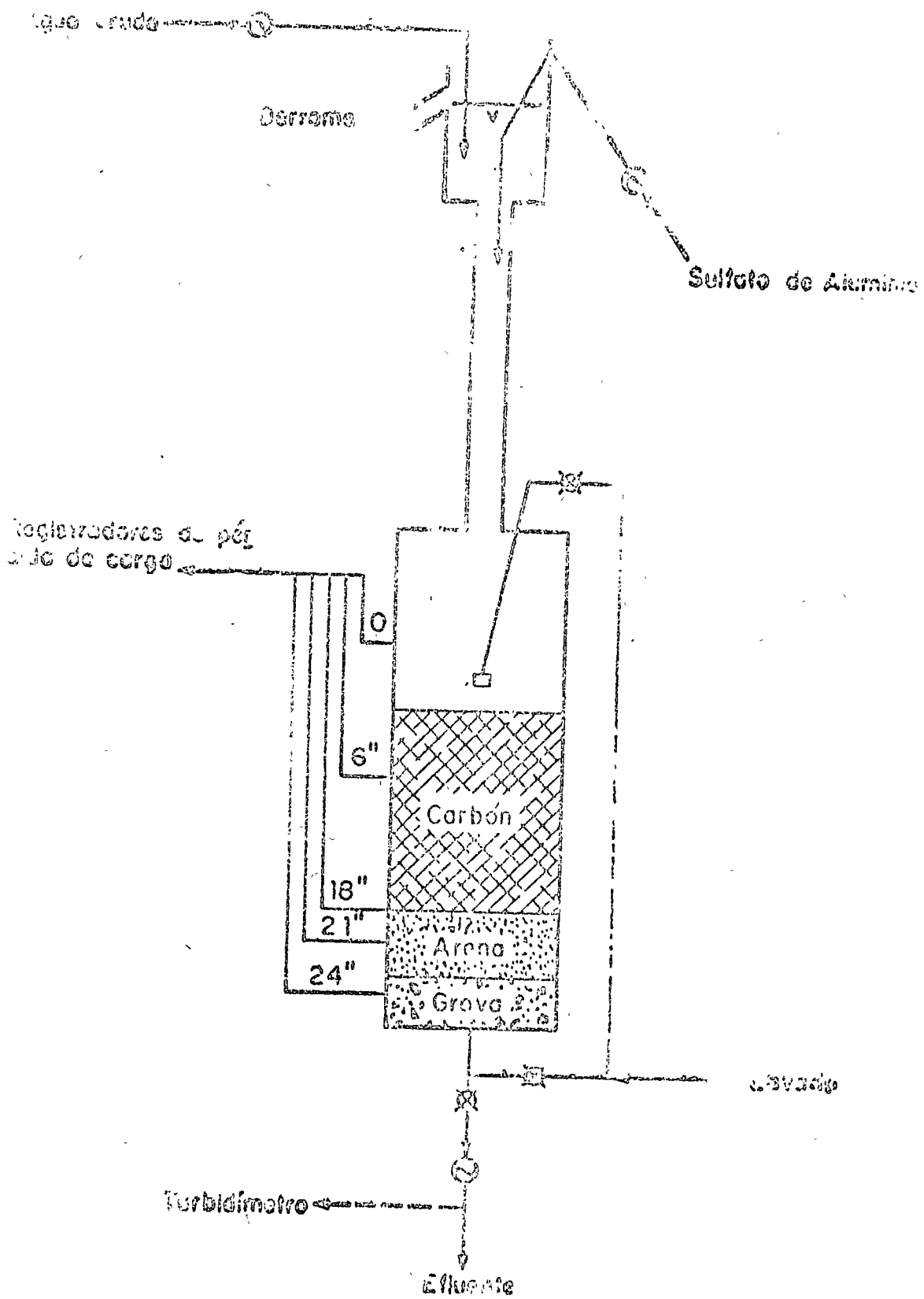


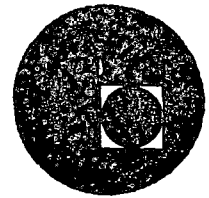
FIG 11 Detalles de un filtro experimental



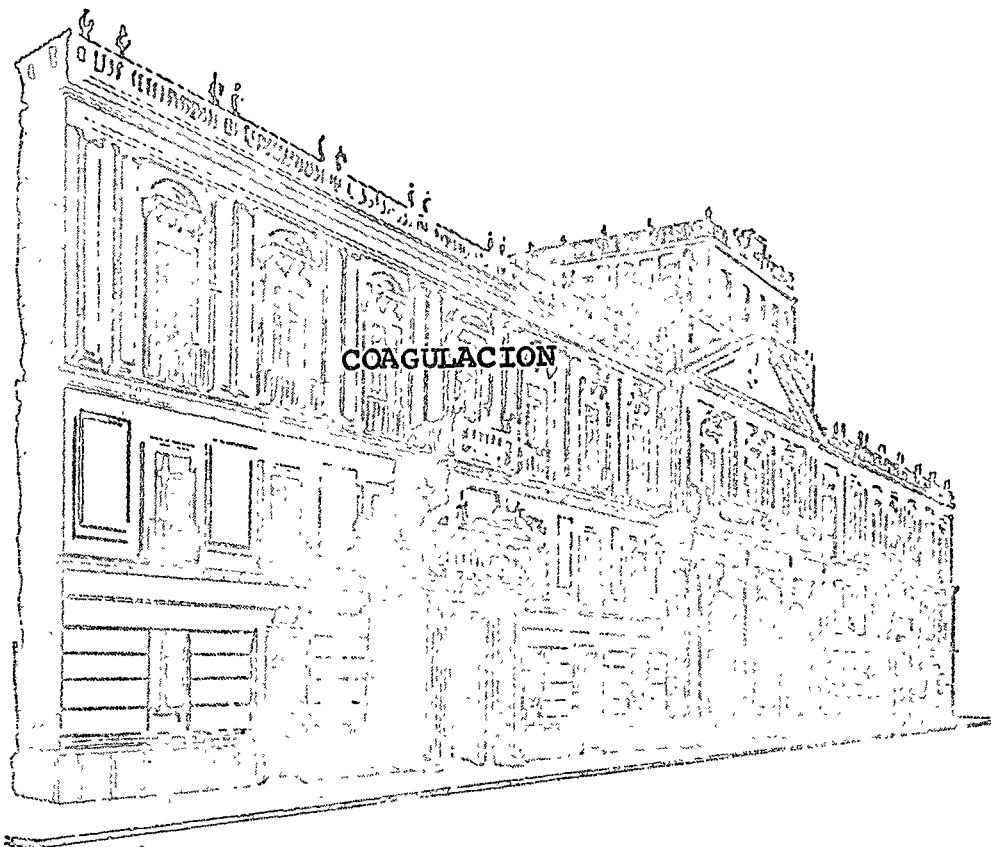




centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



ING. GASTON MENDOZA GAMEZ

NOVIEMBRE DE 1976.

Center for International  
Business and Economics  
Education



# COAGULACION

## OBJETIVOS

Proceso en el que se agregan productos químicos a un sistema acuoso, con el propósito de crear agregados de materia finamente dividida que puedan rápidamente sedimentarse.

## TAMAÑO DE LAS DISPERSIONES

El proceso se aplica a desechos de materiales que se encuentran en estado coloidal o en suspensión. El tamaño de las partículas varía de  $10^{-7}$  a  $10^{-1}$  mm (fig 1).

Los sistemas coloidales que interesan en tratamiento de desechos industriales son las emulsiones y los sols, cuya fase dispersante es líquida y cuyas fases dispersas son líquido y sólido, respectivamente. Ejemplos: aceite en agua y turbiedad (fig 2)

## PROPIEDADES DE LOS COLOIDES (fig 3)

a) Afinidad al medio. Hidrofóbicos e hidrofílicos  
Ejemplos: arcillas y proteínas (fig 3)

b) Cinéticas. Movimiento Browniano. Se ajusta a la ecuación de la teoría cinética:

$$v = \left( \frac{R}{N} \frac{T}{m} \right)^{1/2}$$

donde

- $v$ , velocidad de la partícula, cm/seg  
 $R$ , constante universal de los gases,  $8.315 \times 10^7$  dina-cm/mole $^{\circ}K$   
 $N$ , número de Avogadro,  $6.02 \times 10^{23}$  moléculas/mol  
 $T$ , temperatura absoluta,  $^{\circ}K$   
 $m$ , masa de la partícula, dina seg $^2$ /cm

## c) Difusión.

La distribución de partículas en el medio sigue la 1<sup>a</sup> ley de Fick:

$$\frac{dm}{dt} = -AD \frac{dc}{ds}$$

donde

$$\frac{dm}{dt}$$

Tasa de difusión

A

área

D

coeficiente de difusión

$$\frac{dc}{ds}$$

gradiente de concentración

## d) Presión osmótica

A medida que las partículas coloidales se hacen más pequeñas, la presión osmótica aumenta.

Ecuación de van't Hoff para presión osmótica de solutos:

$$p = \frac{\rho C}{M} RT$$

donde

$\rho$

densidad de masa

C

concentración por masa

M

peso molecular de las partículas dispersas

e) ópticas

i) Dispersión de la luz

$$I = I_0 e^{-\tau l}, \quad \tau = -\frac{1}{l} \ln \frac{I}{I_0}$$

ii) Opalescencia

Ley de Lambert-Beer:

$$I = I_0 e^{-kcl}, \quad c = -\frac{1}{kl} \ln \frac{I}{I_0}$$

donde

$I_0$  intensidad de la luz que entra

$I$  intensidad de la luz transmitida

$k$  constante de absorción

$\tau$  turbiedad

$c$  concentración de la solución

$l$  distancia recorrida

f) De superficie

Capacidad de adsorción de la materia cuando se subdivide; al aumentar considerablemente el área y por tanto la superficie expuesta (fig 3)

g) Electrocínicas

Los coloides poseen propiedades eléctricas que crean una fuerza repelente y evitan su aglomeración y asentamiento. Las cargas localizadas sobre la superficie de la partícula se denominan primarias y se pueden deber a:

- i) Disociación de moléculas que forman parte de las partículas (principalmente en coloides hidrofílicos)
- ii) Adsorción preferencial de iones del medio disperso (coloides hidrofóbicos)

La carga primaria atrae iones de carga opuesta, que la balancearán parcialmente al formar una capa compacta adyacente a la partícula (capa fija o de Stern), y está a su vez se rodea de una segunda capa de iones (capa difusa o de Gouy) (figs 4 y 5)

Potenciales.

$\Psi_i$  Gradiente entre la interfase del coloide y el cuerpo de la solución

$Z_{c/a}$  Gradiente entre el plano de corte y el cuerpo de la solución. Está referido a la carga de la partícula y al espesor de la doble capa. Es el responsable del comportamiento electrocinético

Estabilidad de los coloides.

Se debe a las fuerzas electrostáticas de repulsión y en el caso de coloides hidrofílicos al resguardo que tienen por la capa de agua que retarda la coagulación.

A estas fuerzas se oponen las de tracción o de Van der Waals, causadas por la interacción de dipolos de las partículas, las fuerzas de atracción son efectivas cuando las distancias entre partículas son cortas.

$$f_a = k \frac{1}{r^7}$$

Las partículas coloidales tienen energía cinética de traslación,  $E_c = kT$ , donde  $T$  es la temperatura absoluta. Si la resultante de las fuerzas de repulsión y atracción es grande comparada con las fuerzas de inercia que resultan de la energía de traslación, se tiene un sistema estable.

Si la resultante es del mismo orden de magnitud o menor que las fuerzas cinéticas, se tiene un sistema desestabilizado (fig 6)

Las fuerzas de atracción siempre predominan a pequeñas y a muy grandes distancias, ya que las fuerzas de repulsión se aproximan a cero más rápidamente que las de atracción. Los efectos de estos fenómenos se observan con frecuencia en el proceso de coagulación en el tratamiento de agua, donde los floculos se forman más rápidamente en verano, necesiándose mayores dosis de coagulantes en invierno:

Cuando el potencial zeta es suficientemente grande, las energías cinéticas normales son inadecuadas para conseguir la aglomeración de las partículas. Puesto que la temperatura varía en una gama comparativamente reducida, el parámetro de estabilidad más significativo es el potencial zeta.

## PROCESO DE COAGULACION

La agregación de partículas implica dos pasos distintos y separados:

a) Desestabilización de las partículas para

- permitir la adhesión cuando ocurra el contacto
- b) Transporte de las partículas para efectuar el contacto entre ellas

(Fig 7)

El primer paso se basa en la química coloidal y de superficie, y el segundo, en mecánica de fluidos y de partículas

La selección del tipo y dosis de coagulantes se hace considerando la desestabilización de las partículas, mientras que el diseño de los tanques y equipo para la floculación se hace considerando el contacto entre las partículas

Desestabilización.

- a) Modelo físico. Teoría de la doble capa

Se requiere neutralizar las fuerzas electrostáticas para inducir la floculación y la precipitación. El potencial que se puede determinar es el potencial zeta

$$PZ = \frac{4\pi\eta v}{HD}$$

donde

- $v$  velocidad de migración de las partículas,  $\mu/\text{seg}/\text{volt}/\text{cm}$
- $\eta$  viscosidad del medio,  $\text{cm}^2/\text{seg}$
- $H$  gradiente del potencial, volts/cm
- $D$  constante dieléctrica del medio ( $D_{\text{agua}} = 80$ )

El PZ se determina midiendo la movilidad de las par-



○ partículas coloidales a través de una celda que se observa con un microscopio (celda de Briggs). También existen instrumentos comerciales como el Zeta-Meter diseñado por Kiddick. A 20°C, el PZ se puede expresar como:  $PZ = 13 \text{ V}$ , en mV

La magnitud de PZ para coloides del agua y derivados, promedia entre -16 y -22 mV, con una gama entre -12 y -40 mV. El PZ no se afecta con el pH en la gama 5.5 a 9.5

El PZ se puede reducir por:

- Cambio en la concentración de los iones que definen el potencial
- Adición de iones de carga opuesta
- Contracción de la capa difusa por incremento de la concentración de iones en la solución

Puesto que la mayoría de los coloides de los desechos industriales poseen carga negativa, el PZ se disminuye y la coagulación se logra, agregando cationes de valencia alta. La capacidad precipitante de los iones agregados aumenta geométricamente con la valencia. Por ejemplo:  $\text{Na}^+; \text{Ca}^{++}; \text{Al}^{+++} = 1; 50; 1000$

○ La coagulación óptima ocurre cuando el PZ es cero, o sea, cuando se alcanza el punto isoeléctrico. La coagula-

ción efectiva usualmente ocurre en la gama de  $\pm 0.5$  mV de PZ.

### b) Modelo químico.

Establece una relación de dependencia entre las fuerzas químicas y la superficie de los coloides. Los grupos ionizados en la superficie precipitan cuando reaccionan con los iones polivalentes agregados.

Entre otros autores, La Mer desarrolló la teoría del puente químico, que señala que para la desestabilización, la molécula del polímero formado debe contener grupos químicos que interactúen con sitios de la superficie de la partícula. Cuando la molécula del polímero se pone en contacto con la partícula, algunos de estos grupos químicos se adsorben a la superficie, dejando el resto de la molécula distribuida en la solución, que puede adherirse a otros coloides. Se forma así un complejo partícula-polímero-partícula, en el cual el polímero sirve como puente. Las fases de la coagulación según este modelo se presentan en la fig 8.

En la fig 9 se presenta la relación entre la concentración de coloides y la dosis de coagulante, que ejemplifica los casos de agua con turbiedad variable.

### Mecanismos de la coagulación

Coagulación pericinetica en la cual el PZ se reduce (modelo físico) por iones o coloides de carga opuesta a un

○ nivel por debajo de las fuerzas de atracción, y

Coagulación ortocinética en la cual los micelios se agregan y forman grumos que pueden sedimentarse.

### COAGULANTES METÁLICOS

Cuando se agregan al agua reaccionan con la alcalinidad y también se polimerizan.

Clasificación : Sales de aluminio y hierro

Sales de aluminio.

Sulfato de aluminio

Sulfato de aluminio amoniacal

Aluminato de sodio

○ El más comercial y más empleado es el sulfato de aluminio. La gama de pH para una coagulación eficiente es de 5.5 a 7.5. En la fig 10 se presenta la química de la coagulación con sulfato de aluminio. El producto hidrolizado actúa como un ácido (dona un protón  $H^+$ ) y reacciona con las bases. Primero reacciona con la alcalinidad y después con moléculas de agua. En la fig 10 se ejemplifican las reacciones con el agua. Se tiene por tanto un consumo de alcalinidad y una disminución del pH. Las reacciones terminan cuando se llega a un compuesto neutro como  $Al(OH)_3(H_2O)_3$ , o negativo como  $[Al(OH)_4]^-$

## Sales de hierro

Cloruro férrico

Sulfato férrico

Sulfato ferroso

La gama de pH para una coagulación eficiente es: 4.0 - 11.0, 3.5 - 11.0 (de 6.5 a 8.5 la precipitación es deficiente) y 8.5 - 11.0, respectivamente. En la fig 11 se presentan las reacciones estequiométricas de las sales de hierro.

## CO-COAGULANTES

Ciertos productos mejoran la coagulación al ayudar al crecimiento de flóculos de rápida sedimentación, acelerando el proceso y precipitando directamente los coloides al crear una liga entre ellos. (fig 12)

La sílice activada es un polímero de cadena corta que sirve para unir partículas de hidratos de aluminio micro-finos.

Los polielectrolitos son polímeros de gran peso molecular que contienen grupos adsorbentes que forman puentes entre partículas o flóculos cargados. Se crean flocs de 0.3 a 1mm con dosis bajas (0.1 a 1 mg/l), que se agregan junto con el coagulante. Como no los afecta el pH, en ciertas condiciones pueden actuar como coagulantes.

Tipos: catiónicos, aniónicos y no iónicos

Los primeros adsorben directamente los coloides negativos, los segundos, se enlazan al coloi de por medio de un puente con hidrógeno, y los últimos, se adsorben y flocculan por el puente de hidrógeno entre las superficies sólidas y los grupos polares del polímero.

### APLICACIONES

Ejemplos del libro "Industrial water pollution control" de Eckert

#### • Desechos de cartón.

Se pueden coagular con eficiencia con bajas dosis de sulfato de aluminio. Se han empleado la sílice activada y polielectrolitos para ayudar a la formación de floculos que sedimentan rápidamente

#### • Desechos de lavanderías

La presencia de agentes aniónicos de superficie en un desecho incrementan la dosis de coagulante. Los desechos de lavanderías se han tratado con ácido sulfúrico,  $\text{Ca}$  y sulfato de aluminio

	Influyente (mg/l)	Efluyente (mg/l)
DQO	12 000	1800
SS	1620	105
ST	7917	6920

Dosis:

$\text{H}_2\text{SO}_4$	1400 mg/l
$\text{Ca}(\text{OH})_2$	1500 "
$\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$	300 "

lodos sedimentados : 35 % del volumen

## Desechos de lavanderías automáticas

Se han coagulado con un surfactante catiónico para neutralizar el detergente aniónico y la dosificación de una sal de calcio para producir un precipitado de fosfato de calcio. Con pH mayor de 8.5 se obtiene una remoción casi completa de los fosfatos.

	Influyente (mg/l)	Efluyente (mg/l)
ABS	63	0,1
DBO	243	90
DQO	512	171
PO <sub>4</sub>	267	150
Ca Cl <sub>2</sub>	480	
Surf. cat.	88	
pH	7,1	7,7

## Desechos de la manufactura de latex

Los desechos polímeros se han coagulado con cloruro férrico y cal a un pH de 9,6, con aceptables reducciones de DQO y DBO (75 y 94 por ciento, respectivamente)

	Influyente	Efluyente
DQO	1000	250
DBO	120	7
Fe Cl <sub>3</sub>	500	
Ca(OH) <sub>2</sub>	200	

Los lodos resultantes con 1.2 por ciento de sólidos en peso.

Desechos de la fabricación de hule sintético

Se han tratado con 100 mg/l de sulfato de aluminio a pH 6.7. La DQO se ha reducido de 570 a 100 mg/l y la DBO de 85 a 15 mg/l.

### BIBLIOGRAFIA

1. Weber, W J, Jr, Physicochemical processes for water quality control, Wiley, Nueva York, 1972
2. Eckenfelder, W W, Jr, Industrial water pollution control, Mc Graw Hill, Nueva York,
3. Stumm, W y O'Melia, C.R, Stoichiometry of Coagulation, Journal AWWA, 60:5:514, mayo 1968
4. Stumm, W y Morgan, J J, Chemical Aspects of Coagulation, Journal AWWA, 54:8:971, ago 1962
5. Hudson, H E, Physical Aspects of Flocculation, Journal AWWA, 57:7:885, Jul 1965
6. State of the Art of Coagulation - Committee Report Journal AWWA, 63:2:99, Feb 1971

FIG. No. 1 CLASIFICACION Y RANGO DE TAMAÑO DE LAS PARTICULAS ENCLAVADAS EN EL A. A.

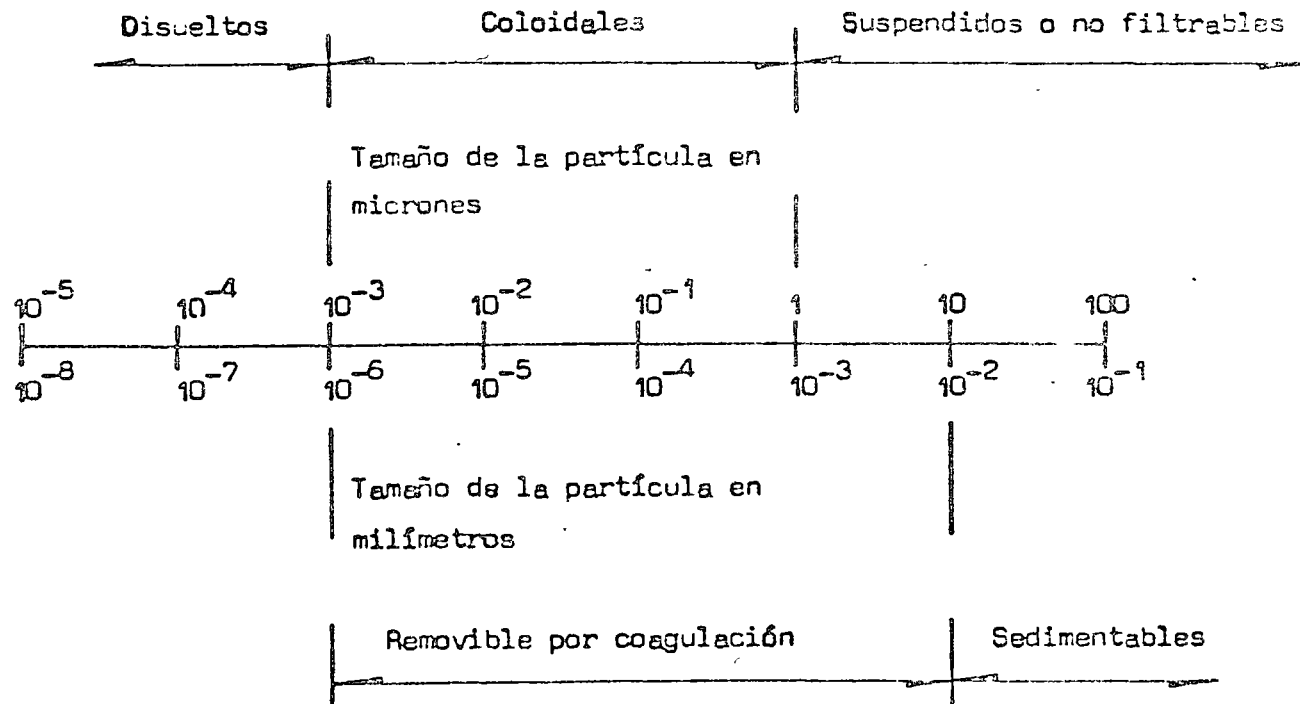




FIG 2 CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS COLOIDALES

- Moleculares y no moleculares
- Liofílicos y Liofóbicos
- Diuturnos y Cadúceos
- Orgánicos e inorgánicos

SOLUCIONES COLOIDALES

Fase Dispersa	Fase dispersante	Nombre	Ejemplo
Líquido	Líquido	Emulsión	Aceite en agua
Sólido	Líquido	Sol	Turbiedad del agua
Gas	Líquido	Espuma	Crema batida
Líquido	Gas	Aerosol	Neblina
Sólido	Gas	Aerosol	Humo, polvo
Líquido	Sólido	Gel	Jalea
Sólido	Sólido		Vidrio coloreado
Gas	Sólido		Piedra pomez

FIG 3 PROPIEDADES DE LOS COLIDES

- Cinéticas:
  - Movimiento browniano
  - Difusión
  - Presión osmótica
- Ópticas:
  - Efecto Tyndall-Faraday
  - Coloración
- De superficie (adsorción)
- Electrocinetismo

Aumento de área de un cubo al aumentar la subdivisión.

Dimensión de un lado	Nº. de cubos	Superficie total
1 cm	1	6 cm <sup>2</sup>
1 mm	10 <sup>3</sup>	60 cm <sup>2</sup>
0.1 mm	10 <sup>6</sup>	600 cm <sup>2</sup>
0.01 mm	10 <sup>9</sup>	6000 cm <sup>2</sup>
1 μ	10 <sup>12</sup>	6 m <sup>2</sup>
0.1 μ	10 <sup>15</sup>	60 m <sup>2</sup>
0.01 μ	10 <sup>18</sup>	600 m <sup>2</sup>
1 mμ	10 <sup>21</sup>	6000 m <sup>2</sup>

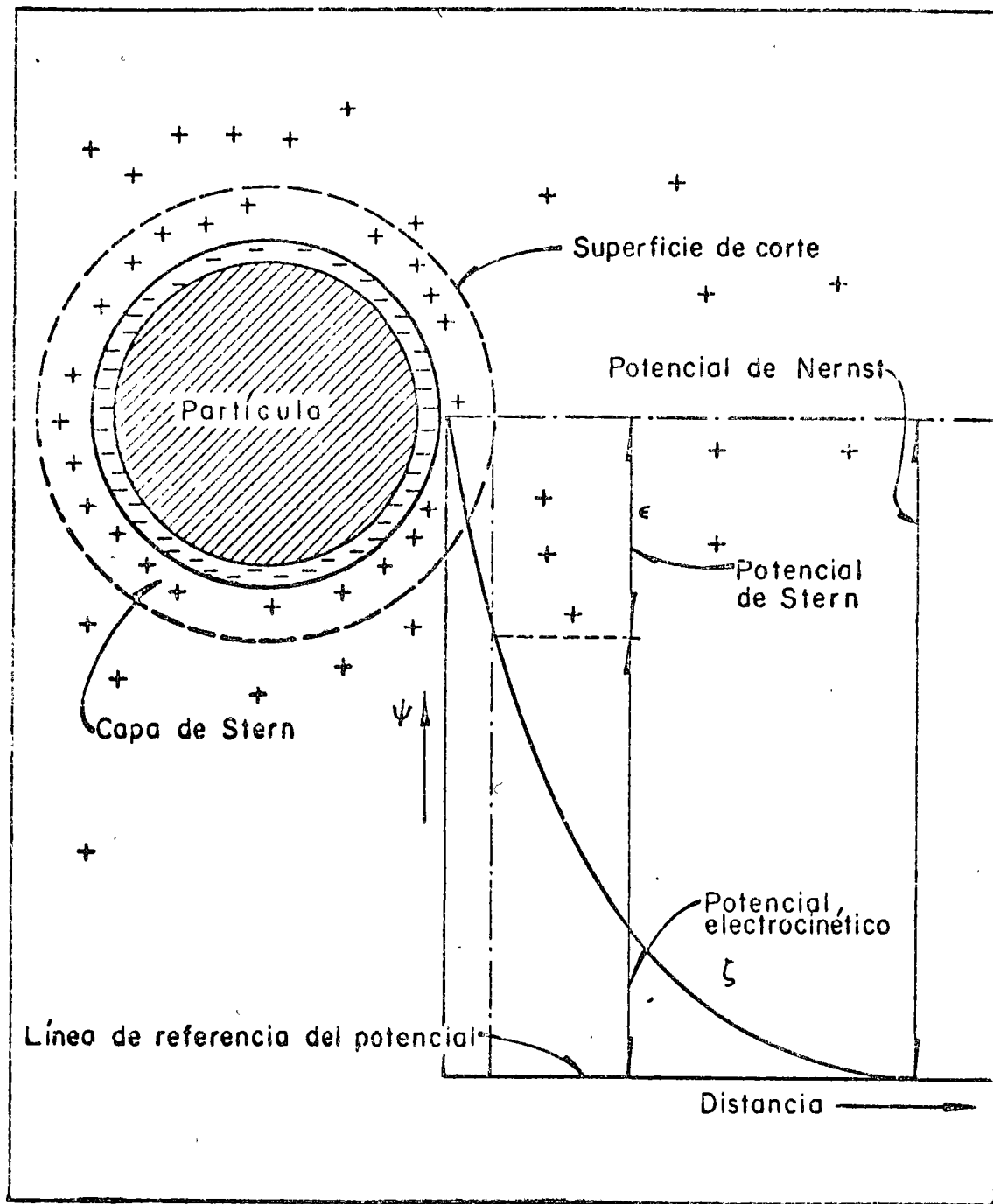
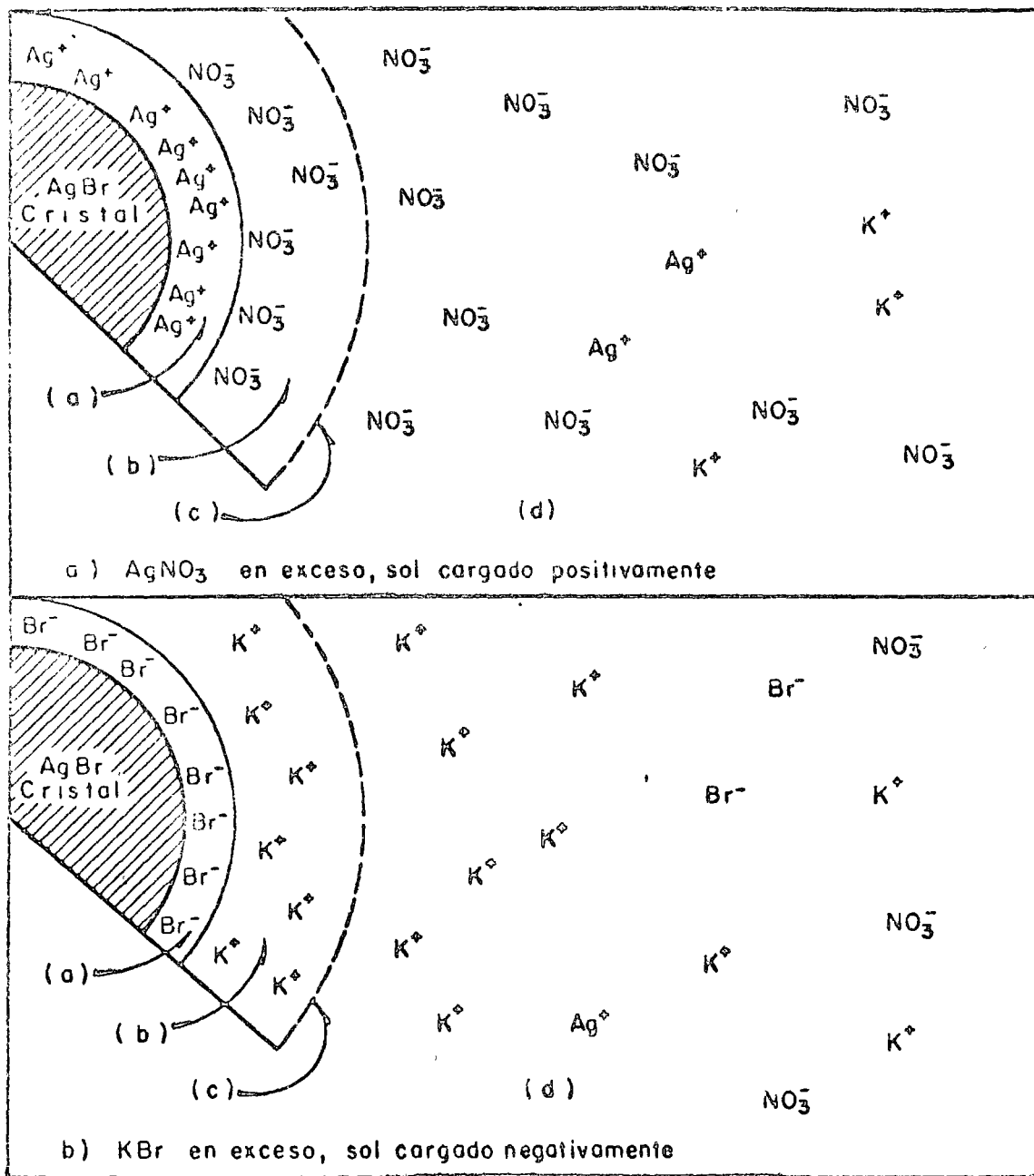


FIG4 La doble capa eléctrica y varios potenciales



- (a) Carga primario
- (b) Capa fija o de Stern
- (c) Superficie de corte
- (d) Capa difusa

FIG. 5 La doble capa de un micelio coloidal

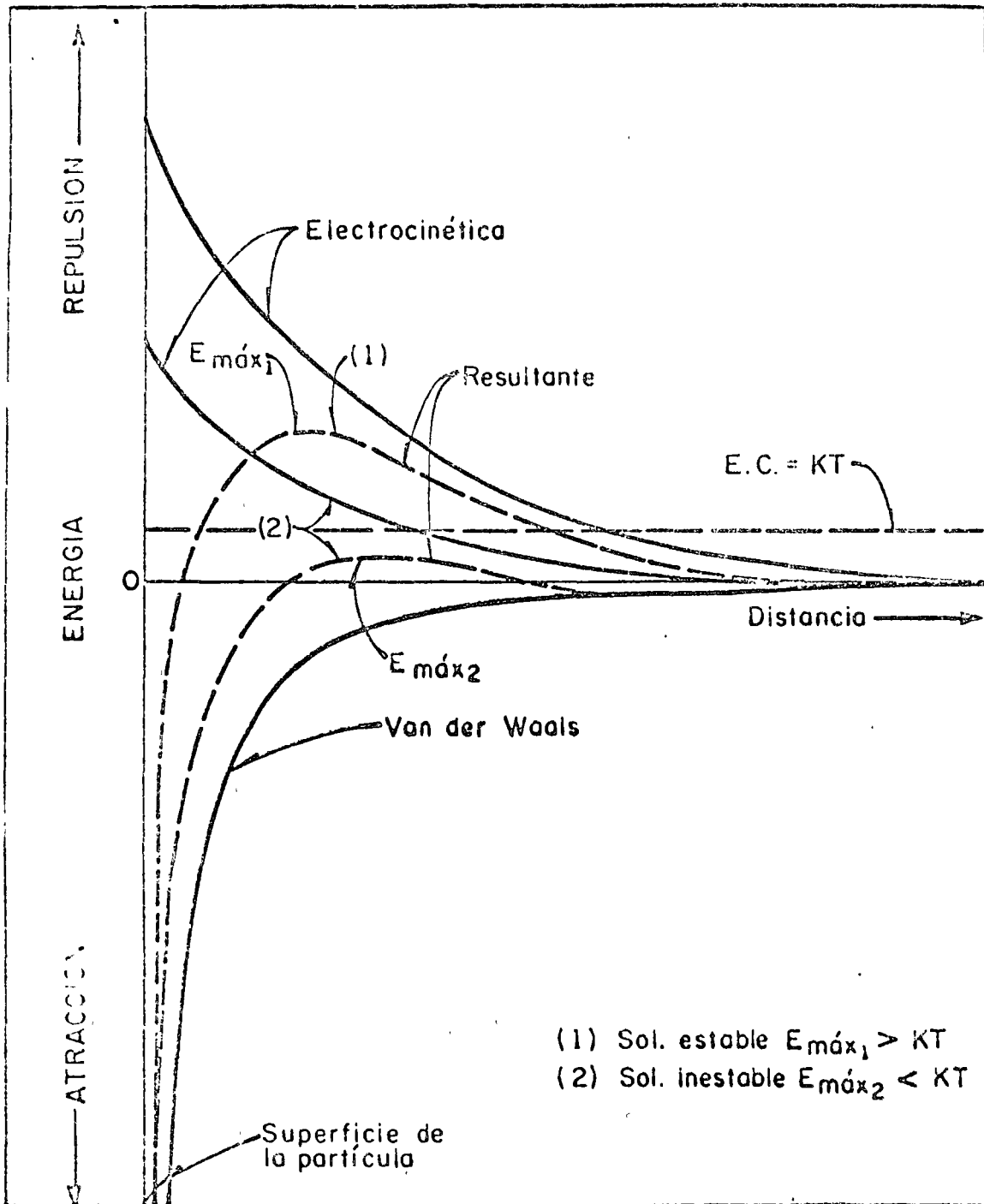


FIG 6 Relación de fuerzas electrocinéticas y de Van der Waals con la estabilidad de una solución coloidal

FIG 7 PROCESO DE COAGULACION

Desestabilización de  
partículas (coagulación)

Modelo físico (doble capa)

Modelo químico (puente quím.)

Transporte de partículas  
(floculación)

Ortocinético (Creado por el Gradiente de Velocidad)

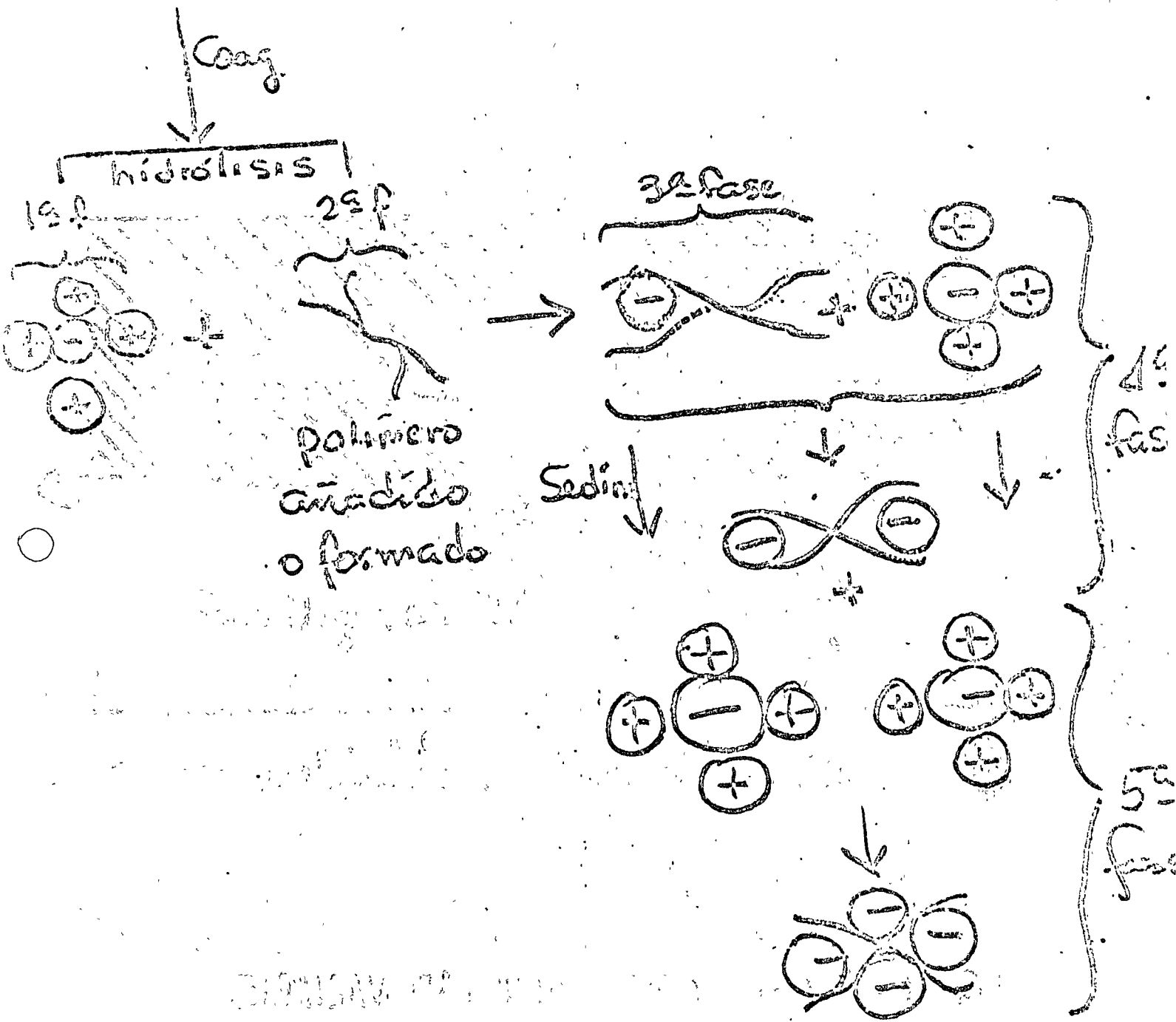
Pericimétrico

Por movimiento

browniano

Por sedimentación.

# FIG 8 Proceso de coagulación



Quero de coagulação

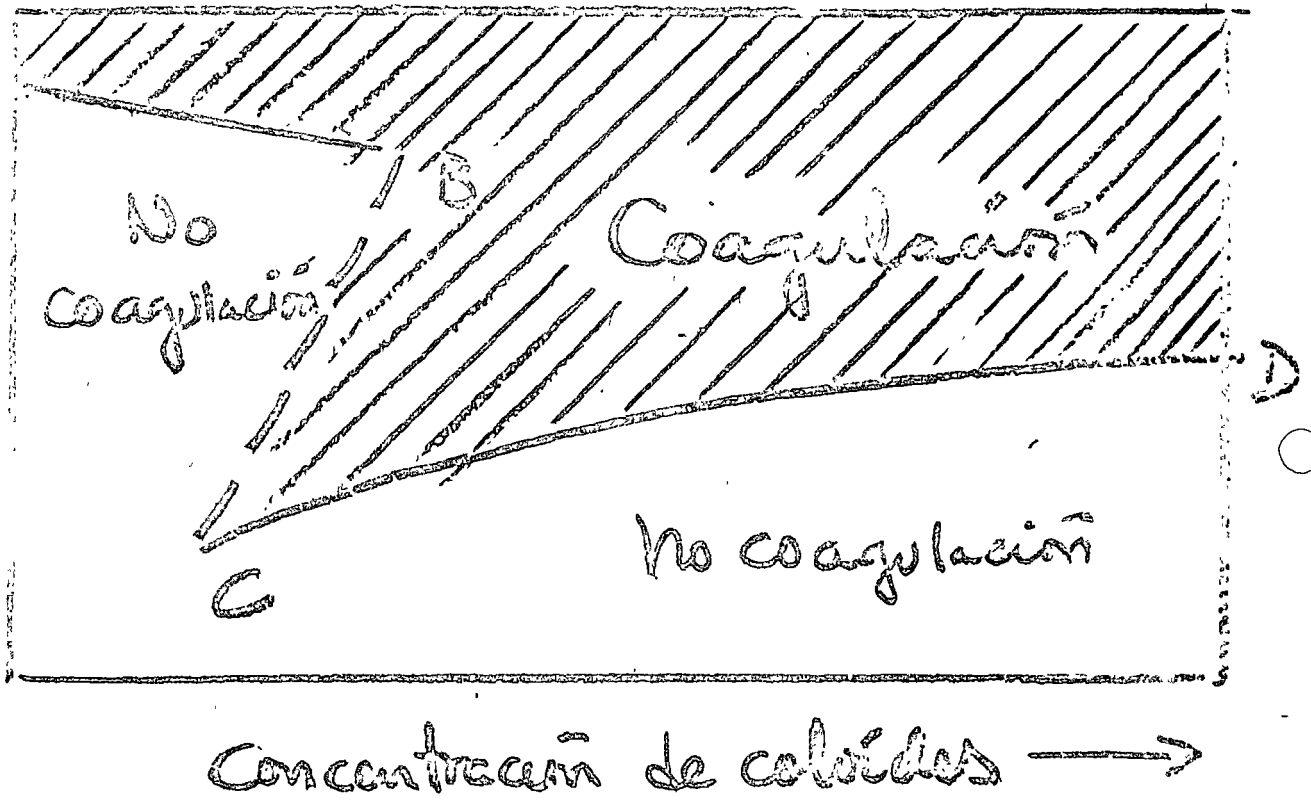
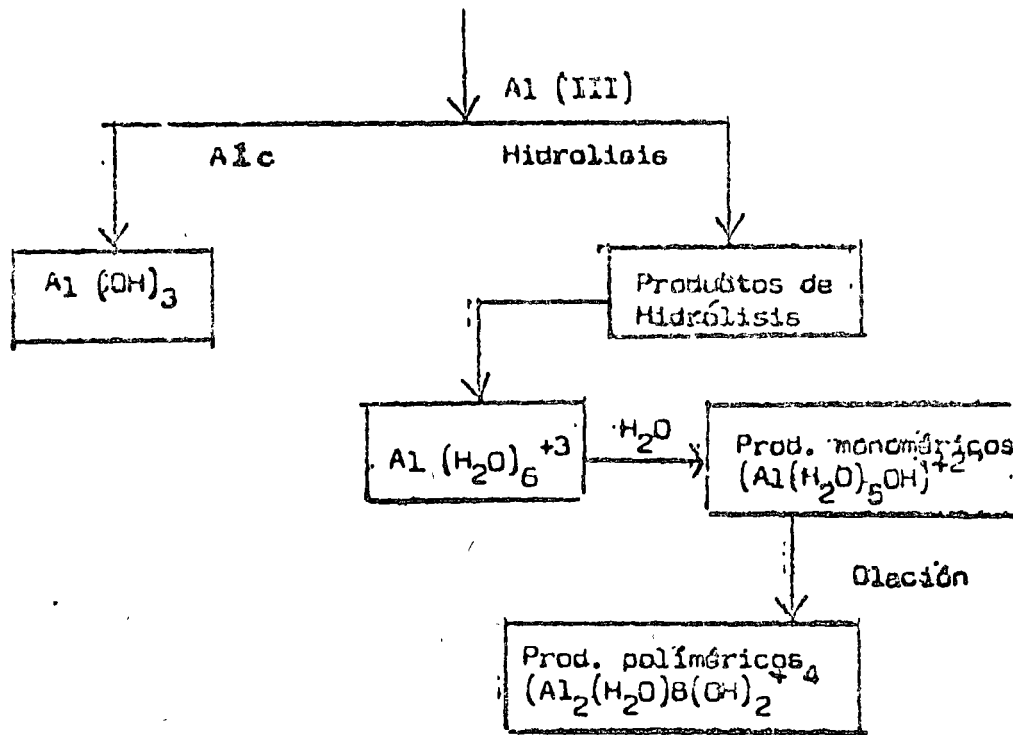


FIG 9. AGUA CON TURBIEDAD VARIABLE

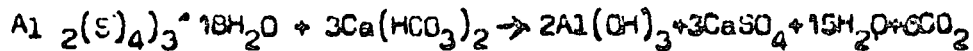


FIG 10 COAGULACION CON SULFATO DE ALUMINIO



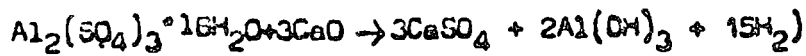
Reacciones estequiométricas

a) Con el bicarbonato de calcio



Cant. de bicarbonato = 0.73 Cant. de sulf. alum.

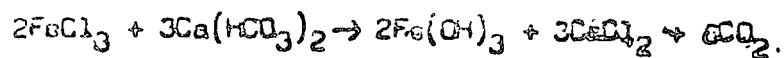
b) Con la cal



Cant. de cal = 0.25 Cant. de Alum.

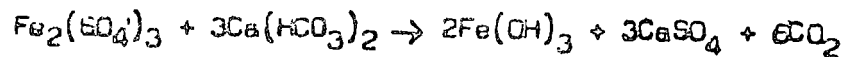
FIG. II COAGULACION CON SALES DE HIERRO

a) Cloruro férrico



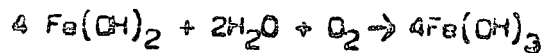
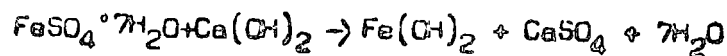
Alc = 0.92 Cloruro férrico

b) Sulfato férrico



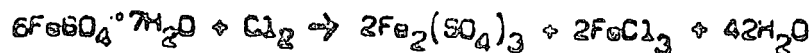
Alc = 0.75 Sulfato férrico.

c) Sulfato ferroso



Cal = 0.2 sulfato ferroso

Usando cloro:



capitroza clorada

• pH

a) 4.0 - 11.0

b) 3.5 - 11.0 , precipitación deficiente de 6.5-8.5

c) 8.5 - 11.0

## FIG 12 CO-COAGULANTES

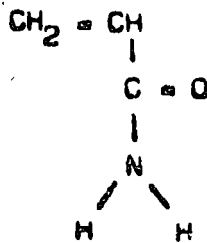
- Aceleran la reacción, realizándose la coagulación en un tiempo corto.
- Hacen más pesado el floculo precipitado, mejorando su remoción.
- Pueden precipitar directamente los coloides al crear una liga - entre ellos (precipitación mutua).
- Lodos precipitados
- Bentonita o arcilla coloidal
- Sílice activada
- Polielectrolitos

Catiónicos

No Iónicos

Aniónicos

Aparentemente la mayoría de ellos (90%) tienen como monómero básico la acrilamida





REVISIONS TO THE

DESCRIPTION OF THE PROJECT

1. The project is to be completed by the end of the year.

2. The budget for the project is \$100,000.

3. The project is to be completed by the end of the year.

4. The project is to be completed by the end of the year.

5. The project is to be completed by the end of the year.

6. The project is to be completed by the end of the year.

7. The project is to be completed by the end of the year.

8. The project is to be completed by the end of the year.

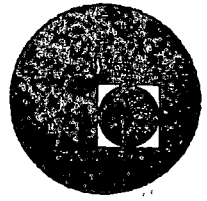
9. The project is to be completed by the end of the year.

10. The project is to be completed by the end of the year.

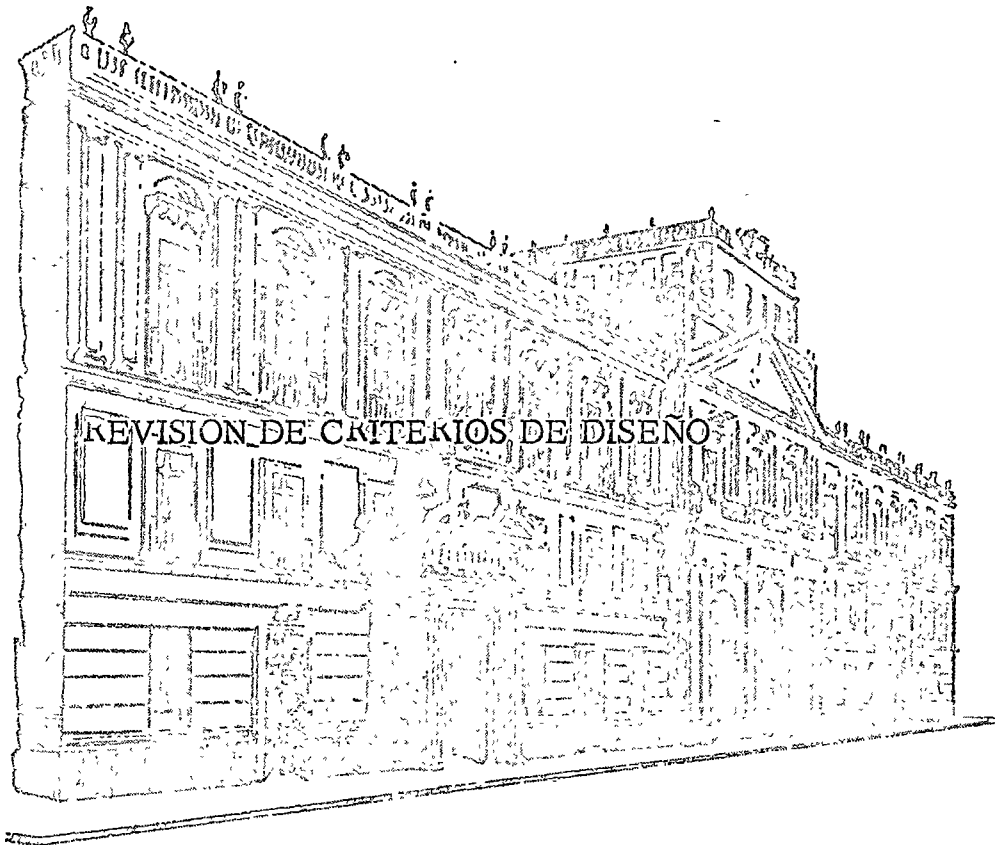




centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam

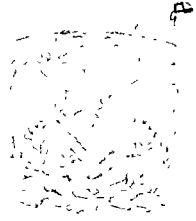


TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



DR. JORGE AGUIRRE MARTINEZ  
NOVIEMBRE DE 1976.

CONTRATO DE COMPRA E VENDA DE  
IMÓVELS  
E  
OUTROS



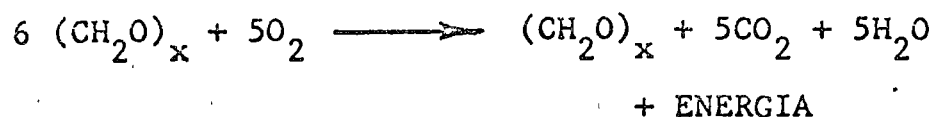
## CAPITULO V

### REVISION DE CRITERIOS DE DISEÑO

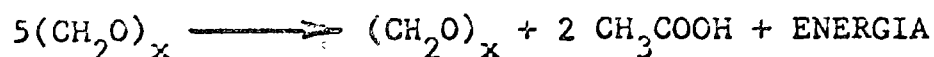
El diseño de lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales ha progresado considerablemente desde los primeros esfuerzos a principios de la década de los años cincuenta. Los tres enfoques principales de diseño fueron los de Oswald (1960), Marais (1966) y Gloyna y colaboradores (1969).

La remoción de la materia orgánica de las aguas residuales en lagunas de estabilización, es el resultado de dos de los procesos que en ellas operan. El primer proceso es el de sedimentación y precipitación (Porges, 1963) de sólidos sedimentables, sólidos suspendidos y aun de partículas coloidales, por la acción de las sales ligeramente solubles en un ambiente en el que el pH está cambiando continuamente. El segundo proceso es la combinación de las transformaciones biológicas que causan la oxidación y reducción de la materia orgánica contenida en el agua residual que entra a la laguna. Las principales reacciones biológicas que ocurren en una laguna según Oswald (1968) y Gloyna (1969) son las siguientes:

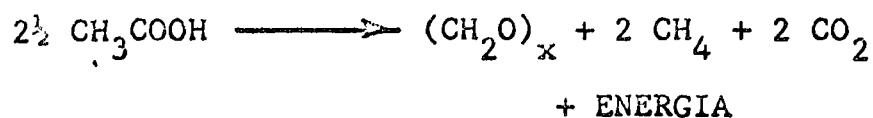
1. La oxidación aerobia de la materia orgánica carbonosa a células bacterianas, dióxido de carbono y agua:



2. La formación de ácidos orgánicos a partir de la conversión anaerobia de los carbohidratos a células bacterianas y compuestos relacionados:



3. La fermentación de los ácidos orgánicos a metano y dióxido de carbono:



4. La conversión fotosintética del dióxido de carbono a compuestos orgánicos y oxígeno libre:



Estas cuatro transformaciones biológicas representan las reacciones fundamentales que ocurren en la mayoría de los procesos de tratamiento biológico más complejos que se utilizan en la estabilización de aguas residuales. La comprensión de cómo los factores ambientales afectan el desarrollo de estas reacciones



biológicas en las lagunas de estabilización es de mucha importancia en el diseño y construcción de estos dispositivos de tratamiento.

El diseño de las lagunas de estabilización ha evolucionado en forma tal, que actualmente es posible estimular las condiciones necesarias para que prevalezca una o más de las reacciones mencionadas anteriormente. Así, es posible clasificar las lagunas en cuatro categorías principales, (Marais 1966):

1. Lagunas anaerobias, en las que la producción de ácidos orgánicos y la fermentación de éstos con producción de metano son las reacciones dominantes;
2. Laguna facultativas, en las que la estratificación térmica tiene como resultado que las reacciones anaerobias predominen en las capas inferiores y que la oxidación aerobia junto con la fotosíntesis, ocurra en las zonas superiores;
3. Lagunas de maduración, son semejantes a las facultativas excepto que, usualmente, se localizan después de las lagunas facultativas y se utilizan exclusivamente para la reducción de organismos patógenos;
4. Lagunas de alta tasa, que son aerobias a través de toda su profundidad y se utilizan principalmente para obtener una máxima producción de algas,

con el propósito de cosecharlas en el afluente.

### Lagunas de estabilización anaerobias

La teoría de operación y mecanismos de transformación que ocurren en las lagunas de estabilización anaerobias son muy semejantes al proceso de contacto anaerobio (Rollage y Dornbush, 1966). La descomposición anaerobia es un proceso de dos etapas bien diferenciadas y bastante sensible a las condiciones ambientales.

La descomposición es el resultado de la acción de dos tipos diferentes de bacterias: las bacterias formadoras de ácidos y las bacterias productoras de metano. Durante la etapa de formación de ácidos, grupos heterogéneos de bacterias facultativas y anaerobias convierten las proteínas complejas, carbohidratos y lípidos, en ácidos orgánicos por medio de fermentación e hidrólisis (Foree y McCarty, 1968).

Finalmente, las bacterias productoras de metano convierten los anteriores productos intermedio a metano, amonio, dióxido de carbono, hidrógeno, agua y nuevo material celular.

La etapa ácida produce un cambio pequeño o insignificante en la demanda bioquímica de oxígeno, DBO<sub>5</sub>, de la materia orgánica. Únicamente en la segunda etapa hay remoción de materia orgánica oxidable. La cantidad removida es directamente proporcional a la canti

dad de metano producida (Forsee y McCarty, 1968).

Para que una laguna anaerobia sea efectiva es necesario que tenga condiciones que favorezcan el desarrollo de una saludable población de bacterias formadoras de metano. Los factores principales que afectan el crecimiento de estas bacterias son: temperatura, pH, tiempo de retención y carga orgánica. La acumulación de lodos es también una consideración importante en la ecología de las lagunas anaerobias. En la Fig. V.1 se presenta esquemáticamente la ecología de una laguna anaerobia.

Temperatura y pH.

La fermentación con producción de metano es muy sensible a la temperatura. Oswald (1964) observó en lagunas experimentales en California E.U.A., que un incremento en la temperatura de 5°C, producía un incremento de siete veces en el volumen de gas desprendido de la capa de lodos anaerobia. Además, encontró que la cantidad de gas producido era proporcional a la temperatura (Oswald, 1970).

$$G = 31.5 (T - 15)$$

donde,

G = gas producido por los lodos ( $m^3/Ha$ )

T = temperatura de los lodos (°C)

La fermentación a metano produjo una eliminación de

# DIAGRAMA ESQUEMATICO DE LA ECOLOGIA DE UNA LAGUNA ANAEROBIA

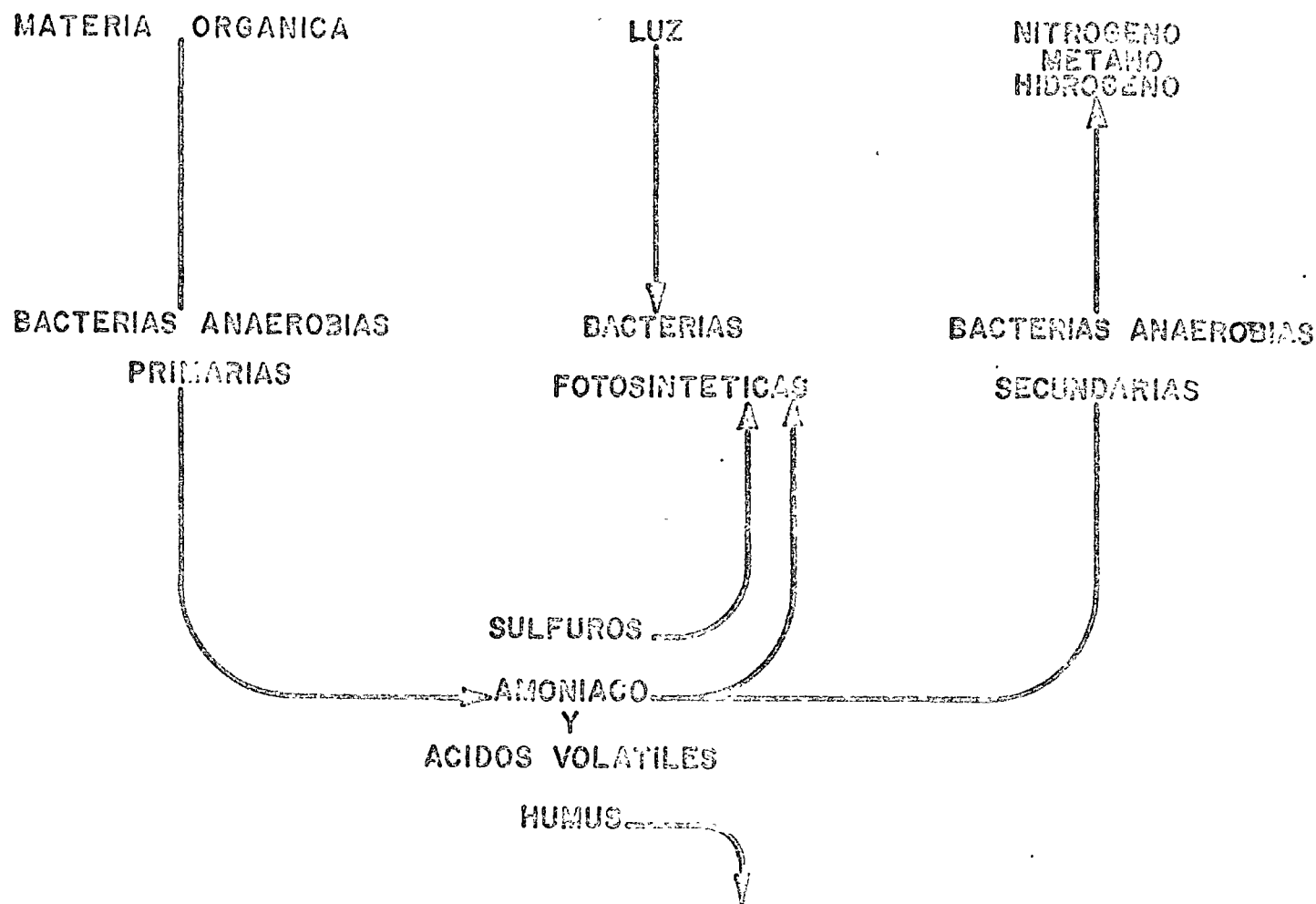


Fig. V. I

(PROPUESTO POR COOPER Y COLABORADORES, 1955)

DBO\* que varió de 63 Kg/Ha/día a 16°C, hasta 1 254 Kg/Ha/día a 35°C.

El pH del afluente ocasiona efectos menos importantes en el proceso (McGarry y Pescod, 1970). Jewell (1968) encontró que la fermentación a metano de células de algas se inhibe a valores del pH inferiores a 5.5. Las observaciones de Jewell fueron hechas a un pH considerablemente inferior al ámbito del pH (6.8 a 7.2) que se considera necesario para la fermentación del metano y tiende a reforzar el trabajo de McGarry y Pescod dentro de los ámbitos de valores experimentales del pH en lagunas anaerobias.

Profundidad y tiempo de retención.

Las lagunas anaerobias varían considerablemente en tamaño y tiempo de retención. Remociones hasta de un 70% se han obtenido en lagunas anaerobias que tenían una profundidad de 1.20 m (Cooper y colaboradores, 1965) y tiempos de retención de sólo un día (Parker y colaboradores, 1959).

La profundidad recomendable para estas lagunas varía de 0.90 a 1.20 m según Parker y colaboradores (1969), de 1.20 a 2.40 m según Cooper y colaboradores (1965), y de 2.40 a 3.65 m según Oswald y colaboradores (1967). Las lagunas más profundas tienen la ventaja de que:

\* A menos que se indique lo contrario, la DBO que se menciona es la estandarizada a 5 días y 20°C.

1. Permiten una utilización más eficiente del terreno;
2. Mantienen a las bacterias del metano protegidas de cambios bruscos ambientales y de oxígeno disuelto; y
3. Proporcionan una zona de lodos más compacta.

El tiempo de retención en las lagunas anaerobias debe mantenerse al mínimo. Cooper y colaboradores (1965), y Oswald y colaboradores (1967), sugieren tiempos de retención que varían de 15 a 160 días y de 20 a 30 días respectivamente, los cuales parecen excesivos según las experiencias informadas por los investigadores australianos.

Parker y colaboradores (1959) obtuvieron más del 70% de reducción en DBO utilizando un período de retención de 1.2 días. Este mismo investigador recomienda tiempos de retención hasta de 5 días en base al volumen líquido sin considerar la detención de sólidos, para compensar por el decremento en actividad biológica durante la operación en invierno. McGarry y Pescod (1970) encontraron que el tiempo de retención en la remoción de DBO en lagunas anaerobias tiene poco significado. Así, parece que la detención de los sólidos depositados en la laguna tiene mayor importancia que el tiempo de retención, desde el punto de vista de evitar que la población de bacterias

activas productoras de metano en la zona de fermentación de lodos, sean acarreadas fuera de la laguna.

En lagunas profundas, una vez que una partícula en suspensión de sedimento en la zona de lodos, es casi seguro que permanecerá ahí hasta que sea descompuesta en productos gaseosos y solubles.

Carga orgánica.

Las lagunas anaerobias deben cargarse a una tasa que mantenga condiciones anaerobias en toda la profundidad de la laguna. La tasa de carga orgánica necesaria para tener condiciones anaerobias varía de 246 a 672 Kg/Ha/día (Cooper y colaboradores, 1965) dependiendo, de la carga hidráulica y la localización geográfica de laguna. En California, E.U.A., lagunas con cargas de 560 Kg/Ha/día mantienen fácilmente condiciones anaerobias (Oswald y colaboradores, 1967).

McGarry y Pescod (1970) consideran que la carga de DBO en función del área es la variable que tiene mayor influencia en la remoción de DBO. Van Eck y Simpson (1966) informan sobre remociones de 403 a 1 747 Kg/Ha/día de DBO, para cargas de 616 a 2 016 Kg/Ha/día respectivamente. Las tasas de remoción de DBO en el verano fueron 25% mayores que en el invierno. En Australia Parker y colaboradores (1959) y Parker (1962), han encontrado también mayores remociones de DBO durante la época de verano, de 1 158

Kg/Ha/día en las 115 lagunas del Este y de 1 500 Kg/Ha/día en las 145 lagunas del Oeste, estas últimas estaban recibiendo una carga de 1 870 Kg/Ha/día. En el invierno, el comportamiento de las 145 lagunas del Oeste resultó en una remoción de 834 Kg/Ha/día cuando se cargaban con 1 153 Kg/Ha/día. Observaron también remociones extremadamente rápidas del orden del 70% cuando las cargas eran de 1 568 a 2 016 Kg/Ha/día. De aquí que el criterio de diseño recomendado por Parker para lagunas anaerobias sugiere cargas de 1 000 a 1 344 Kg/Ha/día para el verano y de 756 Kg/Ha/día para condiciones de invierno. Evidentemente que las condiciones de temperatura deben permitir la estabilización bacteriana ya que las cinéticas biológica y química son dependientes de la temperatura.

Oswald (1968), considera como cargas críticas la de 112 Kg/Ha/día en el invierno y de 448 Kg/Ha/día durante el verano. Las lagunas estudiadas por él removían el 70% de la DBO y producían de 625 a 750 litros de gas por Kg de DBO aplicada. Las cargas más bajas sugeridas por Oswald están menos propensas a producir problemas de olores que pueden resultar bastante serios a menos que el efluente de una laguna facultativa que contenga oxígeno disuelto sea recirculado a la laguna anaerobia. Sin embargo, la recirculación no es del todo deseable ya que resultaría en una disminución en la remoción de la DBO total



con respecto al área (McGarry y Pescod, 1970).

#### Acumulación de lodos.

La forma primaria de remoción de materia orgánica en lagunas anaerobias que tratan aguas residuales domésticas es mediante la sedimentación de sólidos suspendidos y su fermentación subsecuente a metano y otros elementos. El material sedimentable llega rápidamente a la capa de lodos bentales debido a las condiciones de quietud que prevalecen en las lagunas. Al principio, la acumulación de los lodos se efectúa con una rapidez mayor que su degradación; una vez que la fermentación a metano llega a su pleno desarrollo, se establece un equilibrio entre las tasas de acumulación y de degradación, teniendo como resultado que ya no hay acumulación (Marais, 1970). Por otra parte, Coerver (1964) ha informado de acumulaciones excesivas de lodos en lagunas anaerobias para el tratamiento de aguas residuales industriales, requiriéndose la remoción de los lodos después de aproximadamente 5 años de operación de las lagunas. Los lodos acumulados en las lagunas anaerobias quedan generalmente bien digeridos, son similares a los que se producen en las plantas convencionales de tratamiento a base de lodos activados y se secan fácilmente sin crear condiciones de suciedad (Van Eck y Simpson, 1966).

Parker (1962) ha encontrado que casi todas las lagunas anaerobias con acumulación de lodos dan mayores

reducciones en la DBO, a pesar de que el tiempo de retención del líquido se vea reducido al reducirse el volúmen útil de la laguna debido a la acumulación de los lodos. Algunos estudios de campo (Parker y Skerry, 1968) han indicado que los sólidos que se encuentran más alejados de las entradas de las lagunas, son mas activos que los sólidos depositados recientemente. Debido a la variación que se tiene en la tasa de degradación de los lodos y a que el mezclado interno de la laguna incrementa la eficiencia, se sugería que podría lograrse una mayor eficiencia poniendo en íntimo contacto el tipo apropiado de lodos con las aguas residuales del afluente. El mezclado rápido en lagunas anaerobias activas se logra gracias a la producción de gas que, a su vez, eleva los lodos hacia la superficie.

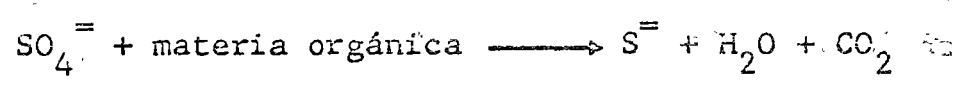
Se acepta que la transformación de la materia orgánica a metano es el proceso principal por medio del cual se degrada el contenido orgánico de los lodos depositados; sin embargo, la remoción de DBO en el líquido sobrenadante no parece seguir la misma tendencia.

Reducción de sulfatos y bacterias púrpura del azufre. El temor a la eventual producción de olores es una de las mayores desventajas que limitan el uso de las lagunas anaerobias. Cooper y colaboradores (1965) han sugerido el desarrollo intencional de bacterias púrpura del azufre como desodorizadores bioló

gicos, mediante la oxidación de compuestos inorgánicos reducidos del azufre o de ciertos ácidos grasos de cadena corta.

Bajo condiciones anaerobias extremas, el potencial de oxidación-reducción del líquido de la laguna puede decrecer y permanecer a un nivel en el que las bacterias reductoras de sulfatos pueden proliferar, efectuando a la vez una reacción de biooxidación en la cual el sulfato sirve como receptor de protones produciéndose  $H_2S$ . Cuando la fermentación de metano está completamente inhibida, la remoción de DBO es aún posible en virtud de la reducción de los sulfatos, si bien la producción de 50 a 150 mg/l de sulfuro evitaría completamente la producción de gas (Parker y Skerry, 1968).

La remoción de materia orgánica puede describirse en términos generales por medio de la siguiente expresión:



El  $S^{=2}$  establece un equilibrio con el ión hidrógeno presente en el medio para formar  $HS^{=1}$  y  $H_2S$  de acuerdo con la constante de ionización del ión hidrosulfuro, las lagunas anaerobias con un pH mayor a 8.5 no emiten olores aún cuando el  $HS^{=1}$  esté presente en grandes cantidades (Oswald 1960).

No obstante, el pH de las lagunas anaerobias está generalmente cercano a la neutralidad cuando ocurre la fermentación a metano y por lo tanto existe la posibilidad de que se produzcan olores debidos al H<sub>2</sub>S. Pero, si hay disponible un suministro abundante de S<sup>=</sup> y CO<sub>2</sub>, las bacterias púrpura del azufre se desarrollarán fácilmente. Como estas bacterias son fotosintéticas, utilizan el CO<sub>2</sub> como fuente de carbono y el H<sub>2</sub>S como donador de electrones en la reacción de Hill, la cual se expresa:



El elemento azufre se almacena internamente y conforme el cultivo avanza en edad puede ocurrir la producción de sulfato. Como estos organismos no poseen ninguna reacción oscura detectable, son obligadamente fotótrofos (Cooper, 1962).

Las bacterias púrpura del azufre no parecen interferir con la remoción de DBO en lagunas de estabilización de aguas residuales, pero debido a su naturaleza fotosintética, incorporan CO<sub>2</sub> en su sistema durante la formación de nuevo material celular. De aquí que el carbono disminuye en forma seria durante los períodos en que predominan las bacterias púrpura del azufre.

Lagunas de estabilización facultativas

Las lagunas de estabilización facultativas son las de uso más común. Dentro del medio ambiente facultativo, la acción de diversas clases de microorganismos se complementa para formar una relación simbiótica entre las algas productoras de oxígeno y los grupos de bacterias aerobias, facultativas y anaerobias; de este último grupo, las bacterias productoras de metano son las responsables de la remoción del 90 al 95% de la DBO de las aguas residuales domésticas a través de la emisión de gases (Cooper y asociados, 1965).

La profundidad de las lagunas facultativas que generalmente es de 1.50 a 1.80 m, es suficiente para permitir el desarrollo de la estratificación térmica y la formación de dos zonas dentro de la laguna; una facultativa en las capas superiores y otra anaerobia en las capas del fondo. Las reacciones en la zona anaerobia son similares a las que ocurren en las lagunas anaerobias que se describieron anteriormente. En las zonas superiores el crecimiento abundante de algas puede sobresaturar las lagunas con oxígeno disuelto. La mayor parte del carbono sirve como fuente de energía para las bacterias que lo expelen como  $\text{CO}_2$ , el restante se utiliza para formar nuevas células (Gloyne, 1969). El  $\text{CO}_2$  que expelen las bacterias se convierte en células de algas y no se remueve a menos que estas salgan con el efluente o, cuando se sedimentan a la zona anaerobia las algas y las

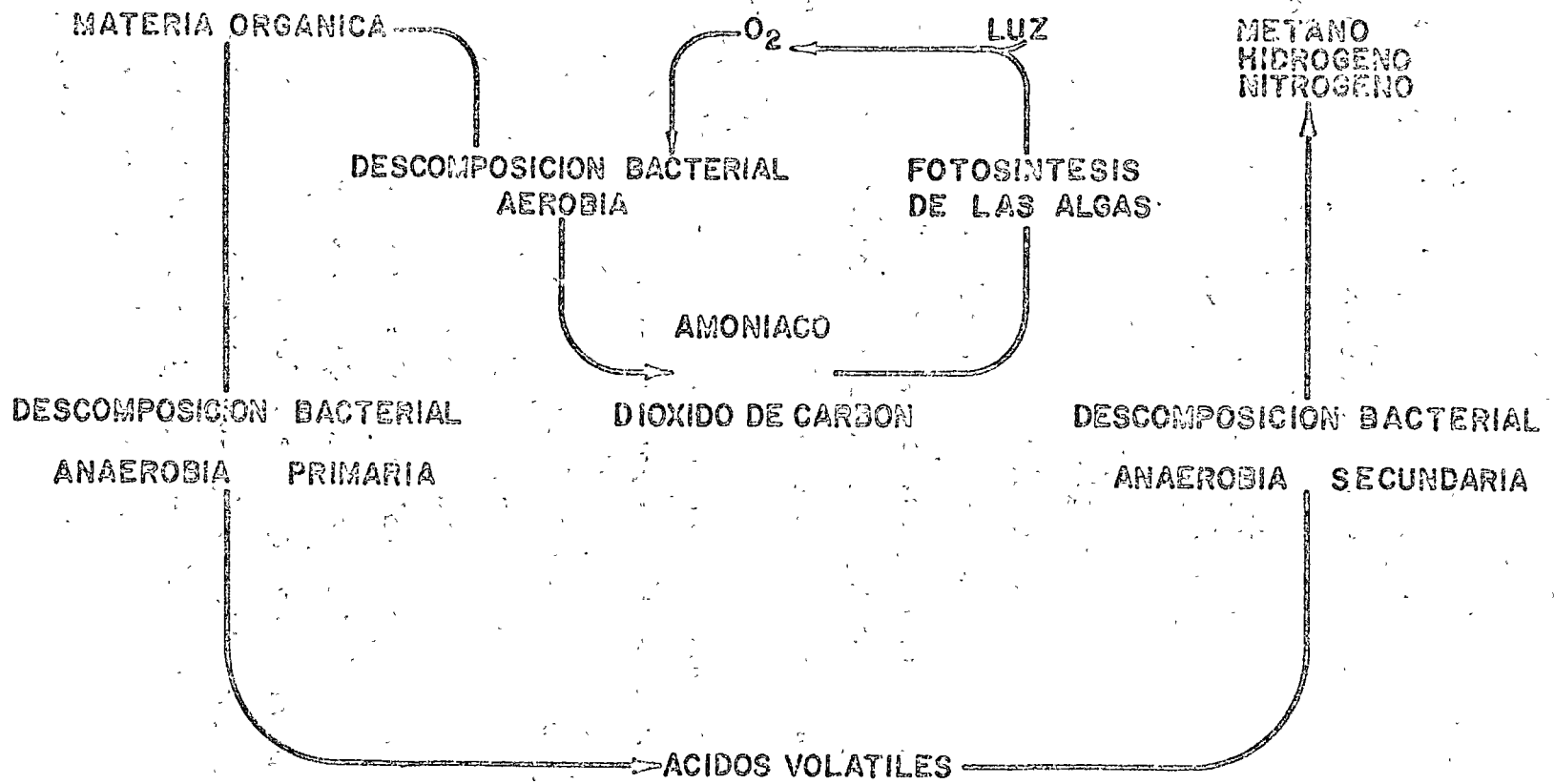
bacterias muertas, sufriendo entonces la fermentación con producción de metano. Así pues, tal parece que la oxigenación por fotosíntesis y la fermentación con producción de metano son los dos procesos clave que hacen posible la reducción de la DBO en las lagunas facultativas. Oswald, (1960) y Cooper y colaboradores (1965), prepararon una representación esquemática de la ecología de una laguna de estabilización facultativa, la cual se ilustra en la Fig. V.2.

Los factores principales que deben considerarse en el diseño y operación de las lagunas de estabilización facultativas se discuten brevemente en las secciones siguientes:

Fotosíntesis y producción de oxígeno.

Hay dos fuentes de oxígeno en las lagunas de estabilización facultativas: 1) reaeración atmosférica y, 2) fotosíntesis. La reaeración atmosférica no tiene mayor significado en el diseño de lagunas cuando estas se cargan en forma moderada y hay poco mezclado debido al viento, además, se ha encontrado que el déficit de oxígeno disuelto que se requiere para impulsar dentro de la laguna cantidades apreciables de oxígeno disuelto, únicamente mediante el fenómeno de difusión, es aquél que podría propiciar la producción de olores (Oswald 1968). Frecuentemente en las lagunas sobresaturadas se pierde más oxígeno a la atmósfera durante las horas de luz que el que se absorbe por las noches con la reaeración atmosférica.

Fig.V.2 DIAGRAMA ESQUEMATICO DE UNA LAGUNA FACULTATIVA.



(PROPUESTO POR COOPER Y COLABRADORES, 1965)

La oxigenación fotosintética es pues la fuente primaria de oxígeno en las lagunas facultativas. La fotosíntesis depende principalmente de: 1) luz solar abundante; 2) pH y temperatura adecuados; 3) un suministro abundante de nutrientes. La eficiencia total de conversión de la luz por las algas, según indican Oswald (1960), Copeland y Dorris (1962), y Hermann y Gloyna (1958), varía de 1% a 4%. La eficiencia de conversión de la luz por cultivos de algas aumentará, dentro de ciertos límites, con el incremento en la concentración del  $\text{CO}_2$  y la temperatura, y decrecerá con el aumento en la intensidad de la luz, tiempo de retención y duración de la luz. En condiciones promedio diseñadas para simular el ambiente exterior y una concentración de  $\text{CO}_2$  comparable a la de las lagunas naturales, aproximadamente 4% de la energía de la luz visible absorbida se fija normalmente en las células de las algas (Oswald, 1960).

Hermann y Gloyna (1958) estiman que la producción de oxígeno, en lagunas de estabilización de aguas residuales que operan diurnamente en un ciclo anerobio-aerobio, está influenciada mucho más por las variaciones en la población de las algas que por las variaciones en la intensidad de la luz debidas a los cambios climatológicos estacionales. En otras palabras, el efecto mutuo de la sombra ocasionada por las células individuales en cultivos espesos, ejerce una mayor influencia en la producción de oxígeno que las variaciones en la intensidad de la luz durante el día.



Bartsch (1961) ha indicado que la intensidad óptima de luz para la fotosíntesis de las algas es aproximadamente de 400-600 bujías-pie, y que la inhibición de la fotosíntesis es aparente a aproximadamente 1 000 a 4 000 bujías-pie. Este investigador ha estimado también que la conversión de energía es aproximadamente del 10% al 12% de la energía luminosa disponible. Aproximadamente se fijan 3.68 calorías por cada miligramo de oxígeno liberado y se liberan 1.67 mg. de oxígeno por cada miligramo de algas sintetizadas (Oswald 1960).

#### Temperatura y pH.

La temperatura es uno de los factores más importantes que afectan el comportamiento de las lagunas. La temperatura del agua de las lagunas sigue una curva continua para las diferentes estaciones del año (Drews, 1966). Los grandes cuerpos de agua se ven menos afectados por los cambios repentinos de las condiciones atmosféricas. Hermann y Gloyna (1958) y Suwannakarn (1963) han encontrado que el comportamiento de las lagunas depende esencialmente de la temperatura en la forma de la ecuación de Van't Hoff-Arrhenius, la cual puede expresarse en forma aproximada como:

$$\frac{t}{t_0} = e^{c'(T_0 - T)} = e^{-(T_0 - T)}$$

donde,

$t$  = tiempo de reacción requerido a cualquier temperatura  $T$  (días).

$t_0$  = tiempo original para la reacción a una temperatura original  $T_0$  (días).

$c'$  = característica energía-temperatura de la ecuación de Van't Hoff-Arrhenius = 0.0693

$T_0$  = temperatura original de la reacción ( $^{\circ}\text{C}$ )

$T$  = temperatura de la reacción ( $^{\circ}\text{C}$ )

$\theta$  = coeficiente de temperatura

Esta relación entre la velocidad de reacción química y la temperatura, cuando se aplica a las condiciones presentes en lagunas de estabilización, es solo útil para temperaturas en el ámbito de  $3^{\circ}$  a  $35^{\circ}\text{C}$ . El crecimiento de las algas generalmente alcanza un máximo a temperaturas de  $25^{\circ}$  a  $30^{\circ}\text{C}$  (Bartsch, 1961); y, conforme la temperatura se incrementa y excede de los  $30^{\circ}\text{C}$ , la población de algas decrecerá aunque las bacterias continúen utilizando oxígeno con una rapidez mayor.

Los efectos de la temperatura se manifiestan también en forma de estratificación térmica del líquido de las lagunas. Una alta turbiedad y una baja penetración de luz favorecen el desarrollo de la estratificación térmica (Stahl y May, 1967). La estratifica-

ción es importante en las lagunas facultativas por la resistencia que opone al mezclado y porque mantiene separadas las zonas aerobia y anaerobia. Marais (1966) considera que la temperatura tiene un marcado efecto en el comportamiento de las lagunas; por otra parte, Drews (1966) no pudo encontrar una correlación evidente entre el efecto de los vientos y la calidad del efluente en sus experiencias en Sud África. Quizá una condición deseable sería tener una zona aerobia bien mezclada separada térmicamente de la capa anaerobia, ya que se ha observado que hasta un 90% a 95% de la DBO en lagunas estratificadas se remueve como metano y otros gases producidos por la descomposición anaerobia en las partes bajas de una laguna (Stahl y May, 1967).

La fotosíntesis de las algas, con el consumo de  $\text{CO}_2$ , tiene la tendencia a incrementar el pH de la capa aerobia de las lagunas. Generalmente, el pH puede aumentar hasta 10 en condiciones favorables, dependiendo del efecto amortiguador del agua de las lagunas (Drews, 1966). La máxima oxidación bacteriana ocurre a un  $\text{pH} = 8.3$ , y para valores mayores de 9.5 se ve seriamente afectada (Oswald, 1968). Pipes (1962) investigó el efecto del pH del afluente en la remoción de DBO, encontró que el pH del agua residual del afluente, tiene efecto en la remoción de DBO sólo en el caso de lagunas de alto gasto donde el tiempo de retención es corto. En lagunas operadas con

tiempos de retención de 20 días o mayores, las remociones de DBO no fueron afectadas mayormente por el pH del afluente. La disminución del pH del afluente no incrementó la remoción de DBO en una laguna con un corto tiempo de retención.

Profundidad y tiempo de retención.

Las lagunas facultativas se diseñan con el objeto de producir una calidad en su efluente comparable a otros procesos de tratamiento secundario y por eso la práctica general ha consistido en sobrediseñar las lagunas para asegurar un efluente aceptable. La profundidad y el tiempo de retención son dos factores muy importantes en el diseño de lagunas de estabilización.

La profundidad de las lagunas facultativas será la suficiente para permitir el establecimiento y desarrollo de la estratificación térmica. Parker y colaboradores (1959) recomiendan una profundidad de 0.45 a 1.20 m; Oswald y colaboradores (1967) recomiendan de 1.50 a 2.10 m; Dawson y Grainge (1969) recomiendan de 3.00 a 7.60 m para lagunas primarias en las regiones nórdicas.

En general, una profundidad de 1.50 a 1.80 m es la recomendación de uso mas común para lagunas facultativas de estabilización (Suwannakarn y Gloyna 1963); Hodgson (1964); Horning y colaboradores (1964); Kimerle y Enns (1968); Meiring y colaboradores (1968);

y Marais, (1963).

Marais (1965) y Hodgson (1964) han indicado que para una área superficial dada, el incremento en la profundidad proporcionará un mayor tiempo de retención y tratamiento adicional, pero que la tasa de tratamiento no se incrementará en proporción directa al aumento en la profundidad. De hecho, hay muy poca ventaja práctica al aumentar la profundidad a más de 1.50 ó 1.80 m con el propósito de obtener mayor reducción en el área superficial. Parece que un incremento en la carga de aguas residuales crudas, junto con un incremento en la profundidad, pero sin incrementar el área superficial de una laguna primaria, resultará en una mayor sedimentación de lodos por unidad de área. Las cargas mayores reducen la actividad aerobia, la que a su vez reduce la cantidad de biofloculación producida por la aerobiosis. Cuando se desarrollan estas condiciones puede ocurrir que partículas indeseables de materia en suspensión sean descargadas con el efluente.

Se cree en general que la profundidad mínima de las lagunas facultativas es de aproximadamente 0.90 m (Hermann y Gloyna, 1958); (Gloya 1969). Las profundidades menores se recomiendan cuando las temperaturas son uniformemente mayores como puede esperarse en áreas tropicales. La consideración primaria es proporcionar suficiente profundidad de agua para evi

tar el crecimiento de vegetación en el fondo de las lagunas, evitándose así los lugares de proliferación de mosquitos, Kimerle y Enns (1968). Aunque las lagunas de poca profundidad optimizan la capacidad de utilización de la luz por las algas, evidentemente son más sensibles a los cambios en la carga orgánica de los afluentes.

Dentro de los métodos normales de operación, McGarry y Pescod (1970) encontraron que el tiempo de retención y la profundidad tienen poca influencia en el porcentaje de remoción de DBO por unidad de área en lagunas facultativas primarias. Purushothaman (1970) también ha probado que para lagunas con profundidades entre 0.60 y 1.50 m la capacidad de remoción de DBO no era afectada, teniendo una eficiencia de remoción de aproximadamente 80%. En otro estudio (Mills, 1960), se hizo el intento de determinar el efecto en el comportamiento de las lagunas causado por un incremento en la profundidad de 0.75 a 1.10 m. Se investigaron dos condiciones de carga: 224 y 336 Kg/Ha/día de DBO. Para la carga mayor se encontró que la remoción de DBO se incrementó del 74 al 89%. Para la carga de 224 Kg/Ha/día de DBO, la remoción no cambió apreciablemente del 90%.

La distribución de la carga orgánica en una laguna de estabilización está influenciada, hasta cierto grado, por la configuración real que la laguna tiene

en el campo. Shindala y Murphy (1969) estudiaron varias lagunas de diferentes formas y concluyeron que la laguna rectangular proporciona una distribución más uniforme de la carga que las lagunas con forma circular o irregular. Las experiencias en Dakota del Sur (anónimo, 1963), han demostrado que no es conveniente exceder una relación largo a ancho de 3.

El tiempo de retención recomendado por diferentes investigadores parece variar aún más que la profundidad. McGarry y Pescod (1970) consideran que un tiempo de retención de uno a dos días es más que adecuado para satisfacer los requisitos de la DBO de las aguas residuales domésticas crudas. Englade (1969) observó que el 80% de la remoción de la DBO se obtenía durante el primer día de retención en unidades experimentales con cargas de 74 Kg/Ha/día utilizando un sustrato sintético soluble. Parker y colaboradores (1959) recomiendan períodos de retención cortos, de una semana durante el verano y hasta de un mes durante el invierno para las condiciones de Australia. Meiring y colaboradores (1968) recomiendan por lo menos 25 días de retención en lagunas facultativas en serie con 10 días de retención en la primera laguna. Si las lagunas tienen recirculación debe proporcionarse un período de 18 días; 8 días en la primaria y 10 días en la laguna de recirculación. Mayores tiempos de retención han sido recomendados por otros autores: Oswald y colaboradores (1967) reco-

miendan de 20 a 30 días. Dawson y Grainge (1969) recomiendan de 8 a 12 meses para almacenaje completo durante el invierno en las regiones nórdicas. Un tiempo de retención de aproximadamente 20 a 30 días es requerido por muchas de las normas estatales de los Estados Unidos (Canter y colaboradores, 1969).

Con base en la formulación de Gloyna (basada en la DBO última), para temperaturas de 20°C y 10°C, el tiempo de retención para aguas residuales domésticas con 300 mg/l de  $DBO_u$  y una profundidad del agua en las lagunas de 1.20 m, el tiempo de retención recomendable debería de ser 36 y 82 días respectivamente.

Cooper y colaboradores (1965) indican que períodos de retención hasta de 120 días rara vez proporcionan efluentes con una DBO inferior a 15 mg/l.

Nutrientes.

La mayoría de las especies de algas utilizan únicamente  $CO_2$  libre en la fotosíntesis, pero aún con una concentración de 0.03% de  $CO_2$ , que es la que usualmente se encuentra en el aire, es posible mantener una tasa óptima de fotosíntesis (Gloyna, 1969). Las células de las algas no están involucradas en la oxidación enzimática de los contaminantes orgánicos en la obscuridad, por lo que debe concluirse que la oxidación de la materia orgánica contenida en las aguas residuales es efectuada por las bacte-



rias (Fitzgerald y Rohlich, 1958), y que las algas proporcionan el oxígeno para la oxidación bacteriana continua. Se supone que todo el  $\text{CO}_2$  producido por la oxidación aerobia de la materia orgánica es resintetizado por las algas durante la fotosíntesis (Foree y McCarty, 1968). Por cada 6 moles de  $\text{CO}_2$  reducidas, se producen aproximadamente 6 moles de  $\text{O}_2$  y se sintetiza una mole de azúcar. Por lo tanto, el carbono entra en el ciclo de nutrientes que hace posible la simbiosis altamente eficiente de algas-bacterias (Kuentzel), 1969). Sin embargo, la única reducción real de carbono en el sistema, resulta del escape a la atmósfera de los productos gaseosos reducidos de la descomposición anaerobia que ocurre en la zona anaerobia, principalmente metano (Foree y McCarty, 1968).

Engledé (1969) ha sugerido que las lagunas de estabilización deberían de operarse de tal manera que el carbono orgánico fuera el factor nutricional limitador del crecimiento bacteriano. En realidad, el carbono orgánico es el nutriente limitante en la mayoría de los desechos, especialmente en las aguas residuales domésticas. La relación DBO/N/P requerida de 100/20/1, se cumple generalmente en términos de la satisfacción de la DBO de las aguas residuales. En el caso particular de las aguas residuales domésticas existen cantidades mayores de nitrógeno y fósforo que las requeridas para ejercer el "crecimiento

potencial de las algas" (CPA) o sea la cantidad máxima de algas que pueden crecer en una alícuota de aguas residuales cuando ningún otro factor, excepto los nutrientes, limitan el crecimiento (Oswald y colaboradores, 1970). Entonces, la idea sugerida por Englands de operar las lagunas de estabilización en forma tal que el carbono sea removido del sistema antes de que el "crecimiento potencial de las algas" pueda ejercerse, presenta las ventajas de: 1) una remoción o degradación casi completa de la materia orgánica soluble, y 2) una concentración mínima de algas en el efluente final.

Normalmente las cantidades de nitrógeno y fósforo presentes en las aguas residuales domésticas son tan grandes (20 a 40 mg/l), que estos nunca serán factores nutricionales limitantes. La reducción de nutrientes se ha observado en lagunas (Draws, 1966 y Hermann, 1960), pero el destino del nitrógeno permanece inexplicable. La nitrificación no se ha manifestado en investigaciones de lagunas de estabilización (Aguirre, 1967) y (Oswald y colaboradores, 1970). Aeron y colaboradores (1965) encontraron que la concentración total de nitrógeno permaneció inalterada después de 20 días de retención en lagunas de estabilización donde aparentemente el carbono era el factor limitante. Resulta entonces evidente que, como el nitrógeno y el fósforo son recirculados bastante rápido en el medio de la laguna, los principales me-

canismos que intervienen en la remoción de estos elementos son la precipitación química y bioquímica de ellos como sales inorgánicas (Oswald y colaboradores, 1970 y Foree y McCarty, 1968). Estos nutrientes son entonces regenerados fácilmente de los depósitos de lodos en condiciones anaerobias, por lo que es muy poco probable que sean un factor limitante en la operación de lagunas de estabilización de aguas residuales.

#### Tasas de carga orgánica.

La carga orgánica por unidad de área es probablemente el factor independiente más importante que afecta el comportamiento de las lagunas. Debido a que la fotosíntesis juega un importante papel en los procesos naturales de purificación que ocurren en las lagunas, las tasas de carga se han determinado en general con base en la superficie. En los Estados Unidos, las cargas recomendadas varían de 18 a 56 Kg/Ha/día de DBO (Englande, 1969), utilizándose la carga inferior en los estados del norte. Numerosas investigaciones en años recientes han demostrado que las lagunas pueden funcionar eficientemente con cargas bastante mayores de 56 Kg/Ha/día de DBO.

Evidentemente que muchos factores tales como la temperatura y otras condiciones climatológicas, el tipo de los desechos, etc., afectan las cargas recomendables. Oswald (1968) ha demostrado que las lagunas

canal distribuidor un pequeño canal rectangular de concreto, el cual tiene en su inicio una compuerta accionada por volante y un medidor Parshall, esto es con el objeto de distribuir equitativamente en todas las lagunas el gasto total afluente de aguas negras, puesto que aquéllas están diseñadas para trabajar en paralelo.

El pequeño canal de concreto termina con descarga libre en una caja del mismo material adosada al bordo sur de entrada de cada laguna, a partir de la cual se tiene la tubería de concreto que, colocada sobre el fondo de las lagunas, descarga las aguas negras dentro de ésta.

En el bordo opuesto al de entrada, cada laguna cuenta con dos zonas de salida excepto la laguna 6 que tiene 3. Estas consisten en simples cajas con muros vertedores anteceditos de una pantalla para evitar la descarga masiva de las algas suspendidas cerca de la superficie del agua.

Estos vertedores pueden sobreelevarse por medio de un tablón de madera superpuesto en el muro, con el objeto de subir el nivel del agua y controlar, de este modo, la proliferación de insectos sobre los bordos en la orilla del agua.

El proyecto original, como antes se dijo, comprendía la construcción de un conducto para coleccionar los

gran diseminación de los datos es muy probable que se deba a la diferencia en las condiciones ambientales de los distintos estudios. La más importante de estas condiciones es probablemente la temperatura y en menor grado la intensidad y duración de la luz y el viento. Las características físicas de las lagunas como profundidad, forma y tiempo de retención, también afectan su comportamiento, sin embargo, estas características influyen más en la capacidad que puedan tener las lagunas para amortiguar fuertes cargas orgánicas instantáneas y, en menor grado, en el tipo de estratificación que se presente en ellas.

La representación gráfica de los datos en la Fig. V.3 no permite la predicción de la calidad de los efluentes de las lagunas, ya que la concentración de DBO no está directamente relacionada con la tasa de carga de DBO. McGarry y Pescod (1970) han demostrado que la remoción de DBO por unidad de área puede estimarse a partir de la carga de DBO por unidad de área por medio de la fórmula:

$$L_r = 9.23 + 0.725 L_a$$

donde,

$L_r$  = DBO removida en lb/acre/día

$L_a$  = carga de DBO en lb/acre/día

La fórmula anterior es aplicable a la operación de

lagunas en zonas tropicales y templadas y tiene un error estándar de estimación igual a 14.9 lb de DLO/acre/día. La Fig. V.3 sin embargo, muestra el ámbito de calidad del efluente que puede esperarse de una laguna facultativa operada bajo una amplia variedad de condiciones.

Capa de lodos bentales.

Los depósitos de lodos que se acumulan en las lagunas, permanecen anaerobios a través de toda su profundidad y son casi totalmente responsables por la remoción del carbono de las aguas residuales que entran en la laguna. Las zonas anaerobias en las lagunas facultativas pueden extenderse hasta una altura variable sobre la superficie de la capa bental dependiendo principalmente de la profundidad y de las tasas de carga orgánica.

Los depósitos bentales son producto de: 1) los sólidos en suspensión de las aguas residuales crudas; 2) los lodos bacteriales sintetizados durante el metabolismo de los desechos orgánicos; y, 3) sólidos de las algas sintetizadas durante la fotosíntesis (Foree y McCarty, 1968). Los mecanismos responsables de la depositación de los lodos son: 1) la sedimentación de los sólidos suspendidos del afluente; 2) la biofloculación de los crecimientos de algas y bacterias en presencia de oxígeno molecular; y, 3) la autofloculación de algas, bacterias y detritos orgánicos absorbidas por partículas floculentas que se

forman debido a incrementos en la temperatura y el pH, lo que origina la precipitación de  $Mg(OH)_2$ ,  $CaSO_4$  y  $(NH_4)CaPO_4$ . La sedimentación y la biofloculación pueden ser responsables de la remoción del 90% de los sólidos suspendidos en el afluente y del 85% del crecimiento microbiano en un período de 3 días, de tal forma que el líquido sobrenadante rara vez tiene una DBO en exceso de 50 mg/l (Oswald, 1960). El proceso microbiano más significativo que ocurre en la zona bental es la utilización metabólica de los lodos orgánicos por bacterias heterótrofas facultativas y anaerobias, en una forma similar a como ocurre en una laguna anaerobia. Es decir, que los dos procesos de la fermentación anaerobia son operativos: 1) la hidrólisis y fermentación de los compuestos orgánicos complejos a ácidos volátiles,  $CO_2$  y algunas veces a alcoholes; y, 2) la fermentación de los ácidos volátiles a  $CH_4$  y  $CO_2$ . También se presentan, en menor grado, oxígeno, amoníaco y fosfato. Si están presentes sulfatos y nitratos, estos pueden reducirse a  $S^{=}$  y  $N_2$ . A valores bajos de pH se forma  $H_2S$  que representa un problema potencial de olores, a menos que sea oxidado por oxígeno molecular en la zona anaerobia del líquido de la laguna. Los ácidos orgánicos volátiles solubles producidos durante la descomposición anaerobia de la capa de lodos bentales, pueden difundirse hacia la zona aerobia, donde son fácilmente oxidados a  $CO_2$  y  $H_2O$ . La demanda de oxígeno resultante representa un mecanismo que contribu

ye a la formación de la zona anaerobia en el agua si-  
tuada arriba de la capa de lodos bentales (Forsee y  
McCarty, 1968).

El equilibrio entre la DBO depositada y la DBO des-  
prendida de la capa de lodos anaerobia hacia el lí-  
quido en contacto con ella, como producto de la fer-  
mentación, es un proceso lento que requiere varios  
años de operación (Meiring y colaboradores, 1968).  
El hecho de que estos depósitos de lodos no se des-  
compongan puede deberse a varios factores: 1) falta  
de una siembra apropiada; 2) bajo pH; 3) sustancias  
inhibidoras; y, 4) baja temperatura, (Oswald, 1960).

La causa más común de que no haya descomposición o  
de que ésta sea muy lenta, es la inhibición térmica  
de la descomposición misma, ya que la mayor produc-  
ción de gas ocurre a temperaturas superiores a los  
19°C (Loehr, 1960). De aquí que Oswald (1968) reco-  
miende que la puesta en marcha de las lagunas de es-  
tabilización se inicie en tiempo de calor y de prefe-  
rencia con cargas orgánicas reducidas de aproximada-  
mente 56 Kg/ha/día. Una vez que se haya establecido  
la producción de gas la carga puede incrementarse  
hasta más de 140 Kg/ha/día. La lenta acumulación de  
lodos estabilizados resistentes a una degradación ma-  
yor, requiere en algunas ocasiones que las lagunas  
se limpien después de 9 a 12 años de operación (Meir-  
ing y colaboradores, 1968).



### Lagunas de maduración o pulimento.

Las lagunas de maduración son dispositivos de tratamiento terciario que se utilizan exclusivamente para la reducción de organismos patógenos (Stander y colaboradores, 1966). Las lagunas de maduración no deben utilizarse en obras de tratamiento convencionales diseñadas para cargas menores que las que reciben, o para evitar la expansión de plantas sobrecargadas. Son unidades de tratamiento biológico que reciben un efluente secundario bien estabilizado para producir una agua de mejor calidad bacteriológica y virológica (Meiring y colaboradores, 1968).

El informe del Comité sobre Criterios de Calidad del Agua, de los E.U.A., recomienda que todas las aguas no excedan, en promedio, de 2 000 coliformes/100 ml, con un máximo de 4 000/100 ml (Franzmathes, 1970). A pesar de que en las lagunas de estabilización pueden lograrse remociones de organismos coliformes del orden de 99.9% aun en lagunas con una sola celda, el número original de ellos presente en las aguas residuales crudas es tan grande, que generalmente los efluentes de las lagunas todavía contienen varios cientos de miles por cada 100 ml, sobre todo cuando se trata de unidades individuales.

Mortalidad de las bacterias y factores que la influyen.

La reducción de bacterias coliformes en

Las lagunas de estabilización ocurre a una tasa constante, de acuerdo con la ley de Chick:

$$\frac{N}{N_0} = 10^{-kt}$$

donde,

$N_0$  = número de bacterias del grupo coliforme originalmente presentes.

$N$  = número de bacterias del grupo coliforme que quedan después de un tiempo  $t$ .

$t$  = tiempo de retención en días.

$k$  = constante de rapidez de reducción.

La constante de rapidez de reducción encontrada por Meron y colaboradores (1965), varía entre 0.070 y 0.127, con un promedio de 0.10/día. El  $t_{90}$ , o sea, el tiempo requerido para una reducción de 90%, es de aproximadamente 10 días. Desafortunadamente, el porcentaje de reducción total que generalmente se informa en la literatura, no proporciona una descripción adecuada de la tasa de mortalidad de los coliformes.

Además, la mortalidad de las bacterias está especialmente influenciada por diversos factores, que incluyen principalmente: luz solar, agentes antibacterianos, temperatura, tensión de oxígeno, cambios en el pH, organismos depredadores, disminución de nutrien

tes, sobrecompetencia y toxicidad (Davis y Gloyna, 1970). En 1966, Drews encontró que la radiación solar estimula la reducción bacterial hasta cierto grado. En el invierno, la reducción bacterial se reduce considerablemente en condiciones de frío intenso y cielo nublado. Parte de la eficiencia en la reducción bacterial se ha atribuido a sustancias liberadas por las algas; sin embargo, no se ha hecho la identificación de estas sustancias tóxicas. Un tiempo prolongado de almacenamiento que resulta en la sedimentación de la materia en suspensión, y la fuerte competencia entre los microorganismos, se cree que son los factores de mayor importancia en la reducción bacterial. Los altos niveles de oxígeno disuelto y valores del pH mayores de 9 también tienen un marcado efecto en esta reducción (Fitzgerald y Rohlich, 1958). Cann y colaboradores (1968), observaron que la reducción de coliformes estaba estrechamente relacionada con la remoción de la DBO, indicando que los coliformes se remueven, en parte, debido a su inhabilidad para competir con éxito por los nutrientes.

El efecto combinado de varios de los factores mencionados puede constatarse por el hecho de que las bacterias del tipo tifoidea sobrevivieron largos periodos de anaerobiosis, pero desaparecieron rápidamente en un ambiente aerobio (Oswald y colaboradores, 1970).

Eficiencia en la reducción bacterial.

Las bacterias

coliformes totales son los organismos indicadores de los que generalmente se informa en la literatura, sin embargo, algunos investigadores han observado otros organismos como E. coli, S. faecalis, Enterococci, S. tifi, Ps. aeroginosa, Cl. perfringens y virus. La densidad total de coliformes en las aguas residuales domésticas crudas se halla generalmente en el ámbito de  $NMP \times 10^6$  a  $NMP \times 10^8/100$  ml; Neel y Hopkins (1956) y Meron y colaboradores (1965). Por consiguiente, como se dijo antes, una eficiencia de reducción de un 99% deja todavía un NMP en el efluente de  $10^4$  a  $10^6/100$  ml, mientras que las recomendaciones para descargar en corrientes pueden establecerse en 100 organismos coliformes/100 ml, basados en los requisitos de agua para bebida y en normas para balnearios (Parker, 1962).

La amplia variación en el ámbito de las eficiencias de reducción y densidades de microorganismos que informa la literatura se debe, probablemente, a la influencia de muchos factores diferentes. Neel y Hopkins (1959) experimentaron una reducción en el número de coliformes de hasta el 99% en un tiempo de retención de 10 días y un NMP en el efluente de 3 000 a 11 000 000/100 ml. Merz y colaboradores (1957) encontraron remociones bacteriales del 29% al 91% en una laguna primaria y de 67% a 92% en una laguna secundaria, con un promedio del NMP/100 ml, en el ámbito de 830 000 a 3 200 000 y de 420 000 a 3 000 000

respectivamente. Hodgson (1964) observó resultados similares en un sistema de dos lagunas en serie, con una variación en la reducción de E. coli de 80% a 99.9% en la primera laguna y una reducción promedio adicional de 66% en la segunda laguna. Estos resultados parecen reforzar la importancia de los cortocircuitos en las lagunas y la necesidad de lagunas de maduración que formen parte del sistema.

Bacteriológicamente, las lagunas de maduración proporcionan una reducción considerable de organismos coliformes. Drews (1966) informa de cantidades de E. coli entre 140/100 ml y 230 000/100 ml en el efluente final de lagunas de maduración; de los cuales el 60% fue inferior a 10 000/100 ml. También indica que las reducciones fueron, en general, mayores en el verano (99.61%) que en el invierno (96.86%).

Malone y Bailey (1969) experimentando con 5 lagunas en serie, con un día de retención en cada una, obtuvieron reducciones de 98 a 100% en el número de enterococcus. Goetzee y Faurie (1963) estudiaron la reducción de E. coli, S. tifi y Ps. aerogenes en una serie de cuatro lagunas y encontraron que las cantidades de estos microorganismos en el efluente final fueron de 10 700/100 ml, 8/100 ml y 1/100 ml, que correspondieron a reducciones totales de 98.7, 86.2 y 99.99%, respectivamente.

## Modelos cinéticos para el diseño de lagunas de estabilización.

Aunque las lagunas de estabilización han sido estudiadas ampliamente en los últimos 20 años, el número de modelos matemáticos desarrollados para fines de diseño que han resultado de estos estudios es bastante limitado. Además, la mayoría de los modelos carecen de suficientes detalles que describan en forma total los procesos que se efectúan en una laguna; o bien, su aplicación esta limitada a una región geográfica específica del Mundo o para un tipo particular de laguna.

A continuación se presenta un breve resumen de los modelos cinéticos de uso común para el diseño de lagunas de estabilización.

Modelo para lagunas anaerobias.

Actualmente existe sólo una relación fácilmente aplicable que puede utilizarse para el diseño de lagunas anaerobias. La reducción de la DBO está relacionada principalmente con: 1) el tiempo de retención; 2) la temperatura; y, 3) la cantidad de lodos (Parker y colaboradores, 1950); (Vincent y colaboradores, 1963); (Marais, 1963). Estos factores son esencialmente los mismos que se consideran en el comportamiento de los digestores anaerobios, donde puede esperarse una producción de gas de 1.00 a 1.12 m<sup>3</sup>/Kg de materia volátil

destruida, cuando la carga de sólidos volátiles varía entre 0.48 y 4.33 Kg/m<sup>3</sup>/día (Eckenfelder y O'Connor, 1963).

Suponiendo una mezcla completa, la laguna anaerobia podría diseñarse en base a la siguiente relación:

$$S = \frac{S_0}{\left(\frac{S}{S_0}\right)^n k_1 t + 1}$$

donde,

S = DBO<sub>5</sub> en la laguna y en el efluente

S<sub>0</sub> = DBO<sub>5</sub> del afluente a la laguna

t = tiempo de retención para un sistema completamente mezclado (días)

k<sub>1</sub> = constante de remoción de DBO; base e (1/día)

n = exponente que se obtiene experimentalmente

El modelo es principalmente empírico aunque esté basado en una teoría racional (Fair y Geyer, 1957).

Todavía más, se considera que: 1) la carga orgánica debe basarse en valores últimos de DBO; 2) una fracción de la DBO del afluente permanece en la fase líquida, mientras que la restante se sedimenta en el

fondo; 3) ocurre un mezclado general y la DBO del efluente es igual a la de la laguna; 4) no hay pérdidas del líquido en el sistema; 5) las constantes de reacción para la fase líquida y la capa de lodos dependen de la temperatura; y, 6) la fracción de la DBO que se pierde en los lodos por fermentación, retorna al líquido o abandona la laguna como gas (Gloyna, 1969).

Los lineamientos de diseño que se recomiendan cuando existe duda sobre la constante de remoción y el exponente del modelo cinético son:

- 1) Tiempo de retención del líquido, aproximadamente 3 a 5 días.
- 2) Una profundidad de 3.00 a 4.50 m.
- 3) Una carga volumétrica de 0.19 a 0.40 Kg/m<sup>3</sup> de DBO y/o una carga superficial de 448 a 672 Kg/Ha/día de DBO; y
- 4) Una carga de sólidos en suspensión de aproximadamente 1.6 a 6.4 Kg/m<sup>3</sup>.

La elección de las tasas reales de carga se determinarán a partir de las características climatológicas del lugar, y de consideraciones estéticas en cuanto a la posible producción de olores.

Modelo para lagunas facultativas.

Como se dijo ante-



riormente, se han desarrollado dos teorías independientes para el diseño de las lagunas facultativas. Estas son:

- 1) la teoría que se basa en la temperatura y en la rapidez de oxidación de Hermann y Gloyna (1958);
- 2) la teoría cinética de primer orden de Marais y Shaw (1961).

Hermann y Gloyna presentaron la primera teoría cinética para describir el comportamiento de las lagunas facultativas. A partir de experimentos a escala de laboratorio en una serie de cuatro lagunas, establecieron que el tiempo de retención total ( $R_{35}$ ) necesario para una remoción del 90% de la  $DBO_5$  con una temperatura del ambiente de  $35^\circ C$ , era de aproximadamente 3.5 días. Conforme la temperatura disminuye, el tiempo de retención total ( $R_t$ ), para la misma reducción del 90%, se incrementaba de acuerdo con la siguiente expresión:

$$R_t = R_{35} \theta^{(35-T)} = 3.5(1.072)^{(35-T)} \quad \text{Ec. V.1}$$

Un análisis estadístico indicó que la  $DBO_5$  media, para aguas residuales domésticas en los Estados Unidos, era de aproximadamente 200 mg/l. Para mantener el valor del efluente aproximadamente constante para cualquier  $DBO$  del afluente  $S_0$ , el tiempo de retención se ajustó en la relación  $S_0/200$ , es decir:

$$K = \frac{S_o}{200} K_T \quad \text{Ec. V.2}$$

de donde,

$$K = \frac{S_o}{200} K_{35} \theta^{(35-T)} = \frac{3.5}{200} S_o (1.072)^{(35-T)} \quad \text{Ec. V.3}$$

Los datos obtenidos en lagunas que recibían aguas residuales domésticas (Suwannakarn y Gloyna, 1964) y corroborados por Marais (1966) en lagunas de laboratorio en las que se trataba desechos sintéticos no sedimentables en un ámbito de temperatura de 9° a 35°C, dieron un valor para  $\theta$  de 1.085.

Finalmente, la relación de Hermann y Gloyna puede expresarse en términos de volumen de la siguiente manera:

$$V = C Q S_o \theta^{(35-T)} \quad \text{Ec. V.4}$$

donde,

$V$  = volumen de la laguna ( $m^3$ )

$Q$  = caudal de las aguas residuales del afluente ( $m^3/\text{día}$ )

$S_o$  = DBO última del afluente (mg/l)

$T$  = temperatura promedio del mes más frío ( $^{\circ}C$ )

$\theta$  = coeficiente de temperatura = 1.085

$c$  = 0.035, factor de conversión para una profundidad del líquido en la laguna de 1.80 m

$f$  = toxicidad hacia las algas o factor de compensación; para aguas residuales domésticas  $f=1$ ; para ciertos contaminantes industriales

$$f = (e)^{K \frac{C_o}{k_o t_o + 1}}$$

$K$  = constante de inhibición (toxicidad) para un desecho tóxico con una concentración observada  $C_o$ .

$k_o$  = constante observada de biodegradación del compuesto tóxico.

$t_o$  = tiempo de reacción para la constante de reacción  $k_o$  y una temperatura  $T_o$ .

$f'$  = corrección por sulfuros.

Las lagunas para aguas residuales que contienen cantidades considerables de sulfatos y materiales tóxicos, generalmente requieren de tiempos de retención y áreas superficiales mayores. En el caso de toxicidad pronunciada, tanto la constante de degradación que representa la actividad bacteriológica, como la

capacidad de oxigenación de las algas, se reducen bastante (Thirumurthi y Gloyna 1965; Huang y Gloyna, 1968).

Una concentración de sulfuros de aproximadamente 4 mg/l en una laguna facultativa tendrá un efecto deletéreo sobre las algas. Cuando la concentración de sulfatos es superior a 500 mg/l en el afluente, debe hacerse una reducción en la carga orgánica superficial (Gloyna y Espino, 1969).

Marais y Shaw (1961) en Sud Africa, observaron que la variación de la DBO del efluente era inapreciable en forma estacional y propusieron un modelo cinético basado en la cinética de primer orden en un sistema completamente mezclado, con la constante de reacción independiente de la temperatura, expresado como sigue:

$$S = \frac{S_0}{KR + 1} \quad \text{Ec. V.7}$$

donde,

$S_0$  =  $DBO_5$  del afluente (mg/l)

$S$  =  $DBO_5$  de la laguna o del efluente (mg/l)

$R$  = tiempo de retención (días)

$K$  = constante de degradación de primer orden, base e (1/día)

Estos investigadores encontraron que el valor de  $K$  es de aproximadamente 0.17 para una temperatura promedio de 20°C, así, cuando se especifica  $S$  para ciertas condiciones de descarga, conociendo  $S_0$  y  $K$ , puede estimarse el tiempo de retención  $R$ . Posteriormente, Marais (1966) reconoció la dependencia de la constante de degradación con respecto a la temperatura, en función de la relación de Arrhenius. Por lo tanto, en condiciones uniformes de DBO del afluente y temperatura, puede aplicarse la Ec. V.7.

Si la temperatura cambia, la DBO del efluente está dada por:

$$S = \frac{S_0}{K_T R + 1} \quad \text{Ec. V.8}$$

donde,

$$K_T = K_{T_0} \theta^{-(T_0 - T)} \quad \text{Ec. V.9}$$

Este modelo y su verificación establecen el comportamiento cinético de la fracción líquida de la laguna, independientemente de la capa de lodos bentales. También permite la integración de las teorías de Hermann-Gloyna y Marais-Shaw a partir de la simetría de  $R$  y  $K$ , como se indica en la Ecuación V.10:

$$\frac{R_{T_0}}{R_T} = \frac{K_T}{K_{T_0}} = \theta^{-(T_0 - T)} \quad \text{Ec. V.10}$$

Con  $K = 1.2$  para  $T_0 = 35^\circ\text{C}$ ; de la Ecuación V.8, para una reducción del 90%, resulta  $R_{35} = 7.5$  días.

Con base en un resumen de datos de DBO en lagunas, Marais (1970) propuso que la DBO máxima de una laguna facultativa ( $S_m$ ), antes de que las condiciones anaerobias prevalezcan, no debería exceder de:

$$S_m = \frac{700}{(0.18 d + 3)} \quad \text{Ec. V.11}$$

donde,

$S_m$  = DBO máxima de la laguna facultativa  
(mg/l)

$d$  = profundidad de la laguna (m)

Finalmente, la influencia de la capa de lodos bentales fué incorporada a la relación Marais-Shaw por Marais (1966). El supuso que la degradación anaerobia de lodos, que se manifiesta en la producción de gas y el desprendimiento de productos de la fermentación, era una reacción de primer orden. Otras suposiciones fueron: 1) todas las DBO fueron las últimas de la primera etapa; 2) una fracción ( $i_p$ ) de la DBO última del afluente ( $S_{ui}$ ) se dispersaba a la masa líquida de la laguna, la fracción remanente ( $i_s$ ) se sedimentaba como lodos; 3) existe un mezclado completo e instantáneo en la laguna; 4) las constantes de la tasa de reacción  $K$  para el líquido de la laguna, y  $K_s$  para la capa de lodos, dependen de la temperatura,

según la ecuación V.9; 5) una fracción ( $c_p$ ) de la DBO desprendida de la capa bental debido a la fermentación, entra al volumen líquido de la laguna, y la fracción remanente ( $c_g$ ) abandona el sistema en forma de gas.

Así, en condiciones uniformes, la siguiente ecuación (Ec. V.12) describe la magnitud relativa de los efectos de la DBO no sedimentable del afluente y de la fermentación de la capa bental, sobre la DBO de la laguna, o sea:

$$S_u = \frac{S_{ui}}{Kt + 1} (i_p + c_p i_s) \quad \text{Ec. V.12}$$

Las magnitudes de las distintas fracciones  $i_p$ ,  $c_p$ ,  $i_s$  y  $c_g$ , no han sido establecidas en forma definitiva. Sin embargo, de la información disponible sobre la remoción de DBO en forma de lodos en los clarificadores primarios, la fracción  $i_s$  se halla probablemente en el ámbito de 0.4 a 0.6. Marais (1970) encontró que la mejor aproximación a los datos de DBO de lagunas experimentales se obtiene con:  $c_p = 0.4$  y  $c_g = 0.6$ . La rapidez de degradación de la capa de lodos bentales se encontró que se ajusta a la relación dependiente de la temperatura que se describe en la ecuación V.13:

$$K_s = 0.002 (1.35)^{-(20-T)} \quad \text{Ec. V.13}$$

Para determinar el comportamiento de una laguna con

diferentes condiciones de carga y para los ámbitos de temperatura de las cuatro estaciones del año, Marais (1970) desarrolló un programa de computadora que requiere de los siguientes datos de alimentación: caudal y  $DBO_5$  del afluente, volúmen de la laguna, profundidad del líquido, temperatura máxima del aire y temperatura mínima promedio. El programa supone una variación senoidal de la temperatura del aire, calcula las temperaturas en la capa de lodos y en la laguna, las distintas tasas de degradación, la  $DBO$  en la laguna y en los lodos bentales y la demanda de oxígeno. Roesler (1970) y Shapiro (1967), también han informado respecto a la simulación del comportamiento de lagunas de estabilización con programas similares de computadoras.

Thirumurthi y Nashashibi (1967) han propuesto que, debido a las condiciones no ideales del mezclado en las lagunas de estabilización, el procedimiento de diseño del reactor químico de primer orden es el que se debería de utilizar para describir el comportamiento de las lagunas. Indican que la hidráulica de las lagunas no es ni de flujo tipo pistón (Ecuación V.14), ni de un sistema completamente mezclado (Ecuación V.15), sino que más bien es un sistema intermedio descrito por la Ecuación V.16 (Thirumurthi 1969).

a) Flujo tipo desplazamiento de pistón:

$$\frac{S_e}{S_i} = e^{-kt} \quad \text{Ec. V.14}$$



b) Flujo completamente mezclado:

$$\frac{S_e}{S_i} = \frac{1}{1 + kt} \quad \text{Ec. V.15}$$

c) Aproximación a un sistema intermedio

$$\frac{S_e}{S_i} = \frac{4 a(e)(1-a) / 2d}{(1+a)^2} \quad \text{Ec. V.16}$$

donde,

$S_i$  = DBO de las aguas residuales afluentes  
(mg/l)

$S_e$  = DBO del efluente de la laguna (mg/l)

$k$  = constante de rapidez de la reacción biológica (1/día)

$a = (1 + ktd)^{1/2}$

$d$  = constante de difusividad o número de dispersión.

$$d = \frac{D}{UL} = \frac{Dt}{L^2}$$

$D$  = coeficiente de dispersión axial  
(pies<sup>2</sup>/hora).

$U$  = velocidad del fluido (pies/hora).

$L$  = característica longitudinal de la trayectoria de desplazamiento de una partícula típica en el tanque o laguna (pies).

Todavía queda por realizar bastante trabajo en la de terminación de la constante de difusividad ( $d$ ) para distintas lagunas de estabilización; sin embargo, T. Ramurthi indica que el valor de esta constante, rara vez excederá de 1.0 debido a las bajas cargas hidráulicas. También presenta un nomograma que elimina la tediosa solución de la Ecuación V.16.

Modelo para laguna de maduración.

Debido a que la ta sa de mortandad de las bacterias fecales en las lagunas aerobias puede aproximarse a una reacción mono molecular, siempre y cuando se mantenga un buen mezclado en las lagunas, Nataraj y Shaw (1961) propusieron la expresión que se indica en la Ecuación V.17 para sistemas que incluyen lagunas de maduración:

$$\frac{N}{N_0} = \frac{1}{(KR + 1)} \quad \text{Ec. V.17}$$

donde,

$N_0$  = concentración de bacterias coliformes en el afluente (NMP)

$N$  = concentración de bacterias coliformes en el efluente (NMP)

$K$  = constante de la tasa de degradación

$R$  = tiempo de retención

El valor de  $K$  se estableció en forma empírica y se encontró que varía con el grado de corto circuito y con los factores estacionales (duración e intensidad de la luz solar y temperatura) que afecta el comportamiento de las lagunas. Es recomendable un valor de  $K = 2.0$  para propósitos de diseño. Este valor está basado en reducciones de E. coli.

Goetzee y Fourie (1963) encontraron que el valor de  $K$ , para S. tifi, era de 0.8 en dos lagunas en serie en Pretoria, Suda Africa. Estas diferencias ilustran el hecho de que no es recomendable hacer muchas generalizaciones cuando se relacionan valores de organismos indicadores con agentes específicos causantes de enfermedades. No obstante, las proyecciones hechas en la Ecuación V.17 dan una buena idea del tipo general de control bacterial que puede requerirse (Gloyna, 1969).

La clave para una reducción elevada y permanente de bacterias coliformes, consiste en sistemas de lagunas en serie que proporcionen tiempos de retención que sean adecuados para los líquidos y los sólidos. La ventaja primordial de las lagunas en serie es la eliminación de los cortocircuitos (Gloyna, 1969). El porcentaje en la reducción de bacterias colifor-

mes pueda estimarse de acuerdo con las siguientes Ecuaciones V.18 y V.19 para lagunas con tiempos de retención iguales y diferentes respectivamente:

$$\frac{N}{N_0} = \frac{1}{(KR + 1)^n} \quad \text{Ec. V.18}$$

y,

$$\frac{N}{N_0} = \frac{1}{(KR_1 + 1)(KR_2 + 1) \dots (KR_n + 1)} \quad \text{Ec. V.19}$$

n = número de lagunas en serie

Las ecuaciones anteriores consideran que la constante de la tasa de degradación (K), se mantiene igual para cada laguna de la serie. Aunque este no es exactamente el caso, las aproximaciones que proporcionan estas ecuaciones son lo suficientemente buenas para estimaciones generales de la reducción de las bacterias coliformes.

Oswald (1960) presentó la teoría de la carga de DBO por unidad de área, que postulaba que la tasa de carga de DBO está gobernada por la radiación solar promedio diaria. La marcada influencia de la radiación solar en asociación con las algas, sobre la reoxigenación del líquido de la laguna se observó que se ajusta a la siguiente ecuación:

$$L_0 = 0.25 F S \quad \text{Ec. V.5}$$

donde,

$L_o$  = carga orgánica lbs/acre/día

$F$  = eficiencia fotosintética de conversión  
de la luz = 4

$S$  = energía solar (calorías/cm<sup>2</sup>/día)

El mismo Oswald (1960) publicó una serie de tablas bastante completas para los valores probables máximo y mínimo de la energía solar visible en función de la latitud y para cada mes. La eficiencia fotosintética de conversión de la luz es una función de: luz, tiempo, nutrientes y temperatura. Jayangoudar y colaboradores (1970), han estimado la eficiencia de conversión de la luz en aproximadamente 6 para las condiciones de la India.

Una producción máxima de algas resultará si la profundidad no es mayor de 0.15 a 0.30 m. Sin embargo, profundidades de 1.20 a 1.80 m pueden ser más deseables si el objetivo primordial es la producción de oxígeno (Gloyne, 1969).

La producción de células de las algas también se ha encontrado que está relacionada con la eficiencia de conversión de la luz y con la energía solar, de acuerdo con la ecuación:

$$Y_c = 0.15 F S$$

Ec. V.6

conde,

$Y_c$  = producción de células de las algas lbs  
de algas/acre/día).

F y S tienen el mismo significado que en la  
Ec. V.5.

La relación entre la producción de oxígeno y la producción de células de las algas es de aproximadamente 1.6, presentándose la mayor remoción de DBO cuando el factor de oxigenación, (relación de oxígeno producido a oxígeno requerido) es de aproximadamente 1.6.

#### Revisión de la práctica de diseño en México.

Como se mencionó en el Capítulo I, la Secretaría de Recursos Hidráulicos ha diseñado la mayor parte de los sistemas construidos en la República para el tratamiento de aguas residuales municipales mediante lagunas de estabilización. Los otros sistemas que existen han sido diseñados por la Secretaría de Salubridad y Asistencia principalmente son los de: Ojina ga, Chih.; Metztlán, Hgo.; San Blas, Nay. y Sonoi ta, Son., según la información obtenida en la propia Secretaría de Salubridad y Asistencia. Por lo tanto, puede decirse que el criterio para diseñar lagunas de estabilización en México es esencialmente el utilizado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Por consiguiente, nos referiremos únicamente a este criterio, sin embargo, es importante puntualizar que dicho criterio es en realidad sólo una secuela de cálculo y no un método racional de diseño.

De acuerdo con la información que se obtuvo de la propia Secretaría de Recursos Hidráulicos, esta secuela de cálculo puede resumirse como sigue:

1. Los datos iniciales para el diseño son los que previamente sirvieron para proyectar la red de alcantarillado de la población a la cual se le va a adicionar un sistema de tratamiento. Estos datos consisten en:

Población actual y de proyecto.

Aportación per cápita.

Gasco medio de aguas residuales.

Gasto mínimo y máximo de aguas residuales calculados con el coeficiente de Harmon.

Tipo de sistema de alcantarillado y manera de funcionar.

Lugar propuesto para el vertido de las aguas residuales.

2. Se selecciona el tipo de sistema de lagunas de estabilización que se diseñarán, ya sean anaerobias, facultativas, aerobias o combinaciones de ellas, y en función de esto se eligen las cargas orgánicas que se aplicarán, la profundidad del agua y

las eficiencias esperadas en cada tipo de lagunas.

3. Se supone una carga orgánica unitaria valuada en términos de la Demanda Bioquímica de Oxígeno estandarizada ( $DBO_5$ ), y con los datos del punto 1. se calcula la carga orgánica total que producirá la población.
4. De acuerdo con los puntos 1. 2., se calcula el área que requerirán las lagunas. Esta se subdivide en varias unidades y, al mismo tiempo, se establece una o más etapas de construcción de la obra en función de las condiciones económicas.
5. Si se diseñan dos o más tipos de lagunas, se aplican los puntos 2., y 4., a cada uno de los tipos elegidos para determinar el número de unidades y sus áreas respectivas.
6. En función del tipo de lagunas, del número de unidades y de sus áreas correspondientes, se diseña el arreglo de conjunto del sistema y se dimensionan los bordos, excavaciones y terraplenes.
7. Una vez dimensionadas las lagunas, se procede al cálculo hidráulico de todas las estructuras de entrada, interconexión y salida teniendo en cuenta los datos del punto 1., los cuales, junto con los del punto 4., determinan el tiempo de retención de las unidades. Este cálculo hidráulico se hace



teniendo presente la cota a la cual debe entregarse el efluente del sistema, con el objeto de calcular la cota a la cual debe llegar el afluente de aguas residuales.

8. Se hacen los ajustes necesarios en los puntos anteriores que lo requieran para dejar terminado el proyecto.

Comentario y discusión de los 8 puntos anteriores:

1. Respecto a los datos iniciales de diseño es conveniente mencionar que en ninguno de los proyectos revisados se especifica el período de proyecto considerado, y al estimar por varios métodos el dato de la población futura de diseño se encontró que los períodos de proyecto diferían en forma significativa. Es obvio que una estimación errónea de la población futura, afectará desfavorablemente todos los cálculos posteriores.
2. De acuerdo con la información obtenida, la elección del proceso, del tipo de lagunas, de los valores de los parámetros de diseño por aplicar, en la mayoría de los casos está basada en el criterio personal del ingeniero que hace el proyecto, algunas veces usando exclusivamente proyectos anteriores como guía o utilizando valores recomendados en algunos artículos técnicos o libros de texto. Sin embargo, la determinación de la concen-

eración de la materia orgánica de las aguas residuales y las indispensables pruebas de laboratorio acerca de su tratabilidad, no se efectuaron en ninguno de los proyectos examinados.

Por lo que respecta a los parámetros de diseño que se han empleado en los proyectos revisados, la falta de un criterio racional fundamentado para elegirlos, ha tenido como consecuencia que se haya usado una amplia variedad de ellos en los diseños de lagunas, como puede observarse en los datos anotados en la Tabla III.1. Actualmente, la Secretaría de Recursos Hidráulicos emplea los siguientes parámetros de diseño:

#### Lagunas anaerobias:

Capacidad de tratamiento	450 a 1 000 Kg/Ha/día de $DBO_5$
Tiempo de retención	5 días como máximo
Profundidad del agua	2.00 a 3.00 m
Eficiencia de remoción de $DBO_5$ , localización	50% a 1.5 Km de la locali- dad

#### Lagunas facultativas

Capacidad de tratamiento	50 a 85 Kg/Ha/día de $DBO_5$
--------------------------	------------------------------

Tiempo de retención	15 días como mínimo
Profundidad del agua	1.20 a 1.50 m
Eficiencia de remoción de DBO <sub>5</sub>	90%
Localización	a 1 Km de la localidad

Lagunas aerobias:

Capacidad de tratamiento	60 a 100 Kg/Ha/día de DBO <sub>5</sub>
Tiempo de retención	15 días como mínimo
Profundidad del agua	0.60 a 0.90 m
Eficiencia de remoción de DBO <sub>5</sub>	90%
Localización	a 750 m de la localidad

Sin embargo, como se dijo antes, la adopción y utilización de los parámetros anteriores no está justificada por ningún método racional de diseño, sino que han sido obtenidos mediante una recopilación de datos técnicos de algunas publicaciones. Es interesante observar que, de acuerdo con las recomendaciones anteriores, no existe mayor diferencia entre las lagunas facultativas y las aerobias, pues las cargas orgánicas son prácticamente las mismas y el tiempo de retención y la eficiencia esperada son iguales; la única diferencia se refiere a las profundidades del agua. Lo anterior lleva a considerar que dada la igualdad de características, casi nunca se diseñarán lagunas

Facultativas, porque la mayoría de las veces resultarán mas costosas que las aerobias debido a su mayor profundidad.

3. Una de las deficiencias mas notables en la secuencia de diseño seguida hasta ahora por la Secretaría de Recursos Hidráulicos, se refiere a la suposición de la carga orgánica unitaria de  $DBO_5$ , ya que en todos los diseños revisados excepto uno, se eligió una carga de 50 g/hab./día de  $DBO_5$ . Hasta donde se obtuvo información, esta carga por persona nunca se ha calculado en México para propósitos de diseño de lagunas de estabilización.

Este parámetro tiene la mayor importancia en el proyecto de lagunas y debe fijarse cuidadosamente mediante las imprescindibles pruebas de laboratorio, ya que de él dependen todos los cálculos subsecuentes para la determinación de la carga orgánica total producida por la localidad y por tanto el dimensionamiento de las lagunas. Con relación a este parámetro, existe la circunstancia de que en los E.U.A. acostumbran emplear como carga orgánica unitaria de  $DBO_5$  el valor de 54 g/hab./día pero, de acuerdo con pruebas preliminares de laboratorio efectuadas por Tecnología del Agua, S.A., en muestras de aguas residuales municipales tomadas en varias poblaciones de la frontera norte, el valor promedio obtenido fue de 79 g/hab./día,

el cual es un 31.6% mayor que el usado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

- 4., 5. Estos puntos están íntimamente relacionados con los anteriores y son consecuencia de ellos.
6. Respecto al dimensionamiento de los bordos se tiene una situación similar a la de los parámetros de diseño, porque con excepción del ancho de la corona de los bordos que en todos los casos es de 3.00 m., las pendientes de los taludes de aquéllos han sido diseñadas de acuerdo con el criterio personal del ingeniero proyectista, teniéndose también una variación notable en las pendientes empleadas, como puede apreciarse en la Tabla III.1.

Sobre este punto y conforme a los datos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, es pertinente mencionar que únicamente en un caso se revisó la resistencia mecánica y la estabilidad de los bordos de las lagunas tomando en cuenta las características del suelo donde se construiría la obra; en los otros proyectos no se hizo tal revisión. Ahora bien, el costo total de construcción de las lagunas se debe, con raras excepciones, únicamente a la obra civil, y la construcción de los bordos representa un porcentaje bastante grande de dicho costo. De donde se infiere que es necesario diseñar los bordos con la sección mínima com-

patible con su estabilidad y la resistencia del subsuelo, con el fin de obtener el costo mínimo para toda la obra.

7. En relación con el cálculo hidráulico, casi en ninguno de los proyectos revisados se tomaron en cuenta tres importantes factores en la determinación de los gastos efluentes de los sistemas y/o de los gastos que pasan de una laguna a otra cuando estas tienen un arreglo en serie. Estos factores son los de la precipitación pluvial, la evaporación y la infiltración que se presentan en las lagunas. Los dos primeros dependen de las características climatológicas y el tercero es función de la naturaleza del terreno y la altura del agua en la laguna.

Del examen de las características climatológicas anotadas en la Tabla III.4 puede observarse que excepto para el caso de Chetumal, Q.R., en todos los demás proyectos revisados el valor de la precipitación varía del 2% al 3% aproximadamente del de la evaporación, y si a esto le añadimos la infiltración que pueda presentarse, se tiene que en todos estos casos hay una pérdida del volumen de agua que necesariamente debería de haberse tomado en cuenta para el dimensionamiento de las estructuras de interconexión y de salida, con el objeto de que realmente funcionaran como se diseñaron,

además de que probablemente hubieran resultado más económicas.

Otro importante aspecto relacionado con estos factores es el de que, al haber una disminución real del volumen de agua, se tendrán por consiguiente gastos menores que los calculados sin haber tomado en cuenta los factores antedichos; esto influye directamente en el tiempo real de retención de las lagunas, pues al ser menores los gastos, se tienen mayores tiempos de retención. Esto, por un lado, posiblemente mejore la eficiencia del tratamiento, pero por otro, redonda indudablemente en que se tienen lagunas más grandes que lo necesario y por lo tanto más costosas. El tamaño necesario de las lagunas resulta al conciliar el grado deseado o posible de tratamiento para un proceso dado, con la economía de la obra resultante.

#### Aplicación de los criterios de diseño a las lagunas piloto.

Con el objeto de fundamentar las recomendaciones preliminares para el diseño de lagunas de estabilización en México, fue necesario realizar un análisis comparativo entre el dimensionamiento físico real de las lagunas y su eficiencia de remoción de DBO, con aquél que se hubiera obtenido al utilizar los criterios de Gloyne, Marais y Oswald.

El sistema de lagunas de Durango fue diseñado siguiendo la secuela descrita en el párrafo anterior. Excluyendo la laguna No. 5, la remoción de  $DBO_5$  en las lagunas 2, 3, 4 y 6, entre los meses de Junio a Octubre, varió del 70% al 75%, con un tiempo real de retención en las lagunas citadas de 35 a 46 días.

De acuerdo con los datos de proyecto de las lagunas de Durango, el tiempo de retención de diseño es de 15 días.

Generalmente, se ha considerado que la remoción de  $DBO_5$  en lagunas facultativas es de 90%. En el caso de las lagunas de Durango, la carga orgánica de diseño, basada en una carga orgánica unitaria de 60 g/hab./día, fue de 85 Kg/Ha/día, obteniendo se una remoción de  $DBO_5$  menor a la esperada.

En la Tabla V.1 se presentan los tiempos de retención reales obtenidos en las 5 lagunas estudiadas para los gastos con que están trabajando, comparados con los tiempos calculados con las ecuaciones propuestas por Gloyne y Marais para una remoción de DBO de 90%. En la misma tabla, se presenta el área superficial real de cada laguna así como la calculada por medio de la ecuación propuesta por Oswald. Es importante hacer notar que la gran diferencia existente entre las áreas calculadas y las reales, se debe a que el diseño hecho median-



TABLA V.1

CUADRO COMPARATIVO DE TIEMPOS DE RETENCION Y AREAS PARA LAS LAGUNAS DEL SISTEMA  
PILOTO

LAGUNA Nº	Tiempo de retención real días	Tiempo de retención requerido para una remoción de DBO del 90%		Area real Has.	Area requerida pa- una remoción de DBO del 90% según el criterio de Os- wald. * Has
		Ecuación de Gloyna días	Ecuación de Marais días		
2	47.5	76.0	53.0	14.0	6.3
3	40.0	76.0	53.0	14.4	7.0
4	34.5	76.0	53.0	14.4	6.6
5	440.0	76.0	53.0	15.0	0.5
6	35.0	76.0	53.0	14.2	5.8

\* Lagunas de Alta Tasa para propiciar el crecimiento de algas.

de la ecuación de Oswald, tiene el propósito fundamental de propiciar el crecimiento de las algas. Es por esto que este aspecto no se discute mas de calladamente.

El tiempo de retención requerido para una remoción de 90% de acuerdo con los criterios de Gloyna y Marais es de 76 y 53 días respectivamente (Tabla V.1). La única laguna con un tiempo de de tención en exceso del tiempo requerido fué la laguna 5 con 440 días, pero hay que tener presente que el gasto de agua residual que llega a esta unidad es muy reducido en comparación con las otras celdas. Sin embargo, la laguna 5 sólo efectuó una remoción del 30%. En la Tabla V.2 se pre sent a un cuadro comparativo de los tiempos de re tención reales, con los estimados mediante la ecuación de Marais para lograr una remoción de DBO igual a la que se obtiene realmente en el sis tema de lagunas piloto.

Según la ecuación de Marais, es posible obtener una remoción de DBO igual a la obtenida actu almen te en las lagunas piloto pero con un tiempo de re tención mucho más corto. El inconveniente de em plear únicamente la ecuación de Marais para esti mar la remoción de DBO en un sistema de lagunas, radica en que esta relación está basada en la su po sición de que se tienen condiciones de mezclado

TABLA V.2

CUADRO COMPARATIVO DE LOS TIEMPOS REALES DE RETENCION  
 CON LOS ESTIMADOS MEDIANTE LA ECUACION DE MARAIS PARA  
 EL PORCENTAJE REAL DE REMOCION DE DBO<sub>5</sub>

LACUNA Nº	Remoción real de DBO <sub>5</sub>  %	Tiempo real de retención  días	Tiempo de retención requerido según la ecuación de Marais para el porcentaje real de remoción.  días
2	75	47.5	14.6
3	71	40.0	14.6
4	69	34.5	13.3
5	80	440.0	23.1
6	76	35.0	18.6

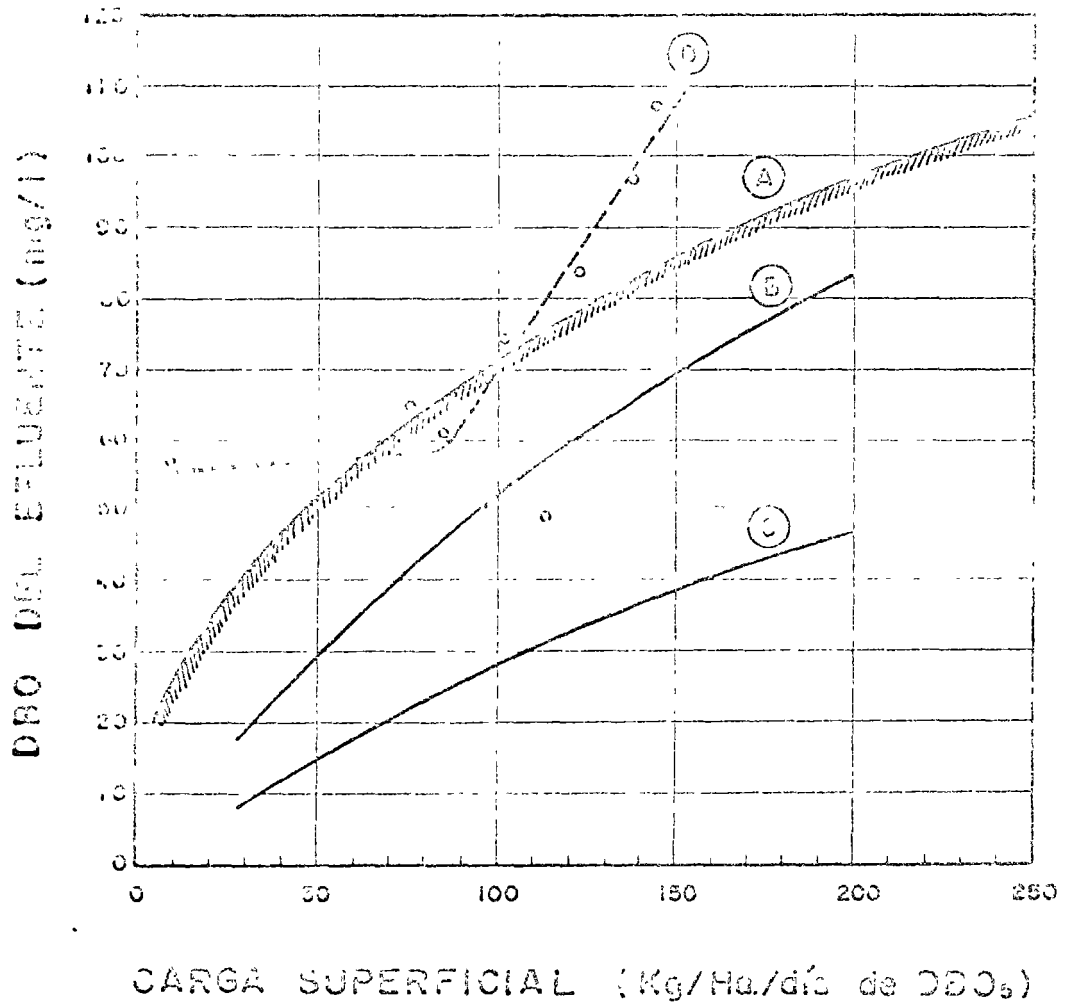
completo, lo cual es simplemente una aproximación a lo que realmente sucede en las lagunas. Por lo tanto, las lagunas diseñadas exclusivamente con la ecuación de Marais no siempre producen un efluente de buena calidad, debido a que pueden ser afectadas por los cambios bruscos de temperatura, gasto y concentración de materia orgánica en el afluente.

La ecuación de Gloyna produce diseños de lagunas con tiempos de retención grandes, lo que contribuye a que su funcionamiento sea más consistente y puedan resistir cambios bruscos del clima y concentraciones variables de DBO en el afluente. Estas lagunas casi nunca producen olores desagradables.

En la Figura V.3 se comparan los resultados obtenidos en el sistema de lagunas piloto, con los alcanzados por muchas lagunas en operación en varias partes del mundo, así como el desarrollo de la ecuación de Gloyna para 10° y 20°C. El sistema de lagunas de la ciudad de Durango no está produciendo una calidad en su efluente, comparable a lo que se ha observado en otras partes del mundo para poblaciones con características similares. Aunque el resultado de la comparación que se hace en la Figura V.3 es muy significativo, no puede tomarse como una evaluación definitiva.

Para poder hacer evaluaciones más concluyentes sobre el funcionamiento de las lagunas de estabilización en México, es necesario estudiar más detalladamente un mayor número de lagunas durante un período continuo de tiempo de 1 ó 2 años como mínimo.

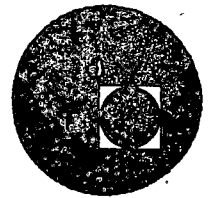
FIGURA 1. COMPARACION DEL SISTEMA DE LAGUNAS PILOTO DE DURANGO CON LAGUNAS DE VARIAS PARTES DEL MUNDO Y LA RELACION DE CLOYNA.



- (A) Curva límite de los valores carga superficial-DBO<sub>5</sub> del efluente determinados en varias partes del mundo.
- (B) Relación encontrada por Cloyne para T=10° C
- (C) Relación encontrada por Cloyne para T=20° C
- (D) Curva encontrada para el sistema piloto.



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



DR. DAVIS L. FORD

NOVIEMBRE DE 1976.

11  
12  
13  
14  
15  
16  
17  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60  
61  
62  
63  
64  
65  
66  
67  
68  
69  
70  
71  
72  
73  
74  
75  
76  
77  
78  
79  
80  
81  
82  
83  
84  
85  
86  
87  
88  
89  
90  
91  
92  
93  
94  
95  
96  
97  
98  
99  
100





OPERATION, CONTROL, AND MONITORING  
OF BIOLOGICAL TREATMENT FACILITIES

Davis L. Ford, Ph.D., P.E.

Senior Vice President, Engineering-Science, Inc.

Introduction

Perfection in conceptualizing, designing, and constructing a biological wastewater treatment facility contributes nothing toward production of a desirable effluent quality unless it is coupled with effective operation and control. Increasingly stringent effluent requirements and the consequent necessity for a more complex treatment system places even more emphasis on the operation and control aspects of water quality management.

There are several factors involved in successfully maximizing the efficiency of a biological treatment system through proper operation and control. These include:

- (1) competent staff
- (2) sufficient monitoring capability
- (3) proper sampling and analytical equipment
- (4) capacity to properly interpret data and implement appropriate operational changes - specifically, a refined "troubleshooting capability."

It is the purpose of this treatise, therefore, to discuss these aspects both in general and specific terms. The general discussion is based on literature cited information and field experience while case histories are used as the informational source for monitoring and "troubleshooting" guidelines as presented herein.

General Quality Parameters

The selection of wastewater parameters for inclusion in a monitoring program for operational control necessitates a review of each in order to assess its practicality and applicability. Many of the analytical techniques used to identify pollutants in wastewaters are expensive and difficult to perform, therefore constraining the parameter selection to specific classes of organic and inorganic analyses. A brief discussion of selected parameters, including comments on applicability, accuracy, precision of measurement, and interrelationships is presented as follows:

Organic Parameters

The organic strength of a liquid wastewater is generally expressed in terms of oxygen demand or organic carbon concentration. The oxygen demand parameters normally used include biochemical oxygen demand (BOD), chemical oxygen demand (COD), and total oxygen demand (TOD), while the carbon concentration is expressed in terms of total organic carbon (TOC).

Biological Oxygen Demand (BOD)

The BOD of a wastewater is an estimate of the amount of oxygen required to oxidize biodegradable organic materials in a sample of wastewater by a heterogeneous microbial population. Although BOD is widely accepted as a measure of organic strength in terms of oxygen demand, it is subject to many variables and conditions, particularly when considering complex industrial wastewaters. Some of these variables include time of incubation, dilution, nitrification, temperature, and other environmental factors, and most important, seed acclimation. Moreover, many organic constituents are resistant to biochemical oxidation and therefore not represented by the BOD test. In a general sense, these same constituents will also be resistant to removals in biological waste treatment, but they are ultimately decomposed in the environment and ultimately exert an oxygen demand on the environment.

Chemical Oxygen Demand (COD)

The COD test measures the oxygen equivalent of most organic and some inorganic wastewater constituents. Several COD testing methods are used, the most common one using potassium dichromate as the oxidant. The principal advantages of the COD test include the 2-3 hour analytical time as compared to five days for BOD determinations and independence from influencing factors such as temperature and seed acclimation. There are several test interferences, however, such as the presence of chlorides and other inorganic substances which are chemically oxidized, causing an "inorganic COD." Additionally, many stable organic compounds are resistant to chemical oxidation and consequently not measured in the COD test. For these and other reasons, it often is difficult to establish a good COD-BOD correlation for certain wastewaters.

Total Oxygen Demand (TOD)

An automated technique to estimate the oxygen demand of a wastewater sample has been developed whereby the oxygen concentration present in a nitrogen carrier gas flowing through a platinum-catalyzed combustion chamber is monitored during injection of a liquid sample. Although acid and nitrate interference has been reported, TOD can be correlated to COD in most applications. The TOD yield of a wastewater normally is slightly higher than its COD by virtue of the fact that a more efficient oxidation is effected in the automated TOD analyzer. The ratio might fluctuate, however, if a portion of the wastewater COD is attributable to inorganic oxidation. This method, too, is subject to several interferences, of which ammonia is a principle one.

Total Organic Carbon (TOC)

The organic carbon concentration of wastewater can be determined using an automated analyzer. This determination is independent of the variables inherent with the BOD and COD analytical procedure although certain inorganic constituents such as carbonates can cause interference at high concentrations. Recognizing that TOC measures the organic level of a wastewater in terms of carbon rather than oxygen demand, a poor correlation between TOC and BOD is frequently observed although a closer relationship with COD and TOD has been noted.

A tabular comparison of the analytical procedures for each organic parameter cited is shown in Table 1.

TABLE 1

## Characteristics of Oxygen Demand Analyses

	BOD <sub>5</sub>	COD	TOD	TOC
Component Measured	organics amenable to biological degradation by an acclimated seed	organics amenable to dichromate oxidation in the presence of a catalyst	all oxidizables	organic carbon
Test time requirement	5 days	1-3 hours	3 minutes	3 minutes
Test variations or interference	temperature pH, dilution seed acclimation nitrification	reflux time chloride interference, aromatics not measured effectively	interference of nitrates, acid chlorides, NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	interference of chlorides, sulfates, nitrates, phosphates, carbonates
Reproducibility	variable	± 8%	± 3%	± 2%
Concentration Range	dilution required for high strength samples	dilution required for high strength samples	0-200 mg/l with dilution required for higher concentrations	0-250 mg/l with dilution required for higher concentrations
Approximate Cost of Analytical Equipment*	\$800	\$1,200	\$8,000	\$7,000
Commercial Laboratory Rates, per Sample**	\$20-25	\$8-15	\$8-15	\$5-10

\*U.S. Dollars, 1973 (For List of Available Equipment, see Table 2)  
 \*\*Approximate U.S. Commercial Laboratory Rates, 1973

## Miscellaneous Organic Parameters

Other parameters are applied as applicable in measuring specific organic constituents in wastewaters. These include oil determinations (usually that which is hexane or ether extractable), phenols, and specific organics by methods such as gas chromatography.

## Interrelationships and Interpretation of Organic Parameters

As TOC and TOD are not currently used in most regulatory standards even though they are fast and reliable test methods, it is important that their relationship to BOD and COD be known. (1)

## Inorganic Parameters

The inorganic constituents of a wastewater may have particular significance when considering potential toxicity, process evaluation, and general effluent quality constraints. Although particular situations may require the evaluation of any number of inorganic analyses, only those of general significance are included herein.

## Acidity

The acidity of a wastewater is significant since the efficiency of most treatment processes depends to varying degrees on the ionized portions of acids, hydrolyzing salts, and free mineral acids. The latter is probably the most significant as it is difficult to predict and control neutralization requirements when diverse forms of mineral acidity are prevalent. Biological treatment systems have the potential to reduce acidity through the degradation of organic acids.

## Alkalinity

Alkalinity is significant in the same general sense as acidity, although the biological degradation process does offer some buffer capacity through the biological production of carbon dioxide. However, if insufficient alkalinity is present, the  $CO_2$  production will cause a pH drop in the aeration basin with a consequent reduction in organic removal.

## Dissolved Solids

Dissolved solids can adversely affect biological treatment systems through the reduction of biological oxidation rates and sludge settling velocities. This only occurs when the TDS concentration approaches the 10,000-20,000 mg/l or higher range, however. Nevertheless, lower concentrations of TDS in an effluent may be required when discharged to low TDS receiving bodies of water or reused for other purposes.

## Suspended Solids

When primary settling is not included in processing plants, the impact of suspended solids is felt directly by the secondary biological system. This effects a reduction in the efficiency of the system as well as placing additional burdens on the sludge handling facilities.

## Ammonia-nitrogen and Sulfides

Ammonia-nitrogen is present in many wastewaters. Although necessary as a nutrient source to bacteria, concentrations in excess of 1500 mg/l in a neutral or acid environment have toxicological effects on the biology of the treatment system and waters receiving the effluent. Sulfides are present in many industrial wastewaters, either as a mixture of HS -  $H_2S$ , sulfonated organic compounds, or metallic sulfides. Although sulfide odors are detectable in concentrations less than a few hundredths of a mg/l, no inhibitory or biotoxic effects to bacteria are noticed up to concentrations as high as 100 mg/l as sulfides. Many algal species are affected, however, by sulfide concentrations of 7-10 mg/l.

## Color and Turbidity

Color and turbidity are physical properties related to the concentration of certain solutes and suspended particles in wastewaters. Many of the wastes produced by the chemical and petrochemical industry contain color-producing compounds. Although color and turbidity per se have little effect on the operational efficiency of a biological treatment system, they are undesirable in waters receiving waste effluents as they diminish light penetration and alter the ecology of the area.

The presence of heavy metals in wastewaters is particularly significant relative to receiving water quality and unit process operation. The influence of heavy metallic ions such as Cu, Zn, Cr, Cd, etc. on biological treatment processes has been the subject of many investigations, although the consensus of most investigators established the toxic threshold of the influence at approximately 1 mg/l. However, metallic ions tend to accumulate in a biological treatment system with resulting decrease in process efficiency.

#### General Instrumentation and Monitoring Requirements

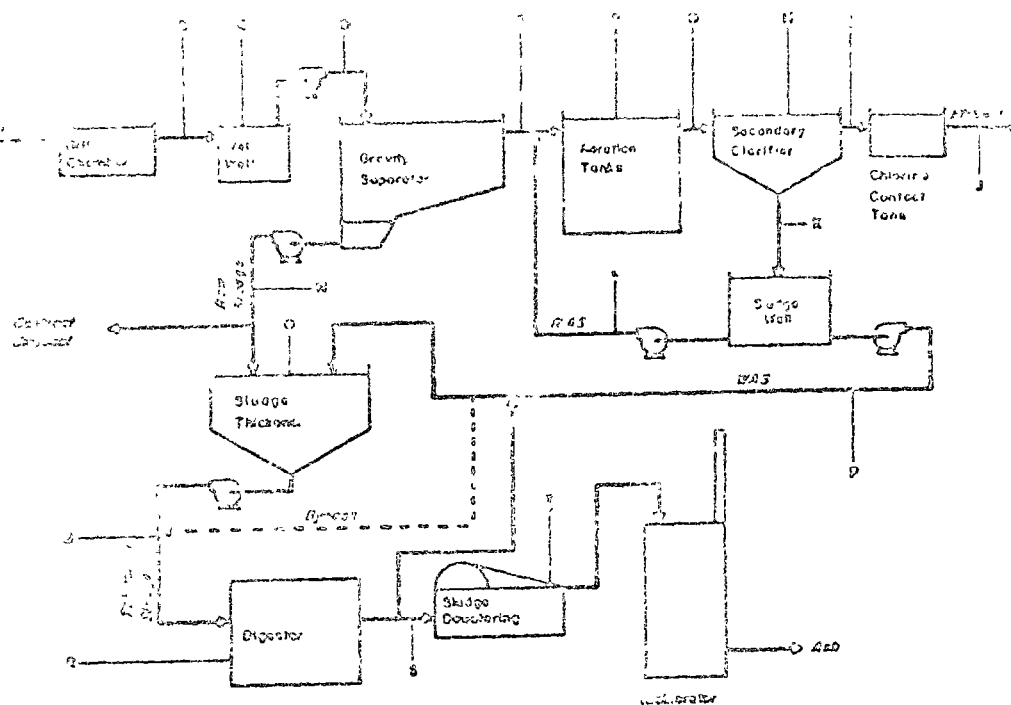
It is recognized that there are many flow alternatives to a biological treatment system. A generalized system with specified instrumentation is shown, however, in Figure 1. Although this represents a fully instrumented system which in many cases would not be merited, it does indicate a comprehensive inventory of available instrumentation, outlines monitoring point requirements, and tabulates response functions.

Possibly the single most important component of a monitoring system are the flow measurement devices. These can be categorized as weirs, flumes, and flow elements in pressure lines. Flowing water in weirs and flumes is directed over an opening of defined geometry, the upstream elevation related to flow rate. Flow elements in pressure pipes include orifice plates and venturi tubes, which relate flow to pressure drop across the element. Magnetic or sonic elements relate the magnetic or sound properties inherent of liquid flow to flow rate.

The pH and conductivity probes for monitoring and control have undergone considerable improvement with respect to electrode plugging. Continuous dissolved oxygen (DO) measurement is often used to monitor sludge activity in aeration basins as well as effluent levels. Aeration control is sometimes looped to basin DO level. Pressure and level sensors are common monitoring and control devices as shown in Figure 1. Suspended solids (SS) and density measurements can be instrumented via photometric, nuclear, or sonic gauges. Nuclear or sonic gauges accurately measure percent solids in a fluidized system, and when combined with flow, indicate solids loading to unit processes, critical in overall process control. Photoelectric or sonic instrumentation is also available for locating sludge blanket levels in gravity separators, which may influence operational decisions. Ion-selective electrodes are available for measuring nitrates and phosphates, but are subject to some interferences. As nutrient removal (such as nitrification and phosphorus precipitation) is coming more into focus, more sophisticated instrumentation for continuous monitoring probably will become available. Continuous measurement of chlorine residual is an established method for chlorine feed control.

Various techniques for monitoring organic levels in biological treatment systems are becoming quite common. A tabulation of organic analyzers including manufacturers, measured components, and test time requirements is given in Table 2. (3)

Biological sludge activity in the aeration basin can be quantified in a variety of ways. Two of the more promising methods include oxygen uptake and dehydrogenase enzyme activity. (4) Oxygen uptake values of a given biological system can be determined by several methods including: (1) polarographic techniques, (2) Warburg techniques, (3) off gas analyses, and (4) galvanic cell oxygen measurement. Of these methods, the galvanic cell approach is the simplest and the accuracy is normally acceptable. The normal procedure for measuring the oxygen uptake of a



Parameter	Measuring Instruments	Point or Points of Monitoring	Functions
Flow	Magnetic flowmeter Venturis Pipes Flumes Orifices Others	D, E, G, J, L, M, P, Q, S, T	Record Regulate chemical feed Regulate air flow Regulate return sludge flow Actuate samplers Equal flow division Digester loading Digester operation
pH, conductivity, temperature	Various	B, E, R	Influent quality Aeration tank operation Digester operation
DO	Probes	F, J	Control aeration Effluent quality
Masses, level	Various (floats, bubbler capacitance probes, sonics)	A, C, X, O, S, T	Mass air flow (with temp.) Control bar screens Pump control Digester level Vacuum filter level
SS	Nephelometer Turbidimeter	C, F, I	Organic loading Control RAS Effluent quality
Residue (specific gravity)	Nuclear gauge Sonic gauge Specific gravity Photometric	M, L, N, Q	Control digester loading Control RAS Control sludge blanket level Monitor digester performance
Acidity (A & P)	Wet chemistry Ion selective electrodes	D, E, G, I	Control chemical feed
Chlorine residual	Amperometric cell Colorimetric cell	O	Control chlorine feed
Dissolved Oxygen	Refractometer COD TOD TOC	D, E, F, G, J	Control aeration Control RAS Control waste sludge
Fluorescence, pH, DO, etc.	Fluorescence biometer	F	Control aeration Control RAS Control waste sludge

FIG. 1

TABLE 2

## Comparison of Organic Analyzer

Parameter	Method	Manufacturer	Components	Test Time
BOD	Standard	Numerous	Biodegradables	5 days
BOD	Respirometer	Warburg	Biodegradables	5 days
BOD	Manometric	Beloit-Pascoavant	Biodegradables	5 days
BOD	Manometric	Hach	Biodegradables	5 days
BOD	Electrolysis	Clarke	Biodegradables	2 1/2 days
COD	Standard	Numerous	Dichromate Oxidizables	2 1/2 hours
COD	Auto-Analyzer	Technicon	Soluble Dichromate Oxidizables	3 minutes
CO <sub>2</sub> D	Carbon Monoxide Production	Precision	Dichromate Oxidizables	2 minutes
TOD	Oxygen Depletion	Ionica	All Oxidizables	3 minutes
TCC	Carbon Dioxide Production	Beckman	Organic Carbon	2 minutes
TCC	Carbon Dioxide Production	AES	Organic Carbon	Continuous
TC	Carbon Dioxide Production	Union Carbide	Total Carbon	Continuous
OXYMAND	Arthur Respirometer	RMA	Biodegradables	Continuous

Fluidized biological system involves filling a BOD bottle with mixed liquor, inserting the oxygen probe, and recording the depletion of dissolved oxygen with time. The slope of the linear relationship is taken as the oxygen uptake rate in mg/l/unit time. A specific uptake rate can be determined by dividing this value by the MLVSS concentration of the test sample. The mixed liquor volatile suspended solids (MLVSS) concentration is presently the most common method of estimating the microorganism population in an activated sludge plant. The test is basically inadequate as it does not distinguish between living and non-living organisms, and non-biological volatile solids. A better indication of active bacteria is the viable plate count, but it is possible that the agar medium supports only a portion of those aerobic or facultative microorganisms responsible for assimilating waste materials. One investigator reported that the weight of nitrogen in the cells was a better estimation of the quantity of bacteria present in the mixed liquor. (5) Another "activity" parameter of promise is the measurement of one of the nucleic acids, deoxyribonucleic acid (DNA) which is present in all cells. This cellular constituent has been suggested as the least variable of all activity parameters.

laboratory procedure for determining DNA-DNA complex and time consuming, 100% of the enzyme activity is also a good indicator of biological sludge activity. In biochemical metabolic pathways, organic compounds are broken down into a series of dehydrogenations. The activity of the various dehydrogenases are therefore indicative of the sludge activity. These enzymes can easily be determined using a tetrazolium salt (triphenyltetrazolium chloride, or TTC) as a electron acceptor. This couples the oxidation of the substrate to the reduction of the colorless salt. The intensity of the red color, characteristic of the reduced form (triphenylformazan or TF), is taken as the measure of dehydrogenase activity. Several methods for determining the dehydrogenase activity of a sludge have been proposed. (7)(8)(9) It has previously been shown that dehydrogenase activity can be correlated to oxygen uptake as shown in Figure 2. The primary advantage of using TTC as an activity indicator in lieu of the other parameters mentioned is the fact that the test can be completed in 20-30 minutes, allowing time for immediate remedial action within plant operations before a prolonged deterioration in effluent quality occurs. This colorimetric determination also lends itself to continuous monitoring techniques, although to the author's knowledge, no such device has yet been perfected. Oxygen uptake analyses are also helpful in this regard.

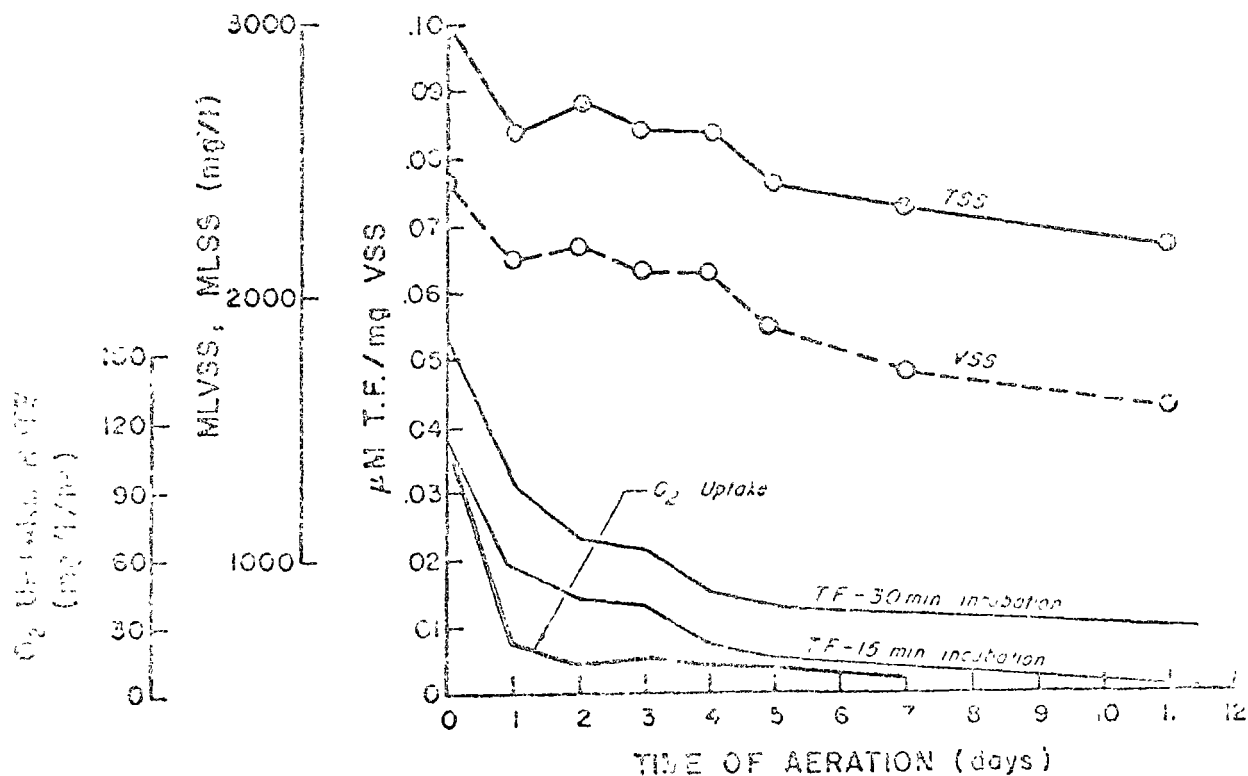


FIG. 2

T. F. Production and Oxygen Uptake at Various Aeration Periods.



### Sampling Techniques

The effective monitoring of waste streams and liquids in unit process reactors is, of course, dependent on reliable sampling techniques. Although the proportion of sampling in many biological treatment systems is still manual, sophisticated automatic samplers are used in the newer and more complex plants. There are several types of automatic samplers in current use. Most samplers fall into three basic categories:

- (1) the slow-moving continuous pump
- (2) the timer-actuated intermittent pump (TIP)
- (3) the dipper or scoop mechanism.

The characteristics of several U. S. manufactured automatic samplers are tabulated in Table 3.

TABLE 3

Characteristics of Automatic Samplers

Manufacturer	Type	Portable	Preservation	Max. Lift	Power	Proportional
Brailsford	T-I-P	Yes	None	1.83 m (6 feet)	AC-DC	Flow <sup>1</sup>
TMI	CA	Semi	None	Submerged	AC	Time
Sigmamotor	T-I-P	Yes	None	5.49 m (18 feet)	AC-DC	Time
TMI	T-I-P	Yes	None	6.10 m (20 feet)	None	Time
Snyder Teague	Scoop	No	Refrigerator	-	AC	Flow <sup>1</sup>
Lakeside	Scoop	No	Refrigerator	-	AC	Flow <sup>1</sup>
Chicago Pump	T-I-P	No	Refrigerator	-	AC	Flow <sup>2</sup>
Pro Tech	Pressure	Yes	None	9.76 m (32 feet)	None	Flow <sup>1</sup>
SIRCO	Pressure	Yes	Refrigerator	2.74 m (9 feet)	AC	Flow <sup>2</sup>
ISCO	T-I-P	Yes	None	7.93 m (26 feet)	AC-DC	Flow <sup>2</sup>

1. with input of signal from flow element.
2. transmitter or totalizer control.

In addition to the type of sampler utilized, there are other major factors to be considering, recognizing that the "representativeness" of the sample dictates major decisions in terms of quality analysis, operation, and control. Of major importance is selection of the sampling site and the degree of constituent homogeneity at that point, the compositing technique and schedule, and the method of sample transport and preservation technique employed.

Specific Monitoring Programs and Troubleshooting Guidelines

A specific performance monitoring program for a biological wastewater treatment facility is outlined along with guidelines for taking corrective action when operational problems arise. This particular system was designed to treat the base process flow, ballast water discharge, and contaminated storm water from a petroleum refinery. The selected sampling stations are schematically illustrated in Figure 3. A discussion of each system component follows:

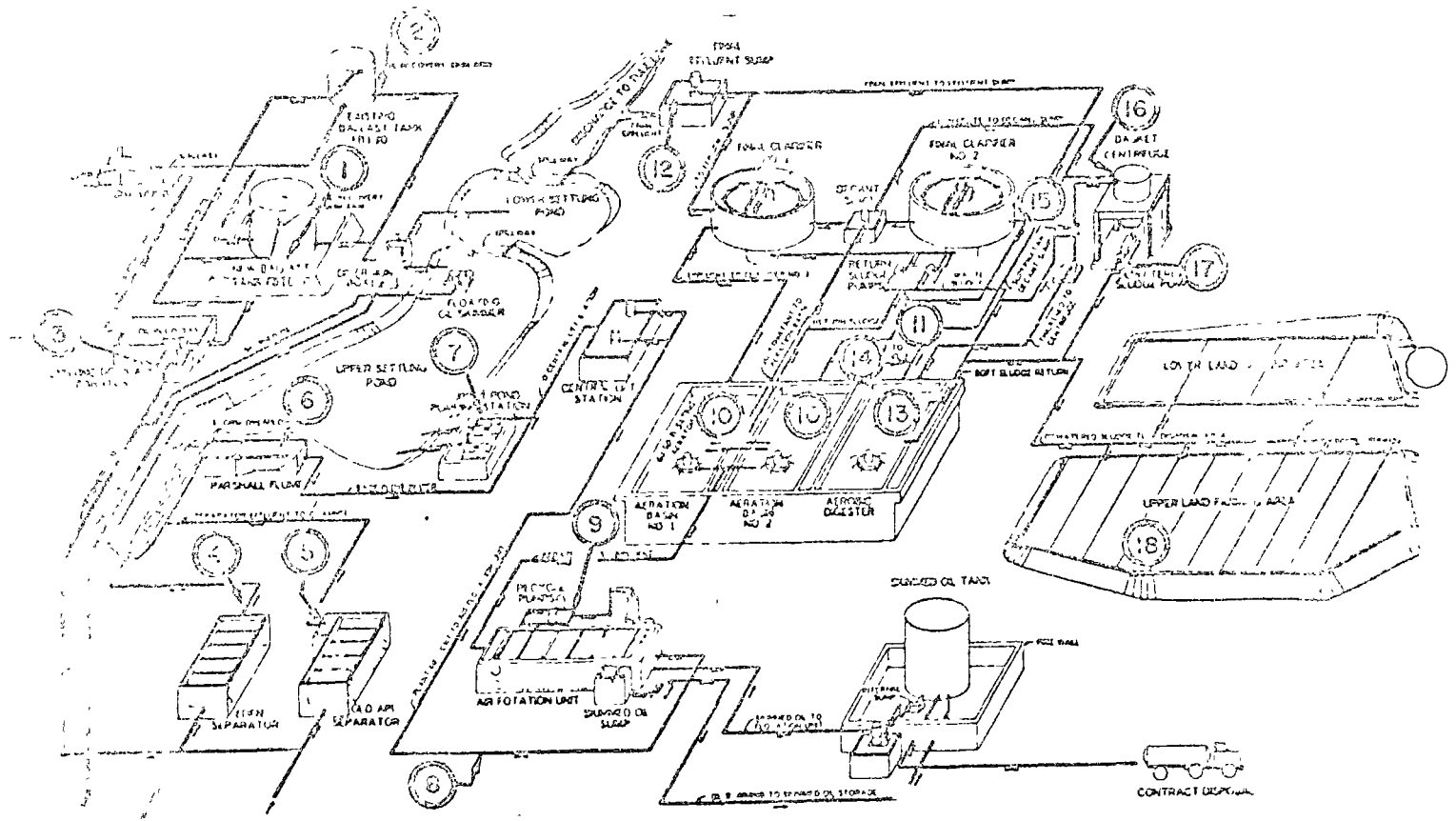


FIG. 3

Sampling Stations

Intermediate Treatment

The intermediate treatment step in this plant consisted of a dissolved air flotation (DAF) unit designed to remove oily and suspended materials not removed in the gravity separation units. The recommended monitoring program for the DAF treatment step is tabulated in Table 4 while the troubleshooting guide is outlined in Table 5.

Biological (Secondary) Treatment

The biological treatment step for this plant as indicated in Figure 3 is activated sludge. The recommended monitoring schedule is shown in Table 6 and the troubleshooting guide is presented as Table 7.

TABLE 4

Recommended Intermediate Treatment System  
Performance Monitoring

Sampling Point	Sampling Frequency	Analyses	Analyses Frequency
Air Flotation Unit Influent	Daily 24 Hour Composite	1) Chemical Oxygen Demand	1) Weekly
		2) Five Day Biochemical Oxygen Demand	2) Weekly
		3) Oil	3) Twice Weekly
		4) pH	4) From Recorder
		5) Total and Volatile Suspended Solids	5) Twice Weekly
		6) Temperature	6) Daily
Flotation Unit Effluent	Daily 24 Hour Composite	1) Chemical Oxygen Demand	1) Daily
		2) Five Day Biochemical Oxygen Demand	2) Twice Weekly
		3) Oil	3) Twice Weekly
		4) pH	4) From automatic recorder, check calibration once weekly
		5) Total and Volatile Suspended Solids	5) Twice Weekly
		6) Temperature	6) Daily

TABLE 5

Intermediate Treatment System Trouble Shooting Guide

Problem	Recommended Corrective Actions
1. Effluent oil and suspended solids concentrations too high	<p>A.</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Make necessary corrections inplant or improve operation of primary treatment units</li> </ol>
1. Slag loadings of oil or solids in excess of 400 mg/l	<ol style="list-style-type: none"> <li>2. <ul style="list-style-type: none"> <li>a. Pressure tank pressure too low, increase pressure.</li> <li>b. Amount of air injected too low (see #3 below)</li> <li>c. Amount of pressurized flow too low (see #4 below)</li> <li>d. Pressure tank water level too high i.e. <ul style="list-style-type: none"> <li>(1) Magnetrol float switch out of adjustment, adjust or replace.</li> <li>(2) Solenoid valve failure (stuck closed), correct or replace.</li> </ul> </li> </ul> </li> </ol>
2. Dissolved air release insufficient	
3. Air injection insufficient	<p>B.</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>a. Check and clean air filters.</li> <li>b. Adjust or replace regulator.</li> <li>c. Check and clean needle valve.</li> <li>d. Check pressure gauges and repair leak.</li> </ol>
<ol style="list-style-type: none"> <li>a. Air filters clogged or full of water</li> <li>b. Pressure regulator out of adjustment or broken</li> <li>c. Piping needle valve plugged</li> <li>d. Air line leak</li> </ol>	
4. Pressurized flow volume too low	<p>C.</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>a. Check discharge pressure gauge and repair pump(s) if necessary.</li> <li>b. Check tank pressure against recycle pump curve and adjust.</li> <li>c. Check and adjust recycle pumps suction and discharge valves.</li> <li>d. Check pressure drop through line segments and clean if necessary.</li> <li>e. Check and repair as required.</li> </ol>
<ol style="list-style-type: none"> <li>a. Recycle pump malfunction</li> <li>b. Pressure tank pressure too high</li> <li>c. Pump throttled too low</li> <li>d. Clogged pipe line</li> <li>e. Pressure reduction valve (PV-1004) diaphragm failure</li> </ol>	
5. Scum removal capacity too low	<p>D.</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>a. Reset interval and duration timers.</li> <li>b. Raise weir.</li> <li>c. Adjust flights.</li> <li>d. Reduce skimmer speed.</li> </ol>
<ol style="list-style-type: none"> <li>a. Insufficient skimmer operation</li> <li>b. Weir elevation too low</li> <li>c. Flights not parallel to beach</li> <li>d. Skimmer travel rate too fast causing scum to be swept under flights</li> </ol>	
6. Recycle rate too high causing hydraulic overload	6. Reduce recycle rate and compensate with higher air pressure.
7. Dissolved air release rate too high causing turbulence in flotation chamber	7. Reduce air pressure or recycle rate.
8. Water level too low in pressure tank allowing free air to escape and causing large bubbles	8. Adjust Magnetrol level control.
B. Water content in Scum	<p>E.</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Reduce skimmer speed and/or frequency.</li> <li>2. Reduce effluent weir height or flight depth</li> </ol>
1. Skimmer speed too high	
2. Weir elevation too high or excessive flight depth	

TABLE 6

## Recommended Biological Treatment System Performance Monitoring

Sampling Point	Sampling Frequency	Analyses	Analyses Frequency
Aeration Unit Efficiency	Daily 24 Hour Composite	(1) Chemical Oxygen Demand	(1) Daily
		(2) Five Day Biochemical Oxygen Demand	(2) Twice weekly
		(3) Oil	(3) Twice weekly
		(4) pH	(4) From automatic recorder, check calibration once weekly
		(5) Total and Volatile Suspended Solids	(5) Twice weekly
		(6) Temperature	(6) Daily, in summer at 2:00 p.m. in winter at 7:00 a.m.
		(7) Immediate Oxygen Demand	(7) Twice weekly
		(8) Total Chromium	(8) Once weekly
		Aeration Basin Mixed Liquor	Daily Grab Samples
(2) Total and Volatile Suspended Solids	(2) Twice weekly		
(3) In Situ Dissolved Oxygen	(3) Weekly or when operating problems occur, measure with DO probe suspended in aeration basin		
(4) Oxygen Uptake	(4) Weekly or when operating problems occur		
Return Sludge at Sludge Pump Discharge	Daily Grab Samples	(1) Settability	(1) Daily
		(2) Total and Volatile Suspended Solids	(2) Twice weekly
Final Effluent	Daily 16 Hour Composite	(1) Chemical Oxygen Demand	(1) Daily
		(2) Five Day Biochemical Oxygen Demand	(2) Twice weekly
		(3) Oil	(3) Twice weekly
		(4) Settleable Matter	(4) Daily
		(5) Total and Volatile Suspended Solids	(5) Three times weekly
		(6) Total Residue	(6) Three times weekly
		(7) Phenols	(7) Once monthly
		(8) Total Chromium	(8) Twice monthly
		(9) Fluorides	(9) Twice monthly
		(10) pH	(10) Daily, use for state reporting and to calibrate pH meter
		(11) Temperature	(11) Three times daily
Flow Recorder	Daily	(1) Flow	(1) Record mean, maximum and minimum daily flows on flow charts.
			(2) Record volume of sludge wasted

TABLE 7

## Biological Treatment Section Trouble-Shooting Guide

Operational Problem	Possible Causes	Recommended Unit/Type Action
A. Reduction in plant efficiency (high COD, BOD, ammonia in the final effluent)	(1) High organic and/or hydraulic loading	(2) Reduce loading, to capacity, of system through influent control or reducing upper pond pump over, increase MLSS.
	(2) Toxic material present	(2) Analyze raw waste for heavy metals, potentially toxic organic compounds, etc.; run screening tests to isolate toxicant and take appropriate influent action.
	(3) Inefficient nutrients	(3) Add nitrogen and/or phosphorus in a ratio of at least (BOD/N/P = 100/5/1).
	(4) Low MLSS concentration	(4) Reduce sludge wastage, increase recycle rate or add coagulant to aeration basin to enhance thickening in secondary clarifier.
	(5) pH	(5) Determine influent source of acid cause and alleviate source, install pH control system.
	(6) Inefficient dissolved oxygen in aeration basin	(6) Decrease MLSS concentration by varying sludge recycle rate and using sludge box DO in basin indicates excessive organic loading.
	(7) Inactive or unacclimated biological culture (seed)	(7) Add methyl ethyl ketone or other easily degradable carbon source to serve as a temporary substrate, recard either totally or partially with an active sludge taken from plant, treating similar wastes, if possible. Check for major upset in process operation.
B. High suspended solids concentration in effluent, poor plant efficiency, sludge buildup, or gasification	(1) Excessive organic loading	(1) Reduce organic loading to system capacity or below by temporary diversion of wastewater.
	(2) Lack of the wastewater recycle in proliferation of filamentous microorganisms	(2) Maintain aeration basin contents at neutral pH, add coagulant to basin to enhance solids-liquid separation.
	(3) Predominance of filamentous microorganisms resulting from low N or P concentration in aeration basin.	(3) Add inorganic N or P to system.
	(4) Filamentous microorganisms	(4) Subject sludge to prolonged anaerobic holding time if possible, chlorinate or purge system of sludge and recard.
	(5) Gasified sludge caused by excessive anaerobic sludge holding time in clarifier	(5) Increase sludge recycle rate and/or increase sludge wastage.
	(6) Excess sludge in clarifier caused by plugged sludge line	(6) Increase sludge recycle pumping rate as required to flush lines.
	(7) Excessive sludge in system	(7) Increase sludge wastage and disposal.
	(8) Excessive oil concentration in aeration basin or final effluent	(8) Check primary and intermediate treatment unit for malfunction.
C. Low dissolved oxygen level in aeration basin (below 2.0 mg/l)	(1) Oxygen deficit resulting from organic over-load	(1) Increase aeration capacity.
	(2) Localized anaerobic "pockets" due to incomplete mixing	(2) Increase aeration basin power level or baffles system.
D. Dissolved oxygen levels in aeration basin dropping 4-5 mg/l	(1) Reduced organic load, insufficient MLSS concentration, inactive biological population	(1) Increase MLSS concentration, recard with active microbial sludge.
E. Excessive foaming	(1) High concentration of surface active agents in aeration basin, possible substrate resistance to biological degradation	(1) Activate foam suppressant system and add foam suppressant if necessary.

## Sludge Handling

The excess activated sludge is first digested aerobically, thickened, centrifuged and pumped to landfill. Although there are an infinite number of sludge digestion, dewatering, and final disposal schemes, the sludge handling scheme for this plant as shown in Figure 3 is considered good design and represents proven technology. The monitoring schedule for the excess activated sludge handling system is shown in Table 8 and the troubleshooting guide is presented in Table 9.

The quality of the final effluent and its variation is the final yardstick of true operational control. Effluent quality can best be represented by a probability analysis as shown in Figure 4. This may be in terms of daily or monthly variation, and grab or composite samples, depending on which presentation is most meaningful. A typical probability plot of effluent BOD showing maximum grab sample values and monthly averages is shown in Figure 5.

TABLE 8

### Recommended Waste Solids Handling System Performance Monitoring

Sampling Point	Sampling Frequency	Analyses	Analyses Frequency
Grab Sample From Aerobic Digester	Daily	1) Settability 2) Total Suspended Solids 3) Volatile Suspended Solids 4) pH 5) Dissolved Oxygen 6) Oxygen Uptake	1) Daily 2) Twice Weekly 3) Twice Weekly 4) Twice Weekly 5) Twice Weekly (in situ) 6) Twice Weekly
Grab Sample of Aerobic Digester at Sharp Crested Weir	Daily	1) Settability 2) Total Suspended Solids 3) Volatile Suspended Solids	1) Daily 2) Twice Weekly 3) Twice Weekly
Grab Sample of Thickened Digested Sludge at Centrifuge Thick Pump Discharge	Daily	1) Settability 2) Total Suspended Solids 3) Volatile Suspended Solids	1) Daily 2) Twice Weekly 3) Twice Weekly
Composite Sample of Centrate	Daily	1) Settability or Settlesable Solids 2) Total Suspended Solids 3) Volatile Suspended Solids	1) Daily 2) Twice Weekly 3) Twice Weekly
Composite Sample of Dewatered Sludge Cake	Daily	1) Total, Volatile, and Fixed Residue	1) Daily
Composite of Stabilized Soil Condition	Monthly	1) Heavy Metals	1) Monthly

## Waste Solids Handling System Trouble-Shooting Guide

Problem Area	Recommended Corrective Actions
1. High solids concentration in return supernatant	(1) Stagger recycle from centrifuge and sludge wasting from final clarifiers. (2) Reduce solids inventory by sludge disposal.
2. Frequent plugging of sludge recycle lines	(1) Check all valves to insure fully opened. (2) Reduce solids inventory by sludge disposal.
3. Anaerobic conditions in thickener as evidenced by black coloration, noxious odors, or floating sludge	(1) Check for plugging in passage under turbulence baffle. (2) Reduce solids inventory by sludge disposal.
4. Low mixed liquor solids concentration in aerobic digester	(1) Decrease rate of sludge disposal.
5. Low dissolved oxygen (<1.0 mg/l) in aerobic digester	(1) Check floating aerator for malfunction, inspect spray pattern and check power consumption. (2) Decrease wasting interval from final clarifier and reduce solids inventory by increasing sludge disposal.
6. Low pH of recycle or waste sludge (<6.0)	(1) Indicative of anaerobic activity, perform corrective actions listed in "C" above.
7. H <sub>2</sub> O TSS/TDS ratio (>0.9)	(1) Increase solids inventory by halting sludge disposal. (2) Reduce sludge wastage from final clarifier by attempting to carry higher mixed liquor solids in aeration basin.
8. Inability to maintain high feed solids to centrifuge	(1) Inspect all valves for partial closure. (2) Clean out sludge lines.
9. Excessive foam in aerobic digester	(1) Increase solids inventory.
10. Floating aerator spray changes color rapidly	(1) Usually indicates the formation of sludge pockets in basin, reduce solids inventory by sludge disposal.
11. Excessive centrifuge vibration	(1) Clean bowl of uneven solids buildup. (2) Feed rate is too low, increase feed rate. (3) Tighten loose components.
12. High suspended solids and concentrate, or low solids in sludge cake	(1) Study process and adjust feed rate.
13. Skimmer assembly not functioning properly	(1) Skimmer dwell time is insufficient, adjust or replace timer. (2) Insufficient air supply to skim assembly, adjust air supply. (3) Improper travel rate of skim nozzle, adjust hydro check cylinder. (4) Improper action of skim diversion valve, adjust limit switch trip washer on skim arm assembly.
14. Skimmer will not operate	(1) Adjust unloader air pressure regulator to increase or decrease unloading speed.
15. Centrifuge will not start	(1) Vibration switch tripped or cover door open, close door and reset switch.
16. Effluent discharging to solids chute	(1) Increase bowl speed. (2) Raise feed system in bowl. (3) Correct venting of centrifuge to eliminate back pressure. (4) Clean obstructions from effluent discharge chute.
17. Sludge Pump fails to start	(1) Clean and inspect level switches and sludge hopper. (2) Check pump rotor for seizing.
18. Frequent plugging of dewatered sludge distribution line	(1) Increase pumping rate. (2) Check distribution valve to insure fully open. (3) Flush distribution lines. (4) Adjust centrifuge to decrease solids concentration of dewatered sludge.
19. Dewatered sludge inhibits or fails to support plant growth	(1) Check sludge for heavy metals concentration and reduce chrome content of wastewater by implant action. (2) Add potassium to waste sludge.



CONCENTRATION OF SELECTED CONSTITUENT  
TREATED EFFLUENT

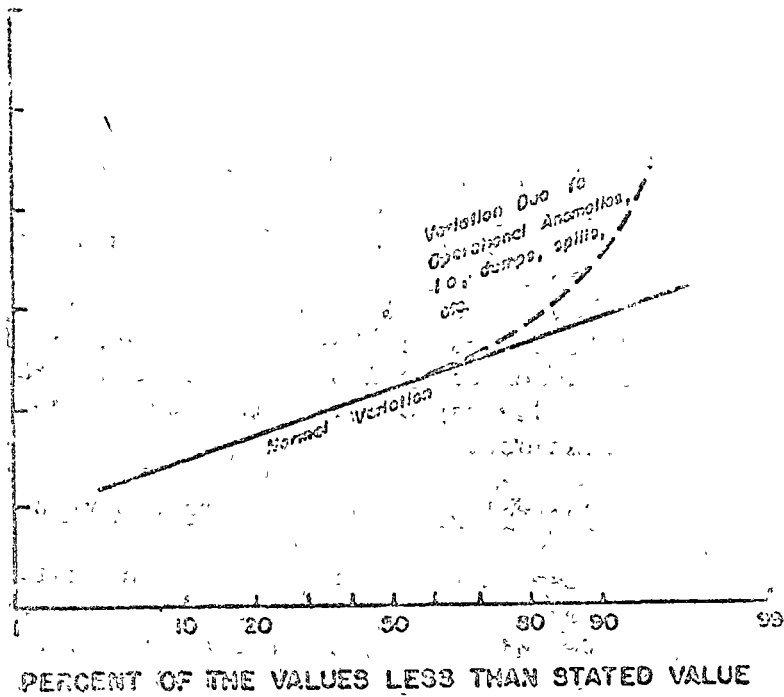


FIG. 4

Variation Pattern of Effluent Quality

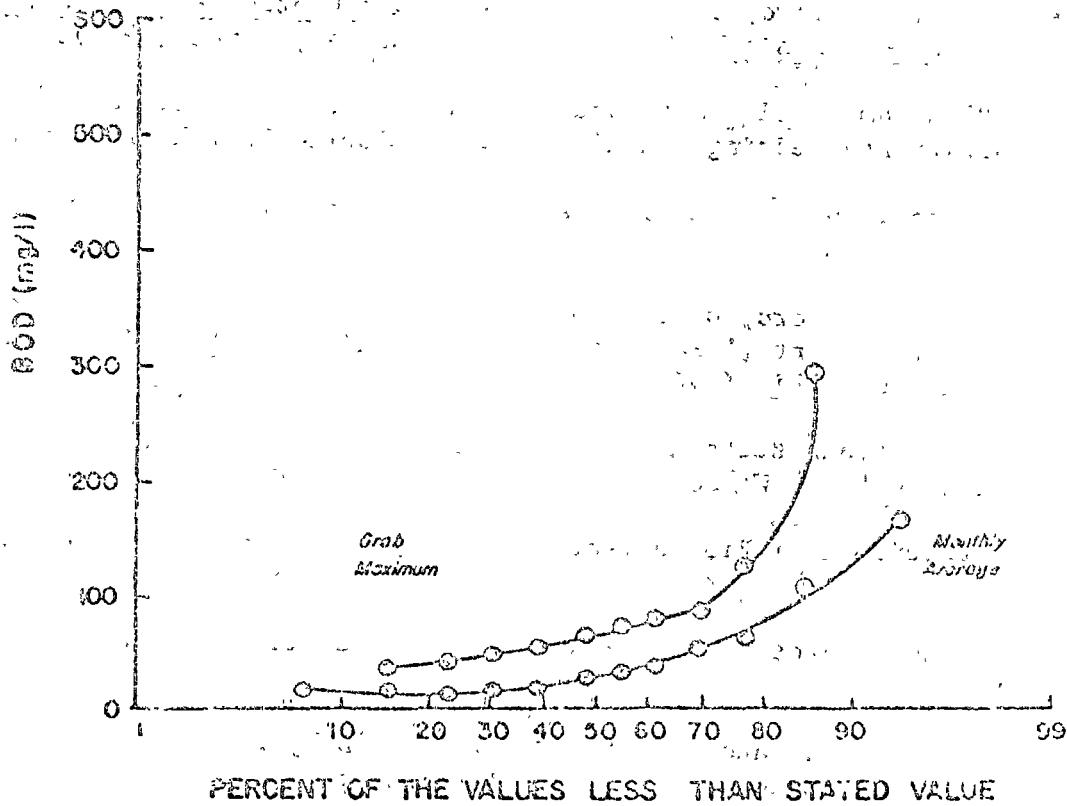


FIG. 5

Effluent Quality Variations

Effluent Polishing

In order to meet many existing and proposed regulatory requirements, polishing filters are required as a final step in biological treatment systems. Although this step was not incorporated into the treatment plant shown in Figure 3, it is programmed as a future addition once required. A typical effluent polishing system consisting of parallel-operated upflow filters is shown in Figure 6. Operational decisions with respect to backwash and filter run cycles are based on turbidimeter instrumentation which monitors effluent suspended solids or pressure switches which read pressure loss through the filter media. One may override the other, depending on effluent quality and hydraulic considerations.

Regulatory Control of Monitoring and Reporting

It is important to recognize that most regulatory authorities have minimum monitoring requirements. For example, a comparison of State (Texas) and Federal (U.S.) minimum requirements of monitoring a biological treatment plant effluent is shown in Table 10. Recently passed legislation in the United States and policy promulgated by Federal Authorities stipulated sampling and reporting requirements, schedules, and record keeping. Appropriate analytical techniques are also prescribed. (10)

References

1. Eckenfelder, W. W. and Ford, D. L., Water Pollution Control - Experimental Procedures for Process Design, Pemberton Press, Austin, Texas (1970).
2. Sepp, Endel, "Instrumentation and Control of Wastewater Reclamation Plants," Bureau of Sanitary Engineering, California State Public Health Department (1976).
3. Engineering-Science, Inc./Texas, Cost Allocation Report for Friendswood Development Corporation (1971).
4. Eckenfelder, W. W. and Ford, D. L., "Operational Analysis and Control of Biological Treatment Plants," Pacific Northwest Pollution Control Association, Pennington, British Columbia (1968).
5. Sartmann, L., "Relations Between the Nature Efficiency and Biological Life of Activated Sludge," *Vom Wasser* (Germany) 27, 107 (1960).
6. Atwater, G., "Experimental Biochemistry," John Wiley & Sons, N.Y., p. 259 (1960).
7. Mohrman, F. W. and Edwards, G. P., *Industrial Engineering Chemistry*, 4th Ed. 3:119 (1931).
8. Ford, D. L., Yang, J. L., and Eckenfelder, W. W., "Dehydrogenase Phase as a Parameter of Activated Sludge Activity," 21st Industrial Waste Conference, Purdue University (1966).
9. Ehrlich, P., Formal Discussion, Paper II-5, "Determination of Sludge Activity - A Possibility of Controlling Activated Sludge Plants," Proc. 3rd International Water Pollution Research Conference, Munich, Germany (1966).
10. United States Environmental Protection Agency, P.L. 92-500, October (1972).

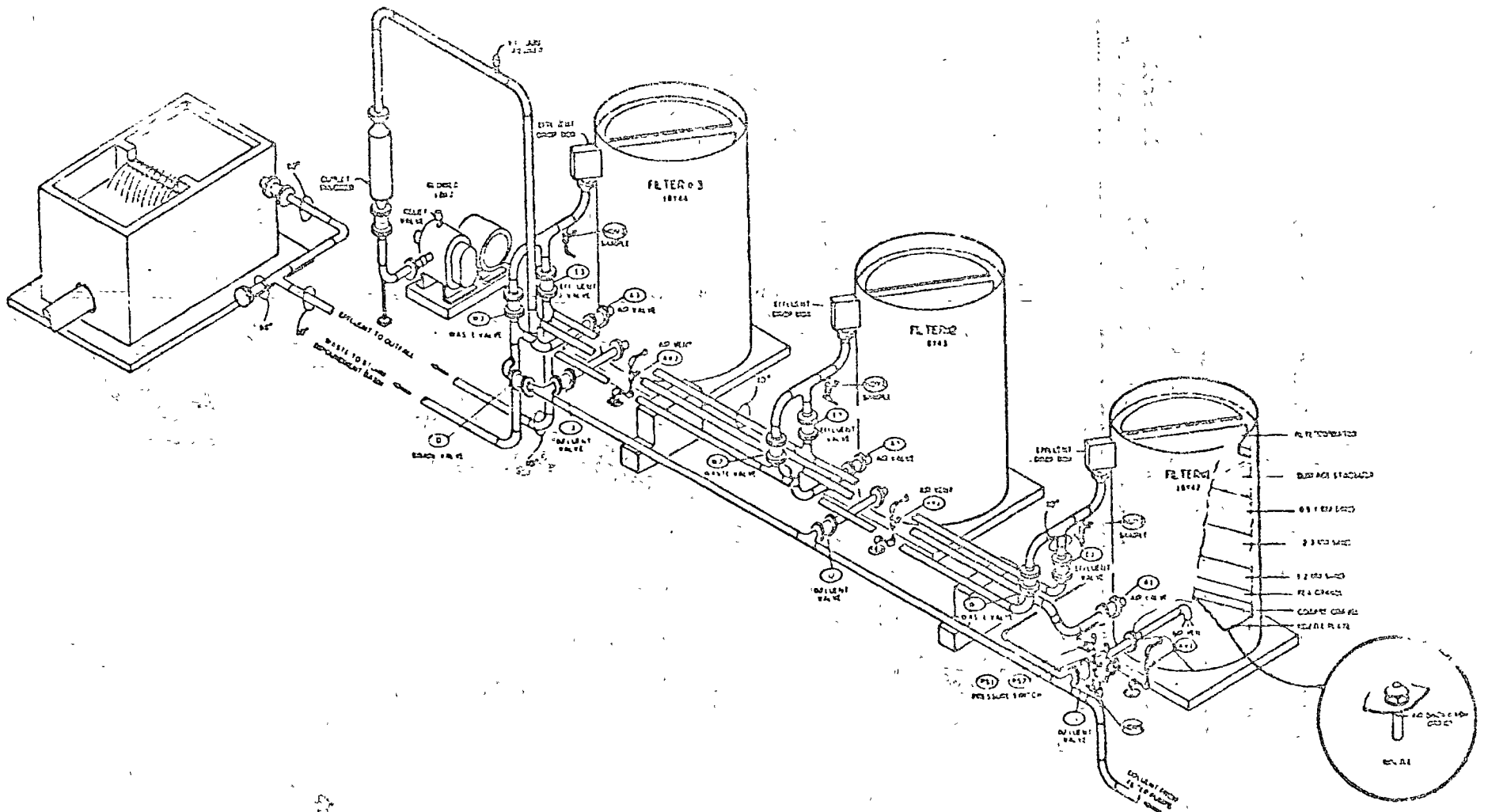


FIG. 6

Tertiary Filtration Facilities

TABLE 10

## Process Control Parameters and Regulatory Agency Standards

Parameter	Standard Methods Section*	State of Texas Reporting Requirement**	U.S. Federal Government Standard**	Process Control Requirement
On-site Performed Analyzes				
1. Temperature		42	C	
2. pH	221	7	C	x
3. Settlesability	230 B			x
4. Settlesable Matter	224 F			x
5. Dissolved Oxygen	218 F			x
6. Immediate O <sub>2</sub> Demand	219 4B			x
7. Oxygen Uptake Rate				x
Off-site Laboratory Analyzes				
8. COD	220	3	4	x
9. BOD <sub>5</sub>	219	3	2	x
10. Total Suspended Solids	224 C	7	2	x
11. Volatile Suspended Solids	224 D	7	2	x
12. Total Residue	224 A	7	2	x
13. Volatile Residue	224 B			x
14. Fixed Residue	224 B			x
15. Sulfide	228		2	
16. Fluoride	121			
17. Ammonia Nitrogen	212		2	
18. Phenol	222		3	
19. Oil	209		3	
20. Hexavalent Chromium	211 (II)D		2	
21. Total Chromium	211 (II)C		2	

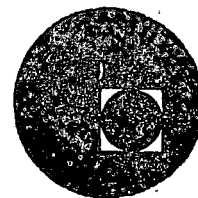
\*Standard Methods, 12th Edition

\*\*Numbers represent required minimum samples per week.

C - Continuous measurement



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## TATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



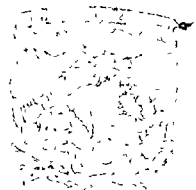
DR. DAVIS L. FOKD

NOVIEMBRE DE 1976.

Centre for Education Research

Research in Education and Training

Journal of Education Research



# Environmental

## Science & Technology

COLLECTION DE PUBLICATIONS

### Pollution control in a new petrochemical complex

Davis L. Ford

George C. Patterson

James M. Eller

Volume 7, Number 10

Pages 906-910, October 1973

Copyright 1973 by the American Chemical Society and reprinted by permission of the copyright owner

Venezuela is the site of one of the world's largest industrial complexes with emphasis on waste control

## Pollution control in a new way

A giant petrochemical complex is presently being constructed in Venezuela on the Northeastern shore of Lake Maracaibo at El Tablazo in the state of Zulia. This fully integrated petrochemical facility, known as the Zulia El Tablazo Petrochemical Complex, represents a series of joint ventures between the Venezuelan government and private corporations, and calls for a capital investment of \$1.2 billion by the completion date of 1979.

The Venezuelan government has recognized that this facility represents a potential source of pollution to an ecologically sensitive body of water which already has been subjected to various levels of pollutional input. The government is therefore initiating a pollution control program through its agency, the Instituto Venezolano de Petroquímica (IVP), which is designed to contain and treat the waste waters discharged from the petrochemical production facilities to a quality level which will not change the receiving waters of Lake Maracaibo. The M. J. Kellogg Co. and Engineering-Science, Inc./Texas are working cooperatively with IVP in engineering and constructing a waste water collection and treatment system which will satisfy this objective.

The El Tablazo Project in Venezuela is an excellent example of pollution control development as it represents a new petrochemical installation, large in size and complexity, and located adjacent to an ecologically sensitive body of water. Answers to potential environmental problems such as these can be resolved only by properly combining governmental initiative and support with sound conceptual planning and engineering.

This project is a manifestation of the Venezuelan governmental policy for industrial development with environmental control. The significance of this project in terms of governmental commitment, precedence, and environmental sensitivity has underscored the need for thorough investigation, comprehensive environmental planning, and proficient engineering.

### Lake Maracaibo and the petrochemical complex

Lake Maracaibo is a large estuary in the northern part of Venezuela with a positive flow of water from the feed rivers in the South toward the Gulf of Venezuela in the

North. The estuary is approximately 90 miles long at the mouth. There is still productive fishing in the lake despite the fact that it is eutrophied from several sources of pollution which include untreated sewage discharges from the City of Maracaibo and smaller cities around the lake, uncontrolled storm water runoff, and leaks from the 1200 oil production wells and transfer pipelines located in the eastern portion of the lake. The latter source probably represents the most significant input of organic pollution to the estuarine waters.

Venezuela, already the world's largest exporter and third largest producer of oil, is solidifying its position in the petrochemical markets through its planned complex at El Tablazo. The government has attracted a host of foreign partners to participate in this venture, including B. F. Goodrich and Dart Industries from the U.S., Petroquímica Atlántico from Colombia, Etileno Plástico from France, and other French, German, and Italian interests.

Since large quantities of both associated and nonassociated natural gas are available in Venezuela, natural gas was selected as the raw material for the Zulia petrochemical complex at El Tablazo. To induce various international petrochemical companies to participate in joint ventures contributing both technical expertise and part of the required capital, IVP undertook planning, management, and financing of development of the site, furnishing of water supplies, electricity, and fuel, preparation of feedstocks for the process plants, construction of port facilities for liquid and solid products, personnel, tugs, and sail for the chlorine-soda plant, as well as collection and treatment of liquid waste material. Various other Venezuelan government entities—CVP (Corporación Venezolana de Petroleos), INC (Instituto Nacional de Canalizaciones), INOS (Instituto Nacional de Obras Sanitarias), and CADAFE (C. A. de Administración y Fomento Eléctrico)—participated with IVP in development of the site and services.

The need to develop basic utilities and feedstocks and to provide graded plant sites dictated a phased program of planning and construction. Included in the facilities making up the 1975 phase of the complex are the CVP



Davis L. Ford

Engineering-Science, Inc., Austin, Tex 78722

George C. Patterson

The M. W. Kellogg Co., Houston, Tex. 77046

James M. Eller

Engineering-Science, Inc./Texas, Houston, Tex. 77058

# petrochemical complex

natural gas liquids plant, the IVP olefins plant producing ethylene and propylene, the IVP chloro-soda plant producing chlorine for the vinyl chloride plant, the INOS water systems with tanks, aqueducts, and dams, and the electric power generating plant to be operated by CADAFE and integrated into the CADAFE regional and national systems. These facilities, together with distribution piping systems and port facilities, serve a number of plastic and fertilizer plants. Other plastic and aromatic chemical-producing plants are planned for 1979 operation. Space is available, and services are expandable for presently undesignated future expansion.

The first of the planned fertilizer plants is the Nitrogen Ammonia-Urea Plant which goes on stream this year. This plant had originally been sited in Colombia and relocated to Venezuela, therefore, design and procurement of plant components were relatively further advanced than other portions of the complex. This necessitated out-of-phase construction of certain facilities, including a provisional system for effluent treatment by impoundment and irrigation.

The overall plot of the complex is shown in Figure 1. The facilities making up the first (1975) phase and the second (1979) phase are all located in two strips in the center of approximately 330 hectares (820 acres). The undesignated futures will be located on both sides of this center area.

The two strips included in the first two phases of development have been completely graded in a series of terraces and surfaced with asphalt. A network of roads with ditches for collection of clean surface runoff from non-process areas has been built. These ditches discharge into the lake without retention or treatment. Fire water piping, electrical power cables, drinking water, service water piping, fuel, and various feedstock systems are also being installed sized for 1979 requirements. Two sewer systems are being installed, also sized for the full requirements through 1979. Provisions will be made for entering and monitoring the major influents to the system. Included in the sewer systems are a number of lift stations which deliver the two waste streams to the treatment plant.

## Development of a water pollution control system

The total investment in the Zulua El Tablazo production facilities is expected to be approximately \$1.2 billion by the year 1979. Direct expenditures by IVP for site acquisition, grading and earthwork, development of port facilities, installation of electrical power generation plant, construction of feed preparation plants, installation of feed, product, and utility distribution systems are expected to approximate \$150 million by 1975. This amount is exclusive of the IVP share in joint venture companies and also excludes the cost of raw materials and operating supplies.

The contemplated expenditure for effluent collection and treatment is a relatively small portion of the total cost of the petrochemical complex. Excluding cost of ditches for collection of clean surface drainage, which is included in general site grading, the cost of effluent collection and treatment facilities is estimated to be \$9.8 million by the year 1979.

To develop a sound basis for designing a waste water treatment system, a sequential approach for formulating design criteria and process requirements was taken. The first task was to define each of the production processes and predict the qualitative and quantitative characteristics of the resultant waste waters. Once the characterization data were defined, treatability studies were performed to evaluate candidate treatment processes. The results of these studies were then translated into design criteria, and the conceptual process flow sheets were developed. The program will be based on the promise that all revenues to operate and maintain the facilities must be provided by the user industries.

Major influent streams will be monitored by continuous samplers, with charges for treatment computed on the basis of both quantity and quality in terms of relative treatability. The composite samples from the various points of discharge will be collected and brought to the treatment plant for laboratory analysis. Aside from the normal measurement of organic parameters, BOD<sub>5</sub> and COD, allocation will be keyed to other treatability indices such as the BOD<sub>5</sub>/TOC ratio. Monitoring and analysis will

also assess the content of toxic or inhibitory substances which could reduce removal efficiencies and increase treatment cost. Flow measurements and analytical results will be collated daily and taken to the IVP offices in Maracaibo for coding and computer evaluation. Computer printouts will then be returned to El Tablazo to assist in plant operations. A computer program may also prepare documented billings for invoicing the user industries.

#### General construction and financial procedures

Although the major incentive in building the Zulia El Tablazo Complex is development of an indigenous petrochemical industry in Venezuela, a secondary goal is to increase the self-sufficiency of domestic engineering, fabrication, and construction companies. To this end, Venezuelan groups have been used as completely as possible.

For the effluent treatment plant, since this represents the first industrial waste treatment plant of its type in Venezuela, IVP engaged the services of experienced U.S. consulting engineers, Engineering-Science, Inc./Texas. In part, use of a U.S. consultant was desirable to facilitate treatability studies and establish design criteria, as only in a highly industrialized area could the necessary samples of plant effluents be obtained. Although the conceptual and detailed design of the treatment plant facilities will be performed by Engineering-Science, design of the plant control building will be performed by a Venezuelan architect.

Construction of the treatment plant will be by Venezuelan contractors for earthwork and all other civil construction, electrical work, and for portions of the mechanical erection. In common with the other components of the El Tablazo Complex, maximum use will be made of Venezuelan materials in the effluent treatment plant. Wherever available, Venezuelan law requires that preference be given to domestically produced materials. Among principal items available are seamless, electric resistance, and fusion-welded carbon steel pipe; galvanized steel and aluminum electrical conduit, vitrified clay tile pipe, concrete sewer and pressure pipe, weld rod, lightweight steel shapes, steel tanks and pressure vessels (limited fabrication capacity); heat exchangers, low-voltage electrical switchgear, transformers, wire, and cable, and cement asbestos and aluminum roofing and siding. For the effluent treating plant, a limited amount of materials must be imported which will include all-steel pipe fittings, flanges and valves, instruments of all types, pumps, aerators, centrifuges, and other mechanical equipment, medium- and high-voltage switchgear and motor control centers, and heavyweight structural steel shapes.

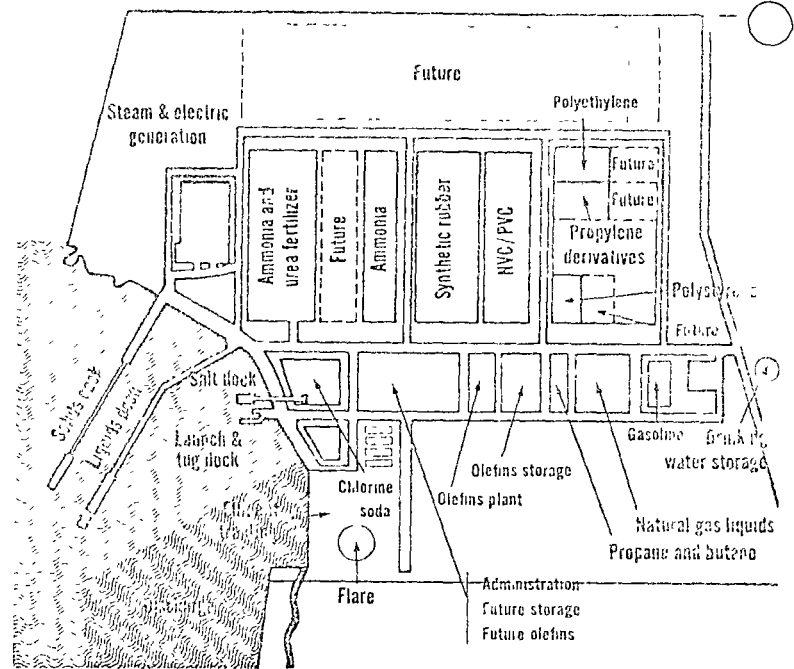
Venezuela, because of the prominence of its petroleum industry and the advanced state of industry in the country in general, has a large pool of highly skilled workers in a variety of disciplines. As pay scales are relatively high as compared to other Latin American countries, modern design and construction practices are followed in lieu of maximizing labor content of an installation. In structural erection, concrete is preferred over imported steel. The widespread use of concrete structures in the country has led to a high degree of proficiency in reinforced concrete construction with resultant low unit costs. Consequently, there is an incentive to fully utilize concrete structures within the waste treatment complex.

#### Material procurement and construction management

As a government institute, IVP is subject to close control by the Ministry of Mines and Hydrocarbons, the Federal Controller, and also by a special committee of the

FIGURE 1

### Zulia complex at El Tablazo



Venezuelan legislature. To comply with the requirements of the overseeing bodies, a series of strict and detailed procedures has been developed for purchase of materials and for subcontract of construction. The fact that the development of the complex has progressed essentially on schedule while complying with these procedures is a tribute to the strenuous efforts and devotion of the managing director and staff of the Zulia El Tablazo Complex.

#### Preliminary engineering phase steps

To develop a treatment system for a grass roots installation, it is first necessary to define the production processes in terms of capacity, major reactions, sources of process waste water, and general operational procedures. This information is required to establish a basis for performing the treatability studies and predicting process flows and pollutional loads. Reference to the literature can be helpful in this regard, although sampling and analyzing waste waters from operating production units similar to the processes in question are the most accurate approach. For this reason, waste water samples were collected from operating petrochemical facilities in various parts of the U.S. which used the same processes as those planned for the Zulia El Tablazo Complex. A segregated collection system is being designed for El Tablazo, an organic sewer system will receive utility and low-organic process waste waters. The manner in which the samples were collected therefore represented the base process flow or that waste water which would be conveyed to treatment in the organic sewer.

A comprehensive treatability program was conducted to evaluate the applicability of various processes in treating the El Tablazo waste water. Bench-scale simulation techniques were used to evaluate pretreatment processes, secondary biological treatment, and ancillary studies related to sludge handling and carbon adsorption. Information from these studies was developed relative to process applicability, predictor relationships, and effluent quality.

The pretreatment studies included consideration of pH

level and variation, oil removal, and chemical coagulation and sedimentation. A participating company must meet certain quality requirements before it can discharge waste water into either the organic or inorganic sewer. Since this forces pretreatment for oil removal and pH control at the plant source, no pretreatment facilities are envisioned at the treatment plant site. An equalization basin and temporary pond will be provided, however, to safeguard the treatment system and allow more operational flexibility. Chemical coagulation studies indicated only slight removal of organics from the raw waste water, and it was concluded that chemical treatment is not effective as a primary treatment process.

The biological treatability studies were programmed to determine the applicability and design criteria of the activated sludge process for treating the waste waters discharged from the Zulia El Tablazo Petrochemical Complex. Specific objectives of the study included determination of organic removal rates, oxygen requirements, and sludge yields. Two continuous bench-scale reactors were operated for a period of two months using the composite waste water as a food source.

Although the use of activated carbon as a total treatment system or an effluent polishing device is yet unproved in the industrial pollution control field, adsorption isotherms were performed using both the raw composite waste water and the biologically treated effluent. Isotherm tests can be used to evaluate the effectiveness of activated carbon in removing organic constituents from waste water by relating the amount of contaminant in the adsorbed phase to that in solution.

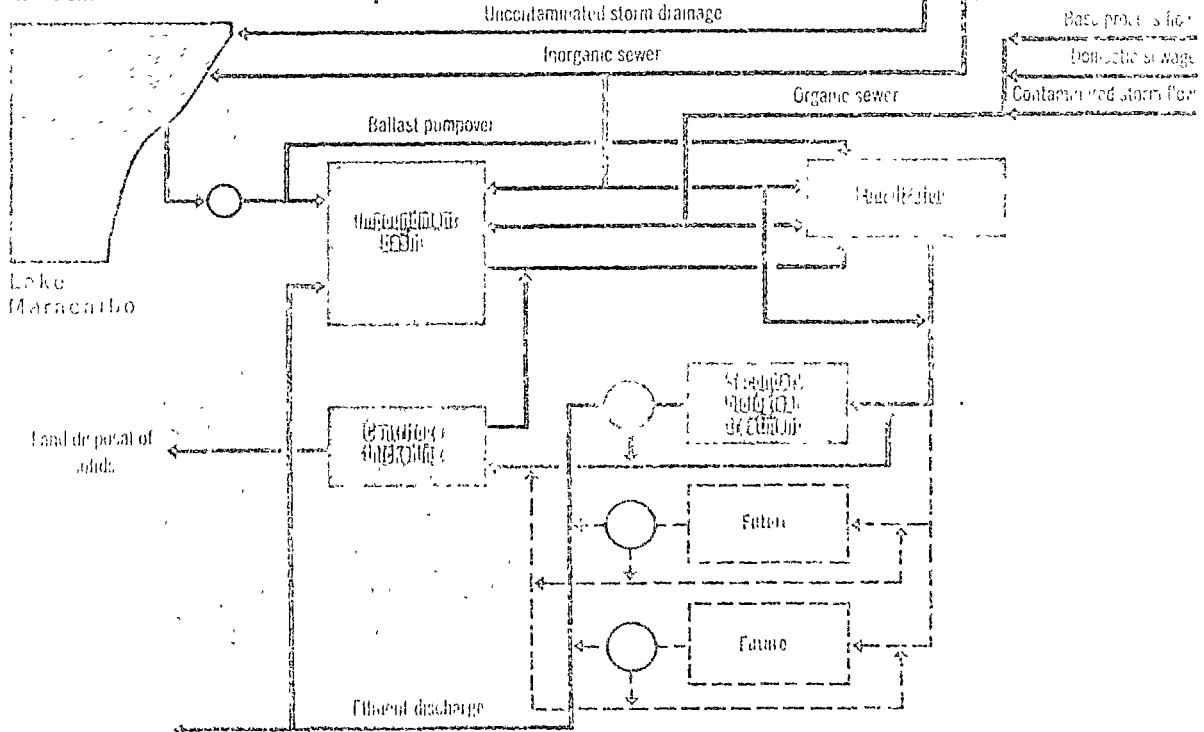
The objective of the preliminary engineering phase of this project was to develop a conceptual treatment system. After these precepts were considered and the re-

sults of the treatability study were evaluated, an activated sludge system was deemed to be the most practical, reliable, and economical method of treating the El Tablazo waste waters to the desired quality level. This recommendation was predicated on the positive results observed from the activated sludge simulation studies, on the negative results observed from the alternate methods of physical and chemical treatment, and the experience of Engineering-Science, Inc./Texas in previous investigation, design, and operation of treatment systems receiving waste waters from other refinery and petrochemical installations.

A simplified schematic of the proposed treatment system is shown in Figure 2. The system is devised so that all the dry weather organic sewer flow and any required portion of the inorganic sewer flow goes to treatment. An impoundment basin with a surface area of four acres already has been constructed to serve as an interim evaporation pond for the ammonia-urea plant waste water. This production facility has just gone into service, and it was necessary to keep the ammonia-laden waste waters out of the Lake. Once the treatment facility is completed, this basin will be converted to an impoundment basin for temporary storage and controlled return to treatment of specified waste waters. The treatment system also includes an equalization basin which will attenuate hydraulic fluctuations and equalize waste water quality variations. The equalized flow will then be conveyed to parallel activated sludge basins. Additional parallel units will be constructed as more treatment capacity is required. The excess biological sludge will be further aerated, thickened, and dewatered by basket centrifuge. These solids along with other sources of solid wastes will be hauled to selected sites for land disposal.

Figure 2

### El Tablazo treatment complex



Phase of the El Tablazo production facilities will be completed in 1975, with the second phase scheduled to be completed in 1979. Based on the information currently available, the first phase production units will discharge approximately one third of the design organic load, and the treatment capacity will be phased accordingly.

Waste water management and quality control will be the responsibility of IVP, including establishment of acceptability requirements for discharge into organic and inorganic sewers by the participating companies. This, in effect, dictates the amount of pretreatment required by the individual companies. These acceptability requirements are sensitive to the biological treatment systems tolerances and the receiving body of water effects.

Engineering Science recommended acceptability requirements for discharge into the organic and inorganic sewer. The final effluent to be discharged into Lake Maracaibo also will be the quality control responsibility of IVP. Although no effluent quality standards presently exist in the Lake Maracaibo basin, tentative standards are presently being developed for the El Tablazo Zulia Complex. The effluent quality criteria to be recommended must be compatible with the obtainable effluent quality as recorded in the treatability studies, yet sufficiently stringent to preserve the quality of the receiving waters of Lake Maracaibo. The proposed standards also will generally conform to those presently in force for similar installations in the U.S.

#### Proposed waste water management program

Efficient operation of the El Tablazo treatment facility will be dependent upon the timely and intelligent response to changes in the influent waste water composition and to the effect of these changes on the various process units. The decision-making information needed to affect process control must be supplied through a well-coordinated and implemented sampling, flow monitoring, and analytical program.

The heart of the treatment plant will be the biological system, and considerable attention was given to protecting and controlling this process. The first line of defense against process upset will entail the rigid enforcement of pretreatment requirements. However, considering the larger number of user industries, periodic non-compliance must be anticipated. In view of this, accidental spills of toxic or inhibitory substances can be retained

in the 18-Mg holding pond and returned at a controlled rate for treatment. Moreover, the equalization basin will attenuate fluctuations in organic loading, and further protection can be provided by appropriate apportionment of the inorganic diluent. Process control will be accomplished by regulating hydraulic and organic loading through regulation of the pump-over from the holding pond and dilution with inorganic waste waters. Furthermore, though more subtle, control will be applied by varying the mixed liquor suspended solids through programmed sludge wasting. The decision-making information needed to determine process control requirements will be supplied through a sampling, flow monitoring, and analytical program.

#### Operator training

Since well-trained and motivated personnel are the key to efficient operation, IVP is taking steps to implement an extensive operator training program. Engineering-Science, Inc./Texas has already been engaged to prepare a detailed operations manual and to assist in start-up of the facility. Personnel will be selected and retained during the early stages of construction, and the completion of the start-up manual will be timed to coincide with the initiation of the operator training program. This program will include classroom instruction in Venezuela, frequent inspection of the site during construction, and possibly a period of training at a similar facility in the U.S. Experience gained during the initial period of operation will be utilized to refine and transform the start-up manual into a permanent operations document.

#### Additional reading

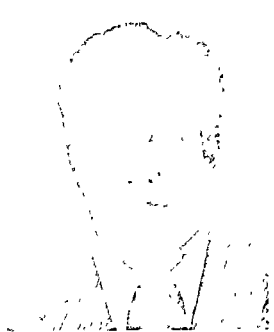
"The Antio Goes Up at El Tablazo," *Chemical Week*, Jan. 19, 1972

Eckenfelder, W. W., Ford, D. L., "Water Pollution Control," Pemberton Press, Austin, Tex. 1970

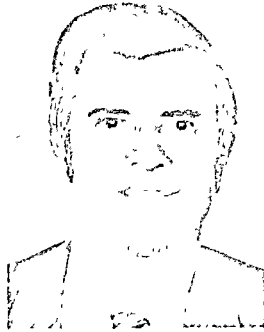
Ford, D. L., Buercklin, M. A., "The Interrelationship of Biological-Carbon Adsorption Systems for the Treatment of Refinery and Petrochemical Wastewaters," Sixth International Conference on Water Pollution Research, Jerusalem, Israel, 1972

The Texas Water Quality Board, Board Order 65-9, for the Houston Ship Channel, Zone 2, and Board Order 70-0826-5, limiting heavy metals concentrations in effluents discharged to tidal waters

The Delaware River Basin Commission, "Interpretive Guidelines for Water Quality," *Water Quality Standards*, Sec. 2-1.2(1) through 2-1.3(4)



*Davis L. Ford, vice-president of Engineering-Science, Inc., is responsible for administration and conducts all civil, sanitary, and environmental health engineering projects in the Austin, Tex., office. He is a consultant for over 40 industries, the United Nations, U.S., EPA, various state agencies and municipalities, and the governments of Mexico and Venezuela. Address inquiries to Dr. Ford.*



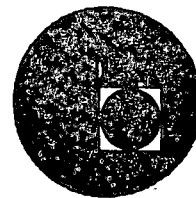
*George C. Patterson is project engineering manager of The M. W. Kellogg Co. He has directed engineering projects in many sections of the U.S. and various foreign countries.*



*James M. Eiler, general manager of Engineering-Science, Inc./Texas, is responsible for all studies and design projects from the Houston office. He is personally responsible for preliminary design and feasibility studies, and final design assistance for waste treatment in several refineries and chemical companies. He is also chief engineer for the Acapulco Bay Study in Mexico.*



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES



DR. DAVIS L. FORD

NOVIEMBRE DE 1976.

COPIES OF DOCUMENTS SO OBTAINED  
FROM THE NATIONAL ARCHIVES  
AND THE NATIONAL AERONAUTICS AND SPACE ADMINISTRATION  
AND THE NATIONAL ARCHIVES



## BIOLOGICAL TREATMENT OF INDUSTRIAL WASTES

Davis L. Ford

### INTRODUCTION

The advent of new physical and chemical methods for treating industrial wastewaters raises the question of biological treatment being the "most favored approach" for industrial pollution control in the future. Based on the state of the art as it exists today, there is little question that the design and construction of biological treatment systems will be widespread in the immediate future and possibly longer. This statement is predicated on two primary reasons:

1. It is a feasible system - a biological plant, properly designed and intelligently operated, is sufficiently flexible to reduce organic constituents present in many industrial wastewaters to levels which are currently acceptable to most regulatory agencies, and it performs this task in an efficient and economical manner.

2. Although the literature is filled with process alternatives which are apparently more attractive from a technological and economic viewpoint, a significant gap at this date exists between the technical journal article, or the sales brochure, and the proven performance of a field installation.

Moreover, the current emphasis on advanced waste treatment and nutrient removal does in no way threaten the existence of the biological treatment approach. In many cases, biological processes constitute an integral component of an advanced treatment system capable of nutrient removal. Biological systems can be used effectively as a first stage installation in a phased pollution abatement program for an industry adding effluent polishing steps as water quality regulations become more stringent.

The immediate need of wastewater treatment plants for industrial facilities, coupled with increasing public awareness of the environment and more stringent local, state, and federal legislation, will undoubtedly result in accelerated construction of pollution control facilities. Considering the aforementioned factors, it is only practical to conclude that biological treatment systems, using both conventional and innovative design techniques, will continue to play a significant role in industrial water pollution control programs. It is therefore the purpose of this paper to discuss the various and related aspects of treating industrial wastewaters biologically. The general sources of industrial wastewater flow, the pollutional parameters which define their characteristics, and an approach to process design formulation are presented. Biological effluent polishing using fixed bed carbon columns and upflow sand filtration are briefly considered.

---

\*Vice President, Engineering-Science of Texas, Austin, Texas.

## DEVELOPMENT OF DESIGN FLOWS

The design volume of industrial wastewater to be treated dictates not only the hydraulic capacity of the biological system, but also the pounds of pollutants to be removed and the unit process size requirements based on the kinetics of this removal. The sources of industrial flow requiring treatment can be broadly categorized as follows:

1. Base organic flow resulting from normal production operations;
2. Base inorganic flow resulting from normal operations, usually associated with the utility component of the industrial facility, such as cooling tower and boiler blowdown;
3. Sanitary sewage;
4. Contaminated storm runoff, resulting from storm flow around process and storage areas; and,
5. Miscellaneous sources, such as inordinate dumps and spills, transmission line displacement, tank draining, ballast discharge, etc.

The base organic flow is normally the most critical stream with respect to treatment plant design and effluent quality. The organic concentration must be reduced in the biological reactor to quality levels which are acceptable to the regulatory authority. The composition of the organics, the concentration level, and the daily fluctuations all influence the ability of a biological system to remove organics consistently and effectively.

The base inorganic flow may not be segregated within the industrial wastewater collection system. If the collection systems are separate, the inorganic stream often can be discharged directly without treatment, or be used as a diluent to reduce the organic stream to an organic concentration level which a biological system can receive. This decision, of course, depends on the characteristics of the inorganic stream with respect to effluent criteria and its influence on biological systems or the receiving waters.

The sanitary sewage contribution within an industrial complex normally has little influence on the design of a biological treatment system, although chlorination of these streams is usually required to reduce the fecal coliform count. As it is uneconomical and unnecessary to chlorinate the total flow in most cases, sewage is normally treated separately or chlorinated prior to being combined with the industrial wastewater flow.

Contaminated storm runoff has become an area of increasing concern within industrial complexes. Storm flow is intermittent and unpredictable in nature, and little data has been collected to typify its characteristics. The level of flow and degree of contamination not only varies with time during the course of the storm, but also with each individual area within an installation as it has its own geometric characteristics which influence the unit hydrograph. This is best illustrated in Figure 1 which shows the variable pattern of storm runoff organics (COD) from different process areas within a petrochemical complex (1). The direct treatment of contaminated storm runoff, being a high volume, intermittent wastewater stream, is impossible based only on economic considerations. Therefore, handling techniques such as temporary storage followed by gradual feeding to treatment should be investigated. Reducing the contaminated storm flow often can be accomplished by controlling the drainage area through the construction of dikes or runoff diversion structures.



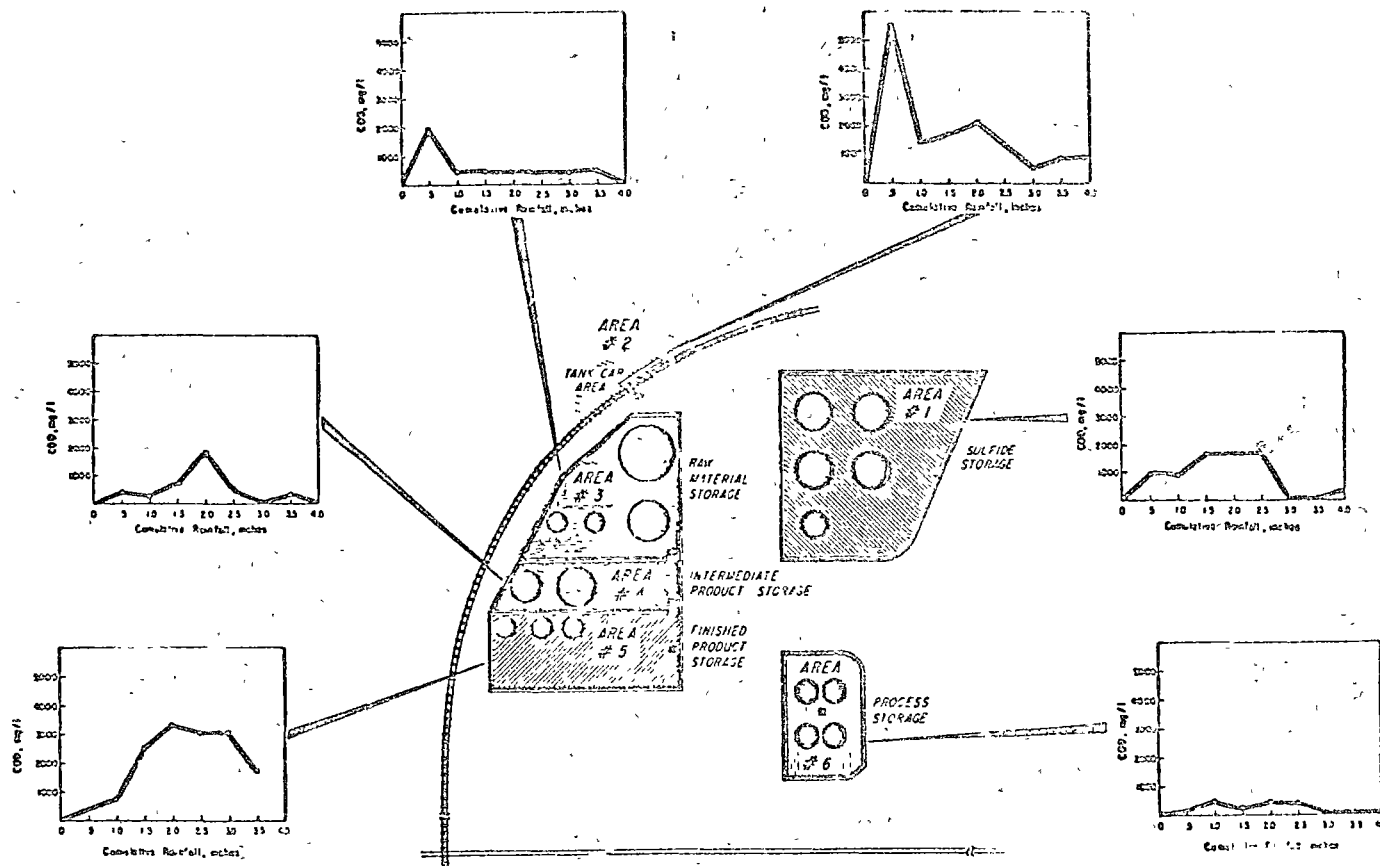


FIGURE 1 - ORGANIC CONTAMINATION OF STORM RUNOFF FROM TYPICAL PETRO CHEMICAL FACILITY

If runoff is to be stored or surged prior to eventual treatment, anticipated rainfall volumes must be estimated. Such estimates should be developed statistically from long term precipitation records, for a specific year's precipitation pattern will never occur again in the same fashion. Fortunately, the Weather Bureau has developed such estimates of probable rainfall for periods up to 10 days in length for many areas. In order to develop estimates for periods of a longer duration, a more sophisticated approach is required. The mathematical properties of the laws of probability are well known and can be used with sufficient accuracy to allow computation of meaningful probability statements concerning future events (2).

There are a number of inordinate or extraordinary discharges from an industrial facility which must be treated, and allowances should be made for these flows in the biological facilities design. These include events unrelated to direct production, such as tank draining, dumping of off-spec materials, line displacement, accidental spills, and washdown operations. One of the more prevalent sources of potential industrial pollution in coastal regions is the uncontrolled discharge of ballast waters from tankers or barges. As tankers carry little or no "pay load" en route to many ports, large quantities of ballast water must be carried and discharged before the loading of product into the holds of the ship. Ballast is normally taken aboard an empty tanker during its departure from port - usually in the amount of 1.5 bbls (63 gal) per ton of tanker dead weight displacement. Initially, ballast has the chemical characteristics of the body of water from which it was taken. When loaded, however, it is contaminated with the remnants of the previously stored product. As only the most modern tankers have separate ballast compartments, there is little "clean" ballast water. A recent analysis indicated the water phase of ballast water received at a refinery had a COD concentration ranging from 300 to 1,800 mg/l as observed over a period of three months.

## CHARACTERIZATION OF INDUSTRIAL WASTEWATERS

The analysis, design, operation, and control of biological treatment systems are all based on the characterization of the liquid waste using selected parameters. The proper analytical techniques as well as correct interpretation of the results are therefore of prime importance when considering the biological treatment of industrial wastes.

Parameters used to characterize industrial wastewaters can be categorized into organic and inorganic analyses. The organic content of wastewater is estimated in terms of oxygen demand using biochemical oxygen demand (BOD), chemical oxygen demand (COD), or total oxygen demand (TOD). Additionally, the organic fraction can be expressed in terms of carbon using total organic carbon (TOC). It should be recognized that these parameters do not necessarily measure the same constituents. Specifically, they reflect the following:

1. BOD - biodegradable organics in terms of oxygen demand.
2. COD - organics amenable to chemical oxidation as well as certain inorganics, such as sulfides, sulfites, ferrous iron, chlorides, and nitrites.

3. TOD - all organics and some inorganics in terms of oxygen demand.
4. TOC - all organic carbon expressed as carbon.

Another organic parameter commonly used in defining industrial wastewaters is the measurement of oil and grease. This analysis is particularly important since oils have both a recovery value and reduce the efficiency of biological treatment systems.

Extraction techniques using various organic solvents such as n-hexane, petroleum ether, chloroform, and trichloro-trifluoro-ethane are used to determine the oil and grease content of wastewaters. The method outlined by the Environmental Protection Agency (EPA) measures hexane extractable matter from wastewaters, but excludes hydrocarbons that volatilize at temperatures below 80°C (3). Additionally, not all emulsified oils are measured using these extraction techniques. However, a modified procedure provides for the release of water soluble oils by saturating an acidified sample with salt (4).

The inorganic characterization schedule for wastewaters to be treated using biological systems should include those tests which provide information concerning:

1. Potential toxicity, such as heavy metals, ammonia, etc.
2. Potential inhibitors, such as total dissolved solids (TDS), chlorides, sulfates, etc.
3. Contaminants requiring specific pretreatment such as pH, alkalinity, acidity, suspended solids, etc.
4. Nutrient availability.

## CORRELATION OF ORGANIC PARAMETERS

A comparative analysis of organic parameters alludes to a more interpretive definition of the nature of the wastewater organic component. Moreover, correlation of these parameters can result in the more effective operation and control of existing biological facilities as well as predicting the applicability of these systems in treating the wastewater(s) in question. A discussion of these organic parametric relationships follows.

### *BOD/COD Relationship*

The BOD/COD relationship is generally considered to indicate the fraction of the chemically oxidizable organics which are amenable to biological degradation. For example, if the  $BOD_{ult}/COD$  ratio of a wastewater approached unity, a major fraction of the organic materials in the waste would be considered as biodegradable. Conversely, a  $BOD_{ult}/COD$  ratio of 0.1 to 0.3 would indicate that a major portion of the organics which are amenable to chemical oxidation are resistant to biochemical oxidation, and a proposed biological treatment system should be considered as questionable on this basis. It is, of course, possible that a large fraction of the observed COD is attributable to the oxidation of reduced inorganic constituents, but this can be determined by performing ancillary chemical analyses.

An evaluation of BOD and COD for selected chemicals categorized into four groups is presented in Table 1. The results are tabulated in terms of the COD and BOD yield as a percent of theoretical oxygen demand (ThOD) (5). As a rule, the higher the percentage of BOD yield, the more applicable

one would expect biological treatment to be. Another list which states relative biodegradability of certain organic compounds is tabulated in Table 2 (6).

TABLE 1 - EVALUATION OF COD AND BOD WITH RESPECT TO THEORETICAL OXYGEN DEMAND - TEST ORGANIC MATERIALS

CHEMICAL GROUP	ThOD (mg/mg)	Measured COD (mg/mg)	COD ThOD (%)	Measured BOD <sub>5</sub> (mg/mg)	BOD <sub>5</sub> ThOD (%)
<u>Aliphatics</u>					
Methanol	1.50	1.05	70	1.12	75
Ethanol	2.08	2.11	100	1.58	76
Ethylene glycol	1.26	1.21	96	0.39	29
Isopropanol	2.39	2.12	89	0.16	7
Malic acid	0.83	0.80	96	0.64	77
Acetone	2.20	2.07	94	0.81	37
Methyl ethyl ketone	2.44	2.20	90	1.81	74
Ethyl acetate	1.82	1.54	85	1.24	68
Oxalic acid	0.18	0.18	100	0.16	89
Group Average			91		56
<u>Aromatics</u>					
Toluene	3.13	1.41	45	0.86	28
Benzaldehyde	2.42	1.98	80	1.62	67
Benzoic acid	1.96	1.95	100	1.45	74
Hydroquinone	1.89	1.83	100	1.00	53
O-Cresol	2.52	2.38	95	1.76	70
Group Average			84		58
<u>Nitrogenous Organics</u>					
Monoethanolamine	2.49	1.27	51	0.83	34
Acrylonitrile	3.17	1.39	44	nil	0
Aniline	3.18	2.34	74	1.42	44
Group Average			58		26
<u>Refractory</u>					
Tertiary - butanol	2.59	2.18	84	0	0
Diethylene glycol	1.51	1.06	70	0.15	10
Pyridine	3.13	0.65	2	0.06	2
Group Average			52		1

TABLE 2 - RELATIVE BIODEGRADABILITY OF CERTAIN ORGANIC COMPOUNDS

Biodegradable Organic Compounds*	Compounds Generally Resistant to Biological Degradation
Acrylic Acid	Ethers
Aliphatic Acids	Ethylene Chlorohydrin
Aliphatic Alcohols (normal, iso, secondary)	Isoprene
Aliphatic Aldehydes	Methyl Vinyl Ketone
Aliphatic Esters	Morpholine
Alkyl Benzene Sulfonates w/exception of propylene-basca	Oil
Benzaldehyde	Polymeric Compounds
Aromatic Amines	Polypropylene Benzene Sulfonates
Dichlorophenols	Selected Hydrocarbons
Ethanolamines	Aliphatics
Glycols	Aromatics
Ketones	Alkyl-Aryl Groups
Methacrylic Acid	Tertiary Aliphatic Alcohols
Methyl Methacrylate	Tertiary Benzene
Monochlorophenols	Trichlorophenols
Nitriles	
Phenols	
Primary Aliphatic Amines	
Styrene	
Vinyl Acetate	

\* Some compounds can be degraded biologically only after extended periods of seed acclimation.

#### *BOD-COD/TOC Relationships*

In attempting to correlate the BOD or COD of an industrial wastewater to TOC, certain factors which might constrain or discredit the correlation should be considered at the outset. These include:

1. A portion of the COD may be attributable to the oxidation of inorganics as previously described, while the TOC analysis does not include the oxidation of these compounds.

2. The BOD or COD tests do not include those organic compounds which are partially or totally resistant to chemical or biochemical oxidation. However, all of the organic carbon is recovered in the TOC analysis.

3. The BOD test is susceptible to variables which include seed acclimation, pH, temperature, toxic substances, etc. The COD and TOC tests are independent of these variables.

One would expect the stoichiometric COD/TOC ratio of a wastewater to approximate the molecular ratio of oxygen to carbon ( $32/12 = 2.67$ ). Theoretically, the ratio limits would range from zero, when the organic material is resistant to dichromate oxidation, to 5.33 for methane. Higher ratio values

possibly infer the presence of inorganic-reducing agents. Reported COD and TOC values for several chemical and refinery wastewaters investigated indicate the COD/TOC ratio varying from 2.19 to 6.65 (7). This variability is attributed to the COD yield, and waste streams containing a portion of these substances would be subjected to a fluctuating COD/TOC ratio in the event of relative concentration changes. The greater the variability in the characteristics of an industrial waste stream, the more pronounced will be the change in its COD/TOC ratio. This in itself is a good indicator of the degree of consistency of wastewater constituents and can be a valuable aid in predicting the design organic load applied to a biological treatment facility.

The BOD<sub>5</sub>/COD and COD/TOC ratios recently reported for various industrial production facilities are shown in Table 3 (8). Samples were taken directly from the process units and in most cases excluded dilution from cooling tower or boiler blowdown sources.

TABLE 3 - INDIVIDUAL WASTEWATER CHARACTERIZATION

Waste Source	BOD <sub>5</sub> /COD	COD/TOC
Acrylonitrile	0.19	2.0
Ammonia	0.06	-
Ammonia	0.55	4.4
Ammonia + Utilities	0.37	3.4
Butadiene-Styrene	0.05	3.8
Chlorine-Soda	0.03	22.5*
Cumene	0.12	5.6
EDC-Direct	0.49	1.6
EDC-Oxyhydrochlorination	0.64	1.8
Ethylene Oxide	0.35	17.0*
Olefins	0.25	3.4
Polystyrene	0.44	3.3
Polyvinylchloride	0.10	1.9
Propylene Oxide	0.45	5.0
Propylene Glycol	0.48	4.9
Propylene Tetramer	0.34	0.7
Sewage	0.37	3.4
Synthetic Rubber	0.51	3.9
Urea	0.79	0.8
Vinyl Chloride	0.04	0.9

\* TDS > 20,000 mg/l

#### *COD/TOD Relationship*

The COD and TOD values have been correlated for several waste streams, although extensive correlation data is not presently available. The TOD concentration usually can be expected to be higher than the corresponding

COD values by virtue of the fact that chemical oxidation is less efficient than that obtained in the catalyzed combustion chamber of the TOD analyzer. Preliminary unpublished data indicate that the COD yield of refinery wastewaters ranges from 70 to 80 percent of the total oxygen demand. Unusually high COD/TOD ratios favor the chemical oxidation of inorganics over their oxidation in a catalytic combustion chamber. If the COD/TOD value was unusually low, then the presence of constituents resistant to chemical oxidation would be inferred, or perhaps a more complete oxidation of inorganics in the combustion tube was observed than that obtained chemically. Reported COD/TOD values for untreated industrial wastewaters are tabulated in Table 4 (9; 10). These data indicate that average COD/TOD values for the raw industrial wastewaters cited approximate unity, with the variations being attributed to the aforementioned factors.

TABLE 4 - COD/TOD RATIOS FOR UNTREATED INDUSTRIAL WASTEWATERS

Type of Wastewater	COD/TOD
Refinery Waste	0.99
Pesticide Manufacturing Waste	0.95
Petrochemical Waste	0.98
Petrochemical Waste	1.20
Petrochemical Waste	1.12
Plastics Manufacturing Waste	1.25
Cryogenics Plant Waste	1.04
Refinery Waste	0.71
Combined Refinery-Petrochemical Waste	0.75

#### PROCESS DESIGN FORMULATION

Once the industrial wastewater has been characterized, decisions can be made regarding pre- or primary treatment requirements, the type of biological processes to be considered, and the degree of bench or pilot scale treatability studies necessary for adequately developing process design criteria.

##### *Pre- or Primary Treatment*

One of the critical features in designing a biological treatment system receiving industrial wastewaters is inclusion of the necessary pre- or primary treatment processes. There are many constituents in industrial wastewaters which adversely affect biological treatment systems. Reported limiting or inhibitory concentrations for some of these constituents are listed in Table 5 (7). The characterization results of the industrial wastewater will indicate which, if any, of the contaminants should be removed prior to being treated biologically. Of those cited in Table 5, the organic load variation generally is the most significant. Most industrial effluents are highly fluctuative both in terms of flow and constituents.

Large variations are highly detrimental to the biological process and indicate the need for equalization. The size of the equalization basin and its degree of mixing will determine the effectiveness of dampening these variations. If sufficient flow and quality information is obtained during the wastewater characterization study, a rational basis for designing the equalization facility can be developed. One approach is the use of the following equation:

$$x(t + \Delta t) = C_t [1 - \exp(-\frac{Qt}{V})] + x_t [\exp(-\frac{Qt}{V})] \quad (1)$$

where:

$t$  = time increment chosen for the numerical step-by-step calculation

$C_t$  = input concentration averaged over  $\Delta t$

$x_t$  = basin concentration before addition of the increment of flow at concentration of  $C_t$

$x(t + \Delta t)$  = basin concentration after addition of increment of flow

$Q$  = volumetric flow rate

$V$  = basin volume

$t$  = time, varies between zero and  $\Delta t$  in the equation.

The expression need only be evaluated at  $t = \Delta t$ .

Using this model, the equalization basin concentration of a critical pollutant or that discharged to the biological process can be calculated at selected time intervals for various equalization volumes. This assumes that the critical pollutant in the industrial discharge was measured at time intervals of sufficient frequency to accurately define the variation. The standard deviation of the equalized concentration will decrease with increasing basin retention time. The relationship then can be used for selecting the retention time which corresponds to the maximum fluctuation that can be tolerated in the biological system.

Oil and grease are of paramount importance when designing biological systems for industrial wastewaters such as those discharged from petroleum refinery and petrochemical installations. Hexane extractables adversely affect a biological system as the concentration in the mixed liquor approaches 50 to 75 mg/l. A recent study conducted for the Environmental Protection Agency indicated that an activated sludge system will perform satisfactorily with a continuous loading of hexane extractables of 0.1 lbs per lb of mixed liquor suspended solids. It was recommended that the influent to the biological system should contain less than 75 mg/l hexane extractables, and preferably less than 50 mg/l. The most significant problem related to oils in biological systems was attributed to lowering floc density to a level where the sludge settling properties were destroyed (11). The removal of free, and to some extent, emulsified oils through gravity separation, air flotation or possible filtration, is therefore required in many instances.



TABLE 5 - GENERAL TOLERANCE LIMITS FOR BIOLOGICAL TREATMENT

Constituent	Limiting or Inhibitory Concentration	Pretreatment
Suspended Solids	> 125 mg/l	Lagooning, sedimentation, flotation
Oil or Grease	> 50 mg/l	Skimming tank or separator
Heavy Metals	< 1-10 mg/l	Precipitation or ion exchange
Acidity	Free mineral acidity	Neutralization
Organic Load Variation (based on 4 hour composite)	> 4:1	Equalization
Sulfides	> 100 mg/l	Precipitation or stripping
Chlorides	> (8,000 - 15,000 mg/l)	Dilution, deionization
Phenols	> (70 - 160 mg/l)	Stripping, provide complete mixing
Ammonia	> 1,600 mg/l	Dilution; pH adjustment and stripping
Dissolved Salts	> 20,000 mg/l	Dilution, ion exchange

## BIOLOGICAL TREATABILITY STUDIES AND DESIGN CRITERIA

The necessary prerequisite in the formulation of design criteria for biological systems, particularly where complex organic wastewaters are involved, is a process simulation study programmed to provide key information relative to the removal of pollutants. The preliminary characterization analyses as previously described may be indicative of the applicability of biological treatment application, but a treatability study is necessary in many cases to describe and relate process removal kinetics to the nature of the wastewater and the obtainable effluent quality.

There are several approaches which can be utilized to evaluate candidate biological systems. The most obvious technique for process evaluation is to simulate alternate systems on a bench or pilot scale and measure biological response to various organic and environmental conditions. It should be recognized, however, that the accuracy of information developed from process simulation depends on several factors.

These include:

1. The characteristics of the wastewater used in the treatability tests are representative of those anticipated in field tests.
2. The physical nature of the bench or pilot scale process is similar to the proposed full scale unit.
3. Independent and dependent operational variables are considered.
4. Environmental parameters affecting process efficiency are defined.

It is apparent from these constraints that process simulation techniques can provide predictor relationships and mathematical expressions for the treatment process and wastewater in question, but they do not necessarily define a specific model with general applications. However, a treatability study which is properly programmed and judiciously implemented does afford the basis for the logical development of unit process selection, design, and performance.

Continuous flow and batch biological reactor systems are used in the laboratory to assess the treatment capacity and process kinetics of a fluidized high rate biological system such as extended aeration or activated sludge. A batch reactor is primarily used in "screening" analyses; namely, determining toxic thresholds by varying the concentration of wastewater or delineating biologically "treatable" wastewaters from those which are not amenable to biological degradation. Such reactors are normally "fill and draw" type units, with the biological solids and wastewater being aerated until the organic constituents are reduced to a specific level. It is not recommended that batch developed bio-kinetics be applied to a continuous system.

Continuous flow systems in the laboratory are designed to provide a steady supply of wastewater through the reactor, permitting a continuous withdrawal of the spent substrate or treated effluent.

There have been many biological pilot facilities constructed, varying in size and design. Basically, the extent of pilot plant operations is a function of:

1. The degree of reliability desired;
2. The size of the full scale facility;
3. The nature of the wastewater to be treated; and,
4. The time and budgetary allowances.

This basically includes an evaluation of substrate removal, sludge production and oxygen requirements.

There is an increasing use of completely mixed biological systems, particularly in the activated sludge treatment of industrial wastes. In this case, the soluble BOD in the effluent is equal to that in the aeration tank. A material balance results in the following relationship:

$$Q S_o - Q S_e = \frac{dS}{dt} (V) \quad (2)$$

where:

$S_o$  = raw waste COD, BOD

$S_e$  = effluent COD, BOD

$V$  = tank volume

$t$  = detention time

$Q$  = flow

Substituting the simplest form of  $dS/dt$  in terms of a retardant equation will yield the relationship:

$$(S_o - S_e)/(X_a t) = K S_e^n \quad (3)$$

where:

$X_a$  = Volatile Suspended Solids (VSS) undergoing aeration

$K$  = substrate removal rate

$n$  = exponent (for a first order approximation,  $n = 1$ )

It is recognized that the rate of biochemical reaction ( $K$ ) is temperature dependent, and the most traditional expression for relating  $K$  with temperature in the range of  $5^\circ\text{C}$  to  $35^\circ\text{C}$  is the following equation:

$$K_T = K_{20^\circ\text{C}} (\theta)^{T-20} \quad (3A)$$

where:

$K_T$  = substrate removal rate at temperature, "T"

$K_{20^\circ\text{C}}$  = substrate removal rate at  $20^\circ\text{C}$

$T$  = aeration basin temperature,  $^\circ\text{C}$

$\theta$  = coefficient

The coefficient " $\theta$ " is a function of many variables - namely, the nature of the wastewater and the type of process. Reported values range from 1.02 for domestic wastewaters to over 1.08 for soluble industrial wastewaters (12). Where there is seasonal variation in temperature, winter conditions will control design.

It has been established previously that the total oxygen requirements in a biological system are related to the oxygen consumed to supply energy for synthesis and the oxygen consumed for endogenous respiration. This assumes that oxygen must be supplied to the system in order to:

1. Provide oxygen for biological organic removal ( $a'S_r Q$ );
2. Provide oxygen for endogenous respiration where cells lyse and release soluble oxidizable organic compounds ( $b'X V$ ); and
3. Provide oxygen required for chemical oxidation as measured by the immediate oxygen demand ( $K^\circ Q$ ).

This expression is:

$$R_r V = a'S_r Q + b'X V + K^\circ Q \quad (4)$$

where:

$R_r$  = oxygen utilization per day

$a'$  = fraction of substrate (BOD or COD) used for oxidation

$S_r$  = substrate (BOD or COD) removed

$b'$  = fraction per day of VSS oxidized (oxygen basis)

$K^\circ$  = chemical oxygen demand coefficient (as measured by immediate oxygen demand)

Sludge accumulation in the activated sludge system from the biological oxidation of wastewaters can be computed using a similar approach. The components of a mathematical relationship would include:

1. Increase in sludge attributable to influent SS ( $Q X_i$ )
2. Increase in sludge due to cellular synthesis ( $a S_r Q$ )
3. Decrease in sludge due to cellular oxidation or endogenous respiration ( $b X_a V$ ).
4. Decrease in sludge due to effluent SS ( $Q X_e$ )

The expression is:

$$\Delta X = [Q X_i + a S_r Q] - [b X_a V + Q X_e] \quad (5)$$

where:

$\Delta X$  = sludge production per day

$a$  = fraction of substrate (COD, BOD) converted to new cells

$b$  = fraction per day of VSS oxidized (sludge basis)

$X_i$  = influent SS

$X_e$  = effluent SS

A graphical solution for determining the design coefficients can be obtained by varying organic loadings to the bench or pilot scale unit, and measuring the parametric responses. The substrate removal rate indicated in Equation 3 can be estimated by plotting the response data in accordance with Figure 2(a). If a non-removable COD or BOD persists as shown in Figure 2(b), then Equation 3 must be modified accordingly:

$$(S_o - S_e)/(X_a t) = K S_e - y \quad (6)$$

The system oxygen requirements can be estimated by rearranging Equation 4:

$$(R_r)/(X_a) = (a' S_r)/(X_a t) + b' \quad (7)$$

where:

$t = V/Q$  and  $K^o Q$  is neglected assuming this oxygen demand is satisfied prior to testing. The  $a'$  coefficient is taken as the slope and  $b'$  as the intercept when plotting the data as shown in Figure 3(a).

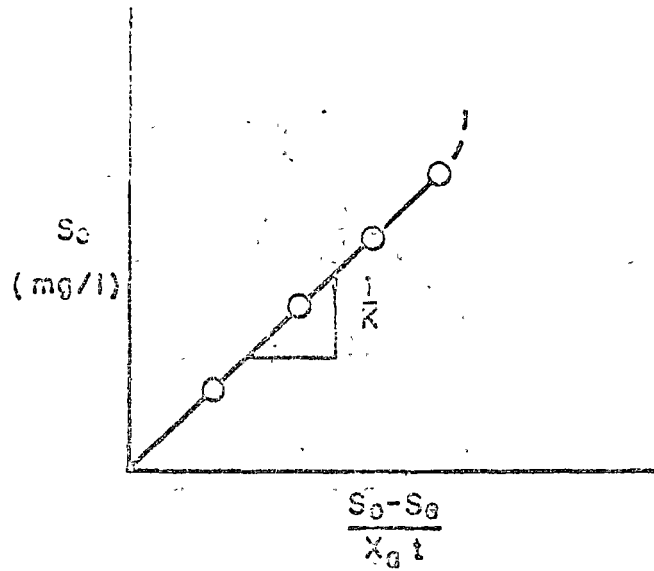
The synthesis sludge production is predicted by rearranging Equation 5 and neglecting or accounting for the influent and effluent suspended solids.

$$(\Delta X)/(X_a) = (a S_r)/(X_a t) - b \quad (8)$$

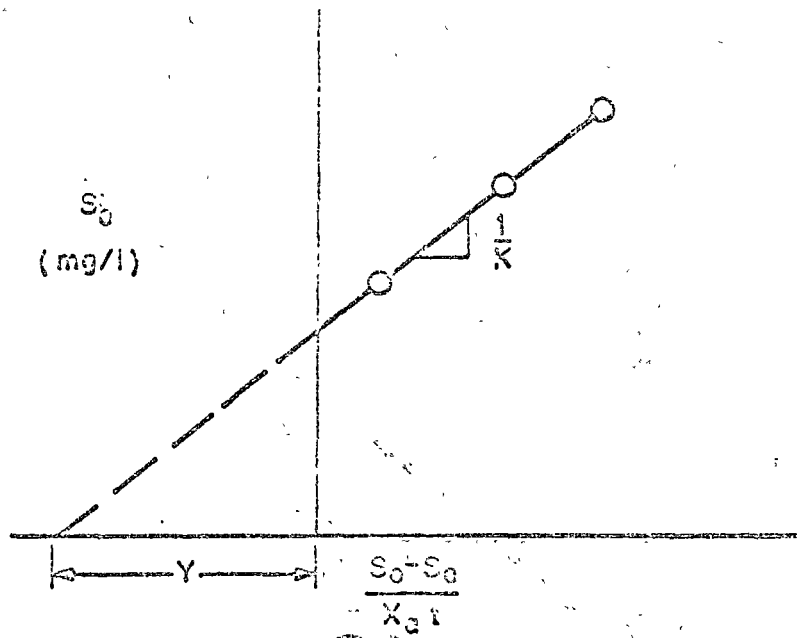
The "a" and "b" coefficients are taken as the slope and intercept values respectively of the plot shown in Figure 3(b).

It is to be emphasized that a key parameter in the analysis of the data is:

$$(S_o - S_e)/(X_a t)$$

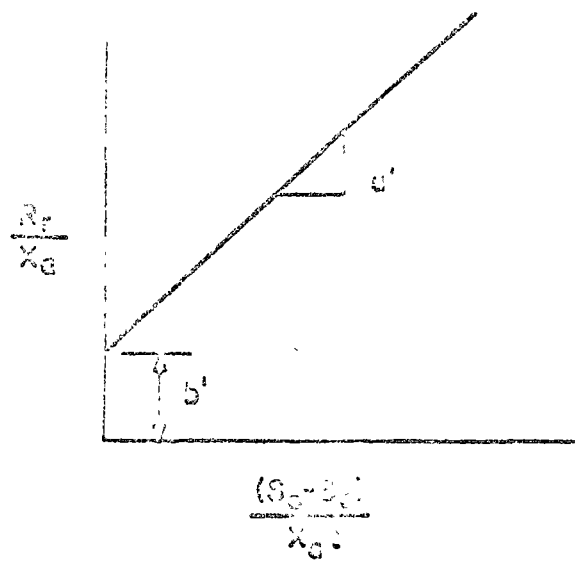


(A)

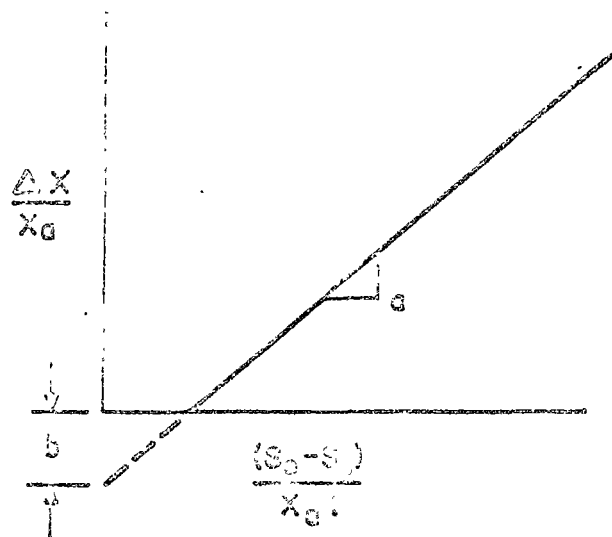


(B)

FIGURE 2 - SUBSTRATE REMOVAL RATE



(a)



(b)

FIGURE 3 - OXYGEN REQUIREMENTS AND SLUDGE PRODUCTION

This parameter is referred to as the organic load and has the units of pounds of substrate applied/pound MLVSS/day. It should be noted that the removal velocity is approximately equal to the organic loading in the lower ranges when the effluent concentration of substrate ( $S_e$ ) is small.

#### EFFLUENT POLISHING

Increasingly stringent quality standards which are either being imposed or considered for many industries indicate the requirement for polishing or further upgrading the biologically treated effluent. This suggests the use of carbon or filtration processes following biological treatment. The contents of biological-carbon systems treating refinery and petrochemical wastewaters were recently reported based on extensive pilot work conducted at various industries in the Eastern and Southwestern regions of the United States (13). This study described the interrelationship of the biological-carbon adsorption system and predicted the effluent quality obtainable by polishing the biologically treated effluent with fixed-bed carbon columns. This effluent quality projection is shown in Table 6. In certain areas, filtration alone is sufficient as an effluent polishing step. This is particularly true when most of the organic materials in the biologically treated effluent are in suspended form. In a recently conducted study for a refinery, 93 percent of the TSS, 78 percent of the BOD<sub>5</sub>, and 37 percent of the COD were removed from a biologically treated effluent using an upflow sand filter as the polishing device (14).

#### SUMMARY

In summary, biological systems have been and will continue to be an effective process for treating many industrial wastewaters. It is important, however, that the applicability of these systems be proven before the design is finalized. The required pre- or primary treatment should be carefully considered. An adequate wastewater characterization program will indicate the need for equalization, oil removal, or other forms of treatment required as a pretreatment step if the biological system is to perform effectively.

Polishing processes, such as carbon adsorption or filtration, can be applied following biological treatment as required when more stringent effluent quality requirements are established.

#### REFERENCES

1. Gleyna, E. F., D. L. Ford, and J. M. Eller, "Water Reuse in Industry," WPCF Annual Meeting, Dallas, Texas (1969).
2. Ford, D. L., and J. M. Eller, Unpublished Report (1971).
3. "FWPCA Methods for Chemical Analysis of Water and Wastes," U. S. Department of the Interior, FWPCA (1969).

TABLE 6 - ESTIMATED EFFLUENT QUALITY FOR THE ACTIVATED SLUDGE, CARBON, AND COMBINED TREATMENT OF REFINERY WASTEWATERS

Constituent	Mean Value Range Primary Effluent	Activated Sludge Effluent	Combined Activated Sludge-Carbon Effluent	Remarks
COD	500-700 mg/l	100-200 mg/l	30-100 mg/l	Exact COD residuals vary with complexity of refinery & design contract times in the Activated Sludge and Carbon Treatment Plants.
BOD <sub>5</sub>	250-350 mg/l	20-50 mg/l	5-30 mg/l	BOD residual depends on BOD/COD ratio which characterizes relative biodegradability of wastewater.
Phenols	10-100 mg/l	<1 mg/l	<1 mg/l	Phenols (ics) are generally amenable to biological and sorption removal.
pH	8.5 - 9.5	7 - 8.5	7 - 8.5	pH drop in Activated Sludge Systems attributed to biological production of CO <sub>2</sub> and intermediate acids. pH change in carbon columns depends on preferential adsorption of acidic & basic organics.
SS	50-200 mg/l	20-50 mg/l	<20 mg/l	Primary effluent solids depend on design & operation of oil removal units. Activated Sludge effluent solids depend on effectiveness of secondary clarifier. Low effluent solids characterize carbon column effluent.
TDS	1500-3000 mg/l	1500-3000 mg/l	1500-3000 mg/l	TDS is essentially unchanged through both systems.
NH <sub>3</sub> -N	15-150 mg/l	5-100 mg/l	2-100 mg/l	Exact concentration depends on pre-stripping facilities, nitrogen content of crude charge, corrosion additive practice & biological nitrification.
P	1-10 mg/l	<1-7 mg/l	<1-7 mg/l	Only removal attributed to biological synthesis.

\* Based on wastewater characterization data and treatability studies conducted by the author at eight refineries and petrochemical installations.



4. Taras, M. J., and K. A. Blum, "Determination of Emulsifying Oil in Industrial Wastewater," *Journal WPCF*, November 1968.
5. Buzzell, J. C., R. H. Young, and D. W. Ryckman, "Behavior of Organic Chemicals in the Aquatic Environment," Report to Manufacturing Chemists' Association, April 1968.
6. Gloyna, E. F., and D. L. Ford, *Petrochemical Effluents - Treatment Practices*, FWPCA, February 1970.
7. Eckenfelder, W. W., and D. L. Ford, *Water Pollution Control - Experimental Procedures for Process Design*, Pemberton Press, Austin, Texas, 1970.
8. Ford, D. L., Confidential Report, 1972.
9. Ford, D. L., J. M. Eller, and E. F. Gloyna, "Analytical Parameters of Petrochemical and Refinery Wastewaters," ACS Conference, Houston, Texas, February 1970.
10. Wood, E., A. E. Perry, and M. Hitchcock, "A Critique on Total Oxygen Demand Measurements," ACS Meeting, Houston, Texas, February 1970.
11. Environmental Protection Agency, Project No. 12050 DSH, "The Impact of Oily Materials on Activated Sludge Systems," Hydroscience, Inc., March 1971.
12. Ford, D. L., and E. C. Sebesta, "Temperature Predictions in Activated Sludge Basins Using Mechanical Aeration," 27th Industrial Waste Conference, Purdue University 1972.
13. Ford, D. L., and M. A. Luercklin, "The Interrelationship of Biological-Carbon Adsorption Systems for the Treatment of Refinery and Petrochemical Wastewaters," 6th International Conference, International Association of Water Pollution Research, Jerusalem, June 1972.
14. Eller, J. M., and D. L. Ford, Confidential Report, 1972.

