



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

27
24

“MÓDULO EXPERIMENTAL DE TRATAMIENTO
TERCIARIO DE AGUAS RESIDUALES.”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

Edgardo Ulises Benítez Eslava

FALLA DE CRIGEN

CIUDAD UNIVERSITARIA

1989



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

MODULO EXPERIMENTAL DE TRATAMIENTO TERCIARIO

INDICE

Capítulo	página
1. Introducción.....	1
2. Antecedentes.....	5
2.1 Proyecto Texcoco (Antecedentes).....	7
2.2 El subsuelo del ex-Lago de Texcoco.....	16
2.3 Plantas de tratamiento de aguas residuales del Proyecto Texcoco.....	23
3. Planta de Tratamiento Terciario.....	25
3.1 Localización.....	26
3.2 Descripción Física del Módulo Experimental de Tratamiento Terciario.....	27
3.2.1 Obra de Toma.....	36
3.2.2 Tanque Fraccionador de Espuma.....	36
3.2.3 Unidad de Mezcla Rápida (Mezclador Parshall).....	37
3.2.4 Tanque de Floculación.....	37
3.2.5 Tanque de Clarificación (Sedimentador).....	38
3.2.6 Tanque de Filtración.....	39
3.2.7 Tanque de Filtración en Carbón Activado.....	40
3.2.8 Tanque de Contacto de Cloro.....	41
3.3 Proceso.....	42
3.4 Operación del Sistema.....	43
3.4.1 Principales Problemas de Operación.....	45

3.4.2	Rangos de Operación.....	46
3.4.3	Mantenimiento Preventivo a los Equipos.....	46
3.4.4	Programa de Operación.....	47
4.	Ingeniería de Proyecto.....	49
4.1	Información Básica.....	49
4.1.1	Topografía.....	49
4.1.2	Estratigrafía y Propiedades del Subsuelo.....	49
4.1.3	Propiedades de los Materiales.....	52
4.2	Condiciones de Diseño.....	52
4.3	Análisis de Mecánica de Suelos.....	54
4.3.1	Determinación de Esfuerzos.....	54
4.3.2	Excentricidades.....	55
4.3.3	Capacidad de Carga del Terreno.....	56
4.3.4	Flotación.....	56
4.3.5	Asentamientos.....	58
4.3.6	Expansiones debidas a la Excavación.....	59
4.3.7	Levantamiento del Fondo por Subpresión.....	60
4.3.8	Estabilidad de Taludes.....	60
4.3.9	Abatimiento del Nivel Freático.....	61
4.4	Separación entre Estructuras.....	62
4.5	Solución de las Cimentaciones.....	63
4.6	Rellenos.....	66
4.7	Criterios de Diseño Estructural.....	67
4.7.1	Unidad de Mezcla Rápida (Medidor Parshall).....	69
4.7.2	Tanque Fraccionador de Espuma.....	79
4.7.3	Tanque de Flocculación.....	81
4.7.4	Tanque de Filtración.....	92

4.7.5	Tanque Clarificador (Sedimentador).....	103
4.7.6	Tanque de Contacto de Cloro.....	110
5.	Comportamiento de las Estructuras.....	112
6.	Conclusiones y Recomendaciones.....	118
7.	Referencias y Bibliografía.....	120

MODELO EXPERIMENTAL DE TRATAMIENTO TERCIARIO

1.- INTRODUCCION.

El agua es el líquido esencial para la vida, por ende para el desarrollo de la civilización y la conservación del hombre; de tal manera que las grandes urbes se han establecido a orillas de las fuentes de abastecimiento de agua potable para su consumo, tales como ríos, lagos, manantiales o en su defecto se generó la tecnología necesaria para obtener agua del subsuelo mediante la extracción por pozos, así que a lo largo de la Historia el agua ha sido elemento fundamental para la civilización humana. En la actualidad, el crecimiento de la demanda de agua de la población a nivel mundial ha propiciado un alto consumo de agua potable lo cual ha traído como consecuencia el que las fuentes de abastecimiento de agua potable se vean sobreexplotadas o bien, en vías de acabarse.

Esta realidad se hace crítica en el Valle de México donde, para abastecer las demandas, se tiene que importar agua de cuencas externas a un costo social y económico muy alto, además de que se sobreexplotan los acuíferos subterráneos a más del 200% de su capacidad de recarga, motivando el abatimiento de los mantos acuíferos, así como el deterioro de la calidad del agua subterránea con sus consecuencias inherentes. Paradójicamente, existen en operación gran cantidad de pozos que suministran agua

de calidad potable que se utiliza para riego agrícola y usos industriales que no requieren agua de tan alta calidad, y que fácilmente podría sustituirse por agua residual tratada con objeto de canalizar el agua potable para uso doméstico exclusivamente.

Puesto que no se puede dejar de consumir agua potable para sus diferentes usos (domésticos, comerciales, industriales, agrícolas, municipales o recreativos) se tienen que elaborar respuestas a esta necesidad de consumo (que no impliquen los altos costos económicos y sociales que propicia el importar agua de otras cuencas externas) con programas y proyectos de reciclaje y tratamiento de las aguas llamadas "negras" procurando reutilizarlas hasta el máximo nivel posible.

En efecto, el agua residual es un recurso valioso y como tal debe aprovecharse. Es ya imperativo que se modifique el patrón convencional de considerar el agua residual como un material de desperdicio, un desecho ofensivo y generador de enfermedades, al que hay que retirar lo más pronto fuera de la cuenca; por el contrario, hay que adecuar su calidad para darle el uso más extensivo posible, desde aquel proceso que prácticamente no requiere de tratamientos, hasta el que necesita de los tratamientos más avanzados, pero que se justifica porque en un futuro próximo ya no existirá alternativa de solución, y desde ahora se deben realizar las acciones pertinentes.

Dentro de este concepto trabaja la Comisión del Lago de Texcoco, conciente de la problemática anterior pero también sobre la base de que la zona federal bajo su cargo guarda una posición muy estratégica, para constituirse en el centro de reuso del agua residual en el Valle de México, con grandes superficies donde construir infraestructura de tratamiento, almacenamiento y regulación de las aguas tratadas; rodeada del mercado potencial más grande, con demandas de agua de todos los niveles de calidad. A su zona llegan las aguas que conducen ríos Churubusco, de la Compañía, el de los Remedios, el Gran Canal y las aguas pluviales que aportan los ríos de Oriente.

Para dar cabida a este potencial de uso, y a la vez estar preparados para el reto futuro, ya muy próximo por cierto, del aprovechamiento masivo de las aguas residuales, la Comisión generó el proyecto de tratamiento avanzado de agua residual, incluíendo con la construcción y operación de una pequeña planta experimental de tratamiento terciario, pero lo suficientemente grande para que las experiencias que se obtengan, sean a nivel de escala real y puedan aprovecharse de inmediato.

El objetivo principal del Módulo Experimental de Tratamiento Terciario que aquí se describe fue el de investigar los procesos de tratamiento avanzado, que permitan diversificar el uso del agua tratada obteniendo agua de calidad adecuada para su infiltración en los estratos subterráneos y determinar la respuesta del proceso y la interacción con los acuíferos.

El control cuidadoso de las experiencias derivadas de este proceso, permitirá la toma de decisiones en la ejecución de proyectos a una escala mayor, para de esta forma disminuir los efectos negativos de la sobreexplotación de los acuíferos y aumentar la disponibilidad de agua para todos los usos en el Valle de México y otras regiones de nuestro país en condiciones similares.

2. ANTECEDENTES.

El Proyecto Texcoco empezó como tal en el año de 1964 a iniciativa del Dr. Nabor Carrillo Flores como un esfuerzo por utilizar la zona de ex-Lago de Texcoco en beneficio de los habitantes de la Ciudad de México, cubriendo diferentes aspectos de aprovechamiento de la zona como son: la desalinización del agua subterránea, la transformación de las zonas áridas e inútiles en zonas verdes, la creación de lagos para usos múltiples, como desarrollo habitacional, etc. Algunos de los objetivos iniciales se han cumplido casi completamente, pero para otros, con el transcurso de los años, las acciones adoptadas y seguidas se han tenido que adecuar a las diferentes circunstancias se han presentado.

Actualmente, dentro de su plan de acción el Proyecto Texcoco (Comisión del Lago de Texcoco), considera en otros, un programa de tratamiento y reuso de aguas residuales, provenientes de la Ciudad de México y de la Ciudad Nezahualcóyotl, así como del poblado de Chimalhuacán, no sólo para abastecer sus propias necesidades (en la zona Federal a cargo de la Comisión del Lago de Texcoco el agua se utiliza para el riego de las cubiertas por pastos, para el llenado de los lagos artificiales, para su propio tratamiento, etc.), sino para proporcionar aguas tratadas a los actuales usuarios de agua potable que la utilizan en riego agrícola e industrial. Para tal efecto ya tiene en operación

una planta de tratamiento del tipo de lodos activados convencional para una capacidad de 1 000 lps y otra planta de 500 lps del tipo de lagunas facultativas con recirculación; asimismo, se llevan a cabo convenios con diversos grupos de ejidatarios, mediante los cuales se acuerda que intercambiarán el agua de pozos subterráneos para el riego de sus parcelas por el agua tratada que les proporcione la Comisión del Lago de Texcoco.

Cabe mencionar también que dentro del Proyecto Texcoco se contempla también un programa de recarga de acuíferos. Como su nombre lo indica, este programa pretende que el agua producto del tratamiento terciario que le da este Módulo Experimental sea "inyectada" a una profundidad adecuada a fin de recargar los acuíferos de la zona, este programa tiene un carácter también experimental por el momento.

Para referir el marco dentro del cual actúa el Módulo Experimental de Tratamiento Terciario del que se hace referencia en esta tesis, en el presente capítulo se describen los antecedentes del Proyecto Texcoco, desde su formación Geológica e Histórica, así como la descripción de las diferentes actividades que en la actualidad se realizan dentro de la Zona Federal a cargo de la Comisión del Lago de Texcoco, para pasar después a tratar sobre los antecedentes de este Módulo.

2.1 PROYECTO TEXCOCO (ANTECEDENTES).

(Ref. 18)

Una serie de acontecimientos de índole geológica configuraron lo que actualmente se conoce como la Cuenca del Valle de México. El intenso vulcanismo en el Cuaternario Superior formó la Sierra del Chichinahutzín y obturó su desagüe hacia el Sur, convirtiéndola en una cuenca endorréica. La presencia de lluvias abundantes provocó la erosión y el arrastre de sedimentos, que combinados con las cenizas de las frecuentes erupciones, originaron el enorme relleno de la cuenca, formándose sobre éste, lagos de gran extensión entre los cuales destacaban el de México, Texcoco, Zumpango, Xochimilco, Xaltocan, Ecatepec y Chalco.

Para los habitantes de las comunidades ribereñas, la presencia de estos lagos les permitía abastecerse de agua y alimentos. Más adelante, en la época Prehispánica de nuestra historia, una vez fundada la Gran Tenochtitlan, se necesitó de la construcción de obras de protección contra inundaciones y para separar las aguas dulces del Lago de México de las saladas del Lago de Texcoco. Ya en la época Colonial, el crecimiento de la Ciudad Capital provocó la reducción de los lagos, acentuándose los problemas por inundaciones que obligaron a la construcción de obras de defensa y desagüe del Valle de México mediante la construcción del Tajo de Nochistongo. En la época Independiente, las inundaciones continuaron presentándose, por lo que a fines

del Siglo XIX se construyó el Gran Canal del Desagüe, y el primer Túnel de Tequixquiac. En el Siglo presente, debido al notable crecimiento de la Ciudad de México, a la sobreexplotación de los acuíferos que provocan su hundimiento y a la disminución de la infiltración provocados por la urbanización y deforestación, obligaron a la construcción del Segundo Túnel de Tequixquiac y de la gran obra de desagüe conocida como el Sistema de Drenaje Profundo.

En cuanto al Lago de Texcoco (en cuya zona se localiza el Módulo al que se refiere este trabajo), se puede decir que fue uno de los más grandes en el Valle de México, pero debido a las obras mencionadas en el párrafo anterior se desecó progresivamente y en su lecho surgió un escenario degradado, semidesértico, pantanoso e insalubre, en donde se originaban el 40% de las tolvaneras, tormentas de polvo y detritus que periódicamente afectaban de manera negativa a la Ciudad de México.

Ante esta problemática se planteó la necesidad de regenerar el Área del antiguo lago de Texcoco. Esta regeneración comprendía la reducción de la contaminación ambiental, la utilización de los recursos del agua y del suelo para fines agrícolas, industriales y recreativos. Con tales objetivos se creó en 1971, La Comisión de Estudios del Lago de Texcoco y en

1974 se constituyó la Comisión Ejecutiva del Lago de Texcoco (CLT), dependientes de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

Algunos de los objetivos que se planteó la Comisión del Lago de Texcoco (Proyecto Texcoco, nombre que empezó a recibir en 1965) son:

- Evitar inundaciones en el sistema hidrológico del suroriente del Valle de México, reteniendo y regulando los excedentes de aguas pluviales y residuales provenientes de la Ciudad de México.
- Promover el uso de agua tratada en la agricultura, industria y usos municipales, preservando el agua de calidad potable para consumo doméstico y ganadero.
- Recuperar los suelos salino-sódicos del ex-lago para su aprovechamiento con fines agropecuarios.
- Rescatar y conservar los suelos y el agua en las laderas erosionadas de la Cuenca, propiciando la recarga de los acuíferos.
- Propiciar el desarrollo intensivo de la ganadería y de la floricultura acuática.

- Erradicar las tolveneras de la zona y mejorar la ecología regional.

- Recargar los acuíferos, inyectando agua con el tratamiento avanzado necesario, para su posterior aprovechamiento, en los usos que requieran de esta calidad.

Hasta 1982 la situación era la siguiente: en la Zona Federal del ex-Lago, a cargo de la Comisión, descargaban las corrientes más importantes del sistema hidrológico que drena la parte suroriental del Valle de México, entre ellas el Río Churubusco y el Río de la Compañía, cuyas aguas residuales, por falta de cauce, se extendían en una amplia zona de ex-lago formando así, zonas pantanosas e insalubres.

Para realizar el saneamiento del área y conducir adecuadamente estos escurrimientos, se construyó el Dren General del Valle de México, que es la conducción básica para recibir las aportaciones del sureste del Valle y el sistema de drenaje en toda el Área del ex-lago.

En la Zona Federal se reciben también las aportaciones del sistema de drenaje urbano de Ciudad Netzahualcóyotl y los drenes Chimalhuacán I y II que provienen del poblado del mismo nombre y que conducen estas aportaciones al Dren General.

Para almacenar y regular las crecientes del sistema hidrológico de la Cuenca y los efluentes de las Plantas de Tratamiento, se proyectó la construcción de lagos artificiales para usos múltiples: control de avenidas y usos agrícolas, industriales y recreativos.

Se estudiaron y experimentaron diversos métodos para la formación de dichos lagos; el más económico resultó el de la extracción de agua por pozos someros. Con las experiencias obtenidas, se inició la construcción de los lagos "Nabor Carrillo" y "Churubusco".

De especial importancia resulta el Lago Nabor Carrillo, el cual se formó mediante el bombeo de pozos durante seis años, provocando con ésto el hundimiento y la consolidación del terreno; el hundimiento máximo logrado fue de 4m, con un volumen de depresión de 12 millones de metros cúbicos y para alcanzar la capacidad de almacenamiento requerida (36 millones de m³), se construyó un bordo perimetral con una longitud de 12 km y una altura máxima de 3.2 m.

En 1963 se inició el llenado del lago "Dr. Nabor Carrillo" con las aportaciones de los ríos del Oriente y de los efluentes de las plantas de tratamiento. Este lago es el más grande del Valle de México, por lo cual resulta de gran importancia para mejorar la ecología regional además del

desarrollo de los deportes de remo y canotaje. Es también el único refugio importante dentro del Valle para las aves migratorias que viajan desde Alaska, Canadá y los Estados Unidos y cuyas migraciones rebasaron los 500 mil individuos de 130 especies diferentes el invierno pasado (1968).

El aprovechamiento del Lago Nabor Carrillo en usos agrícolas se iniciará en breve, una vez que se hayan construido las obras complementarias para enviar las aguas almacenadas hacia las zonas agrícolas de intercambio. Actualmente se cuenta con un canal de conducción revestido de concreto para enviar agua tratada directamente de las Plantas de Tratamiento, a las áreas de riego. Cabe señalar que la unidad de riego de San Bernardino corresponde a la primera etapa de este intercambio.

Se calcula que para el año 2,000 el gasto medio de aguas residuales que cruzarán el ex-lago de Texcoco, será del orden de los 24 m³/s, por lo que resultó evidente considerar su control y aprovechamiento de los volúmenes no comprometidos en las áreas de riego localizadas aguas abajo de la zona, mediante el tratamiento y el reuso de estas aguas para cubrir las crecientes demandas de agua de aquellas actividades que no la requieren de calidad potable.

Dada la creciente demanda de agua, el reciclaje de las aguas servidas, sobre todo en la industria, resulta ya una imperiosa necesidad. Con tal fin, se programó la construcción de

Plantas de Tratamiento, que permitirán intercambiar el agua tratada por agua de calidad potable, que se extrae de los acuíferos y que se utiliza en actividades agrícolas e industriales.

En cuanto al aprovechamiento del suelo, se encontró que las especies vegetales que pueden desarrollarse convenientemente son las nativas, como el pasto salado, el romerito y el zacahuistle. De estas especies, la de mejor adaptación resultó el pasto salado, ya que tiene una gran tolerancia a las condiciones salino-sódicas del Área, además de que soporta inundaciones y sequías prolongadas.

Por lo que respecta a las laderas de los lomeríos localizados al Este del ex-Lago de Texcoco, en éstas se realizan obras de conservación de suelo y agua y de asistencia técnica agropecuaria, ya que estas laderas se caracterizaban por la devastación de los bosques, la pérdida de suelos y los escurrimientos sin control de aguas pluviales. Las acciones principales que se efectuaron en esta zona incluyen la construcción de presas escalonadas para retener azolves, mejorar el funcionamiento hidrológico de los ríos y propiciar la recarga de acuíferos; subsoleos, la formación de terrazas, zanjas trinchera, conas y la reforestación de las Áreas denudadas con especies de árboles maderables y frutales.

Acciones complementarias del Proyecto Texcoco.

Con los trabajos de pastización en los suelos antes desérticos, se han erradicado prácticamente las tolvaneras que se generaban en esta zona y afectaban negativamente el Area Metropolitana de la Ciudad de México. Como una segunda etapa de recuperación de los suelos salino-sódicos se realizan las acciones pertinentes para su lavado y para poder lograr, en un mediano plazo, la producción de cultivos forrajeros.

Se cuenta también con la infraestructura necesaria para el manejo de ganado mayor y de ganado ovino a fin de impulsar el desarrollo de estas especies en la zona, aprovechando para su alimentación los mismos cultivos forrajeros mencionados en el párrafo anterior.

Como un programa especial, se ha construido la infraestructura para el establecimiento de un centro productor equino, que permita impulsar el desarrollo de la llamada "raza azteca".

Actualmente se construye y opera una estanquería semirrevestida para producción piscícola con fines de consumo humano.

En coordinación con el D.D.F. se establecen en la zona rellenos sanitarios con parte de los desechos sólidos que se generan en el D.F. Estas áreas se convertirán en zonas boscosas que coadyuvarán al mejoramiento ecológico de la zona.

Se tiene un proceso de estudio experimental para el tratamiento de aguas residuales, utilizando lirio acuático, con resultados altamente satisfactorios. Destaca la remoción de sodio, potasio, cloruro y otros iones, así como la disminución de sólidos sedimentables.

En suma, el conjunto de estas obras pretenden -y en gran parte han logrado- alcanzar la neutralización de los efectos negativos del crecimiento urbano en el Valle de México. La continuidad de todas estas acciones y los resultados obtenidos demuestran que la estrategia seguida es correcta y puede servir de ejemplo en toda la cuenca del Valle de México y regiones de características similares en el país.

2.2 EL SUBSUELO DEL LAGO DE TEXCOCO.

(Ref.12)

El Módulo de Tratamiento Terciario que se trata en esta tesis se localiza sobre el ex-Lago de Texcoco, por lo cual, resulta de interés el describir, aunque sea someramente, las características del subsuelo (su localización, topografía, estratigrafía, propiedades, etc.) de dicho ex-Lago.

El ex-Lago de Texcoco se encuentra localizado al Noreste de la Ciudad de México, en el antiguo Lago de Texcoco y zonas aledañas. La topografía de la región es plana con promontorios aislados como el Cerro del Peñón y el Cerro de Chimalhuacán. Hacia el Este se levantan las sierras de Calpulalpan y Río Frio, y hacia el Oeste la Sierra de Guadalupe. La transición entre estas zonas es gradual hacia el Oriente y abrupta hacia la Sierra de Guadalupe y el Cerro de Chimalhuacán. Un plano general de la zona se presenta en la figura 1.

En cuanto a su estratigrafía, las formaciones superiores del subsuelo en la zona del ex-lago de Texcoco, son similares en su origen y propiedades a las que se localizan bajo la Ciudad de México, pudiendo distinguirse las formaciones siguientes: Manto Superficial, Formación Arcillosa Superior, Capa Dura, Formación Arcillosa Inferior y Depósitos Profundos.

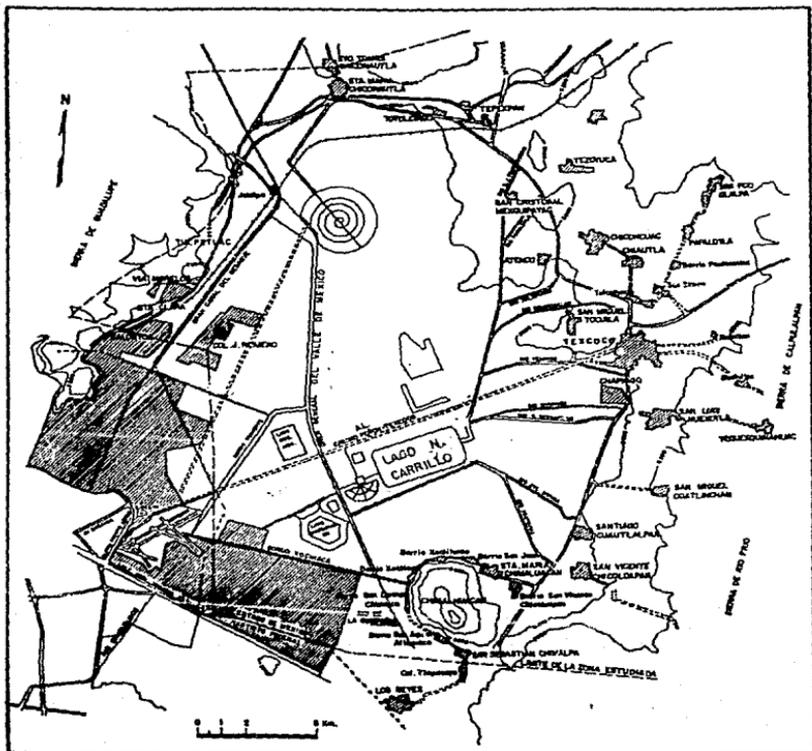


Fig. 1 PLANO GENERAL

Las formaciones existentes bajo la zona Metropolitana se extienden hacia el Lago de Texcoco, con las siguientes características:

Manto Superficial (MS); está constituido por arcillas consolidadas por secado, arenas limosas y limos arcillosos con un contenido de agua promedio de 61%; su espesor medio es de 1.5 m, el que aumenta en las zonas cercanas a la Sierra de Guadalupe a 6m aproximadamente.

Formación Arcillosa Superior (FAS); su espesor varía, en dirección Norte-Sur de 17m aproximadamente en "El Caracol" a más de 40m en el Bordo Xochiacá; en dirección Oriente-Poniente, varía entre los 38 y 17m, del kilómetro 3 al 13 del camino Peñón- Texcoco. Este estrato se encuentra formado por arcillas de origen volcánico lacustre altamente compresibles, intercalada por botas y estratos arenosos, limoarenosos y de vidrio volcánico a diversas profundidades, destacándose una capa de arena negra en estado suelto, en ocasiones limosa, con espesor variable entre 0.2 y 2m, a profundidades comprendidas entre 3 m en la zona Norte y Oriente, de 3 a 8m en la zona Poniente y de 12m en Ciudad Nezahualcóyotl; su contenido de agua medio es de 44%.

En el sur del Caracol, la FAS se encuentra intercalada por estratos limoarenosos de mayor espesor, lo que indica su proximidad con la Zona de Transición del Valle, mientras que hacia el Sur, con excepción del estrato mencionado, son de poco espesor.

Capa Dura (CD); a diferencia del horizonte de desecación denominado capa dura de la Ciudad de México, en el Lago de Texcoco, este horizonte es de menor espesor, el cual varía de 3.5m en el Norte y Oriente hasta desaparecer en ocasiones en la vecindad de Ciudad Netzahualcóyotl; en la Zona Poniente es muy complicado identificarlo con precisión, ya que en ella proliferan depósitos compactados y suelos con propiedades semejantes a las de la llamada Capa Dura. A este estrato lo constituyen primordialmente suelos limoarenosos, arenosos y limosos intercalados en ocasiones por suelos arcillosos. Su contenido de agua medio es de 59% y su resistencia a la penetración estándar es notablemente variable, aún para la misma zona, con valores extremos de 8 a 50 o más golpes.

Formación Arcillosa Inferior (FAI); es del mismo origen y características que la Superior, pero se diferencia de ésta por su menor contenido de agua medio, que es de 25.5% y por tener menor compresibilidad y mayor resistencia al corte. En ella se localizan también lentos y estratos limoarenosos y de vidrio volcánico, siendo éstos más frecuentes que el de la FAS. Este estrato tiene un espesor variable entre 20m al centro del Lago,

disminuyendo hacia la periferia a 3m hacia la zona Oriente. En la zona Poniente su espesor decrece rápidamente de la Via Morelos hasta desaparecer en la Sierra de Guadalupe.

Depósitos Profundos Superiores; conocidos también como segunda Capa Dura, está constituida por limos, arenas finas y limosas muy compactas. La profundidad de su horizonte superior está comprendida entre 24m en la parte Oriente, a más de 64m en las inmediaciones del Bordo Xochiaca. Tiene un contenido de agua cercano al 50% y su resistencia a la penetración estándar es mayor de 50 golpes.

Tercera Formación Arcillosa; de acuerdo con estudios anteriores, exploraciones y trabajos de perforación realizados para la instalación de los sistemas de bombeo para los Lagos Desviación Combinada (aún no construido) y Dr. Nabor Carrillo, existe dentro de los depósitos profundos una formación compresible de espesor superior a 6 m.

Depósitos Profundos Inferiores; subyaciendo a la anterior, se localiza una formación de estratos arenosos, limosos y limoarcillosos que en ocasiones contienen arcilla y gravas. Su contenido medio de agua es de 37%.

Las propiedades de las formaciones del ex-Lago de Texcoco se encuentran en la tabla 1. Un perfil general de la estratigrafía, hasta ahora tratada, en dirección N-S, puede observarse en la figura 2 y otro, en dirección E-W, en la figura 3.

TABLA 1 VALORES MEDIOS DE PROPIEDADES INDICE EN LAS FORMACIONES DEL LAGO DE TEXCOCO												
PROPIEDADES	CONTENIDO NATURAL DE AGUA W (%)		LIMITE LIQUIDO LL (%)		LIMITE PLASTICO LP (%)		DENSIDAD DE SOLIDOS ρ_s		RELACION DE VACIOS		RESBAL CORTE S_{cs} (Kg/cm ²)	
	VALOR MEDIO	n	VALOR MEDIO	n	VALOR MEDIO	n	VALOR MEDIO	n	VALOR MEDIO	n	VALOR MEDIO	n
FORMACION SUPERFICIAL	61	112	99	19	44	15	2.50	24	1.7	23	0.13	23
FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR	303	3355	301	624	71	624	2.48	2479	7.3	2466	0.13	1707
CAPA DURA	59	109	71	24	37	24	2.53	9	1.2	9	0.68	8
FORMACION ARCILLOSA INFERIOR	255	950	242	188	44	179	2.48	604	5.9	604	0.52	271
DEPOSITOS PROFUNDOS SUPERIORES	49	476	94	84	47	84	2.42	8	1.5	8	0.54	2
TERCERA FORMACION ARCILLOSA	147	227	182	50	68	50	2.27	8	3.5	8	0.48	9
DEPOSITOS PROFUNDOS INFERIORES	37	298	48	28	25	26						

n -- NUMERO DE DETERMINACIONES

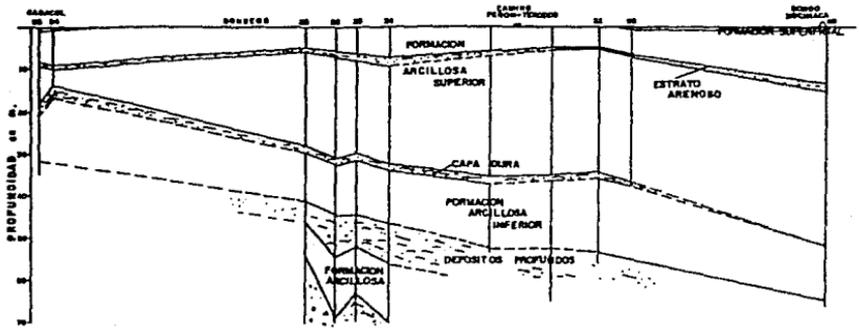
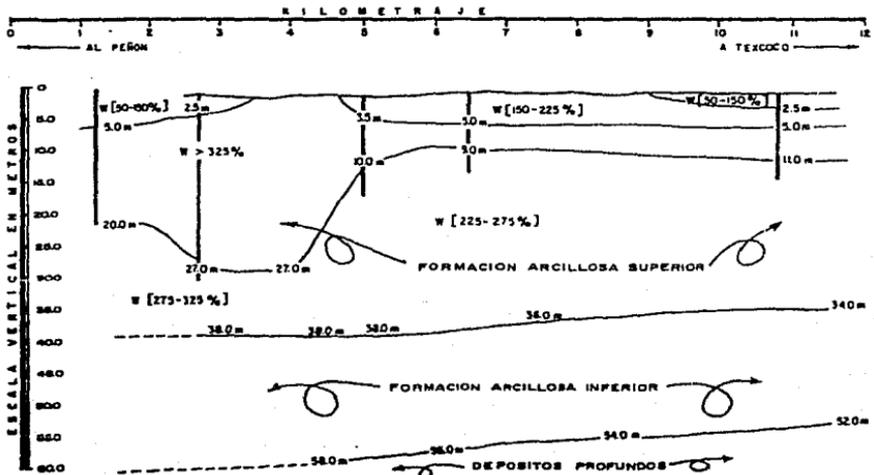


Fig 2 Perfil del Lago de Texcoco. Dirección N-S.



NOTAS:
 La cota vertical del 0, corresponde a la elev. 2235.99m. referido al nivel medio del mar
 W Contenido natural de agua

Fig 3 Perfil de suelos a lo largo de la carretera Peñón- Texcoco. Origen en Unidad Aragón.

2.3 PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL PROYECTO TEXCOCO.

El tratamiento de aguas residuales en el ex-Lago de Texcoco, es una actividad que no empieza con la operación de la Planta de Tratamiento Terciario sino que se cuenta ya con dos Plantas de tratamiento de aguas residuales, que son en sí mismas, antecedentes al Módulo del que se ocupa este trabajo, es por ello que a continuación se tratará sobre ellas.

La Comisión del Lago de Texcoco, para propiciar la práctica del reuso del agua, programó la construcción de Plantas de Tratamiento de aguas residuales con la tecnología requerida para producir agua con la calidad necesaria en los usos agrícolas, industriales y de servicios municipales al menor costo posible.

Una vez terminado el proceso de construcción y el equipamiento, se puso en operación una Planta de Tratamiento de aguas residuales con el proceso convencional de lodos activados, con una capacidad instalada de 1 m³/s, el cual se envía al Lago Dr Nabor Carrillo para su almacenamiento.

Se construyó y se opera una segunda planta de tratamiento para 0.5 m³/s, en base al proceso de lagunas Facultativas con recirculación, como proceso biológico de tratamiento de aguas residuales, en una superficie de 64ha, presentando las siguientes

ventajas: no requiere pre-tratamientos (fuera de las rejillas para detener la entrada de sólidos gruesos), no necesitan manejo continuo de lodos, su operación es sencilla y el costo de su construcción y operación es reducido; su efluente es ideal para usos agrícolas ya que conserva gran parte de la materia orgánica y de los nutrientes propios de las aguas residuales, eliminando o transformando en el proceso la mayoría de los elementos nocivos; se adapta principalmente a regiones con disponibilidad de terrenos a bajo costo, por la gran superficie que ocupan.

Se inició la construcción de una nueva planta con el sistema de aireación a contracorriente, considerada a nivel mundial como una de las tecnologías más avanzadas en materia de tratamiento de aguas residuales a nivel secundario. Esta planta tendrá una capacidad 1 m³/s, utilizando un proceso de lodos activados de baja carga y aireación por difusión de burbuja fina. Los lodos de desecho son estabilizados, por lo que no requieren de tratamiento posterior para su disposición final. Los costos de inversión y operación son más bajos que los del proceso convencional y otros similares.

3. MÓDULO DE TRATAMIENTO TERCIARIO.

Además de las Plantas de tratamiento expuestas anteriormente, la Comisión ha experimentado también sobre los procesos de tratamiento avanzado que permitan diversificar el uso de agua tratada y para probar la factibilidad técnica y económica de recargar acuíferos con este recurso. Para tal efecto se construyó el Módulo experimental de tratamiento terciario con capacidad de 50 l.p.s. para obtener agua de calidad adecuada para su infiltración en estratos subterráneos y determinar la respuesta del proceso y la interacción con los acuíferos. Para evaluar el proceso se construyeron los pozos de inyección y muestreo y se instaló la instrumentación piezométrica del área de influencia. A continuación se presentan las características de este Módulo de tratamiento.

3.1 LOCALIZACION.

La selección del predio utilizado para la construcción de la planta obedeció a: la cercanía de fuentes de alimentación eléctrica, de agua residual tratada a nivel secundario y a accesos disponibles. Se eligió el lado oriente de la actual Planta de Tratamiento de Aguas Negras (P.T.A.N.) en operación; entre esta última y el Lago Nabor Carrillo, se encontró que la topografía es prácticamente horizontal. En la figura 4 se observa la localización del Módulo con respecto a los lagos ya existentes con anterioridad.

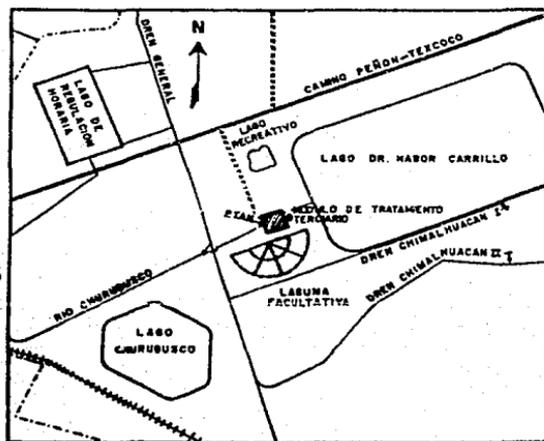
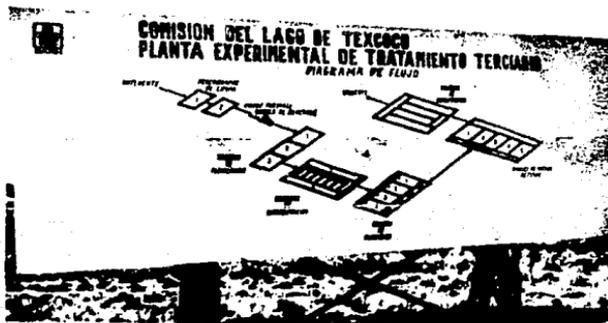


Fig. 4 Lagos principales de la zona federal de la Comisión Lago de Texcoco.

3.2 DESCRIPCION FISICA DEL MODULO EXPERIMENTAL DE TRATAMIENTO TERCARIO.

Se presenta a continuación un diagrama de flujo del Módulo (fig. 5), describiéndolo someramente en forma general, para seguir luego detalladamente con cada una de las estructuras que lo conforman.

El módulo de Tratamiento Terciario está compuesto por siete unidades, de las cuales seis son tanques con diferentes funciones y la restante es un aforador tipo Parshall. Un diagrama de flujo del Módulo, similar al de la figura 5, se encuentra ubicado a la entrada de la misma y el cual se puede observar en la fotografía 1.



Fotografía 1

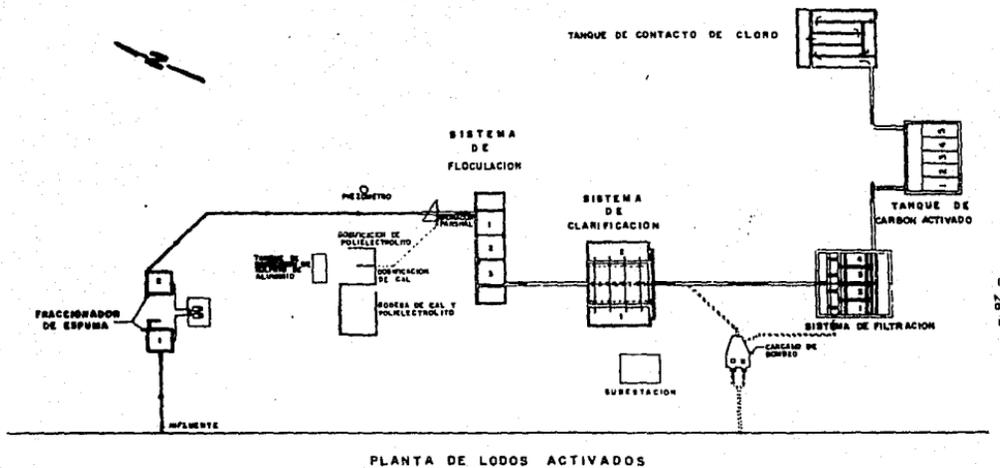
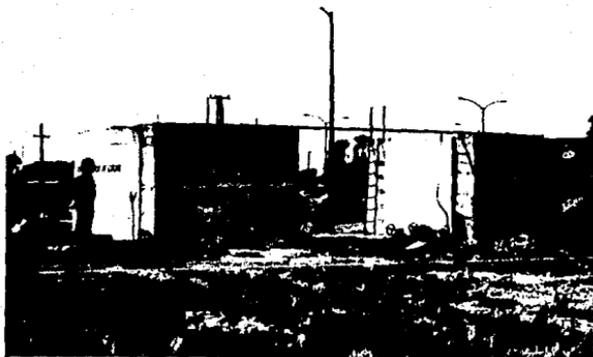


Fig. 5 MODULO DE TRATAMIENTO TERCIARIO
 DIAGRAMA DE FLUJO



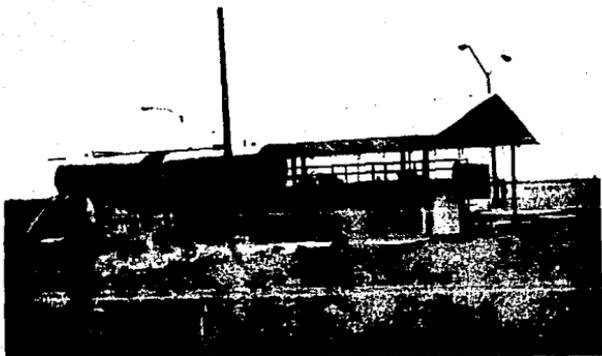
Fotografía 2

El primer tanque, el fraccionador de espuma, fotografía 2, se encuentra en primer término, siguiendo el orden de operación y consta de dos cámaras unidas entre sí por una plataforma donde descansan las tuberías que los conectan. A un costado de esta unidad se encuentran las tuberías que la alimentan, cada una con sus respectivas válvulas de control. Como se puede observar en la fotografía, el espacio entre los tanques está ocupado por la tubería que conduce al agua hacia la siguiente unidad de la planta.



Fotografía 3

La siguiente unidad hacia donde se conduce el agua es el aforador de tipo Parshall, el cual cumple también con la función de realizar la mezcla rápida del agua con los reactivos químicos que se adicionan, para propiciar la floculación de contaminantes. En la fotografía 3 se observa dicho aforador, visto desde su parte posterior.



Fotografía 4

Próxima al aforador Parshall se halla el tanque de floculación, el cual cuenta con tres cámaras, con un motor eléctrico cada uno, conectado a las paletas de madera o de P.V.C. de cuatro brazos, los cuales al girar propician la floculación. En la fotografía 4 se aprecia una vista de esta unidad con los tanques de reactivos químicos al frente y los tanques de floculación al fondo.



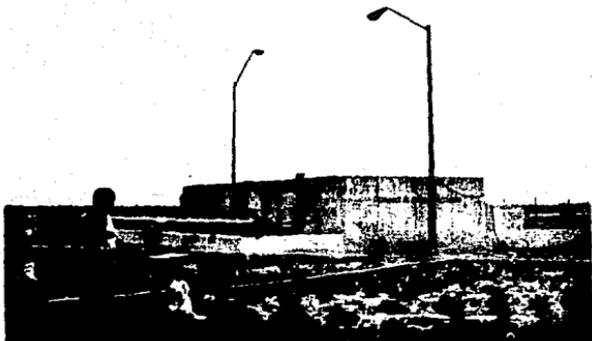
Fotografía 5

La cuarta unidad del Módulo, en el orden de operación, es el tanque de sedimentación, fotografía 5, en la cual se observa una cámara central equipada con una tubería de sección variable (de cuadrada a circular gradualmente), que reparte el caudal a dos cámaras paralelas a la central, donde se realiza la sedimentación. Para sedimentar a los sólidos del agua, los compartimentos de esta cámara cuentan con unas placas metálicas paralelas, con una cierta inclinación, a fin de que los sólidos resbalen hacia el fondo del tanque de donde son extraídos para su eliminación.



Fotografía 6

Detrás de los tanques de sedimentación se localiza la unidad de filtración, fotografía 6, integrada por cuatro cámaras que trabajan con antracita y arena como medio filtrante y que descansan en un soporte de grava. Los conductos y accesorios se han previsto de tal forma que permitan a la unidad el retrolavado de una de sus cámaras mientras las otras tres trabajan, sin afectar el caudal normal.



Fotografía 7

El tanque de filtración en carbón activado, fotografía 7, cuenta con un sistema de tubería de entrada que distribuye el agua a otras cinco cámaras, cada una de las cuales cuenta con dos canaletas que lo recorren longitudinalmente. Otro sistema de tuberías de menor diámetro recolecta el agua de salida de cada cámara para conducirlo hacia el tanque de contacto con el cloro.

En la misma fotografía 7 se pueden apreciar las tuberías de entrada y salida de agua con sus diferentes diámetros.



Fotografía. 8

Al frente del tanque de filtración en carbón activado hacia la entrada de la planta se encuentra el tanque de desinfección, el cual trabaja mediante el uso de cloro, fotografía 8. Este tanque emplea cinco bombas a la entrada del mismo y que conducen el agua a cinco depósitos (los que cumplen funciones de almacenamiento, regulación y de cárcamo de bombeo). Después de que al agua se le aplica el proceso de cloración, se le extrae del tanque por medio de dos bombas que la conducen hacia el efluente de la planta.

A continuación se presenta una descripción de cada una de las estructuras con más detalle.

3.2.1 OBRA DE TOMA.

Las efluentes posibles de abastecimiento de agua de los cuales se puede servir el módulo de tratamiento terciario son: a) el efluente secundario de lodos activados; b) el lago Nabor Carrillo y c) el efluente secundario de las lagunas de estabilización. Para cada caso se requiere de una estación de bombeo equipada con bombas verticales de propela, mediante las cuales se elevará el agua a tratar al sistema fraccionador de espuma.

3.2.2 TANQUE FRACCIONADOR DE ESPUMA.

Está compuesto por dos unidades que pueden trabajar en serie o en paralelo, y dotado de un sistema de aireación por difusión para motivar la formación de espuma; la burbuja, en su viaje hacia la superficie, integra y arrastra partículas de materia orgánica y sales, las que serán desincorporadas del agua junto con los detergentes, al ser removida la espuma del fraccionador. Esta espuma es apagada con agua y enviada al drenaje.

Las unidades fraccionadoras de espuma tienen dimensiones de 2.80 x 2.80 y 2.10 m de tirante de agua, para un tiempo combinado de retención de 5 minutos, y fueron diseñadas para lograr una eficiencia de remoción de detergentes del 70 al 80%, mediante aireación por difusión, utilizando una tasa de 6 volúmenes de aire por 1 de agua. El aire será proporcionado por compresores de baja carga y alto volumen, con motores de 20 HP (1 equipo funcionando y 1 de reserva), y distribuido por medio de difusores de burbuja mediana.

3.2.3 UNIDAD DE MEZCLA RAPIDA.

Los reactivos químicos que se adicionen al agua para la floculación de contaminantes y ajuste de PH serán dispersados y mezclados rápidamente utilizando la energía de resalto hidráulico de un canal aforador Parshall, el cual fue seleccionado para lograr un tiempo mínimo de mezcla de 1 segundo y un gradiente de 1,000 seg⁻¹. Este aforador, de 15 cm (6") de garganta, servirá también para medir el caudal de aguas en proceso de tratamiento, por lo que estará equipado con su sistema indicador-transmisor-registrador de gasto.

3.2.4 TANQUE DE FLOCULACION

El sistema de floculación, integrado por tres cámaras de 3.20 x 3.20 y 3.00 m de tirante de agua que funcionan en serie, recibe el agua con los reactivos químicos perfectamente

mezclados, y son dispersados en las cámaras por medio de equipos mecánicos de eje vertical que sostienen y mueven mecanismos de paletas de madera o PVC de cuatro brazos.

Para una adecuada formación del floculo, el sistema fue diseñado con 30 minutos de tiempo de retención y para lograr gradientes de velocidad de 55 seg^{-1} y 30 seg^{-1} , en las cámaras 1, 2 y 3 respectivamente.

3.2.5 TANQUE DE CLARIFICACION (SEDIMENTADOR).

El agua floculada que sale del tanque floculador pasa al sistema de clarificación por una tubería extru-pack con acabado espejo, de 50 cm (20") de diámetro, y distribuida en todo lo largo por una tubería de acero de sección variable, que a su vez equi-reparte el caudal a 2 unidades de 2.44 x 7.00 y 3.75 m de tirante de agua, que fueron diseñadas para alta tasa de sedimentación con placas paralelas, 10 minutos de tiempo de retención en las placas y una carga aparente de 146 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$.

La alimentación es sumergida, a 1.02 m por debajo de las placas paralelas, y la recolección del agua clarificada es superficial, motivando así un flujo ascendente a través de las placas para que los floculos más ligeros sedimenten en éstas; por ello, las placas se instalan con una inclinación de 60 grados con respecto a la horizontal, para que los sólidos resbalen y se

vayan al fondo del tanque, de donde son extraídos para su eliminación por presión hidrostática, utilizando tubos de fierro galvanizado de 6.3cm (2 1/2") de diámetro, uniformemente espaciados en todo lo largo del fondo del tanque, que descargan libremente en una tubería de acero de 30.5cm (12") de diámetro que, a su vez, conduce los lodos a un cárcamo para su bombeo al sitio de la disposición final.

3.2.6 TANQUE DE FILTRACION.

El sistema de filtración rápida lo constituyen 4 unidades filtrantes de 1.90 x 2.40 m de superficie efectiva de filtración; son de flujo descendente y utilizan como medio a 45 cm de antracita y 30 cm de arena, con grava en el fondo para soporte del medio.

El diseño considera una operación del sistema del tipo de "tasa variable declinante", y para el retrolavado de una unidad, se utiliza el caudal efluente de las tres unidades restantes en operación, por lo que se han previsto las cargas disponibles, los diámetros de los conductos y los accesorios necesarios para que esta forma de operación se lleve a cabo de la manera más simple y eficiente posible.

En el proceso de lavado del filtro, el agua, con flujo ascendente, motivará la expansión del medio filtrante así como un esfuerzo cortante en la periferia de los granos de arena y antracita, para que los sólidos que fueron retenidos se suelten y sean arrastrados por la contracorriente hasta la canaleta, la cual capta el agua de retrolavado y la descarga a un foso que, a su vez, la canaliza a la línea de drenaje que la conduce al cárcamo de lodos. El agua filtrada, cuando no hay operación de lavado de alguna unidad (que tiene una duración entre 5 y 10 minutos con una periodicidad de 7 a 10 horas), es conducida al sistema de filtración por carbón activado.

Los filtros fueron diseñados para una velocidad media de filtración de 236 m/día y una velocidad de retrolavado de 945 m/día.

3.2.7 TANQUE DE FILTRACION EN CARBON ACTIVADO.

El sistema de filtración de carbón activado está constituido por cinco unidades de flujo descendente por gravedad de 2.10 m x 3.25 m de superficie efectiva de filtración; utilizando como medio 1.60 m de carbón activado granular con un tamaño comprendido entre las mallas 8 a 30 US;

con un coeficiente de uniformidad (Cu) de 1.7 a 1.9, un peso volumétrico del material de 1.3 a 1.4 gr/cm³ y diámetro medio de 1.2 a 1.6 mm.

El diseño considera una operación de cuatro filtros, teniendo uno de reserva, con un tiempo de contacto de 15 minutos para trabajar con una carga hidráulica media de 160 m³/m² x día y una máxima de 214 m³/m² x día; siendo el sistema de "tasa declinante", con una velocidad de retrolavado de 864 m/día; realizándose este lavado de una manera similar a la de los filtros de arena-antracita.

Mediante este proceso se obtiene una gran eficiencia en la eliminación de materia orgánica disuelta, especialmente nutrientes, ABS (detergentes) y color.

3.2.B TANQUE DE CONTACTO DE CLORO.

Este tanque se diseñó previniendo la necesidad de desinfectar el agua, y a falta de otra alternativa más económica que la cloración. Esta opción, muy cuestionada desde el punto de vista de la práctica europea, es permitida, sin embargo, por la norma americana, pero independientemente de ello el tanque puede cumplir las funciones de almacenamiento, regulación y cárcamo de bombeo de las aguas tratadas para, en su caso,

garantizar un mejor servicio de las demandas de reuso, ya sea la infiltración al subsuelo para recarga de acuíferos, o para uso recreativo e industrial general.

3.3 PROCESO.

El Módulo Experimental de Tratamiento Terciario, se diseñó para la reutilización del agua, teniendo como objetivo principal el lograr agua de buena calidad para su infiltración a acuíferos subterráneos, pero también para uso industrial general y usos recreativos y municipales.

El sistema planteado y proyectado es para una capacidad nominal de 50 lps, utiliza el proceso físico-químico como proceso básico de tratamiento, y considera las siguientes operaciones y procesos unitarios: remoción de elementos tenso-activos (detergentes) por fraccionador de espuma; mezcla rápida de reactivos químicos en Canal Parshall; floculación mecánica; sedimentación en sistema de placas paralelas; remoción de amoníaco por aireación forzada a contracorriente; recarbonatación para neutralización de pH; filtración descendente en medio dual antracita-arena; filtración en carbón activado y desinfección con cloro. Teniendo en cuenta el carácter experimental del proyecto, en una segunda etapa se contempla la posibilidad de poder usar el lirio acuático como medio de remover metales pesados, detergentes

y salinidad, así como ósmosis inversa para la remoción de sales y virus. Cabe hacer recalcar que en este trabajo se describe únicamente la primera etapa.

3.4 OPERACION DEL SISTEMA.

El sistema de tratamiento puede trabajar tanto del lado ácido como del lado alcalino, ya sea teniendo como efluente el agua proveniente de la planta de lodos activados o bien el agua del lago Nabor Carrillo.

En la primera etapa de operación, actualmente, en la planta se está trabajando alcalinizando el agua proveniente de la planta de lodos activados. Al respecto, se han realizado más de un centenar de pruebas de jarras para obtener el pH adecuado y las dosificaciones óptimas de reactivos.

Trabajando de una forma alcalina dichas dosificaciones óptimas resultaron ser:

pH	9.2
Dosificación de Sulfato de Aluminio	60 mg/l
Dosificación de Cal Química	100 mg/l

Folimero catiónico de alto peso molecular (Poliflor 1030)	1 mg/l
Hipoclorito de Calcio	5 mg/l

Con estas dosificaciones se obtiene un agua que cumple con las normas de agua potable excepto con la cantidad permisible de Nitrógeno Amoniacal. Al respecto se pretende solucionar este problema colocando una torre de desnitrificación (Air-Stripping).

Cabe hacer notar que de acuerdo con el carácter experimental de la planta de tratamiento, ésta posee un diseño muy versátil para recibir diferentes calidades de agua, que desde luego influyen en su operación; debiendo realizarse actualmente experimentos para trabajos dentro del lado ácido, con el propósito de comparar costos y calidades de agua obtenidas para fijar políticas de operación adecuadas.

Dentro de la problemática de operación, es indispensable contar con el personal de laboratorio y de operación necesario para llevar un adecuado control del proceso en sus diferentes partes.

3.4.1 PRINCIPALES PROBLEMAS DE OPERACION

Los problemas más comunes presentados en la operación del Módulo Terciario de Tratamiento, son:

a) Problemas de Influyente.

b) Problemas electromecánicos.

a) Los problemas de Influyente son provocados por un incremento en la edad de los lodos del efluente en el sistema de la planta de lodos activados, los cuales al envejecer flotan y son bombeados al Módulo. En el Módulo de tratamiento terciario, éstos se pueden remover aumentando la cal y el sulfato de aluminio, aproximadamente con concentraciones de 200 mg/l y 100 mg/l, respectivamente. También ocurre un incremento de sólidos, cuando el sistema de aireación de la Planta de lodos activados no funciona adecuadamente, lo que provoca un aumento de sulfuros y de sólidos suspendidos, volátiles, en el influente al Módulo; esto se soluciona dejando de operar dos días posteriores al descenso de oxígeno disuelto en el tanque de aireación.

b) Los problemas electromecánicos consisten básicamente en el calentamiento de motores en el floculador de paletas; puesto que tiene un interruptor termomagnético que impide el paso de la corriente para proteger el equipo por sobrecalentamiento, esto impide la floculación del agua.

3.4.2 RANGOS DE OPERACION.

El Rango de dosificación varía dentro de los siguientes valores.

SULFATO DE ALUMINIO	60 mg/litro a	100 mg/litro
CAL QUÍMICA	100 mg/litro a	200 mg/litro
POLIELECTROLITO (POLIFLOC 1030)	1 mg/litro a	2 mg/litro
HIPOCLORITO DE CALCIO	0 mg/litro a	5 mg/litro

3.4.3 MANTENIMIENTO PREVENTIVO A LOS EQUIPOS.

El mantenimiento que resulta concerniente al Módulo consiste en:

- * Lubricación de bombas y equipo una vez al día
- * Limpieza de la sala de dosificación una vez al día
- * Limpieza de equipo de lubricación por agua una vez al día
- * Limpieza del tanque de aguas claras una vez al mes
- * Limpieza del equipo no mecánico una vez al mes

3.4.4 PROGRAMA DE OPERACION

EL Turno empieza con la lubricación de bombas, luego continúa con la preparación de los reactivos en las siguientes proporciones:

- a) Cal Química, solución al 40%
- b) Sulfato de aluminio, solución al 10%
- c) Polielectrolito al 1%
- d) Hipoclorito de calcio al 40%

La abertura de los dosificadores se calcula mediante la siguiente expresión:

$$A = (Q1/Qd) \times 100 = (QtC3/C1Qd) \times 100$$

$$A = ((Q2 C3/Qd C1)/(1-C3/C1)) \times 100$$

donde:

A = Porcentaje de abertura

Q1= Flujo del dosificador al porcentaje de abertura

Qd= Flujo del dosificador al 100% de abertura

Qt= Q2 + Q1 puesto que Q2 = Q1

W2= Flujo de planta

C1= Concentración de la mezcla.

C3= Concentración de operación

Los dosificadores para funcionar necesitan estar abiertos los obturadores al 100%. La purga de los lodos del clarificador se debe realizar cada 8 horas aproximadamente y el retrolavado de los filtros una vez cada 8 horas. En los tanques de carbón activado el retrolavado se debe realizar una vez al mes.

4. INGENIERIA DE PROYECTO.

En el presente capítulo se abordará, propiamente dicha, la ingeniería de proyecto; esto es, la información básica, las condiciones de diseño, el análisis de Mecánica de Suelos, así como los criterios que rigieron el diseño estructural de cada una de las estructuras, su separación, etcétera, a fin de conocer los factores que generaron las respuestas ingenieriles del Módulo de Tratamiento Terciario

4.1 INFORMACION BASICA.

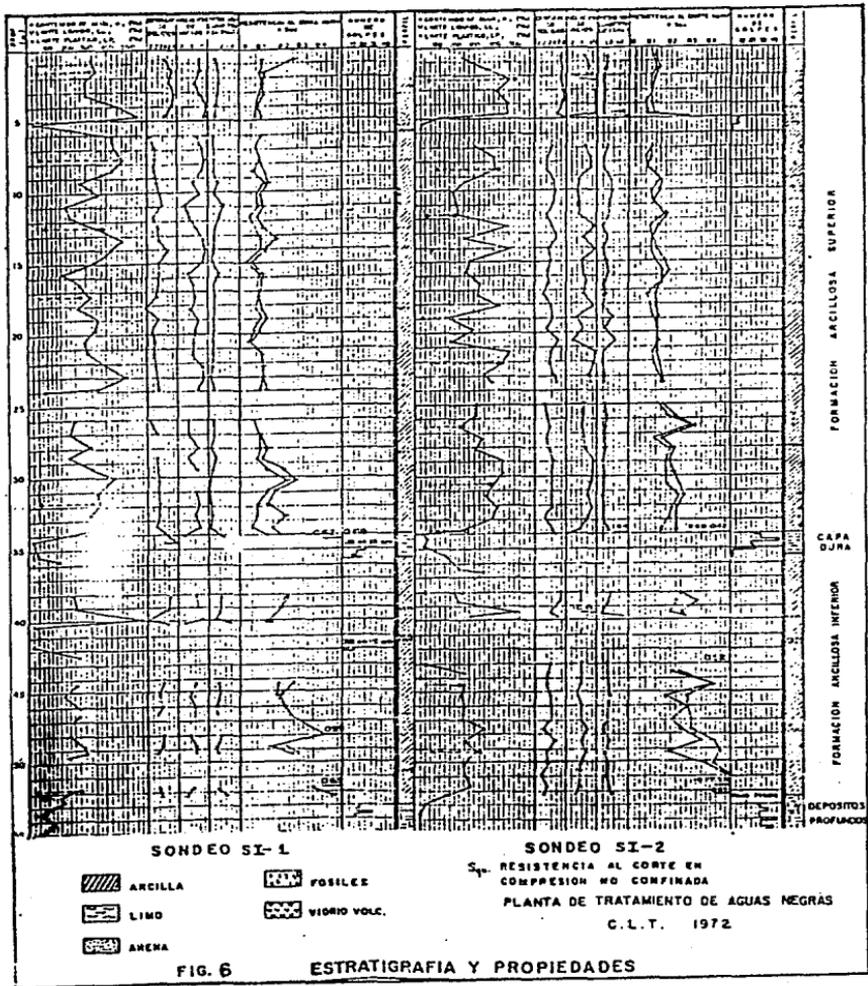
4.1.1 TOPOGRAFIA.

Conforme a nivelación realizada en el área propuesta, y de acuerdo a la cercanía de fuentes de alimentación eléctrica, de agua residual tratada y accesos disponibles, se eligió el lado exterior oriente de la actual P.T.A.N., en operación, encontrándose que la topografía es prácticamente horizontal.

4.1.2 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO.

En virtud de existir amplia información del subsuelo, obtenida en 1972 en la P.T.A.N. (ref. B), a distancias máximas de 500 m. mediante sondeos, se tomó ésta como base para los cálculos de diseño. sin tomar en cuenta que en los catorce años transcurridos, las propiedades de resistencia y deformabilidad han mejorado, por lo que los análisis efectuados resultan del lado conservador.

Se tomaron como base los resultados obtenidos en el sondeo SI-2 (fig. 6), considerando las situaciones más desfavorables de peso específico del terreno, rellenos y resistencia al esfuerzo cortante. Destaca en la estratigrafía una capa arenosa de 0.90 m en estado suelto con su horizonte superior a 4.5 m de profundidad, que puede transmitir esfuerzos neutrales de consideración durante la construcción. El resto del subsuelo consiste en arcilla de alta plasticidad y baja resistencia, de



en estado suelto con su horizonte superior a 4.5 m de profundidad, que puede transmitir esfuerzos neutrales de consideración durante la construcción. El resto del subsuelo consiste de arcilla de alta plasticidad y baja resistencia, de consistencia muy blanda y en condición de normalmente consolidada a preconsolidada.

4.1.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Para la determinación de pesos de las estructura, se consideraron pesos específicos de concreto armado, simple y arena grava-antracita en filtros de 2.4, 2.2 y 2.0 ton/m³ respectivamente. Los pesos de elementos metálicos se consideraron tomando los mencionados por fabricantes nacionales. El peso volumétrico del agua de proceso se consideró de 1 ton/m³, siendo ligeramente superior al real.

4.2 CONDICIONES DE DISEÑO

Para el diseño de las estructuras principales que constituyen la Planta de Tratamiento, se establecieron como criterios básicos, en base al Proyecto Hidráulico-Sanitario Preliminar, las siguientes condiciones:

- 1.- El funcionamiento hidráulico debería ser por gravedad desde el tanque de floculación hasta el tanque de contacto de cloro, debiendo asegurarse siempre esta situación.

2.- Los movimientos diferenciales de las estructuras deberían ser lo más reducidos posibles a fin de evitar que se ladearan de tal forma que fueran inoperables.

3.- La separación entre estructuras debería ser la que redujera la posibilidad de interacción de esfuerzos, a fin de evitar que un cuerpo produjera asentamientos en otro.

4.- El esfuerzo efectivo transmitido al terreno de cimentación debería ser el que produjera los menores asentamientos totales y diferenciales, limitándose el esfuerzo a 1.5 ton/m² aproximadamente.

5.- La estabilidad de las excavaciones durante el proceso constructivo debería permitir la ejecución de la obra en un plazo corto de tiempo.

6.- La cimentación elegida debería ser la más económica posible y asegurar un comportamiento satisfactorio durante la operación, excluyendo esta condición a la solución de cimentación a base de pilotes.

Debido a que algunas situaciones presentan su fase crítica durante el proceso constructivo, se consideraron las siguientes:

- Excavación abierta.

- Fin de construcción de estructura.
- Estructuras vacías una vez puesto en operación el sistema.
- Condiciones normal y extremas de operación.
- Estructuras llenas de agua y a punto de derramar.

4.3 ANALISIS DE MECANICA DE SUELOS.

4.3.1 DETERMINACION DE ESFUERZOS.

La determinación de esfuerzos iniciales del subsuelo se realizó conforme a las propiedades determinadas en los sondeos, y considerando una distribución hidrostática con nivel de aguas freáticas (NAF) a 1 metro de profundidad, que resulta conservador para fines de asentamientos.

En base a las dimensiones de elementos estructurales, se determinó el peso de los cuerpos, con sus correspondientes cargas muertas y vivas, sin considerar efectos dinámicos de corta duración por encontrarse debidamente profundizadas.

4.3.2 EXCENRICIDADES.

Con objeto de reducir los asentamientos diferenciales por carga excéntrica, se determinó la excentricidad de cargas en estructuras asimétricas (tanques de filtración, floculación, cloración) y en el tanque de filtración que por condiciones de operación varía el nivel de agua, a fin de dimensionar su base de sustentación de tal forma que los incrementos de esfuerzo por esta causa fueran inferiores al 10% del debido a peso propio o reducidos al compararse con el esfuerzo efectivo transmitido. Esta evaluación se efectuó simultáneamente tratando de cumplir con que el esfuerzo efectivo transmitido al terreno de cimentación debería de ser el que produjera los menores asentamientos totales y diferenciales, limitándose el esfuerzo a 1.5 ton/m² aproximadamente (inciso 4.3.4a), sin encarecer mucho la obra, obteniéndose excentricidades y niveles de esfuerzos aceptables.

4.3.3 CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO

En general esta condición nunca ha sido limitante para estructuras parcialmente o totalmente enterradas, por lo que únicamente se efectuó revisión para las condiciones de operación, y estructura llena (condiciones más desfavorables), obteniéndose factores de seguridad (FS) entre 3.6 y 20 para el primer caso y entre 2.45 y 12 para el segundo, revisándose el máximo esfuerzo producido por carga excéntrica, la que redujo levemente los factores de seguridad. Se utilizó el criterio de esfuerzos totales con la teoría de Skempton para suelos cohesivos, con solución de cimiento cuadrado en los tanques de filtración, clarificación y cloración y de cimiento largo en el tanque de floculación y fraccionador de espuma.

4.3.4 FLOTACION.

Para limitar el nivel de asentamientos, se requirió diseñar cámaras huecas de compensación en todos los tanques con excepción del de cloración, por lo que se analizó la posibilidad de que las estructuras fueran levantadas por subpresión. Se analizó siguiendo el criterio de esfuerzos totales bajo las situaciones consideradas, obteniéndose los FS contra subpresión más desfavorables al final de la construcción en todos los casos y con valores entre 0.97 y 1.33, y para estructuras recién vaciadas entre 0.99 y 1.36, considerando NAF superficial. Estas condiciones resultan muy poco probables, ya que al final de la

construcción se contará aún con bombeo o su efecto diferido y que en condiciones normales el NAF se localiza a 1 m de profundidad. Aunque resultan factores de seguridad inferiores o cercanos al crítico, es necesario considerar que el margen de error en la consideración de pesos y subpresión es muy pequeño, requiriéndose únicamente lastre mediante un pequeño tirante de agua en las cámaras de compensación en los tanques de filtración y fraccionador de espuma. Aunque en todos los casos se determinó la resistencia lateral del suelo y el FB correspondiente, considerando adherencia, estos valores no resultan determinantes pues la adherencia podría perderse repentinamente al descargar los tanques.

Debido a que el vaciarse una estructura se reducen los esfuerzos transmitidos al terreno, se considera conveniente aplicar un lastre en las cámaras de compensación, a fin de evitar el levantamiento de las estructuras por descarga del terreno, que podría producir roturas en las tuberías que interconectan a los tanques, así como pérdida de gradiente hidráulico. En cada análisis se recomienda el lastre a utilizar.

4.3.5 ASENTAMIENTOS.

Para la determinación de esfuerzo efectivo transmitido a diversas profundidades, se empleó la extensión de la solución de Boussinesq para carga uniforme en área rectangular, al centro y esquina de las estructuras, utilizando la gráfica de Fadua, limitando la profundidad de análisis al doble del ancho de las estructuras.

El cálculo de asentamientos se efectuó discretizando los estratos conforme a su contenido de agua, determinado en los sondeos y obteniendo el esfuerzo medio al centro de cada estrato, considerándolo representativo del estado de esfuerzos.

Se aplicó la teoría de Terzaghi para evaluación de asentamientos al centro y esquina, usando las curvas de compresibilidad del sondeo SI2, representativas de los estratos considerados.

En el caso del tanque de contacto de cloro, por ser el que menor esfuerzo transmitía, se eligió colocar un alero perimetral sobre el que se aplica un relleno de mayor peso volumétrico, a fin de producir una condición de esfuerzo similar a la de los demás tanques y obtener un comportamiento análogo.

4.3.6 EXPANSIONES DEBIDAS A LA EXCAVACION.

Se revisó el nivel de expansiones producido por la excavación, utilizando criterio elástico, empleando la misma distribución de Boussinesq obtenida para el análisis de asentamientos y considerando el módulo de elasticidad propuesto para la formación arcillosa superior del Valle de México, en la "V Reunión de Mecánica de Suelos", en virtud de que el módulo determinado en la P.T.A.N. resulta poco representativo por ser de muestras superficiales.

En el caso particular del tanque de filtración, se diseñó la excavación en dos etapas, de tal forma que se requiriera el menor volumen de excavación, conservando los factores de seguridad mencionados y estableciendo un primer corte a 1 m de profundidad en el área de influencia en la excavación mas profunda, con lo que se obtiene en esta última una condición satisfactoria.

4.3.7 LEVANTAMIENTO DEL FONDO POR SUBPRESION.

Durante la construcción, existe la posibilidad de que el fondo sea levantado por la subpresión actuante en la capa arenosa, por lo que se analizó para la situación más desfavorable, es decir con NAF superficial, obteniéndose en todos los casos posibilidad de falla, por lo que se determinó el nivel al que deben abatirse las presiones en el agua durante el proceso constructivo. Para su evaluación se utilizó el criterio de esfuerzos totales, considerando la resistencia lateral por adherencia con un valor de 1 ton/m².

Debido a esta situación, se determinó la necesidad de aplicar bombeo para conservar la estabilidad de las excavaciones.

4.3.8 ESTABILIDAD DE TALUDES.

Con las profundidades requeridas para reducir asentamientos, se determinaron las condiciones de estabilidad con distintos taludes, con bermas y sin ellas, observándose que en todos los tanques, con excepción del de filtración, se obtenían factores de seguridad superiores a 1.5 con talud III, utilizando el método Sueco (falla cilíndrica), con el procedimiento de A. Casagrande, para el suelo puramente cohesivo con esfuerzos totales.

En el caso particular del tanque de filtración, se diseñó la excavación en dos etapas, de tal forma que se requiriera el menor volumen de excavación, conservando los factores de seguridad mencionados y estableciendo un primer corte de 1 m de profundidad en el Área de influencia de la excavación más profunda, con lo que se obtiene en esta última una condición satisfactoria.

El factor de seguridad de 1.5 se considera adecuado para fines de construcción y adicionalmente la resistencia del suelo considerada corresponde a la mínima registrada en la zona. En el sondeo SPI de la P.T.A.N., se obtuvo en pruebas de veleta "in-situ", una resistencia del orden de 1.6 ton/m², por lo que los factores de seguridad resultan un 60% mayores, sin considerar el incremento de resistencia que debe haberse producido en los últimos 14 años. Adicionalmente, se analizaron algunos círculos considerando suelo cohesivo-friccionante con $\phi = 5^\circ$, incrementándose notablemente los factores de seguridad. El total de círculos analizados fue de 48, revisándose con gráficas de Taylor.

4.3.9 ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.

De acuerdo a los análisis de estabilidad del fondo de la excavación, indicados en el levantamiento del fondo por subpresión, en todos los casos se requiere abatir las presiones en la capa arenosa, por lo que conforme a experiencias anteriores se diseñaron los pozos de bombeo estableciéndose una profundidad

de 7 m, suficiente para atravesar la capa de arena y tener una cámara de 6 a 7 m de profundidad para posible azolvamiento. El diámetro y filtro de estos elementos, se eligió en base a los pozos empleados en otras obras y su separación se estableció en una distancia del orden de 20 m, utilizada anteriormente de manera satisfactoria.

La aplicación del bombeo, ademas de que evita el levantamiento del fondo, produce un efecto benéfico en la estabilidad de los taludes al eliminar la presencia de fuerzas de filtración hacia la excavación, no consideradas en el analisis de estabilidad, y disminuye o anula las expansiones elásticas al producir un efecto similar a la aplicación de carga del terreno, en función de los esfuerzos efectivos.

4.4 SEPARACION ENTRE ESTRUCTURAS.

El espaciamiento de los tanques se estableció tomando en consideración la amplitud de los bulbos de esfuerzo de cada uno, rigiendo como criterio una separación del orden de 1.5 veces el mayor ancho de estructuras vecinas, para disminuir el efecto de superposición de esfuerzos de los estratos bajo las estructuras y reducir con ello la posibilidad de que incrementaran los asentamientos.

4.5 SOLUCION DE LAS CIMENTACIONES

Para limitar el esfuerzo transmitido, se eligieron cimentaciones tanto superficiales como parcialmente compensadas (Tabla 2), debido a que la elección de una cimentación superficial provocaría fuertes asentamientos de las estructuras, con mayor riesgo de movimientos diferenciales por una parte, y a que la profundización de las mismas incrementaría el riesgo de flotación, se eligió una profundidad intermedia, escogiendo como punto de partida el tanque de filtración y limitando el esfuerzo efectivo a 1.5 ton/m^2 (valor mencionado en el punto 4 de las condiciones de diseño) procurando que la estabilidad fuera la adecuada.

En la tabla 2 se presentan los tipos de cimentaciones elegidas para cada estructura, así como sus profundidades de desplante.

TABLA 2

ESTRUCTURA	TIPO DE CIMENTACION	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE
TANQUE FLOCULADOR	CAJON PARCIALMENTE COMPENSADO	1.70 M
MEZCLADOR PARSHALL	ZAPATAS CUADRADAS	0.87 M
TANQUE FRACCIONADOR DE ESPUMA	LOSA CORRIDA	0.45 M
TANQUES CLARIFICADORES	CAJON PARCIALMENTE COMPENSADO	2.77 M
TANQUE DE FILTRACION	CAJON PARCIALMENTE COMPENSADO	3.85 M
TANQUE DE CONTACTO DE CLORO	CAJON PARCIALMENTE COMPENSADO	3.08 M
CARCANO DE BOMBEO DEL INFLUENTE	CAJON PARCIALMENTE COMPENSADO	2.45 M
FILTRO DE CARBON ACTIVADO	CAJON PARCIALMENTE COMPENSADO	3.85 M
OBRA DE TOMA	LOSA CON CONTRATABES	0.70 M 1.00 M

Se emplearon cajones de compensación parcial adosados a la parte funcional de los tanques de floculación y filtración, teniendo una profundidad de desplante de 1.70 m y 3.85 m respectivamente.

En el tanque de clarificación, el cajón de compensación parcial se integró al proceso; la profundidad de desplante fue de 2.77 m.

El fraccionador de espuma, por ser un cuerpo casi superficial, requirió una losa de cimentación bajo sus cuerpos funcionales; en este caso la cimentación se desplantó a una profundidad de 0.45 m.

En el tanque de contacto de cloro, por ser una estructura totalmente compensada o ligeramente sobrecompensada en situación normal de operación, se necesitó una sobrecarga adicional aplicada mediante un relleno de mayor peso específico sobre un alero perimetral, que adicionalmente ancla a la estructura para efectos de subpresión, desplantada a 3.08 m de profundidad.

El mezclador Marshall tiene una cimentación a base de zapatas cuadradas, desplantadas a 0.87 m de profundidad.

El cárcamo de bombeo del influente tiene un cajón de cimentación parcialmente compensado desplantado a una profundidad de 2.45 m.

La cimentación del tanque del filtro de carbón activado es un cajón de cimentación parcialmente compensado y desplantado a 3.85 m de profundidad.

La obra de toma tiene como cimentación una losa con contrarabes, desplantadas a 0.70 m y 1.00 m de profundidad, respectivamente.

4.6 RELLENOS.

Se estableció que los rellenos perimetrales a las estructuras, se realizaran con el mismo material producto de excavación, a fin de que se alterara en lo menos posible el estado de esfuerzos del subsuelo adyacente a las estructuras y con ello evitar que se produjeran asentamientos adicionales a éstas.

Únicamente en el tanque de contacto de cloro se estableció el empleo de otro material, a fin de obtener una evolución de asentamientos semejantes a las demás estructuras.

4.7 CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL.

Para el diseño estructural se tomaron en consideración los siguientes puntos:

1. Planos y croquis del funcionamiento de la planta de Tratamiento Terciario.
2. Gasto de planta: $Q = 50$ l.p.s.
3. Datos de Geotecnia.
4. Datos Topográficos.

Con la información disponible se planteó el análisis y diseño estructural de las obras que integran el Módulo de Tratamiento Terciario. Estas consisten en tanques equipados para el tratamiento de aguas, tuberías para conducción de sólidos y líquidos y cárcamo de bombeo.

El diseño estructural estuvo regido por:

- a) El correcto funcionamiento de la Planta, tanto hidráulico como proceso de tratamiento.
- b) Cimentación: problemas de asentamientos diferenciales y excavaciones con profundidades no recomendables.

- c) Subpresión (flotación).
- d) Materiales de construcción.
- e) Durabilidad de la obra civil sujeta a agentes agresivos (sales en el agua del suelo y en el agua de tratamiento).

Para cumplir con el rubro a) se diseñaron las estructuras respetando los niveles proporcionados por el nivel hidráulico, las áreas y volúmenes necesarios para el correcto tratamiento de aguas; estos datos los proporcionaron los planos y croquis funcionales; las restricciones b) y c) se resolvieron con losas y cajones para transmitir cargas adecuadas a la profundidad de desplante requerida. La solución está acorde con las características del suelo y la elevación que alcanza el nivel freático en la zona en que se construirá la planta; las elevaciones de desplante fueron proporcionados por la Dirección de Biotecnia de la Comisión del Lago de Texcoco y en base a lo anterior se adoptó un criterio de diseño donde se decidió aumentar el Área de cimentación y profundizar el desplante a base de cajones; las estructuras serán estables a las solicitaciones de espujos de agua, de tierra, de subpresión, vibraciones y además impermeables. Al efectuar el análisis y diseño se cumplió con los requisitos que señala el Manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E. (Ref. 19), en el capítulo referente a tanques y depósitos.

4.7.1 UNIDAD DE MEZCLA RAPIDA (MEDIDOR PARSHALL).

Para el análisis estructural de este cuerpo se consideró que en su cimentación se presentarían asentamientos diferenciales mínimos para no afectar el funcionamiento del mismo por lo que se eligió una cimentación en base a una losa de concreto corrida. En lo que se refiere a la superestructura, ésta se analizó, primero, considerando el medidor Parshall como viga continua soportada por muretes de concreto asentados en la losa de cimentación y, segundo, el Mezclador Parshall trabajando en conjunto con los muretes y losa de cimentación (trabajo de marco rígido), tomando en cuenta las cargas muertas de la propia estructura, así como una carga viva gravitando sobre ella. Con los elementos mecánicos obtenidos con los análisis anteriores se diseñó la estructura.

En el análisis estructural de este cuerpo, se consideró que el funcionamiento específico de éste se limitaría a que los asentamientos diferenciales fueran mínimos, razón por la cual se propone para ello una cimentación consistente en una losa de concreto reforzado.

En lo que se refiere a la superestructura, ésta estará soportada por muretes de concreto, que se asentarán en la losa de cimentación.

Para la evaluación de los elementos mecánicos que actuarán sobre la estructura, se consideraron las cargas muertas de la propia estructura y una carga viva gravitando sobre la misma.

Cálculo Hidráulico del Medidor Parshall:

$$Q_a = 50 \text{ lps} = 0.05 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se propone que la garganta del mezclador Parshall sea de 6" (15.2 cm). En la figura 14 se muestran las dimensiones generales de la canaleta y en la figura 15 se muestra el perfil del aforador Parshall.

A. Tirante hidráulico en la sección de medición (H_o).

$$Q = KH_o^n$$

donde:

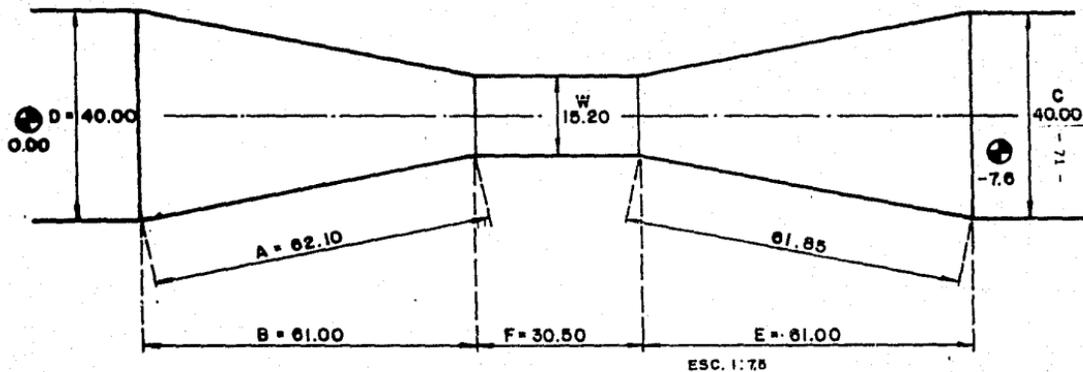
$$K = 0.381 \quad \text{y} \quad n = 1.580 \quad (\text{constantes obtenidas de la referencia 17}).$$

H_o = tirante hidráulico en la sección de medición

$$H_o = \sqrt[n]{Q/K} = \sqrt[1.580]{(0.05/0.381)} = 0.2766 \text{ m}$$

$$H_o = 0.2766 \text{ m} = 27.66 \text{ cm}$$

MEZCLADOR-AFORADOR PARSHALL

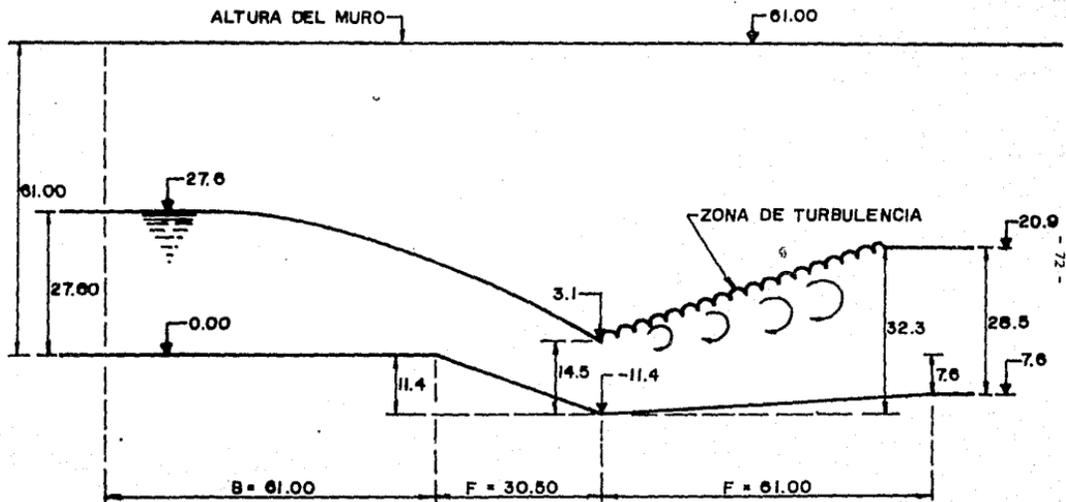


ACOTACIONES EN CENTIMETROS

P L A N T A

Fig. 14

MEZCLADOR AFORADOR PARSHALL



C O R T E

ACOT: cm
 ESC. 1: 7,5
 ELEV. cm

Fig. 15

B. Longitud de la zona de medición (D').

$$D' = 2/3 (D-W) + W$$

$$D' = 2/3 (0.40 - 0.152) + 0.152$$

$$D' = 0.3173 \text{ m} = 31.73 \text{ cm}$$

C. Velocidad en la zona de medición (V_0).

$$V_0 = \frac{Q}{D' H_0} = \frac{0.05}{(0.3173)(0.2766)} = 0.5697 \text{ m/s}$$

$$V_0 = 0.5697 \text{ m/s}$$

D. Gasto específico en la garganta (Q_e).

$$Q_e = \frac{Q}{W} = \frac{0.05}{0.152} = 0.3289 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$Q_e = 0.3289 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

E. Energía específica en la garganta (Eo).

$$E_o = \frac{V_o^2}{2g} + H_o + N$$

$$E_o = \frac{(0.5697)^2}{19.62} + 0.2766 + 0.114 = 0.4071 \text{ m}$$

$$E_o = 40.71 \text{ cm}$$

F. Cálculo del ángulo θ .

$$\cos \theta = - \frac{g \cdot Q_o}{[(2/3)g E_o]^{1.5}}$$

$$\cos \theta = - \frac{(9.81) (0.3289)}{[(2/3) (9.81) (0.4071)]^{1.5}} = - 0.7444$$

$$\cos \theta = - 0.7444$$

$$\theta = 138^\circ$$

B. Velocidad antes del salto hidráulico (V1).

$$V1 = \sqrt{J[(2g Eo) / 3] \cos(\theta/3)}$$

$$V1 = \sqrt{J[(19.62 \cdot 0.4071) / 3] \cos(138/3)} = 2.26 \text{ m/s}$$

$$V1 = 2.26 \text{ m/s}$$

H. Tirante Hidráulico antes del resalto (h1).

$$Ue = 0.3289$$

$$h1 = \frac{Ue}{V1} = \frac{0.3289}{2.26} = 0.1455 \text{ m}$$

$$V1 = 2.26$$

$$h1 = 0.1455 \text{ m} = 14.55 \text{ cm}$$

I. Numero de Froude (F).

$$V1 = 2.26$$

$$F = \frac{V1}{\sqrt{g h1}} = \frac{2.26}{\sqrt{9.81 \cdot 0.1455}} = 1.8917$$

$$\sqrt{g h1} = \sqrt{9.81 \cdot 0.1455}$$

$$F = 1.8917$$

J. Altura del resalto hidráulico (h2).

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left[\sqrt{1+8F^2} - 1 \right]$$

0.1455

$$h_2 = \frac{0.1455}{2} \left[\sqrt{1+8 \cdot 1.8917^2} - 1 \right] = 0.3232 \text{ m}$$

$$h_2 = 0.3232 \text{ m} = 32.32 \text{ cm}$$

K. Velocidad en el resalto hidráulico (V2).

$$V_2 = \frac{Q}{W h_2} = \frac{0.05}{(0.152) (0.3232)} = 1.0178 \text{ m/s}$$

$$V_2 = 1.0178 \text{ m/s}$$

L. Tirante hidráulico en la sección de salida (h_3).

$$h_3 = h_2 - (N-K)$$

$$h_3 = 0.3232 - (0.114 - 0.076) = 0.2852 \text{ m}$$

$$h_3 = 0.2852 \text{ m} = 28.52 \text{ cm}$$

M. Velocidad en la sección de salida (V_3).

$$V_3 = \frac{Q}{C h_3} = \frac{0.05}{(0.394)(0.2852)} = 0.445 \text{ m/s}$$

$$V_3 = 0.445 \text{ m/s}$$

N. Pérdida de carga en el resalto hidráulico (h_f).

$$h_f = h_0 + K - h_3$$

$$h_f = 0.2726 + 0.076 - 0.2852 = 0.0674 \text{ m}$$

$$h_f = 0.0674 \text{ m} = 6.74 \text{ cm}$$

O. Tiempo de mezcla rápida (T).

$$B = 0.61 \quad \text{fig 2.1}$$

$$T = \frac{2B}{V_2 + V_3} = \frac{2(0.61)}{1.0178 + 0.445} = 0.83 \text{ s}$$

$$T = 0.83 \text{ seg}$$

P. Gradiente de velocidad (G).

$$G = \left[\frac{\delta \cdot hf}{\mu \cdot T} \right]$$

$$G = \left[\frac{1000 \cdot 0.674}{0.0001167 \cdot 0.83} \right] = 834 \frac{1}{\text{seg}}$$

4.7.2 TANQUE FRACCIONADOR DE ESPUMA.

En base a los Estudios de Mecánica de Suelos realizados, en lo que se refiere principalmente al problema de asentamientos diferenciales y de flotación, se analizaron dos posibles soluciones a la cimentación de los tanques: una, considerando cada uno de los tanques cimentados sobre pilotes de fricción y otra, ligando los dos tanques por medio de cajones de cimentación por debajo de los cuerpos funcionales. De estas dos alternativas se eligió la segunda por considerarse más económica.

Para la evaluación de los elementos mecánicos que actúan sobre esta estructura, se consideraron las cargas muertas de la propia estructura, empuje de tierra; subpresión y carga viva gravitando sobre la misma. El análisis estructural se realizó tomando en cuenta que toda la estructura trabajaría como marco, tanto en el sentido longitudinal como en el sentido transversal, para lo cual se resolvieron los marcos correspondientes por el método de Hardy Cross, obteniéndose con éste los elementos mecánicos con los cuales se diseñó la estructura.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Cálculo Hidráulico del Fraccionador de Espuma.

$$Qa = 50 \text{ lps} = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Tr = 5 \text{ min} = 300 \text{ seg}$$

$$Vol = QaTr$$

$$Vol = 0.05 \times 300 = 15 \text{ m}^3$$

Se asume que sean dos fraccionadores y de forma similar a un paralelepípedo rectangular de base cuadrada.

$$Vol = 15 \text{ m}^3$$

$$Th = 2.0 \text{ m}$$

$$A = \frac{15}{2} = 7.5 \text{ m}^2$$

$$b = \sqrt{7.5} = 2.74 \text{ m}$$

Para el diseño del fraccionador se consideró $b = 2.80$ m (cuadrado).

Se asume que la relación aire-agua sea:

$Q_{aire} = 6 Q_{agua}$ (Advanced Waste Treatment)

Por lo tanto:

$Q_{aire} = 6 \times 0.05 = 0.30$ m³/seg = 300 lps

4.7.3 TANQUE DE FLOCULACION.

Inicialmente el tanque transmitía a la cimentación un esfuerzo de 3.85 ton/m², por lo cual se le anexaron dos cajones para aumentar el área de 39.9 m² a 61.18 m², y la profundidad de desplante de 1.3 m a 2.03 m, con estas modificaciones el esfuerzo transmitido al suelo es de 1.6 ton/m².

Para el diseño estructural de la losa de cimentación se determinaron los esfuerzos en la base con las siguientes consideraciones: tanque lleno y vacío, siendo la más desfavorable a tanque lleno. En el diseño de los muros se consideró actuando el empuje del agua totalmente lleno el tanque.

Cálculo hidráulico del Tanque de Floculación.

$$Q = 50 \text{ lps} = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$N = \text{número de cámaras de floculación} = 3$$

$$\text{Tiempo de retención total} = 30 \text{ min} = 1800 \text{ seg}$$

A. Volumen total del sistema de floculación (Vol t).

$$\text{Vol t} = Q T$$

$$\text{Vol t} = 0.05 \cdot 1800 = 90 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol t} = 90 \text{ m}^3$$

B. Volumen por cámara de floculación (Vol f).

$$\text{Vol f} = \frac{\text{Vol t}}{N} = \frac{90}{3} = 30 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol f} = 30 \text{ m}^3$$

C. Tirante hidráulico del sistema de floculación (H).

$$H = 3.0 \text{ m}$$

D. Longitud de cada cámara de floculación (B).

$$B = \sqrt{\frac{V_{ol} \cdot f}{H}} = \sqrt{\frac{30}{3}} = \sqrt{10} = 3.16 \text{ m}$$

$t = 3.16 \text{ m}$ Para el diseño se considera:

$$B = 3.20 \text{ m}$$

E. Se asume que el número de paletas verticales sea de 4.

Relaciones geométricas.

b

--- = 18.00 ; si $l = 0.15$ m, $b = 2.70$ m

l

$C_d = 1.4$

$d = 0.20$ m

$n = 4$

Paleta	R_{ej}	R_{ij}	R_{ej}^n	R_{ij}^n	$R_{ej}^n - R_{ij}^n$	R
1	1.40	1.25	3.84	2.44	1.4	1.325
2	1.05	0.50	1.21	0.65	0.56	0.975
3	0.70	0.55	0.24	0.69	0.15	0.525
4	0.35	0.20	0.015	0.0616	0.0134	0.275

Datos para la primera cámara:

Para $T = 20^{\circ}\text{C}$ $\mu = 0.000103 \text{ kgfs/m}^2$

$G_1 = 55 \text{ l/seg}$ para la primera cámara.

$N = 4$

a.1 Velocidad en la primera cámara.

$$n = \frac{0.0429}{1 - K} \left[\frac{2/3}{Cd \cdot b \cdot 1 \cdot N (r_1^3 + r_2^3 + r_3^3 + r_4^3)} \mu \text{ Vol } f \right]$$

$$n = \frac{0.0429}{1 - 0.25} \left[\frac{(0.000103) (55) 30}{1.4 \cdot 0.15 \cdot 2.7 \cdot 4 (1.325^3 + 0.975^3 + 0.625^3 + 0.275^3)} \right]$$

9.43

$$n = 0.0572 \left[\frac{J}{\text{---}} \right] = 0.0603 \text{ rps}$$

7.97

$$n = 0.0603 \text{ rps} = 3.62 \text{ rpm}$$

Velocidad Tangencial.

$$V = 2 \pi n r$$

$$V = 2 \pi \cdot 0.0603 \cdot 1.325 = 0.502 \text{ m/s}$$

$$V = 0.502 \text{ m/s}$$

b.1 Potencia.

$$P = \mu v \omega^2$$

$$P = 0.000103 \cdot 30 \cdot 55^2 = 9.35 \text{ kgm/s}$$

Potencia aplicada al agua en HP.

9.35

$$P = \frac{9.35}{75} = 0.125 \text{ HP}$$

$$P = 0.125 \text{ HP}$$

Potencia real del motor.

$$P_m = 2.5 \cdot 0.125 = 0.3125 \text{ HP}$$

$$P_m = 0.3125 \text{ HP}$$

Para un motor comercial:

$$P_m = 0.5 \text{ HP}$$

Datos para la segunda cámara:

$$\mu = 0.000103 \text{ kg}\cdot\text{s}/\text{m}^2$$

$$N = 4$$

$$G_2 = 45 \text{ l/seg para la segunda cámara}$$

a.2 Velocidad en la segunda cámara.

$$n = 0.0572 \frac{\mu \sqrt{G^2}}{7.97}$$

$$n = 0.0572 \frac{6.26}{7.97} = 0.053 \text{ rps}$$

$$n = 0.053 \text{ rps} = 3.16 \text{ rpm}$$

Velocidad Tangencial.

$$V = 2 \pi n r$$

$$V = 2 \pi \cdot 0.053 \cdot 1.325 = 0.441 \text{ m/s}$$

$$V = 0.441 \text{ m/s}$$

b.2 Potencia

$$P = \mu v G^2$$

$$P = 0.000103 \cdot 30 \cdot 45^2 = 6.257 \text{ kgm/s}$$

Potencia aplicada al agua en HP:

$$P = \frac{6.257}{75} \cdot \frac{75}{75} = 0.0834 \text{ HP}$$

$$P = 0.0834 \text{ HP}$$

Potencia real del motor

$$P_{in} = 2.5 \text{ P}$$

$$P_{in} = 2.5 \cdot 0.0834 = 0.208 \text{ HP}$$

Para un motor comercial:

$P_m = 0.250$ HP

Datos para la tercera cámara:

$\mu = 0.000103$ kgfs/cm²

$N = 4$

$\dot{V} = 30$ l/seg

a.3 Velocidad en la tercera cámara.

2.78

$n = 0.0572 \left[\frac{2.78}{7.97} \right] = 0.0402$ rps

7.97

$n = 0.0402$ rps = 2.41 rpm

Velocidad Tangencial:

$$V = 2 \pi n r$$

$$V = 2 \pi \cdot 0.0402 \cdot 1.325 = 0.334 \text{ m/s}$$

$$V = 0.334 \text{ m/s}$$

b.3 Potencia:

$$P = \mu \cdot v \cdot B^2$$

$$P = 0.000103 \cdot 30 \cdot 30^2 = 2.78 \text{ kgm/s}$$

$$P = 2.78 \text{ kgm/s}$$

Potencia aplicada al agua en HP

$$P = 2.78$$

$$P = \frac{2.78}{75} = 0.037 \text{ HP}$$

$$P = 0.037 \text{ HP}$$

Potencia aplicada al agua:

$$P_a = 2.5 P$$

$$P_a = 2.5 \cdot 0.037 = 0.092 \text{ HP}$$

$$P_m = 0.092 \text{ HP}$$

Para un motor comercial:

$$P_m = 0.250 \text{ HP}$$

4.7.4 TANQUE DE FILTRACION

Datos de diseño:

Caudal nominal: 50 lps = 0.05 m³/s

Agua a tratar: Floculada y sedimentada.

Tipo de filtración: Descendente, de tasa variable
declinante.

Parámetros y consideraciones:

a) Tasa promedio de filtración (Tm).

$$4 \text{ gal/min/pie}^2 = 2.46 \cdot 4 \text{ (m}^3\text{/hr/m}^2\text{)} = 9.84 \text{ m}^3\text{/hr/m}^2$$

$$Tm = 9.84 \cdot 24 = 236$$

$$Tm = 276 \text{ m}^3\text{/m}^2\text{/día}$$

b) Variación de la tasa de filtración durante una carrera de filtración.

$$2 \text{ a } 6 \text{ gal/min/pie}^2$$

$$118 \text{ a } 354 \text{ m}^3\text{/m}^2\text{/día}$$

c) Medio de filtración.

Dual antracita-arena, con un medio de soporte de grava graduada sobre vigas tipo Leopold, que constituirá el falso fondo.

d) Velocidad de lavado (retrolavado).

No menor de 0.6 m/min, o sea:

$$600 \text{ l/min} \times \text{m}^2 = 664 \text{ m}^3\text{/min} \cdot \text{día}$$

e) Agua para retrolavado.

Efluente de los filtros que quedan en operación.

A. Selección del número de filtros (N):

$$N = 1.38 \frac{Q}{q} \quad \text{donde } q = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$N = 1.38 \frac{44.321}{0.05} = 2.87$$

$$N = 3 \text{ filtros}$$

Revisión:

Por tasa de filtración máxima, cuando se saca de operación un filtro para retrolavado.

3

$$V_{f\text{máx}} = \frac{Q}{N} = V_{f\text{ed}}$$

2

$$V_{f\text{ed}} = 1.5 \cdot 236 = 354 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{día}$$

Por velocidad de lavado:

Se tienen 2 filtros operando a tasas máxima para el
retrolavado del tercero.

$$Q_{\text{retrolavado}} = 2 \cdot 354 = 708 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$$

Se observa que $708 < 864 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$ = mínimo considerado,
por lo tanto, no cumple.

Verificación con 4 filtros.

4

$$V_{\text{fmax}} = \frac{Q}{n} = \frac{315}{3} = 1.33 \cdot 236 = 315 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$$

3

$$V_{\text{fmax}} = 315 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$$

$$Q_{\text{retrolavado}} = 3 \cdot 315 = 945 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$$

Se observa que $945 > 864 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$ = mínimo considerado, por
lo tanto, se requieren cuatro filtros como mínimo para tasa
declinante con retrolavado de los filtros en operación.

B. Tasa de filtración promedio mínima a ser considerada para satisfacer el requerimiento de máxima filtración de lavado.

$$3 \text{ (--- } V_{fmed}) = \frac{864}{3} \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{día}$$

de donde:

$$V_{fmed} = \frac{864}{4} = 216 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{día}$$

De aquí que la tasa de filtración promedio que se seleccione será:

2165 tasa promedio de filtración $\leq 236 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{día}$

C. Dimensionamiento de las unidades de filtración.

Primera tentativa:

$$\text{Tasa} = 226 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$$

$$Q = 0.05 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 86\,400 = 4\,320 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Aft} = \frac{4\,320}{226} = 19.12 \text{ m}^2$$

$$\text{Afy} = \frac{19.12}{4} = 4.78 \text{ m}^2$$

$$L = 2.45 \text{ m} \quad \text{y} \quad B = 1.95 \text{ m}$$

$$\frac{L}{B} = 1.26$$

Segunda tentativa:

Tasa = 236 m³/m² x día

4320

$Aft = \frac{4320}{236} = 18.3 \text{ m}^2$

236

18.3

$Afv = \frac{18.3}{4} = 4.58 \text{ m}^2$

4

L = 2.40 m y B = 1.90 m

Las dimensiones unitarias de filtración serán:

L = 2.40 m

B = 1.90 m

D. Verificación del gasto de lavado en un filtro con el efluente de los tres filtros restantes en la operación.

Cuando los cuatro filtros están en operación el caudal nominal se distribuye proporcionalmente entre los cuatro, al sacar de operación uno para proceder a su lavado, el caudal correspondiente a éste, se distribuye en los otros tres, de tal forma que el caudal nominal no se altera.

Caudal del efluente de tres filtros para el lavado de uno:

$$Q_1 = 56 \text{ lps} = 0.05 \text{ m}^3/\text{s} = 4320 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$A_{fv} = 2.40 \cdot 1.90 = 4.56 \text{ m}^2$$

$$4 \cdot 320$$

$$\text{Tasa de lavado} = \frac{\quad}{4.56} = 947.37 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$$

$$4.56$$

$$\text{Tasa de lavado} = 947.37 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día} = 10.96 \text{ lps}/\text{m}^2$$

$$\text{Velocidad de ascenso} = 0.658 \text{ m}/\text{min} > 0.6 \text{ m}/\text{min}$$

Si cumple según la Serie Técnica 14 del CEPIS, pag 432.

Observación: Incluso se tiene tolerancia para trabajar el sistema con un caudal menor.

E. Dimensionamiento de las canales de lavado.

$$Q1 = 50 \text{ lps} = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Número} = 2$$

$$\text{Ancho} = 0.2 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

Sección rectangular o combinada.

Fondo rectangular.

$$Q_c = \frac{Q1}{2} = \frac{0.05}{2} = 0.025 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_c = \sqrt{\frac{Q_c^2}{b^2 g}} = \sqrt{\frac{(0.025)^2}{(0.04 \cdot 9.81)}} = 0.117 \text{ m}$$

$$h_c = 0.117 \text{ m} = 11.7 \text{ cm}$$

$$h_o = 1.73 \cdot 0.117 = 0.202 \text{ m}$$

$$h_o = 0.202 \text{ m} = 20.2 \text{ cm}$$

Fondo semicircular:

$$\text{Area de flujo} = 0.2 \times 0.202 = 0.0404 \text{ m}^2$$

$$\text{Area sección circular} = 0.01571 \text{ m}^2$$

$$\text{Area sección rectangular} = 0.0404 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Area sección semicircular-rectangular} &= 0.0404 - 0.01571 = \\ &= 0.02469 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{con } b = 0.2 \text{ m, } h = 0.125 \text{ m}$$

Los gastos en las canaletas serán:

$$0.025$$

$$Q_{12} = \frac{0.025}{2} = 0.0125 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$2$$

$$0.0125$$

$$Q_{24} = \frac{0.0125}{2.4} = 0.0052 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$2.4$$

$$l = 0.15 + 2.4 + 0.10 = 2.65$$

Para los filtros se considera la canaleta de fondo semicircular y la separación propuesta.

- F. Con el medio dual, andracita-arena, se considera que con la tasa de lavado prevista y con la temperatura más fría del agua, la expansión del medio en el retrolavado será del 30%.

Antracita 45 cm

Arena 30 cm

Total 75 cm

Expansión del lecho = $0.75 \times 0.30 = 0.225 \text{ m} = 22.5 \text{ cm}$

El borde de la canaleta se colocará:

Borde = $2.5 + 25 \text{ (canaleta)} = 47.5 \text{ cm}$.

4.7.5 TANQUE CLARIFICADOR (SEDIMENTADOR).

Con la información obtenida de los planos funcionales del Módulo y con los datos de Geotecnia del sitio donde se construiría el mismo, se propusieron alternativas de cimentación que se rigieran por las restricciones de excavación y asentamientos diferenciales tolerables; la cimentación propuesta con las dimensiones y geometría del plano funcional de la estructura fue rechazada por generar excavaciones antieconómicas y asentamientos intolerables; por lo que se propusieron otras alternativas de las cuales se eligió para su diseño definitivo la alternativa que modificaba la geometría de la estructura, pero conservaba sus dimensiones originales para el tratamiento de aguas. Las modificaciones consisten en la construcción de un tanque intermedio a los dos propuestos con lo que se logró cuantiar el área de cimentación y no aumentar peso por concepto de relleno, por lo que el tanque intermedio permanecerá seco y vacío, alojando en su interior únicamente las tuberías de descarga y alimentación de los tanques.

Cálculo Hidráulico del Tanque clarificador:

Se asume que el tanque clarificador sea de placas paralelas y que sean dos módulos idénticos cada uno para una capacidad de 25 lps (0.025 m³/s).

A. Las placas serán de asbesto de las siguientes dimensiones:

$$l = 1.22 \text{ m}$$

$$b = 2.44 \text{ m}$$

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

$$\theta = 60^\circ$$

$$x = 1.22 \cos 60^\circ = 1.22 \cdot 0.5 = 0.61 \text{ m}$$

$$y = 1.22 \operatorname{sen} 60^\circ = 1.22 \cdot 0.866 = 1.049 \text{ m}$$

$$x = 0.61 \text{ m ; } y = 1.049 \text{ m}$$

Se propone que la longitud total del tanque de sedimentación sea de 7.0 m.

$$L_p = 7 - 0.61 = 6.39 \text{ m}$$

- B. Si la placa paralela es de 0.01 m de espesor y entre las placas se tienen 0.05 m de espacio, el número de espacios será:

$$N = \frac{L_p}{Z + e}$$

$$N = \frac{6.39}{0.05 + 0.01} = 106.5$$

$$Z_1 = Z \cos 30^\circ = 0.05 \cdot 0.866 = 0.043 \text{ m}$$

$$Z_1 = 4.3 \text{ cm}$$

Número de espacios (N1):

$$N_1 = N \cdot e$$

$$N_1 = 106.5 \cdot 0.01 = 1.065 \text{ m}$$

Longitud útil (Lu):

$$Lu = 6.39 - 1.065 = 5.325 \text{ m}$$

$$Lu = 5.325 \text{ m}$$

Area del tanque:

$$A = Lu \cdot b$$

$$A = 5.325 \cdot 2.44 = 12.99 \text{ m}^2$$

$$A = 12.99 \text{ m}^2$$

C. Para calcular la velocidad:

$$Q = 0.025 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.025}{12.99} = 0.001925 \text{ m/s}$$

$$V = 0.0001924 \text{ m/s} = 0.1924 \text{ cm/s}$$

$$V_D = \frac{V}{\cos 30^\circ} = \frac{0.1924}{0.866} = 0.222 \text{ cm/s}$$

$$V_D = 0.222 \text{ cm/s}$$

D. Para el cálculo del Número de Reynolds.

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{0.222 \cdot 4.3}{0.01} = 95.46$$

$$Re = 95.46$$

$$L = \frac{1}{2} \frac{122}{4.3} = 28.37 \text{ m}$$

$$Lu = l - cRe = 28.37 - (0.035 \cdot 95.46) = 25.03 \text{ m}$$

$$Lu = 25.03 \text{ m}$$

Substituyendo en la fórmula general: ($S=1$ para placas paralelas);

$$Vs = \frac{S \cdot V_0}{\sin \theta + Lu \cos \theta} = \frac{1 \cdot 0.222}{0.866 + 25.03 \cdot 0.5} = 0.0166 \text{ cm/s}$$

$$Vs = 0.0166 \text{ cm/s}$$

E. Carga superficial:

$$q = 864 \text{ Vs}$$

$$q = 864 \cdot 0.0166 = 14.34 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{día}$$

F. Tiempo de retención en la zona de placas paralelas:

$$T_{02} = \frac{1}{V_0 + 60} = \frac{122}{0.222 \cdot 60} = 9.159 \text{ min}$$

$$T_{02} = 9.16 \text{ min}$$

G. Cálculo de la zona de sedimentación:

$$V_{01} = \frac{Q(T-10)}{10(1-P)D} = \frac{2160(300-10)}{10(1-0.9)1.04} = \frac{626400}{10400} = 6 \text{ m}^3$$

$$V_{01} = 6 \text{ m}^3$$

4.7.6 TANQUE DE CONTACTO DE CLORO.

Esta estructura al igual que las anteriores y por su conexión a ellas, tanto en proceso de tratamiento como en funcionamiento hidráulico, queda desplantada a una profundidad de 3.03 m del nivel del terreno natural; esto resuelve en parte el problema de capacidad de carga y se logran asentamientos dentro del rango de tolerancia, pero al hacer el análisis de flotación, el tanque resultó inestable, debido a que la fuerza de subpresión tiene una magnitud mayor al peso de la estructura estando vacía, motivo por el cual, y para poder dar un peso mayor superior a la subpresión, se propuso agregar a la losa de fondo un volado de 1 m de ancho en todo el perímetro y colocar en él un relleno de tepetate (material limo-arenoso de origen tobáceo o piroclástico) desde la base hasta la corona de muro. El relleno será de material semicompactado y tendrá en ancho dos metros de corona y un talud de 1:1.

Cálculo hidráulico del Tanque de Contacto con el Cloro.

$$Q = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T_r = 20 \text{ min} = 1200 \text{ seg}$$

Medio de desinfección: Cl₂ (cloro).

A. Volumen del tanque de contacto de cloro.

$$V = Q \cdot T$$

$$V = 0.05 \cdot 1200 = 60 \text{ m}^3$$

$$V = 60 \text{ m}^3$$

B. Dimensionamiento y forma del tanque de contacto de cloro.

$$\text{Vol cb} = 15 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol real tanque} = 78 \text{ m}^3$$

Se tienen 18 m³ de volumen para la regularización.

C. Forma de dosificación de cloro.

a) Hipoclorito de sodio líquido

b) Hipoclorito de calcio sólido.

NOTA. No se calculan los volúmenes o pesos de dosificación, debido a que la concentración de cloro libre del elemento que suministrará el medio de desinfección su concentración varía, ya en el caso del líquido el cloro es liberado por incrementos de temperatura.

5. COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS.

Para dar seguimiento al comportamiento de las estructuras se han llevado a cabo nivelaciones topográficas cada tres meses. En las figuras 7-13 se pueden apreciar los asentamientos de diversos puntos de cada estructura, de las cuales se pueden observar los asentamientos máximos y los diferenciales, mismos que se resumen en tabla 3, obtenidos desde la primera nivelación a la más reciente.

TABLA 3

ESTRUCTURA	ASENTAMIENTO TOTAL ASENTAMIENTO DIFERENCIAL	
	EN CM	EN CM
TANQUE FLOCULADOR	10.7	4.7
TANQUE FRACCIONADOR	6.0	1.1
DE ESPUMA		
TANQUE DE	9.2	2.5
FILTRACION		
TANQUE DE CONTACTO	12.1	1.2
DE CLORO		
CARCANO DE BOMBEO	14.2	2.9
DEL INFLUENTE		
TANQUE DE FILTRO DE	0.7	1.2
CARBON ACTIVADO		
TANQUES	9.8	1.5
CLARIFICADORES		

NOTA: ASENTAMIENTOS DEL 10/MARZO/1987 HASTA EL 21/OCTUBRE/1988

TANQUES FRACCIONADORES DE ESPUMA

ASENTAMIENTO M.

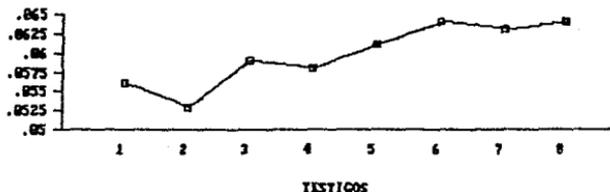


Fig. 7
□
ASENTAMIENTO

TANQUE DE FLOCULACION

ASENTAMIENTO M.

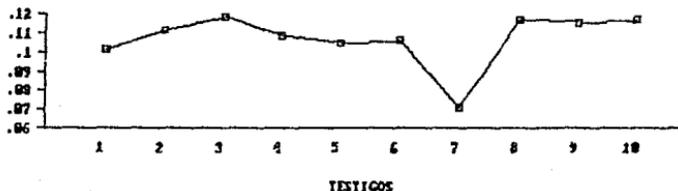


Fig. 8
□
ASENTAMIENTO

TANQUE DE CLARIFICACION

ASENTAMIENTO M.

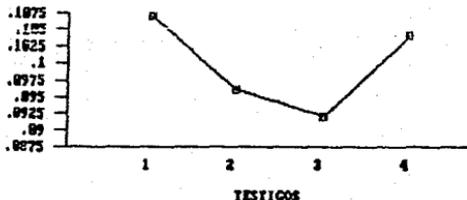
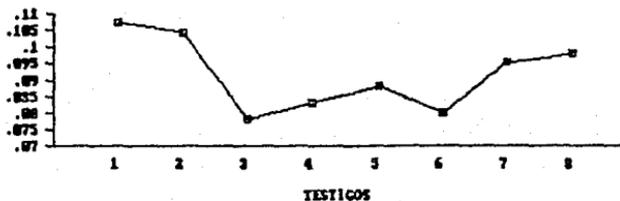


Fig. 9
□
ASENTAMIENTO

Asentamientos presentados por las diversas estructuras de la Planta de Tratamiento - Tercerio en el periodo 10 marzo 1987 a 21 de octubre 1988.

TANQUE DE FILTRACION

ASENTAMIENTO H.

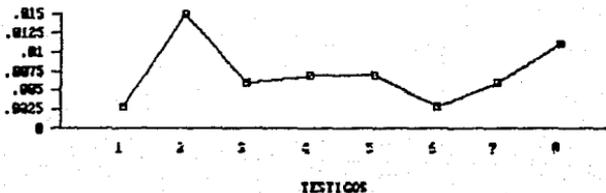


□
ASENTAMIENTO

Figura 10

TANQUE DE FILTRO DE CARBON ACTIVADO

ASENTAMIENTO H.



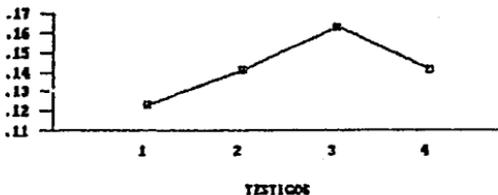
□
ASENTAMIENTO

Figura 11

Asentamientos presentados por las diversas estructuras de la Planta de Tratamiento - Terciario en el periodo 10 marzo 1987 a 21 de octubre 1988.

ASENTAMIENTO M.

CARCAMO DE BOMBEO

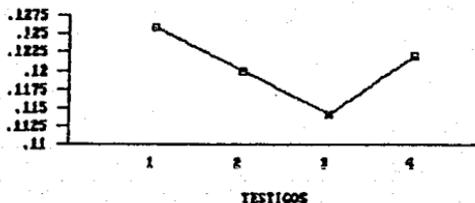


ASENTAMIENTO

Figura 13

ASENTAMIENTO M.

TANQUE DE CONTACTO DE CLORO



ASENTAMIENTO

Figura 12

Asentamientos presentados por las diversas estructuras de la Planta de Tratamiento Terciario en el periodo 10 marzo 1987 a 21 de octubre 1988.

Tanques Fraccionadores de Espuma.

Después de 19 meses de construida tiene un asentamiento de 6.0 cm, con un asentamiento diferencial de 1.1 cm.

Tanque de Floculación.

El asentamiento es de 10.7 cm con una diferencia de asentamientos de 4.7 cm.

Tanque de Clarificación.

Presenta un asentamiento de 9.8 cm, con una diferencia de asentamientos de 1.5 cm.

Tanque de Filtración.

Tiene un asentamiento de 9.2 cm, con una diferencia entre el asentamiento mayor y menor de 2.9 cm.

Tanque de Contacto con el Cloro.

Tiene un asentamiento de 12.1 cm, con diferencia de asentamientos igual a 1.2 cm.

Filtro de Carbón Activado.

Esta estructura es la última que se construyó. En el período comprendido entre la construcción y la puesta en operación se registró una expansión de 0.5 cm; actualmente tiene un asentamiento de 0.7 cm, con una diferencia entre el mayor y el menor de 1.2 cm.

En términos generales todas las estructuras incrementaron la velocidad de asentamiento en el mes de llenado de los aisos; esto se comprobó con las nivelaciones posteriores a dicho mes.

Las estructuras con mayor asentamiento, en el primer año, sin operación, son el tanque de filtración y el tanque de contacto con el cloro.

En el tanque de contacto de cloro, y el tanque fraccionador de espuma, con el llenado se redistribuyeron las cargas y se nivelaron las estructuras; esto se observó al verse disminuida la diferencia en las lecturas de una misma estructura.

El tanque de floculación aumenta el desnivel con el tiempo por lo que se recomienda lastrar el tanque para su nivelación.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Por las ventajas con que se cuenta actualmente en la zona federal del Lago de Texcoco como son: disponibilidad de superficie para la construcción de plantas de tratamiento; descarga de aguas residuales de los ríos Churubusco y de la Compañía; una planta de tratamiento a nivel secundario en operación; una laguna facultativa con recirculación y una planta de tratamiento de aguas negras a contracorriente en construcción; además de la experiencia derivada de la construcción y operación de este tipo de sistemas, aunado a la cada vez más apremiante necesidad de reusar las aguas en el Valle de México, resulta sumamente atractivo realizar la investigación de técnicas de tratamiento de aguas residuales a diversos niveles, en plantas piloto, a fin de generar experiencia y desarrollar tecnologías poco utilizadas en nuestro país.

En el módulo experimental de tratamiento terciario se contempla la posibilidad de evaluar los beneficios de emplear diversos procesos de tratamiento e implementar otros, para adecuar los procesos a las posibilidades y necesidades nacionales.

Para el diseño, construcción y operación de este proyecto han sido considerados los factores que inciden en un adecuado funcionamiento, desde los puntos de vista sanitario, hidráulico, estructural y geotécnico, basados en experiencias obtenidas en

otros sitios y en el propio ex-lago, para asegurar que los resultados que se obtengan sean confiables, y poder aplicar estas tecnologías intensivamente en la zona metropolitana y otras regiones del país con problemática similar. Conjuntamente con la recarga de acuíferos a nivel experimental que se realizará (ref. 9), permitirá definir los procedimientos más convenientes por aplicar, así como aquellos que se requiere investigar con mayor profundidad.

Por tratarse de una nueva experiencia, es conveniente que todos los eventos que ocurran durante la construcción, prueba y operación, sean adecuadamente registrados, analizados y evaluados para su difusión, con objeto de aprovechar las técnicas estudiadas y desarrollar las que resulten más apropiadas y eficientes.

7. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA.

- 1). Informe interno sobre la planta de tratamiento terciario. Dirección de Geotecnia, C.L.T., agosto 1986.
- 2). Juego de 9 planos estructurales. Dirección de Estudios y Proyectos, C.L.T., 1986.
- 3). Juego de 15 planos funcionales. Dirección General de Investigación y Desarrollo, C.L.T., 1986.
- 4). Manual de Propiedades Típicas de Carbones, Carbones Granulares Clarisex.
- 5). Informe de control de calidad de la obra. "Módulo Experimental de Tratamiento Terciario". Dirección de Geotecnia, C.L.T., 1987.
- 6). Plano CLT-EP-FCA-EI, Planta del filtro de carbón activado, Dirección de Estudios y Proyectos, C.L.T., 1987.
- 7). Informes de las nivelaciones a tratamiento terciario, Dirección de Geotecnia, C.L.T., agosto 1987, marzo 1988, junio 1988.
- 8). Estudio de mecánica de suelos de la planta de tratamiento de aguas negras, Geotec, S.A., 1972.
- 9). Pilión N., Morales R., Módulo Experimental de Recarga de Acuíferos, Dirección de Geotecnia, C.L.T., 1988.
- 10). Proyecto Texcoco (Memoria de los trabajos realizados y conclusiones) S.H.C.P. México, 1969.
- 11). Volumen Nabor Carrillo, S.H.C.P. México, 1969.

- 12). El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el Área urbana del Valle de México. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, 1978.
- 13). Obras recientes en el Lago de Texcoco. Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos, México, 1984.
- 14). Memoria Técnica del Módulo Experimental de Tratamiento Terciario. Informe Interno. Dirección de Geotecnia. Comisión del Lago de Texcoco, 1989.
- 15). Culp, Russel L. Advanced Wastewater Treatment. Ed. Van Nostrand Reinhold, (Van Nostrand Reinhold environmental engineering series) New York, 1971.
- 16). Acevedo Alvarez, Netto. Manual de Hidráulica Editorial Haria.
- 17). Serie Técnica 14 del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria. Lima, Perú. pág. 432.
- 18). Proyecto Texcoco. Reporte interno. Publicación inédita Dirección de Geotecnia C.L.T.
- 19). Manual de Diseño de Obras Civiles. Comisión Federal de Electricidad. México, 1979.

EUBE*