



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



ALTERNATIVAS PARA EL TRATAMIENTO
DE LAS AGUAS RESIDUALES DE
SAN MARTIN TEXMELUCAN, PUEBLA.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :

JOSE MALDONADO HERNANDEZ

México, D. F.

1994

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-16293

Señor
JOSE MALDONADO HERNANDEZ
Presente.

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. ENRIQUE HERAS HERRERA que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

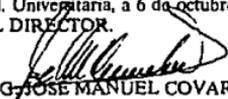
**"ALTERNATIVAS PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DE SAN MARTIN
TEXMELUCAN, PUEBLA"**

- I. INTRODUCCION
- II. CARACTERISTICAS GENERALES DE LA POBLACION
- III. CALIDAD NECESARIA EN LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS
- IV. PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO
- V. ALTERNATIVA "LAGUNAS DE ESTABILIZACION"
- VI. ALTERNATIVA "ZANJA DE OXIDACION"
- VII. SELECCION DE LA ALTERNATIVA MAS CONVENIENTE
- VIII. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 6 de octubre de 1993.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR*mcem

AGRADECIMIENTOS

**A mi alma mater; la Facultad de Ingeniería
de la Universidad Nacional Autónoma de México.**

**Al M. I. Enrique Heras Herrera;
por su paciencia y sabiduría transmitida
para la realización de esta tesis.**

**A la Ingeniera Alba Vazquez Gonzales;
Jefe del laboratorio de Ingeniería Sanitaria
de la Facultad de Ingeniería (UNAM) por todas
las facilidades prestadas.**

DEDICATORIAS

A mis padres;
quienes me han dado todo su apoyo
material y moral.

A mi querido hermano Eduardo;
con quien he compartido alegrías y
desaciertos.

A mi profesora Ma. Elena Escutia V.;
quien preparó una base sólida en mi
educación.

A mis queridos abuelitos;
quienes me han transmitido su experiencia
de la vida.

I N D I C E

	PAGINA
CAPITULO 1.	
INTRODUCCION.	1
CAPITULO 2.	
CARACTERISTICAS GENERALES DE LA POBLACION.	9
2.1. Perfil histórico - cultural.	9
2.2. Medio físico y geográfico.	10
2.3. Marco social.	11
2.4. Marco económico.	12
CAPITULO 3.	
CALIDAD NECESARIA EN LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS.	16
3.1. Agua residual.	16
3.1.1. Cantidad y características del agua residual a tratar.	17
3.2. Legislación nacional relativa a las descargas de aguas residuales.	23

CAPITULO 4.

PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO.	27
4.1. Panorama general.	27
4.2. Datos de proyecto.	32
4.2.1. Periodo de diseño.	32
4.2.2. Población de proyecto.	33
4.2.3. Gastos de diseño.	41
4.2.4. Características del agua residual cruda.	47
4.3. Descripción de los procesos alternativos a utilizar.	48
4.3.1. Proceso de tratamiento a base de "Lagunas de estabilización".	48
4.3.2. Proceso de tratamiento a base de "Zanja de oxidación".	55

CAPITULO 5.

ALTERNATIVA "LAGUNAS DE ESTABILIZACION".	62
5.1. Anteproyecto funcional.	62
5.1.1. Caja derivadora.	63
5.1.2. Estación de bombeo.	75
5.1.2.1. Selección de las bombas tornillo.	80

5.1.3. Unidad de pretratamiento (Desarenador).	86
5.1.3.1. Canal desarenador y vertedor proporcional.	86
5.1.3.2. Rejillas.	102
5.1.4. Sistema de tratamiento "Lagunas de estabilización".	111
5.1.4.1. Lagunas anaerobias.	113
5.1.4.2. Lagunas facultativas.	119
5.1.5. Unidad de desinfección.	126
5.1.5.1. Caseta de cloración.	126
5.1.5.2. Tanque de contacto de cloro.	136
5.1.6. Caseta de operación de la planta de tratamiento.	140
5.2. Anteproyecto hidráulico.	142
5.2.1. Cálculo de los tramos mostrados en el esquema 5.17.P.	144
5.2.2. Dimensionamiento de la estación de bombeo	200
5.3. Estimación del área de la planta.	205

CAPITULO 6.

ALTERNATIVA "ZANJA DE OXIDACION".	207
6.1. Anteproyecto funcional.	207
6.1.1. Zanja de oxidación.	209
6.1.1.1. Diseño de la zanja de oxidación.	211
6.1.2. Sedimentador secundario.	228
6.1.2.1. Diseño del sedimentador.	228
6.1.3. Lechos de secado.	238
6.1.3.1. Diseño de los lechos de secado.	239
6.2. Anteproyecto hidráulico.	245
6.2.1. Primera parte, flujo de agua residual, "Descarga final - Unidad de bombeo".	247
6.2.2. Segunda parte, flujo de lodos, "Carcamo de bombeo de lodos - Zanja de oxidación".	267
6.2.2.1. Primer caso, "Carcamo de bombeo de lodos - Zanja de oxidación".	270
6.2.2.2. Segundo caso, "Carcamo de bombeo de lodos - Lechos de secado".	276
6.2.3. Dimensionamiento de la estación de bombeo.	285
6.3. Estimación del área de la planta.	288

CAPITULO 7.	
SELECCION DE LA ATERNATIVA MAS CONVENIENTE.	290
7.1. Alternativa "Lagunas de estabilización".	290
7.2. Alternativa. "Zanja de oxidación".	291
CAPITULO 8.	
CONCLUSIONES.	293
ANEXOS.	
ANEXO - I.	296
ANEXO - II.	302
ANEXO - III.	312
ANEXO - IV.	317
ANEXO - V.	321
REFERENCIAS	327

**ALTERNATIVAS PARA EL TRATAMIENTO
DE LAS AGUAS RESIDUALES DE
DE SAN MARTIN TEXMELUCAN, PUEBLA.**

I N T R O D U C C I O N

Las plantas de tratamiento de aguas residuales son obras de Ingeniería Sanitaria cuya función es remover los materiales de desecho que contienen dichas aguas, con el fin de evitar trastornos ecológicos o desequilibrios con la capacidad natural de autodepuración de los cuerpos de agua receptores. En éste tipo de instalaciones se reproducen los procesos físicos, químicos y biológicos para la eliminación de la materia inorgánica y la degradación de la materia orgánica, de una forma acelerada y controlada.

Actualmente en nuestro país, la planta de tratamiento es un componente obligado del sistema de alcantarillado de las poblaciones, debido a que las aguas residuales que generan numerosas ciudades se vierten principalmente en los ríos, provocando que la capacidad de autodepuración de éstos cuerpos de agua se debilite a tal grado que se están convirtiendo en verdaderas cloacas, que dañan el ambiente y promueven la generación de enfermedades de tipo infeccioso que ponen en peligro no solo la salud de las poblaciones que realizan estas descargas sino de las que hacen uso de éstos canales naturales para su abastecimiento.

Con la construcción, operación y mantenimiento de plantas de tratamiento, se propicia la recuperación paulatina de los cuerpos de agua, la conservación de fuentes de abastecimiento, la prevención de enfermedades, el mantenimiento de ríos, lagos y lagunas que se usan para recreación así como mantener limpias las aguas cuya finalidad son la propagación y supervivencia de peces y finalmente la conservación del agua para usos agrícolas e industriales.

Por otro lado, cabe mencionar que ante el grave problema de contaminación y de salud pública que producen las descargas de agua residual en los cuerpos de agua, desde hace 20 años aproximadamente se han tomado medidas de carácter legal para atacar y resolver éste problema.

El 23 de marzo de 1971 se declaran de interés público las actividades para la prevención y el control de la contaminación y el mejoramiento, conservación y restauración del medio ambiente, a través de la "Ley Federal para prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental".

Estos ordenamientos tuvieron vigencia de 1971 a 1981, posteriormente, el 11 de febrero de 1982 entró en vigor la "Ley Federal de Protección al Ambiente", que derogó la ley antes mencionada.

El 10. de marzo de 1988 aparece en el diario oficial la "Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente" que actualmente está vigente.

Con fundamento en la "Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente", el 28 de junio de 1993 apareció en el Diario Oficial de la Federación las "Normas Oficiales Mexicanas" referentes a las descargas de aguas residuales de tipo municipal, estas normas son:

NOM-PA-CCA-031/93 que establece los "Límites máximos permisibles de los parámetros contaminantes para las descargas de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal provenientes de la industria o de los servicios de reparación y mantenimiento automotriz y el tratamiento de aguas residuales".

NOM-PA-CCA-032/93 que establece los "Límites máximos permisibles de los parámetros contaminantes en las aguas residuales para su disposición mediante riego agrícola".

NOM-PA-CCA-033/93 que establece "Las condiciones para el uso de aguas residuales de origen urbano o municipal o de la mezcla de éstas con la de los cuerpos de agua, en el riego agrícola".

Todas estas disposiciones legales, van encaminadas hacia la protección y recuperación del medio ambiente.

Se han logrado algunos avances para evitar la contaminación de los recursos hidráulicos, según datos proporcionados por la Comisión Nacional del Agua, se sabe que en 1988 se trataban 14 mil litros por segundo sobre un total de 160 mil, provenientes de localidades urbanas, para 1992 esta cifra se elevó a 30 mil litros por segundo, todo esto gracias a que en los últimos cuatro años se han puesto en operación cerca de 118 plantas de tratamiento de aguas residuales de origen municipal, para adicionarse a las 223 plantas que se tenían en 1990.

El total de estos sistemas es bajo si se compara con las quince mil o más plantas de tratamiento que operan en los Estados Unidos, y si se considera que en México, el crecimiento demográfico se concentra en unas cuantas áreas del territorio nacional, es lógico, que ésta expansión genere grandes volúmenes de aguas residuales y que al tenerse que deshacer de ellas, se haga vertiendolas en el medio ambiente, ocasionando degradaciones a los cuerpos receptores. Esta problemática conduce a buscar su pronta solución a través de dotar al país, de un mayor número de plantas de tratamiento de aguas residuales industriales y municipales.

Como se mencionó anteriormente, hay un número considerable de ciudades que realizan sus descargas de aguas residuales en el medio ambiente.

La ciudad de San Martín Texmelucan, Puebla. Es un claro ejemplo de dicha problemática, las aguas residuales provenientes de la red de alcantarillado son depositadas en los ríos que rodean a la ciudad (el Atoyac y el Acutzala este último es efluente del Atoyac), esto provoca una gran fetidez en el ambiente y propicia la generación de focos de infección que ponen en peligro la salud de sus habitantes, estos ríos ya se encuentran muy contaminados lo que impide el aprovechamiento de sus aguas, principalmente en el riego agrícola.

En la figura 1.1 se presenta el plano general de esta ciudad.

Por todas estas razones es necesario instalar en San Martín Texmelucan, una planta de tratamiento que proporcione un efluente que por su calidad permita ser aprovechado en el riego de cultivos y que al mismo tiempo contribuya al saneamiento de los ríos Acotzala y Atoyac.

El río Atoyac junto con su principal influente el río Zahuapan forman parte del sistema hidrológico de la cuenca "Atoyac" ambas corrientes drenan un área de 3.925 km². hasta la presa Manuel Avila Camacho.

El río Zahuapan nace en las cercanías del Municipio de Tlaxco de Morelos por los escurrimientos que descienden de los cerros Peñón del Rosario, Huintetepetl y la Capitzo. Este río tiene dos tipos de aprovechamientos, uno destinado al riego y el otro para la generación de energía eléctrica.

El río Atoyac se forma por la confluencia de los ríos Turín, Cuatlapanga y Frio a la altura del Municipio de San Antonio Chiautla, en donde toma el nombre de Atoyac. Los aprovechamientos de este río básicamente son de uso agrícola, destinándose después de la unión del río Zahuapan con el Atoyac, a la generación de energía eléctrica, pudiendo considerarse que el volumen de agua que se emplea se distribuye aproximadamente un 90% para uso agrícola, 1.5% para uso industrial y 0.05% en uso pecuario y recreativo.

Las aguas residuales de este volumen empleado dan origen a dos tipos de contaminantes, uno orgánico y otro químico.

El primero es producto de los centros urbanos y produce focos de infección muy peligrosos debido al contenido de gérmenes patógenos, por la costumbre de destinar aguas residuales para riego agrícola sin previo tratamiento.

El segundo tipo de contaminante se produce en los procesos industriales con sustancias no biodegradables que al ir aumentando por acumulación, reducen la capacidad de autopurificación de los cuerpos re-

ceptores, desequilibrando la vida biológica en el agua por su toxicidad, lo que lo hace también inconveniente para el consumo humano.

La problemática detectada consiste primordialmente en la alta contaminación a que está siendo sometido el río Atoyac por descargas de aguas residuales, tanto municipales como industriales y de servicios.

La contaminación que presenta el río Atoyac impide el aprovechamiento de su agua para liberar agua potable de usos que no requieren una alta calidad de la misma, también representa riesgos en su uso para riego agrícola y acelera el azolvamiento y eutroficación del embalse de la presa Manuel Avila Camacho.

En la figura 1.2 se muestran éstos dos ríos, desde su inicio hasta el embalse de la presa Manuel Avila Camacho.

Lo anterior es una perspectiva de los problemas que se tienen aguas abajo de San Martín Texmelucan, sin embargo éste trabajo se limita a ver la problemática que se tiene en esa ciudad respecto a las aguas residuales, pero sin dejar de tomar en cuenta lo antes mencionado.

En ésta tesis se proponen a nivel de anteproyecto algunos procesos de tratamiento, los cuales van encaminados a resolver el problema de contaminación que generan las aguas residuales de San Martín Texmelucan.

De éstas alternativas se hará una comparación entre ellas y se elegirá el proceso de tratamiento más conveniente.

El objetivo de esta tesis consiste en realizar el anteproyecto de una planta de tratamiento cuyo proceso sea el adecuado para que las aguas residuales que genera San Martín Texmelucan dejen de contribuir al deterioro de los ríos Acotzala y Atoyac.

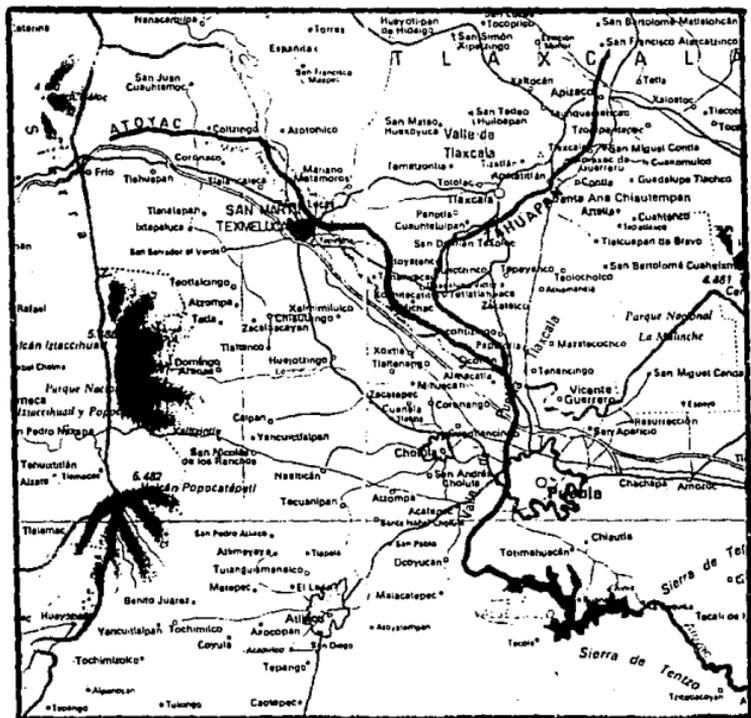


FIGURA 1.2. UBICACION DE LOS RIOS ATOYAC Y ZAHUAPAN

Finalmente, las razones por las que se trabajará en el caso de San Martín Texmelucan son las siguientes:

Como se explicó, es una ciudad que realiza sus descargas de aguas residuales en dos cuerpos de agua cuyos aprovechamientos aguas abajo son importantes:

San Martín Texmelucan, ha tenido un desarrollo notable. Las industrias que se han instalado en los últimos años en el corredor industrial, han propiciado que esta ciudad funcione como polo de atracción para la población rural que emigra a la ciudad en busca de fuentes de empleo.

El clima y las condiciones agrologicas han favorecido el desarrollo de las actividades primarias a las cuales se dedica el mayor porcentaje de la población económicamente activa de la ciudad; de igual forma propicia que el centro de población funcione como centro de comercialización de los productos regionales con lo cual el tianguis semanal es el segundo de importancia dentro del Estado.

Todo esto a provocado un crecimiento desordenado de la ciudad que ha ido originando cada vez mayores problemas como son: la urbanización y la contaminación creciente de los dos ríos como del aire y suelo.

Es por eso que esta tesis pretende ser una pequeña aportación para resolver el problema de contaminación que provocan las descargas de aguas residuales de San Martín Texmelucan.

CARACTERISTICAS GENERALES DE LA POBLACION

Texmelucan proviene de los vocablos nahuas *tetzmulli*, que quiere decir carrasca verde o encina pequeña: *tlul*, que expresa propiedad, y con que indica lugar. Por deformación del lenguaje se pronuncia Texmelucan: "Carrasca verde o lugar lleno de encinas pequeñas".

2.1. PERFIL HISTORICO - CULTURAL.**Cronología del Municipio.**

La fundación de esta población comienza desde épocas precortesianas; se sabe que el valle y el bosque de Texmelucan era habitado por pequeños grupos olmecas. También se asegura que Texmelucan era paso obligado para transitar hacia el resto del país. La facilidad de su geografía y la neutralidad de su territorio, obligaron a Cortés a cruzar por Texmelucan en su viaje a Tenochtitlán.

Texmelucan llegó a la categoría de ciudad en 1861, decretada por el H. Congreso del estado, en honor a los oficiales Nieva y Labastida, defensores de la plaza militar en ese mismo año, el 20 de agosto.

El nombre de la ciudad está dedicado al santo del natalicio de un hombre llamado Martín Gómez quien dedicó gran parte de su vida a la evangelización y devoción de San Martín Caballero. Así el nombre de esta ciudad quedó integrado con el nombre del santo, la denominación prehispánica y el apellido oficial: San Martín Texmelucan de Labastida.

Fiestas populares.

El 11 de noviembre se celebra la fiesta patronal en honor de la Virgen del Pilar con feria, juegos pirotécnicos, jaripeos, procesiones y bandas de música.

Artesanías.

Texmelucan es famoso por la fabricación de ollas y cazuelas de barro; antiguamente el tallado de madera era especialidad en la elaboración de muebles.

2.2. MEDIO FISICO Y GEOGRAFICO.

Localización.

San Martín Texmelucan se localiza en la parte centro-W. del estado de Puebla. Sus coordenadas geográficas son: los paralelos 19°13'12" y 19°19'36" de latitud norte y los meridianos 98°21'18" y 98°28'36" de longitud occidental. Tiene una superficie de 71.45 kilómetros cuadrados. Pertenece a la región socioeconómica IV - San Pedro Cholula.

Hidrografía.

El municipio pertenece a la cuenca del río Atoyac, que nace cerca del límite de los estados de México y Puebla en la vertiente oriental de la sierra Nevada. Por su ubicación, el municipio pertenece a la parte occidental de la cuenca alta del Atoyac. La ciudad la circundan dos ríos que provienen de la sierra estos son: el Atoyac y el Acotzala éste último es tributario del río Atoyac, y cruzan el municipio en dirección NW-SE.

Clima.

Clima templado subhúmedo con lluvias en verano; temperatura media anual entre 12 y 18°C; temperatura del mes más frío entre -3 y 18°C; precipitación pluvial del mes más seco mayor de 40 milímetros.

Orografía.

El municipio se localiza en el altiplano de San Martín Texmelucan, del valle de Puebla, limitado por la depresión de Valsequillo, el valle de Tepeaca y la sierra Nevada. Su relieve en general es plano con un ligero y continuo ascenso en dirección E-W, su altura respecto al nivel del mar es de 2,280 m. Presenta una elevación importante al no-

reste, al cerro Istolquema, con 300 metros de altura sobre el nivel del valle, y dos pequeños cerros al sur; el Tepeyecac y el Mendocinas.

2.3. MARCO SOCIAL.

Población.

En base al último censo de población se tiene la siguiente información (XI Censo general de población y vivienda, 1990).

Localidades que integran el Municipio.	Población	Hombres	Mujeres
San Martín Texmelucan de Labastida	57,519	27,937	29,582
Granjas Sta. Teresa.	94	43	51
Rancho Colorado.	15	7	8
San Buenaventura Tecaltzingo	2,330	1,156	1,174
San Francisco Tepeyacac	2,358	1,136	1,222
San Jeronimo Tianguismanalco	2,864	1,356	1,508
San Juan Iuxco	4,064	2,026	2,042
San Rafael Tlanalapan	7,530	3,716	3,814
Santa María Moyotzingo	17,512	5,547	8,965
Unidad Petrolera	170	74	96
En localidades de una vivienda	11	6	5
T O T A L	94,471	46,004	48,467

Educación, Cultura, Recreación y Deporte.

El municipio cuenta con infraestructura educativa en los niveles de; preescolar, primaria, escuela elemental para trabajadores, secundaria y escuela terminal media. En lo que respecta a la recreación y al deporte se cuenta con campos y canchas deportivas, así como también

con bibliotecas, casa de la cultura, parque recreativo y cine.

Salud.

La atención a la salud se proporciona a través de instituciones del sector oficial como: Centro de Salud, Hospital General Subzona, Centro Médico Familiar, Unidad Médica Rural del IMSS, Clínica Médica General del ISSSTE, además cuenta con servicio médico particular.

Comunicaciones y Transportes.

Una carretera estatal comunica a la cabecera del municipio con el Estado de México y el estado de Tlaxcala; otra carretera estatal parte de San Martín Texmelucán y llega a San Salvador El Verde. La carretera federal México-Puebla atraviesa el municipio de NO a SE, pasando a pocos kilómetros de la cabecera. Cuenta con servicios de teléfono, telegrafo y correo. Recibe señales de TV y de radio, así como periódicos y revistas estatales y nacionales. El servicio de transporte foráneo de pasajeros es prestado por 5 líneas. El ferrocarril México-Puebla-Oaxaca atraviesa el municipio.

Servicios Públicos.

Los servicios públicos, por lo general, son concentrados en la cabecera donde ha sido necesaria su implantación, ofreciendo a sus habitantes los servicios de agua potable, alcantarillado, energía eléctrica, alumbrado, pavimentación, mercado, panteón, parques y jardines, seguridad pública, servicios de limpia y rastro. A nivel municipal y en relación a su total de localidades cuenta el 28 por ciento con agua potable, 58 por ciento con drenaje y el 46 por ciento con electrificación.

2.4. MARCO ECONOMICO.

Actividades Económicas.

Agricultura: El municipio produce granos como: haba, maíz, frijol y chícharo; en forraje se cuenta con avena, alfalfa y cebada; en hortalizas se cuenta con rábano, huazontle, lechuga, col, calabacita, colli-

flor, cilantro, chile verde, betabel y ajo; así como una extensa variedad de legumbres.

Fruticultura: Se produce pera, ciruela, chabacano, manzana, capulín, durazno y tejocote, membrillo y almendra.

Ganadería: El municipio tiene cría de ganado vacuno y lanar. Cuenta con una diversidad de aves como son: pato, ganso, pavo y paloma.

Industria: La actividad industrial es relevante y está representado por la industria química y petroquímica, la industria de autopartes, la farmacéutica, la textil, la industria de la construcción y productos metálicos; todo éste tipo de empresas se encuentran instaladas en el parque industrial cuyo nombre es el mismo de esta ciudad, localizado en Santa María Moyotzingo a 1.5 km. al sureste del centro de población.

Turismo: Entre los recursos turísticos más atractivos se tiene arquitectura religiosa, pinturas y murales antiguos, artesanías y tianquis al mayoreo de comestibles y ropa.

Comercio: La actividad comercial en éste municipio representa un importante renglón dentro de la economía estatal. Esta actividad se divide en comercios permanentes, y las que se establecen semanalmente en el mercado local, que se efectúa los días martes y viernes. El área de influencia que ejerce en el aspecto comercial la ciudad de San Martín Texmelucan hace de ella un foco de atracción a donde acuden personas de otros lugares a conseguir diversos productos y servicios.

En el figura 2.1 se muestra la localización de San Martín Texmelucan, tanto en el estado de Puebla como en el territorio nacional.



REPUBLICA MEXICANA



ESTADO DE PUEBLA

A TLAXCALA

AUTOPISTA A PUEBLA

CIUDAD DE SAN MARTIN
TEXMELUCAN.

MUNICIPIO DE SAN MARTIN
TEXMELUCAN

CARRETERA FEDERAL
A MEXICO

AUTOPISTA A MEXICO

LOCALIZACION DE SAN MARTIN TEXMELUCAN	PLANO 2.I.P
---	----------------



PARROQUIA DE SAN MARTIN DE TOURS, OB.SPO



PARROQUIA DE SANTA MARIA MAGDALENA

CALIDAD NECESARIA EN LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS**3.1. AGUA RESIDUAL.**

El agua residual es un líquido de composición variada proveniente de los usos domésticos, comerciales, públicos e industriales, que por éste motivo ha sufrido degradación de su calidad original.

Las aguas residuales se componen esencialmente de agua, más una cantidad de sólidos orgánicos e inorgánicos, éstas aguas pueden contener un sinnúmero de microorganismos patógenos.

Según las Normas Técnicas Ecológicas referentes a la prevención y control de la contaminación del agua, las aguas residuales se clasifican de acuerdo a su origen en:

"Aguas residuales domésticas: Constituyen el conjunto de líquidos residuales de usos domésticos y comerciales provenientes de los sistemas de abastecimiento de agua potable.

Aguas residuales industriales o de servicios: Aquellas que provienen de los procesos de extracción, beneficio, transformación, generación de bienes de consumo o de sus actividades complementarias.

Aguas residuales urbanas o municipales: Aquellas que resultan de la combinación de aguas residuales domésticas, comerciales y de servicios públicos o privados, así como industriales en el caso de que los procesos que las generan se localicen en centros de población y se viertan a un sistema de alcantarillado".

3.1.1. CANTIDAD Y CARACTERISTICAS DEL AGUA RESIDUAL A TRATAR.

El caudal y las características del agua residual generada por una población, son función del tipo de actividades que se desarrollan dentro de cada localidad, siendo características específicas de cada una de ellas, por lo que se requiere aforar, muestrear y analizar las aguas residuales en forma particular.

La cantidad de aguas residuales generadas por una población es función directa del agua abastecida y ésta del número de habitantes y de la dotación por habitante de agua potable. Además el agua recolectada dependerá de la cobertura del sistema de alcantarillado.

El volumen de aguas residuales que llega a las descargas varía constantemente siguiendo un comportamiento similar a las variaciones que se presentan en el consumo diario de agua potable.

En el caso de las aguas residuales, los gastos mínimos tienen lugar durante las primeras horas de la mañana cuando es menor el consumo de agua y el caudal se compone esencialmente de pequeñas cantidades de aguas residuales.

Los gastos máximos se presentan por lo general a última hora de la mañana cuando el agua residual resultante de la punta de demanda de agua de la mañana llega a las descargas.

Estas fluctuaciones en los gastos de aguas residuales se deben de tomar en cuenta para el diseño y operación de las instalaciones de tratamiento, por lo que se hace necesario identificar las variaciones diarias y horarias por medio de aforos realizados con la frecuencia que sea necesaria en cada caso particular.

La calidad de las aguas residuales que fluyen por las tuberías y que llegan a las descargas varía constantemente, pues la calidad de las aguas residuales en la superficie libre del agua dentro de las mismas tuberías es distinta de la calidad de las del fondo, también la ca

lidad de las aguas residuales por la mañana es diferente de la calidad por la tarde; debido a esto es difícil recoger una muestra representativa.

Puede tomarse una muestra simple en cualquier punto y en cualquier momento, pero los resultados que arroje el análisis de esa muestra solo podrán interpretarse tomando como base las condiciones que existían en ese punto y en ese momento.

Una muestra simple es aquella muestra individual tomada en un corto periodo y de forma tal que el tiempo empleado en su extracción sea el transcurrido para completar cierto volumen.

Para evitar interpretaciones erróneas, basadas solamente en muestras simples, deben tomarse muestras compuestas, éstas muestras son las que resultan del mezclado de varias muestras simples tomadas en diferentes momentos y en diferentes puntos de la misma sección transversal del escurrimiento.

Las muestras compuestas se preparan en periodos de tiempo fijados por el programa de muestreo que se diseña para cada caso en particular, en éste programa se indica la frecuencia y el número de muestras simples y compuestas que deberán tomarse durante el tiempo que dure dicho programa de muestreo.

Una muestra compuesta debe tener el volumen suficiente para efectuar las determinaciones correspondientes, para formarlas se necesita conocer el número de muestras simples que se utilizarán para completar la muestra compuesta, éste número depende del programa de muestreo que se halla diseñado, de cada muestra simple se deberá conocer el gasto de agua residual que se presentó al momento de extraer la muestra, obtenidas todas las muestras se suman los gastos de todas y utilizando la regla de tres se calcula el volumen de cada muestra simple para completar el volumen requerido de la muestra compuesta, es decir se multi

plica el gasto de cada muestra por el volumen requerido de la compuesta entre el gasto total de todas las muestras simples.

Como la calidad de las aguas residuales puede alterarse mientras se forma la muestra compuesta, es necesario conservar las muestras simples en un lugar refrigerado o agregarles algún conservador para inhibir los procesos biológicos que se puedan producir.

Por otro lado es importante conocer las características físicas, químicas y bacteriológicas del agua residual, ya que con ellas se determinan los contaminantes que contienen dichas aguas, que es una de las bases para definir las necesidades del tratamiento, el tipo de proceso y algunos parámetros de diseño.

Las propiedades físicas son en muchos casos relativamente fáciles de medir, algunas de las cuales las puede observar cualquier persona rápidamente como por ejemplo:

Temperatura: La temperatura normal de las aguas residuales es ligeramente mayor que la del agua de abastecimiento a causa del calor agregado durante la utilización del agua.

Color y Olor: Son otras dos determinaciones físicas que se realizan en el lugar, si el color es negro o muy oscuro y su olor es picante como el olor del ácido sulfhídrico, puede indicar que las aguas residuales están alteradas o son sépticas. Cuando las aguas residuales de tipo doméstico son recientes presentan un color grisáceo y tienen un olor a humedad pero sin ser ofensivo.

Turbiedad: Es otro análisis físico de las aguas residuales sin mucha importancia debido a que éstas aguas normalmente son turbias, por su alto contenido de materia sólida.

Las características químicas tienden a ser más específicas en su naturaleza que algunos de los parámetros físicos y por eso son más útiles para evaluar las propiedades de una muestra y elegir el proceso de tratamiento adecuado, además de que con éstos parámetros se regula también el funcionamiento de las instalaciones de tratamiento.

Los parámetros químicos más comunes se presentan a continuación:

Alcalinidad y Acidez: La alcalinidad es un término que indica la presencia de sales de ácidos débiles. Los hidróxidos, los carbonatos y los bicarbonatos de calcio, sodio y magnesio, son las impurezas que comúnmente causan alcalinidad. La acidez normalmente se asocia con la presencia de dióxido de carbono, ácidos minerales y orgánicos y sales de ácidos fuertes. Las aguas residuales, en general son ligeramente alcalinas, aunque la presencia de algunos desechos industriales pueden producir acidez.

pH: La intensidad de la acidez o la alcalinidad de una muestra se mide en la escala de pH, la cual va de 0 a 14 con el valor de 7 representando la neutralidad, siendo ácida por debajo de 7 y alcalina por arriba de 7. La determinación de pH, es útil principalmente para la regulación de los procesos de tratamiento.

Sólidos Totales: Los sólidos totales son importantes como indicio de la concentración de las aguas residuales o como medida de la eficiencia de las unidades de tratamiento.

Los sólidos totales se dividen en materia volátil y materia fija, la materia volátil representa la materia orgánica. Esta porción de los sólidos totales, tiene más significado para evaluar la concentración de las aguas residuales, pues es la parte que puede entrar en putrefacción.

Los sólidos se dividen también en materia suspendida y materia soluble dividiéndose cada una de ellas, en materia volátil y en materia fija.

La separación de los sólidos en suspensión, suele ser una indicación de la eficacia de los dispositivos de tratamiento, puede admitirse, que los sólidos volátiles disueltos, son los que entran en putrefacción y los más difíciles de remover. La presencia de sólidos muy disueltos puede ser indicio de aguas residuales alteradas o de la presencia de un desecho industrial.

Los sólidos sedimentables, son los materiales que se pueden separar por simple sedimentación y constituyen una indicación para la formación de lodos.

Nitrógeno: Se pueden hacer cinco tipos de determinaciones de nitrógeno: El nitrógeno orgánico, el amoníaco libre, los nitritos y los nitratos y el amoníaco albuminoide. Los cuatro primeros constituyen el nitrógeno total.

El amoníaco libre o nitrógeno amoniacal, es el resultado de la descomposición bacteriana de la materia orgánica.

Las aguas recientes, son ricas en nitrógeno orgánico y pobres en amoníaco libre. las aguas residuales alteradas son relativamente ricas en amoníaco libre y pobres en nitrógeno orgánico. La suma de ambos será constante en las mismas aguas residuales, a no ser que parte del amoníaco se halla desprendido a causa de una acción séptica.

La concentración total de ambas formas de nitrógeno, es una indicación de la concentración de las aguas residuales y tiene importancia al estudiar el tipo de tratamiento que debe adoptarse.

Los nitritos y los nitratos se encuentran en las aguas recientes.

Los nitritos no son estables y se reducen dando amoníaco o se oxidan para formar nitratos. Su presencia en las aguas residuales brutas suele indicar que éstas son recientes, o que se ha agregado agua de dilución hace poco tiempo, o que no ha habido tiempo para la reducción de los nitratos y los nitritos.

Los nitratos constituyen la forma más estable del nitrógeno en las aguas residuales, y por lo tanto, su presencia es indicio de estabilidad. Sin embargo la presencia de nitratos en las aguas ya tratadas, puede ser inconveniente, por promover el desarrollo de algas y plantas macroscópicas.

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO): La demanda bioquímica de oxígeno es un parámetro importante para el tratamiento de las aguas residuales ya que se utiliza para determinar la cantidad de oxígeno que se requiere para estabilizar biológicamente la materia orgánica presente en las aguas residuales.

Demanda Química de Oxígeno (DQO): El ensayo de la DQO se emplea para medir el contenido de materia orgánica tanto de las aguas naturales como de las aguas residuales. El equivalente de oxígeno de la materia orgánica que puede oxidarse se mide utilizando un agente químico fuertemente oxidante en medio ácido. El dicromato de potasio resulta excelente para tal fin. El ensayo debe realizarse a temperatura elevada. Para facilitar la oxidación de ciertas clases de compuestos orgánicos se necesita un catalizador. Puesto que algunos compuestos inorgánicos interfieren con el ensayo, debe tenerse cuidado en eliminarlos previamente.

El ensayo de la DQO se utiliza igualmente para medir materia orgánica en aguas residuales industriales y municipales que contengan compuestos tóxicos para la vida biológica. La DQO de una agua residual es, por lo general, mayor que la DBO porque es mayor el número de compuestos que pueden oxidarse por vía química que biológicamente.

Finalmente los análisis de las aguas residuales para el estudio de la vida biológica, comprenden exámenes bacteriológicos y microscópicos rara vez se hacen análisis bacteriológicos de tipo higiénico, en el estudio de aguas residuales, porque se sabe que la concentración de bacterias es elevada y que el recuento de bacterias no constituyen una o-

orientación para interpretar la calidad de las aguas residuales, para la elección de un método de tratamiento, o para la regulación del proceso de tratamiento. La ausencia de bacterias, puede interpretarse como una indicación de la presencia de un bactericida, como por ejemplo, algún desecho industrial.

La presencia de organismos vivos en las aguas residuales, tiene importancia, porque muchos métodos de tratamiento de las aguas residuales se basan en el efecto de la acción biológica.

3.2. LEGISLACION NACIONAL RELATIVA A LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES

El Gobierno Federal ha establecido disposiciones legales que permiten, aplicar medidas de control para preservar la calidad de los recursos hidráulicos, así como para establecer límites en los parámetros contaminantes de las aguas residuales de origen industrial y municipal

Con ésta finalidad, son varias las leyes y reglamentos que se han expedido a través de los años, algunas de ellas han reformado, adicionado o derogado a otras, o bien, han establecido un mejor ordenamiento de normas técnicas y criterios, como lo ha hecho la actual "Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente", que entró en vigor en marzo de 1988.

Esta Ley, en el capítulo II, "Prevención y Control de la Contaminación del Agua y de los Ecosistemas Acuáticos", establece criterios a favor de la prevención y control de la contaminación del agua a través de sus Artículos 117 y 118 [ver anexo 1]; asimismo en el Art. 119, se designa a la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDEUE), que desde abril de 1992 tomó el nombre de Secretaría de Desarrollo Social (SEDESOL), como la autoridad que fija condiciones particulares de descarga cuando se trate de aguas residuales generadas en zonas de jurisdicción

dición federal y de aquellas vertidas directamente en aguas de propiedad nacional, también fija condiciones particulares de descarga a quienes generen aguas residuales captadas por sistemas de alcantarillado, cuando dichos sistemas viertan sus aguas en cuerpos de agua de propiedad nacional, sin observar las normas técnicas ecológicas o, en su caso, las condiciones particulares de descarga que hubiese fijado la Secretaría.

Cabe señalar que las condiciones particulares de descarga son especificaciones de calidad que deben tener las aguas residuales antes de descargarlas en algún cuerpo receptor.

Los Arts. 123 y 125 al 128, reglamentan que las aguas de desecho deben llevar tratamiento.

En general, en el cuerpo de ésta Ley existen otros capítulos y artículos que reglamentan el control de la contaminación del agua y el tratamiento de aguas residuales.

Según la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, "Las Normas Técnicas Ecológicas que desde junio de 1993 son Normas Oficiales Mexicanas, constituyen un avance en la cobertura de las disposiciones relativas a la protección y conservación del ambiente, pues se establece que las actividades y servicios que originan descargas o depósitos que puedan causar desequilibrios ecológicos o producir daños al ambiente o afectar los recursos naturales, la salud, el bienestar de la población, o los bienes propiedad del estado o de los particulares, deberán observar los límites o procedimientos que se fijen en dichas normas".

En el Anexo II, se presentan las Normas Oficiales Mexicanas referentes a las descargas de aguas residuales municipales, éstas son: NOM-PA-CCA-031/93, la NOM-PA-CCA-032/93 y la NOM-PA-CCA-033/93.

Finalmente en el Anexo III, se enlistan todas las Normas Oficiales Mexicanas en materia de Protección Ambiental, que se refieren a la prevención y control de la contaminación del agua.

Por otra parte los gobiernos de los estados también han establecido disposiciones legales en materia de prevención y control de la contaminación del agua.

En este caso se hará referencia a la "Ley de Protección al ambiente y al equilibrio ecológico del estado de Puebla", que entró en vigor el 23 de noviembre de 1991 en todo el estado.

Esta ley, en el capítulo II "Prevención y Control de la Contaminación del agua", establece en los Artículos 97 y 98 los mismos criterios a favor de la prevención y control de la contaminación del agua de la "Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente", solo que dichos criterios van dirigidos a todo el estado y a sus municipios [ver anexo IV], en el Artículo 99, el estado y los municipios regularán las descargas de aguas residuales en los cuerpos de agua de jurisdicción estatal, este artículo sigue las mismas disposiciones establecidas en el Artículo 120 de la "Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente", así mismo en el Artículo 100 de la "Ley de Protección al Ambiente y el Equilibrio Ecológico del Estado de Puebla", se menciona en su fracción II inciso b), que los municipios deberán observar las condiciones generales de descarga que fije la federación a las aguas residuales vertidas en los cuerpos u corrientes de agua propiedad federal, también dentro de este artículo, en el inciso I corresponde, a la Secretaría (SEDESOL), dentro de otras cosas, determinar el monto de los derechos que deberán pagar quienes descarguen sus aguas a los sistemas de alcantarillado, para que la entidad estatal o los municipios puedan llevar a cabo el tratamiento necesario, este inciso sigue los términos del Artículo 119 de la "Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente".

En el Artículo 104 de la "Ley de Protección al Ambiente y el Equilibrio Ecológico del Estado de Puebla", Todas las descargas de aguas residuales en cuerpos de agua de jurisdicción estatal, deberán satisfacer aparte de las Normas Técnicas Ecológicas que en su efecto expida la Federación, las condiciones particulares de descarga que determine

la misma Secretaría en el caso del Artículo 119 fracción I inciso f) de la "Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente", o las Autoridades Estatales o Municipales.

Finalmente en los Artículos 105,106,107 y 108 de la "Ley de Protección al Ambiente y el Equilibrio Ecológico del Estado de Puebla", siguen los lineamientos fijados en los Artículos 124,126,129 y 133 respectivamente, de la "Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente".

En general, en el cuerpo de la "Ley de Protección al Ambiente y el Equilibrio Ecológico del Estado de Puebla", existen capítulos y artículos que reglamentan el control de la contaminación del agua y el tratamiento de aguas residuales dentro del estado de Puebla.

En el Anexo IV se presenta el capítulo II, "Prevención y Control de la Contaminación del Agua", de la "Ley de Protección al Ambiente y el Equilibrio Ecológico del Estado de Puebla".

PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO

4.1 PANORAMA GENERAL.

La ciudad de San Martín Texmelucan, se encuentra circundada por los ríos Atoyac y Acotzala, los cuales presentan problemas de contaminación, agravados en parte por las descargas directas del sistema de alcantarillado de la ciudad.

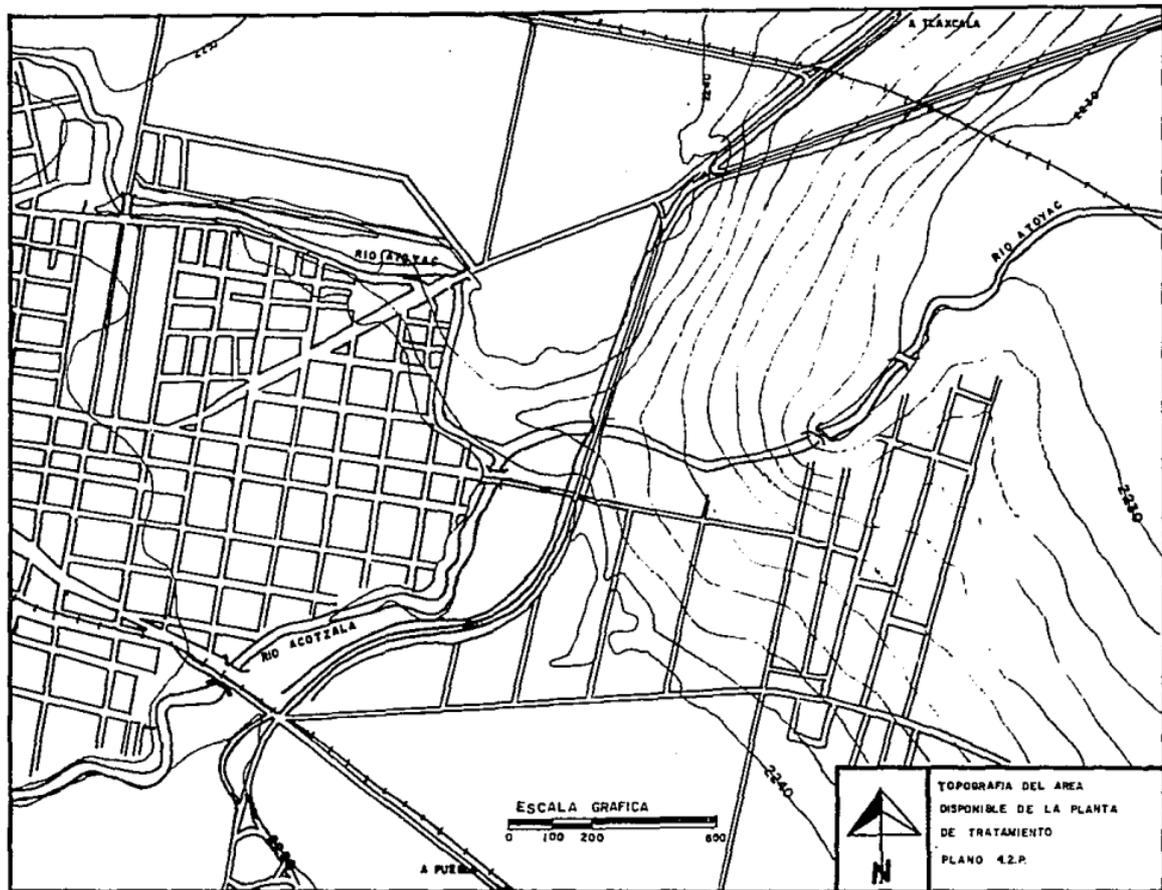
El sistema de alcantarillado de San Martín Texmelucan es de tipo combinado, es decir maneja aguas residuales y de lluvia en la misma red, este sistema cuenta con cuatro subcolectores que conducen y vierten las aguas residuales en los ríos Atoyac y Acotzala.

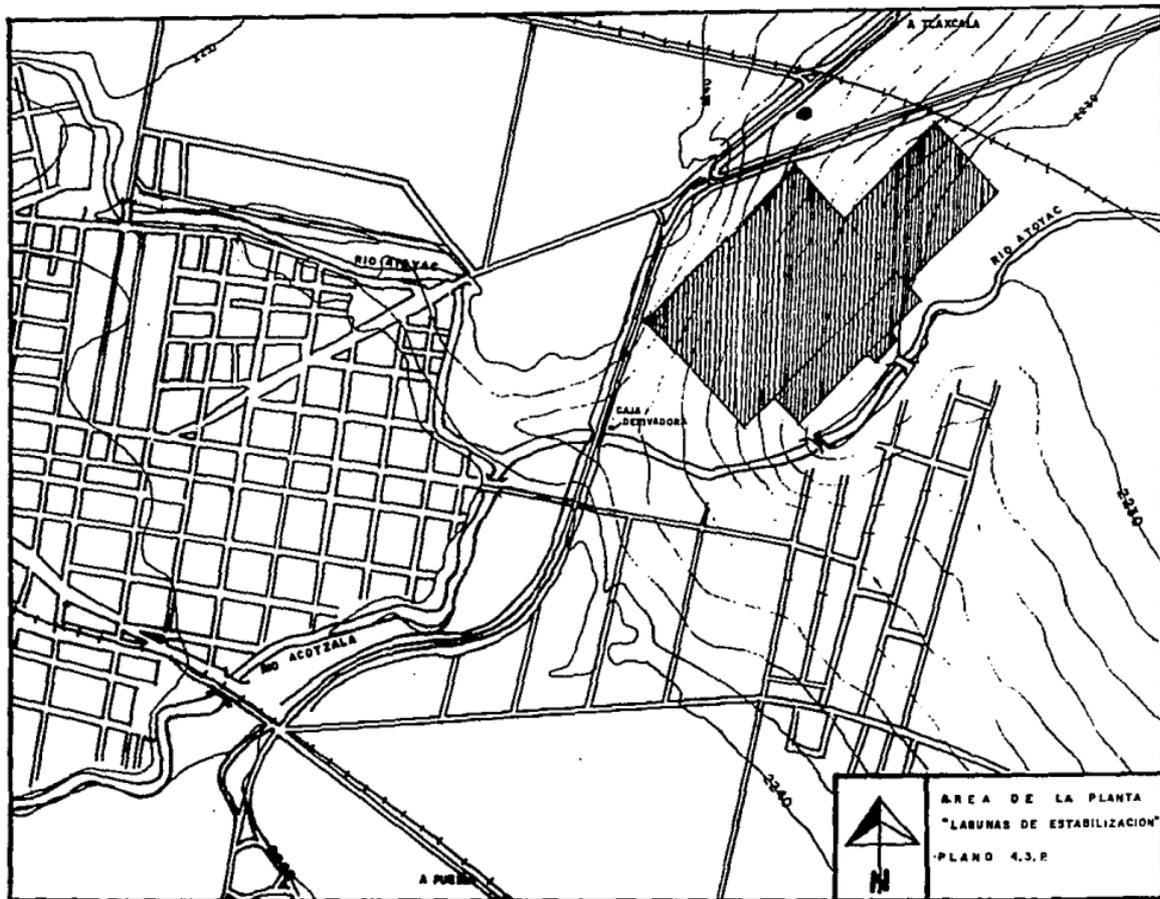
Estos subcolectores son: El Espinoza, el Altamirano, el Morelos y el Aldama, que se indican en el plano 4.1.P.

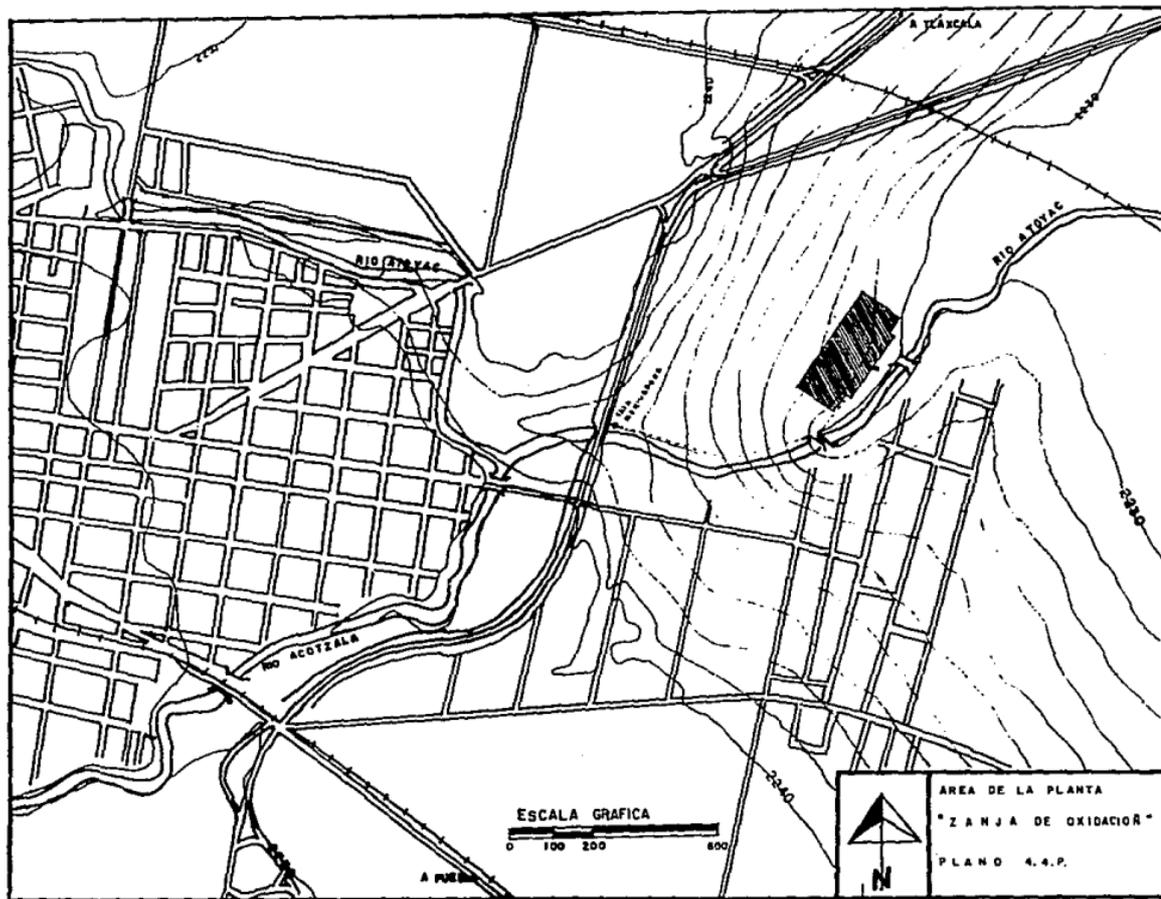
Se tiene previsto construir dos colectores marginales a lo largo de los ríos para recibir las aguas residuales de los subcolectores antes mencionados, para evitar con ello las descargas directas a los ríos, éstos colectores serán: El Atoyac y el Acotzala, que se ubicarán: El primero sobre la margen derecha del Atoyac y el segundo sobre la margen izquierda del Acotzala. Estos colectores confluyen a un emisor que conducirá las aguas residuales hasta la planta de tratamiento. Dichas obras ya se están llevando a cabo.

Están por construirse otros subcolectores que recibirán las aguas residuales del resto de la ciudad, para conectarse con los colectores Atoyac y Acotzala. [ver plano 4.1.P.]

La planta de tratamiento se ubicará al este del centro de la población aproximadamente a unos 500 m. aguas abajo de la unión de los ríos Atoyac y Acotzala.







La superficie disponible se adapta al área que requieren los procesos de tratamiento que se proponen. [ver plano 4.2.P.]

En los planos 4.3.P. y 4.4.P. se ubica el área que ocupa cada proceso de tratamiento propuesto y cuya estimación se presenta en los capítulos "5" y "6".

Para definir el proceso de tratamiento adecuado, se analizarán dos anteproyectos, los cuales se presentan en los capítulos cinco y seis, y de éstos se elegirá el más conveniente.

4.2. DATOS DE PROYECTO.

4.2.1. PERIODO DE DISEÑO.

Se entiende por período de diseño el lapso en el cual se estima que las obras por construir serán eficientes. El período de diseño es por lo general menor que la vida útil, o sea el tiempo que razonablemente se espera que la obra sirva sin tener que hacer gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso. Rebasando el período de diseño, la obra continuará funcionando hasta cumplir su vida útil en términos de una eficiencia cada vez menor.

Para definir en forma adecuada el período de diseño, es necesario considerar los siguientes factores:

1. La vida útil de las instalaciones y equipos.
2. La facilidad o dificultad para ampliar las obras existentes o planeadas.
3. Previsión de los crecimientos urbanos, comerciales o industriales.
4. Tasas de interés sobre los adeudos prestamos solicitados para realizar las obras.
5. Las condiciones propias del crédito en cuanto a la duración del mismo.
6. Comportamiento de las instalaciones durante los primeros años, cuando no estarán operando a toda su capacidad.

Generalmente, en nuestro país se fija el periodo de diseño con un criterio estandar que depende de la población. Las recomendaciones en este sentido son las que se presentan en el cuadro siguiente.

PERIODO DE DISEÑO PARA DIFERENTES POBLACIONES

	PERIODO DE DISEÑO.
1.- Para localidades de hasta 4,000 habitantes.	5 años
2.- Para localidades de 4,000 a 15,000 habitantes.	10 años
3.- Para localidades de 15,000 a 70,000 habitantes.	15 años
4.- Para localidades de más de 70,000 habitantes.	20 años

Para el caso de la planta de tratamiento de San Martín Texmelucan y tomando como referencia el cuadro anterior, el periodo de diseño se considerará de 15 años, contados a partir de 1995 que es cuando se tiene planeado que entren en operación de manera simultánea; los colectores marginales y la planta de tratamiento.

4.2.2. POBLACION DE PROYECTO.

Al diseñar una planta de tratamiento de aguas residuales es necesario hacer una estimación de la población a futuro que será beneficiada durante el tiempo que la planta será eficiente.

A este número de habitantes se le conoce como población de proyecto, que representa un dato importante, ya que es uno de los factores en la determinación del gasto de aguas residuales que la planta deberá manejar.

Tomando como datos de población los censos levantados por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática. (INEGI) de 1940 a 1990 se hará la estimación de la población de proyecto.

D A T O S C E N S A L E S

AÑO	POBLACION
1940	7,572
1950	11,343
1960	13,786
1970	23,355
1980	36,712
1990	57,519

Para el calculo de la población de proyecto se aplicarán los siguientes modelos matemáticos:

- Modelo aritmético
- Modelo geométrico
- Método del interés compuesto
- Método de mínimos cuadrados

Modelo Aritmético.

Las expresiones que permiten determinar la población de proyecto son las siguientes:

$$K_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} \quad \text{--- (1)}$$

$$P = P_2 + K_a (T - t_2) \quad \text{--- (2)}$$

donde:

- P : Población futura.
- P2: Población indicada en el último censo.
- P1: Población indicada en el penúltimo censo.
- t2: Año del último censo.
- t1: Año del penúltimo censo.
- Ka: Constante que significa el incremento de población.
- T : Año de la población futura.

Sustituyendo los dos últimos datos censales en la ec. (1):

Generalmente, en nuestro país se fija el periodo de diseño con un criterio estandar que depende de la población. Las recomendaciones en este sentido son las que se presentan en el cuadro siguiente.

PERIODO DE DISEÑO PARA DIFERENTES POBLACIONES

	PERIODO DE DISEÑO.
1.- Para localidades de hasta 4,000 habitantes.	5 años
2.- Para localidades de 4,000 a 15,000 habitantes.	10 años
3.- Para localidades de 15,000 a 70,000 habitantes.	15 años
4.- Para localidades de más de 70,000 habitantes.	20 años

Para el caso de la planta de tratamiento de San Martín Texmelucan y tomando como referencia el cuadro anterior, el periodo de diseño se considerará de 15 años, contados a partir de 1995 que es cuando se tiene planeado que entren en operación de manera simultanea; los colectores marginales y la planta de tratamiento.

4.2.2. POBLACION DE PROYECTO.

Al diseñar una planta de tratamiento de aguas residuales es necesario hacer una estimación de la población a futuro que será beneficiada durante el tiempo que la planta será eficiente.

A este número de habitantes se le conoce como población de proyecto, que representa un dato importante, ya que es uno de los factores en la determinación del gasto de aguas residuales que la planta deberá manejar.

Tomando como datos de población los censos levantados por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática. (INEGI) de 1940 a 1990 se hará la estimación de la población de proyecto.

D A T O S C E N S A L E S

AÑO	POBLACION
1940	7,572
1950	11,343
1960	13,786
1970	23,355
1980	36,712
1990	57,519

Para el cálculo de la población de proyecto se aplicarán los siguientes modelos matemáticos:

- Modelo aritmético
- Modelo geométrico
- Método del interés compuesto
- Método de mínimos cuadrados

Modelo Aritmético.

Las expresiones que permiten determinar la población de proyecto son las siguientes:

$$K_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} \quad \text{--- (1)}$$

$$P = P_2 + K_a (T - t_2) \quad \text{--- (2)}$$

donde:

- P : Población futura.
- P₂: Población indicada en el último censo.
- P₁: Población indicada en el penúltimo censo.
- t₂: Año del último censo.
- t₁: Año del penúltimo censo.
- K_a: Constante que significa el incremento de población.
- T : Año de la población futura.

Sustituyendo los dos últimos datos censales en la ec. (1):

$$K_{a_{80-90}} = \frac{57519 - 36712}{1990 - 1980} = 2080.7$$

De la ecuación (2):

$$P_{2010} = P_{1980} + K_{a_{80-90}} (2010 - 1990) \\ = 57,519 + 2080.7 (2010 - 1990) = 99133 \text{ hab.}$$

La población de proyecto, según este método es 99,133 hab.

Modelo geométrico.

En este modelo se utilizarán las siguientes expresiones:

$$K_a = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1} \quad \text{--- (3).}$$

$$\ln P = \ln P_2 + K_g (T - t_2) \quad \text{--- (4).}$$

donde: P : Población futura.
 P2: Población del último censo.
 P1: Población del penúltimo censo.
 t2: Año del último censo.
 t1: Año del penúltimo censo.
 Kg: Constante de crecimiento.
 T : Año de la población futura.

Sustituyendo los dos últimos datos censales en la ecuación (3).

$$K_{g_{80-90}} = \frac{\ln 57519 - \ln 36712}{1990 - 1980} = 0.0449$$

y de la ecuación (4).

$$\ln P_{2010} = \ln P_{1980} + K_{g_{80-90}} (2010 - 1990)$$

$$\ln P_{2010} = \ln 57519 + 0.0449 (2010 - 1990) = 11.85$$

$$P_{2010} = 141191 \text{ hab.}$$

La población de proyecto según este modelo es de 141,191 hab.

Metodo del interes compuesto.

Se empleará la siguiente ecuación:

$$P = P_0 (1 + i)^t \quad (5).$$

Despejando de la ec. (5), se obtiene una expresión para calcular la tasa de interés:

$$i = \sqrt[t]{\frac{P}{P_0}} - 1$$

Sustituyendo los datos censales por periodos:

$$\text{Periodo 1940-1950} \quad i = \sqrt[10]{\frac{11343}{7572}} - 1 = 0.0412 = 4.12 \% \text{ anual.}$$

$$\text{Periodo 1950-1960} \quad i = \sqrt[10]{\frac{13786}{11343}} - 1 = 0.0196 = 1.96 \% \text{ anual.}$$

$$\text{Periodo 1960-1970} \quad i = \sqrt[10]{\frac{23355}{13786}} - 1 = 0.0541 = 5.41 \% \text{ anual.}$$

$$\text{Periodo 1970-1980} \quad i = \sqrt[10]{\frac{36712}{23355}} - 1 = 0.0463 = 4.63 \% \text{ anual.}$$

$$\text{Periodo 1980-1990} \quad i = \sqrt[10]{\frac{57519}{36712}} - 1 = 0.0459 = 4.59 \% \text{ anual.}$$

Sacando una tasa promedio anual se tiene:

$$i_{\text{anual}} = \frac{4.12 + 1.96 + 5.41 + 4.63 + 4.59}{5} = 4.14 \% \text{ anual.}$$

Con esta tasa, se obtiene la población de proyecto.

$$P_{2010} = 57.519 (1 + 0.04142)^{(2010-1990)} = 129518 \text{ hab.}$$

La población de proyecto según este método es de 129,518 hab.

Método de Mínimos Cuadrados.

El método de mínimos cuadrados es el procedimiento matemático que permite obtener valores numéricos de las constantes "a" y "b" de la ecuación (6).

$$y = a + bx \quad \text{--- (6)}$$

Este método utiliza el conjunto de observaciones que en este caso son los años y número de habitantes.

Para obtener los valores de las constantes "a" y "b" se resuelve el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\Sigma y = n a + b \Sigma x \quad \text{--- (7)}$$

$$\Sigma xy = a \Sigma x + b \Sigma x^2 \quad \text{--- (8)}$$

Donde "n" representa el número de pares de observaciones utilizadas en la regresión, en la siguiente tabla se presentan los valores para sustituirlos en las ecuaciones (7) y (8).

AÑOS	No. de Hab.			
X	Y	X ²	Y ²	XY
1940	7572	3763600	57335184	14689680
1950	11343	3802500	1.286 X 10 ⁸	22118850
1960	13786	3841600	1.900 X 10 ⁸	27020560
1970	23355	3880900	5.454 X 10 ⁸	46009350
1980	36712	3920400	1.348 X 10 ⁸	72689760
1990	57519	3960100	3.308 X 10 ⁸	1.14 X 10 ⁹

$$\Sigma x = 11840 \quad \Sigma y = 485117 \quad \Sigma x^2 = 2.32 \times 10^7 \quad \Sigma y^2 = 2.67 \times 10^{10} \quad \Sigma xy = 9.56 \times 10^8$$

Sustituyendo estos valores en las ecuaciones (7) y (8) y resolviendo el sistema se tiene:

$$a = -649.798$$

$$b = 41.6313$$

Sustituyendo en la ec. (6).

$$y = -649.798 + 41.63 X \quad \text{donde } X = 2010$$

$$y = 83029.12$$

Por lo que la población de proyecto es de 83,029 hab.

La población de proyecto definitiva se obtendrá en base al promedio de los cuatro métodos empleados, de ésta manera se podrá tener un valor más apegado a la realidad.

Con los cuatro métodos empleados se conocerá el comportamiento anual de la población, en todo lo largo del período de diseño.

En la tabla 4.1 se presentan los resultados de cada método junto con sus respectivos promedios de población, en la gráfica de la figura 4.1(a) se muestra el comportamiento de la población desde 1940 hasta el período de diseño y en la gráfica de la figura 4.1(b) se observa con mayor claridad el comportamiento de la población desde el censo de 1980 hasta el fin del período de diseño.

La población de proyecto estimada es de 113,300 habitantes.

Analizando la gráfica de la figura 4.1(b) se observa que para el final del período de diseño, la población se incrementará en un 55 % respecto de la que se tendrá cuando entre en operación la planta de tratamiento, por lo que será necesario construirla en etapas, debido a que no es equitativo desde el punto de vista económico y social que la población que se tenga al inicio del período de diseño pague la construcción de una planta que le de tratamiento a las aguas residuales que genera una población más grande de la que se tendrá cuando funcione dicha planta.

Por otra parte es necesario determinar el número de módulos que se construirán en cada etapa, un módulo consiste en un "tren" o "línea" de tratamiento, que estará diseñado para manejar una parte proporcional del gasto de diseño.

M A T E M A T I C A S					
M E T O D O S			E M P L E A D O S		
AÑO	MODELO ARITMETICO	MODELO GEOMETRICO	INTERES COMPUESTO	NINOS CUADRADOS	PROMEDIO
1993	63761	65513	64966	82319	69215
1994	65842	68535	67657	82360	71174 *
1995	67923	71996	70460	82402	73195
1996	70003	75303	73378	82444	75252
1997	72084	78761	76417	82485	77437
1998	74165	82376	79583	82527	79663
1999	76245	86161	82879	82569	81963
2000	78326	90118	86312	82610	84341
2001	80407	94256	89887	82652	86800
2002	82487	98565	93610	82693	89344
2003	84568	103112	97487	82735	91976
2004	86649	107947	101525	82777	94699
2005	88730	112500	105730	82818	97520
2006	90810	117980	110110	82860	100440
2007	92891	123395	114671	82902	103465
2008	94972	129065	119420	82944	106600
2009	97052	134992	124367	82985	109849
2010	99133	141191	129518	83027	113217 **

* Poblacion actual.

** Poblacion de proyecto.

TABLA 4.1 COMPORTAMIENTO POBLACIONAL SEGUN METODOS MATEMATICOS EMPLEADOS.

GRAFICA DE POBLACION

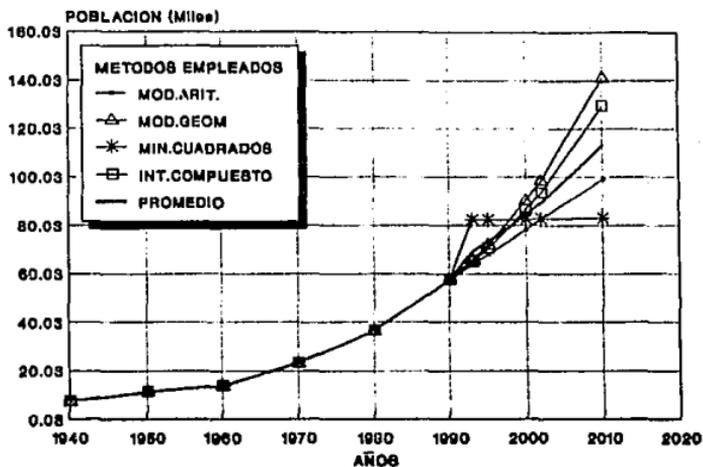


FIGURA 4.1.a.

GRAFICA DE POBLACION

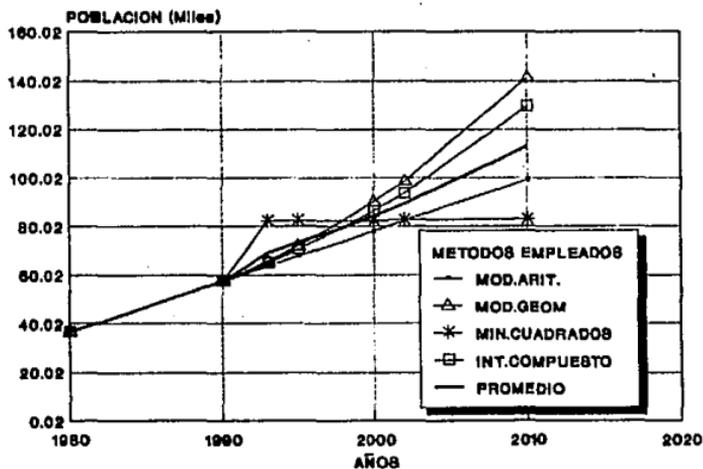


FIGURA 4.1.b.

El número de módulos se determinará en función del crecimiento de la población, de los gastos calculados a lo largo del período de diseño y de la conveniencia desde los puntos de vista constructivo y económico y de operación de que los módulos sean iguales o sea que manejen el mismo gasto cada uno.

En el siguiente inciso se presenta el cálculo de los gastos de diseño, y en base a los resultados se determinarán las etapas y el número de módulos que corresponden a cada una de ellas.

4.2.3. GASTOS DE DISEÑO.

El caudal de aguas residuales es un dato esencial para el diseño de la planta de tratamiento. También es primordial conocer las variaciones de dicho caudal para diseñar correctamente el funcionamiento hidráulico de la planta.

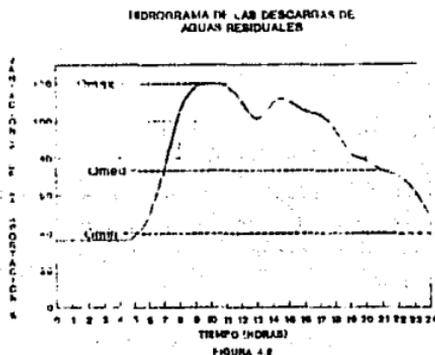
El caudal de aguas residuales se determina en base al número de habitantes y del volumen que éstos desalojan al día.

Al volumen de agua residual desalojada por habitante en el día, se le llama aportación y representa un porcentaje de la dotación de agua potable.

De acuerdo con la información recopilada en la visita realizada a San Martín Texmelucan, aún cuando en la actualidad la dotación no alcanza el valor de 250 l/hab./día que le corresponde a San Martín Texmelucan en base al tamaño de la población, de las actividades económicas y al clima prevaleciente, con los mejoramientos que se le están haciendo al sistema de agua potable, las autoridades pretenden que la dotación sea de 250 l/hab./día.

En vista de lo anterior y tomando en cuenta la forma en que la población en estudio hace uso del agua potable se puede considerar una aportación del 80% de la dotación.

La gráfica de la figura 4.2 representa en términos generales el hidrograma de las descargas de aguas residuales de una población pequeña en la que se indican los gastos representativos de la forma en que se generan las aguas residuales.



Dichos gastos se describen a continuación presentando las expresiones que permiten calcularlos.

Gasto Medio (Q_{med}).

El gasto medio corresponde al valor deducido del total del caudal de agua residual que llega a las descargas en 24 horas y se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{med} = \frac{P \cdot A}{86400} \quad \text{--- (9)}$$

Donde :

- Q_{med} : Gasto medio [l/seg].
- P : Población de proyecto [hab.]
- A : Aportación de aguas residuales [l/hab/día].
- 86400: Segundos que tiene un día.

Gasto Mínimo (Qmin).

El gasto mínimo es el menor de los valores del escurrimiento que normalmente se presenta en las descargas.

Para efectos de cálculo, se acepta que el valor del gasto mínimo sea igual a la mitad del gasto medio o sea:

$$Q_{\min} = \frac{Q_{\text{med}}}{2} \quad \text{--- (10).}$$

Gasto Máximo (Qmax).

El gasto máximo es el máximo valor que se considera se puede presentar en un instante dado, por ello se le conoce también como gasto máximo instantáneo.

El gasto máximo instantáneo resulta de la multiplicación del gasto medio por un coeficiente, éste coeficiente es el coeficiente de variación que trata de cubrir la variabilidad en las aportaciones por descargas durante el año y el día. En nuestro país se ha aceptado el valor propuesto por W. G. Harmon y que se expresa de la siguiente manera:

$$CH = \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad \text{--- (11).}$$

Donde: CH: Coeficiente de Harmon.

P: Es la población de proyecto expresada en miles.

$$Q_{\max} = Q_{\text{med}} \left[1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \right] \quad \text{--- (12).}$$

En el caso de San Martín Texmelucan se considerará el gasto máximo extraordinario para el diseño de una obra de excedencias, debido a que el sistema de alcantarillado de la ciudad es combinado.

Utilizando las ecuaciones (9), (10) y (12), se presentan a continuación los gastos de aguas residuales que podrían llegar a la planta de tratamiento, tanto en condiciones actuales como de proyecto, en la tabla 4.2. se muestran los valores de dichos gastos para todos los años del periodo de diseño.

Es necesario conocer la variación de los gastos de aguas residuales en relación al tiempo, con el objeto de definir la capacidad de los módulos que integraran la planta de tratamiento.

Por otro lado y como se puntualizó al principio de este inciso, es necesario conocer la variación antes mencionada para determinar cuales serán los gastos de diseño y cuales los de revisión del funcionamiento hidráulico.

Analizando la tabla 4.2 se observa que el gasto de proyecto es de 267.08 l/s. pero para efectos de calculo serán de 270 l/s. revisando los gastos de la misma tabla y considerando lo mencionado al final del inciso 4.2.2. se concluye que la planta de tratamiento se construirá en dos etapas. En la primera etapa se construirán y entrarán en operación dos módulos con una capacidad de tratamiento de 90 l/s. cada uno, estos módulos entrarán en operación en 1995 y en el año 2000 se iniciará la segunda etapa con el último módulo que completará la capacidad de proyecto que es de 270 l/s.

Por lo tanto el anteproyecto de los procesos de tratamiento que se proponen, se hará tomando como base un módulo de 90 l/s.

En la tabla 4.3. se presentan los gastos de diseño.

TABLA 4.2 VARIACIONES DE GASTOS
A LO LARGO DEL PERIODO DE DISEÑO.
[Miles / segundo]

ANO	HABITANTES	GASTO MEDIO	GASTO MINIMO	GASTO MAXIMO	GASTO MAX. EST.
1993	6321	160.22	80.11	342.29	511.44
1994	71174	164.75	82.98	350.22	525.33
1995	73195	169.43	84.72	358.70	537.54
1996	75252	174.26	87.13	366.72	550.05
1997	77417	179.25	89.63	375.11	562.97
1998	79600	184.41	92.20	384.14	576.21
1999	81900	189.73	94.87	393.22	589.83
2000	84341	195.23	97.62	402.50	603.84
2001	86800	200.93	100.46	412.10	618.25
2002	89344	206.81	103.41	422.05	633.08
2003	91976	212.91	106.45	432.23	648.34
2004	94699	219.21	109.61	442.71	664.07
2005	97520	225.74	112.87	453.51	680.26
2006	100440	232.50	116.25	464.64	696.95
2007	103460	239.50	119.75	476.10	714.15
2008	106600	246.76	123.38	487.92	731.59
2009	109849	254.28	127.14	500.12	750.17
2010	113217	262.06	131.04	512.69	769.04

TABLA 4.3 GASTOS DE DISEÑO [1/s]			
	NOVELO BASE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA
Gasto medio	90	150	270
Gasto minimo	47	90	170
Gasto maximo	176	352	528

4.2.4. CARACTERISTICAS DE CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL CRUDA.

Las características de calidad del agua residual cruda son datos básicos, ya que con estos valores es posible determinar el grado de contaminación que tienen dichas aguas, que es una de las bases para definir las necesidades de tratamiento, el tipo de proceso y algunos parámetros de diseño.

Con el objeto de conocer la calidad promedio de las aguas residuales de San Martín Texmelucan, en la tercer semana de octubre y segunda de noviembre de 1992 se tomaron muestras compuestas de los subcolectores representativos de las descargas de aguas residuales, las muestras se analizaron en el laboratorio de Ingeniería Sanitaria de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, encontrándose los siguientes promedios.

pH.	8.9
Temperatura.	18.3°C
Demanda Bioquímica de Oxígeno. (DBO).	264 mg/l.
Sólidos sedimentables.	9.2 ml/l.
Nitrógeno total.	31 mg/l.
Fosfatos.	17.6 mg/l.
Sólidos totales	1428 mg/l.
Sólidos suspendidos	369 mg/l.
Sólidos disueltos.	1059 mg/l.

Los valores anteriores en términos generales concuerdan con la información disponible en México para aguas residuales municipales de ciudades con poblaciones de 50 a 100 mil habitantes. Ref.[11]

4.3. DESCRIPCION GENERAL DE LOS PROCESOS ALTERNATIVOS A UTILIZAR.

Cabe señalar que en general el diseño de una planta de tratamiento comprende dos partes; la primera parte es el diseño funcional donde se dimensionan las unidades de tratamiento a fin de que se lleve a cabo una depuración para obtener un efluente cuya calidad sea adecuada; la segunda parte es el diseño hidráulico en donde se definen las estructuras que alimentan y distribuyen por gravedad el flujo de agua residual a cada unidad de tratamiento.

En éste trabajo se presentan los anteproyectos funcional e hidráulico de cada proceso de tratamiento propuesto.

Como se mencionó en el primer capítulo de éste trabajo, la planta de tratamiento que se instalará en San Martín Texmelucan deberá entregar un efluente que por su calidad se pueda aprovechar en el riego agrícola.

La calidad del efluente deberá cumplir con la Norma Técnica Ecológica NTK-CCA-031/91 que establece "Las condiciones para el uso de aguas residuales de origen urbano o municipal o de la mezcla de éstas con la de los cuerpos de agua en el riego agrícola." [ver anexo II].

Los procesos de tratamiento que se proponen y que a continuación se describen, dada la calidad del agua residual cruda, permiten lograr un efluente que cumple con la Norma Técnica Ecológica mencionada.

4.3.1. PROCESO DE TRATAMIENTO A BASE DE "LAGUNAS DE ESTABILIZACION".

Las lagunas de estabilización como su nombre lo indica son almacenamientos del agua residual de poca profundidad dispuestos en terreno natural y delimitados por diques o bordos compactados con el material producto de las excavaciones del propio terreno. Estas unidades reciben el agua residual cruda y la tratan con procesos naturales de estabilización o inducidos mecánicamente en condiciones climáticas adecua-

das. Son de uso muy frecuente en pequeñas y medianas comunidades y si se cuenta con suficiente terreno, pueden ser un medio muy conveniente para el tratamiento del agua residual. Su construcción en general es económica, de operación simple y se pueden lograr buenas remociones de materia orgánica.

Las lagunas de estabilización suelen clasificarse según la naturaleza de la actividad biológica que se genera en su seno en:

Lagunas anaerobias: En éstas lagunas prevalecen en toda su profundidad condiciones anaerobias excepto en una capa extremadamente delgada en la superficie. Con el objeto de conservar la energía térmica y mantener las condiciones anaerobias, éstos estanques se construyen con profundidades de hasta 5 m. La estabilización se consigue mediante una combinación de precipitación y conversión anaerobia de los residuos orgánicos a CO_2 , CH_4 , otros productos finales gaseosos, ácidos orgánicos y tejidos celulares. Son capaces de remover del 50 al 80% de DBO con tiempos de retención de 5 a 30 días y pueden ser adecuadas para el pretratamiento de desechos orgánicos antes de agregarlos a las lagunas facultativas.

La acumulación de sólidos en éste tipo de lagunas es considerable por lo que se hace necesario deslindarlas en intervalos de tiempo que dependen del volumen de la laguna y de la acumulación de lodos.

Es por eso que es conveniente emplear dos lagunas para que cuando se tenga que limpiar una de ellas, se ponga fuera de operación enviando el gasto que le corresponde a la otra u otras lagunas. Es evidente que la laguna(s) que quede en funcionamiento estará sobrecargada, pero la limpieza se efectúa en pocos días.

Lagunas facultativas: Estas lagunas combinan la actividad aerobia y la anaerobia en la misma unidad. En éstas unidades existen tres zonas: una zona superficial donde las algas y bacterias aerobias viven en una relación simbiótica, es decir los dos organismos viven juntos en íntima asociación física con ventaja mutua, una zona anaerobia inferior en

la que los sólidos acumulados son descompuestos por las bacterias anaerobias y una zona intermedia, en parte aerobia y en parte anaerobia, donde la descomposición de los residuos orgánicos es llevada a cabo por las bacterias facultativas. Por esta razón, a estas lagunas se les llama facultativas.

El mantenimiento de la zona aerobia sirve para controlar los posibles olores fétidos que se puedan producirse, ya que muchos productos de la descomposición anaerobia de los gases y líquidos son llevados a la superficie, donde son utilizados por los organismos aerobios.

Es común que las lagunas facultativas tengan una profundidad de 1 a 2.50 m. y tiempos de retención con pretratamiento de 5 a 11 días y sin pretratamiento de 26 a 30 días, aunque con temperaturas extremas se pueden alterar estos valores, pueden remover en general de 70 a 85% de DBO.

Lagunas aerobias: Son lagunas poco profundas que contienen algas y bacterias en suspensión y en toda su profundidad prevalecen las condiciones aerobias. El oxígeno liberado por las algas a través de la fotosíntesis es utilizado por las bacterias en la degradación aerobia de la materia orgánica, los nutrientes y el anhídrido carbónico liberados en la degradación son a su vez utilizados por las algas, la remoción de bacterias patógenas se logra debido a que el ambiente es desfavorable para tales organismos.

El uso de estas lagunas es como una etapa complementaria de tratamiento, enseguida de una laguna facultativa o de otro tipo de unidad de tratamiento biológico.

La profundidad que pueden tener es de 0.50 - 1.5 m. Con eficiencias de remoción del 80 al 90%.

Lagunas aeradas: Una laguna aerada es un estanque en el que se trata el agua residual que circula a través de ella en forma continua. El oxígeno generalmente es suministrado por aeradores superficiales, unidades de aeración por difusión, o de otros tipos disponibles comercialmente.

La acción de los aeradores y la de las burbujas de aire que ascienden desde el difusor mantiene en suspensión el contenido del estanque.

El proceso incluye el mantenimiento de un flóculo esencialmente bacteriano en lugar del sistema de bacterias y algas de las lagunas más simples.

La necesidad de un equipo mecánico y de un suministro de energía confiable se aleja del concepto de simplicidad que caracteriza a la laguna de estabilización, pero las lagunas aeradas pueden tener aplicaciones en las áreas urbanas de los países en vías de desarrollo sobre todo cuando las dimensiones del terreno disponible para la planta de tratamiento no permita el diseño de cualquiera de las lagunas naturales.

En general las lagunas de estabilización se emplean, solas o en varias combinaciones; las lagunas aerobias se usan primordialmente para el tratamiento de residuos orgánicos solubles y efluentes de otros procesos de tratamiento de aguas residuales; las lagunas facultativas son del tipo más utilizado y se aplican al tratamiento de agua residual así como a una amplia variedad de residuos industriales; las lagunas anaerobias son particularmente eficaces para producir una rápida estabilización de los residuos orgánicos fuertes, por lo general éstas lagunas se usan en serie con lagunas facultativas para dar un tratamiento completo. Para el caso de las aguas residuales municipales en general es muy conveniente considerar, como uno de los sistemas por utilizar, la combinación de lagunas anaerobias - facultativas en serie.

En el caso de San Martín Texmelucan, dada la calidad del agua residual cruda que se va a tratar, se empleará un arreglo del tipo anaerobio-facultativo, es decir se diseñarán lagunas anaerobias y lagunas facultativas, ya que de ésta manera es posible dar una calidad aceptable del efluente.

En la figura 4.3. se presenta el diagrama de flujo de este proceso de tratamiento y las unidades que lo integran se describen a continuación:

**DIAGRAMA DE FLUJO
" LAGUNAS DE ESTABILIZACION "**

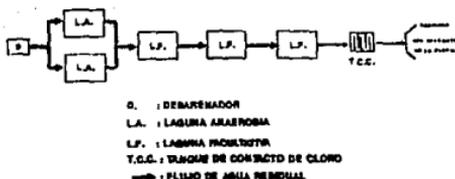


FIGURA 4.3

Desarenador: Esta unidad corresponde a los procesos de tratamiento preliminar, su función es separar arenas o partículas semejantes (vidrio, metal) o cualquier otras partículas pesadas que tengan velocidad de sedimentación o peso específico superiores a los sólidos orgánicos putrescibles del agua residual. Los desarenadores deberán proteger los equipos mecánicos móviles de la abrasión y desgaste anormales; reducir la formación de depósitos pesados en las tuberías, canales y conductos.

Existen tres clases de desarenadores:

De flujo horizontal: Es el más corriente de los desarenadores, constituido por un canal con una estructura de control al final del mismo, de manera de lograr que se reduzca la velocidad de la corriente a valores entre los 20 - 40 cm/s. La eficacia del desarenador depende fundamentalmente de su superficie horizontal y de la velocidad de caída de las partículas en suspensión.

De flujo vertical: En los desarenadores de flujo vertical, el funcionamiento se realiza, cualquiera que sea el caudal tratado, a sección llena. Siendo la velocidad ascendente del agua inferior a la caída de los granos de arena, se obtendrá el depósito de la misma con toda seguridad. Si además aquella velocidad es superior a la de la caí-

da de las partículas de materia orgánica se evitará, también con toda seguridad, el depósito de esta materia.

El inconveniente que presentan los desarenadores de flujo vertical respecto a los de flujo horizontal es su mayor profundidad, lo que los hace inadecuados en terrenos en que no convenga bajar mucho de cota (terreno inadecuado para cimentación, nivel freático elevado, etc.).

De flujo inducido: En estos desarenadores el aire que se inyecta provoca una rotación de líquido, y crea una velocidad constante de barrido de fondo, perpendicular a la velocidad de paso, la cual puede entonces variar sin que provoque ningún inconveniente. El aire inyectado, además de su papel de agitación favorece, por su efecto de remolino, la separación de las materias orgánicas que pudieran quedar adheridas a las partículas de arena, y cede una cantidad de oxígeno a la masa de agua, ayudando a mantener las condiciones aeróbicas.

Este tipo de funcionamiento se puede aplicar tanto a los desarenadores de flujo horizontal como a los de flujo vertical.

El desarenador que se utilizará en este anteproyecto es de flujo horizontal y se compone de: compuertas y rejillas que retiran los sólidos grandes como: hojas, ramas, papel, trapos etc. Un canal desarenador que por sedimentación retira las arenas, gravas, y cualquier otro material que tenga peso específico superior a los de los sólidos orgánicos contenidos en el agua residual, finalmente un vertedor proporcional como dispositivo de control y medición.

Lagunas de estabilización: Para este caso se emplearán lagunas anaeróbicas y lagunas facultativas trabajando en serie, ambas se describieron anteriormente, el número de lagunas a utilizar dependerá del cálculo realizado en el capítulo 5.

Tanque de Contacto de Cloro: Debido a las características de los microorganismos patógenos (principalmente bacterias y virus), no es posible garantizar que su remoción sea completa con los procesos de tratamiento secundarios. Por esa razón, es necesario efectuar una desinfección

ción para asegurar la eliminación de microorganismos patógenos.

En el tratamiento de aguas residuales, el cloro es el desinfectante más utilizado, debido a que es económico, se obtiene fácilmente como gas, líquido o polvo, es fácil de aplicar debido a su solubilidad y es muy tóxico para la mayoría de los microorganismos.

Con el fin de asegurar el contacto real del agua residual con el cloro se utiliza un tanque en el que se inyecta cloro o sus compuestos por medio de un dosificador (clorador).

El gas cloro se aplica mediante dos métodos distintos: a saber, alimentación de solución y alimentación directa. En ambos casos el gas cloro se obtiene de la evaporación de cloro líquido mantenido a presión en cilindros o tanques.

Los cloradores alimentadores de solución toman el cloro gaseoso evaporado en los cilindros, lo dosifican y lo mezclan con agua para formar una solución concentrada de cloro.

El agua a presión, al pasar a través de un orificio o tubo venturi crea una presión negativa, que aspira el gas cloro al interior del clorador y se descarga finalmente en el agua residual en forma de solución de cloro. La presión negativa en el sistema clorador evita las fugas del gas cloro.

Los cloradores de alimentación directa de gas, alimentan el gas cloro a través de un difusor directamente en el agua que se va a tratar utilizando la presión del cloro en el cilindro. Sin embargo, debe hacerse notar que las tuberías alimentadoras en estas unidades funcionan a presión; por consiguiente, cuando se rompen accidentalmente, pueden plantear un peligro considerable para los operarios de la planta.

Las características de los cloradores a gas y a solución y sus modalidades son proporcionadas por los fabricantes.

4.3.2. PROCESO DE TRATAMIENTO A BASE DE "ZANJA DE OXIDACION".

Las unidades que integran este proceso son las siguientes:

- Desarenador.
- Zanja de oxidación.
- Sedimentador secundario.
- Tanque de contacto de cloro.
- Lechos de secado.

En la figura 4.4 se presenta el diagrama de flujo de este proceso de tratamiento y las unidades que lo componen se describen a continuación a excepción del desarenador y del tanque de contacto de cloro, que se describieron en el inciso anterior.

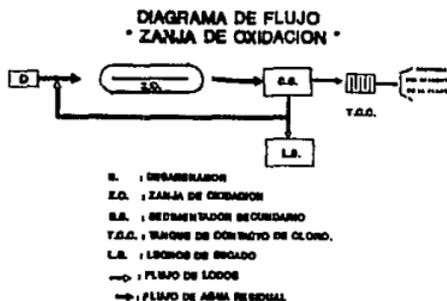


FIGURA 4.4

Zanja de oxidación: La zanja o canal de oxidación constituye una variante del proceso de lodos activados en su modalidad del proceso de aeración extendida.

Los lodos activados constituyen un proceso de tratamiento biológico de las aguas residuales en donde se someten éstas a una aeración durante un determinado período de tiempo reduciendo su contenido de materia orgánica, formándose a la vez un lodo floculento.

Este lodo está formado por una población heterogénea de microorganismos, que cambian continuamente en función de las variaciones de la composición de las aguas residuales y de las condiciones ambientales.

Una modificación al proceso de lodos activados es la aeración extendida cuya idea fundamental es estabilizar dentro del tanque de aeración el lodo producto del tratamiento del agua residual. Esto se logra aumentando el tiempo de retención en la aeración de ésta forma el volumen del tanque de aeración es mayor que el requerido en el proceso convencional de lodos activados.

Existen cuatro características que distinguen la aeración extendida del proceso convencional de lodos activados:

- 1.- Mayor tiempo de retención.
- 2.- Cargas orgánicas menores.
- 3.- Mayores concentraciones de sólidos biológicos en el tanque de aeración.
- 4.- Mayor consumo de oxígeno.

La zanja de oxidación consiste en un canal continuo dispuesto en el terreno natural, hacia el cual se conducen las aguas residuales crudas. El principio básico de éstas instalaciones es la reconstitución artificial del fenómeno natural de autopurificación en un curso o corriente de agua, para ello el agua se agita con un rotor o un cepillo, después de un prolongado período de aeración se obtienen lodos estabilizados que pueden secarse directamente sin necesidad de un tratamiento (estabilización) adicional.

Estas instalaciones pueden operar de manera intermitente o continua, en zanjas diseñadas para una operación intermitente, el flujo del efluente no se extrae hasta que el nivel del agua llega a su nivel máximo, se corta el efluente, el rotor se detiene, se permiten una o dos horas de reposo para que los sólidos se sedimenten, el sobrenadante clarificado se extrae por medio de un canal para el efluente y el exce

so de lodo, si se desea, se levanta de una sección de la fosa a los lechos de secado. Debido a que los sólidos se estabilizan durante el largo período de aeración, ya no son putrecibles y se deshidratan con facilidad. Cabe señalar que esta forma de operar ya casi no se emplea.

Para una operación continua se le adiciona al sistema un tanque sedimentador del cual se retornan a la zanja los lodos obtenidos en el sedimentador con el fin de que actúen como "semilla" para las aguas residuales crudas y de lograr la concentración conveniente de sólidos suspendidos volátiles dentro de la zanja.

Una forma de operación continua que recientemente se ha implementado es en la que el sedimentador en vez de estar fuera de la zanja se encuentra dentro de ella logrando reducir el costo de la instalación.

Sedimentador secundario: El proceso de sedimentación facilita el asentamiento y remoción de las partículas grandes y pesadas suspendidas en el agua residual, esto se logra por medio de tanques de sedimentación cuya función consiste en la remoción de los sólidos sedimentables y la concentración de los sólidos removidos en un volumen más pequeño de lodo.

Los sedimentadores se clasifican según su:

1) Funcionamiento:

- a) Flujo horizontal: Es un proceso de separación por gravedad, en el cual un tanque de sedimentación proporciona un medio tranquilo que permite a las partículas de peso específico mayor que el del agua sedimentarse en el fondo del tanque.
- b) Flujo vertical: Su operación se basa en mantos de lodos que sirven para filtrar partículas más pequeñas que serían removidas únicamente por sedimentación en condiciones de desbordamiento.

2) La forma en planta:

- a) Rectangulares: fondo plano, fondo inclinado, fondo con tolvas para lodos.

- b) Circulares: fondo plano, fondo con tolvas para lodos.
- 3) Sistema de remoción de los lodos:
 - a) Simple.
 - b) Mecanizados.

En la figura 4.5 se muestran los principales tipos de tanques de sedimentación.

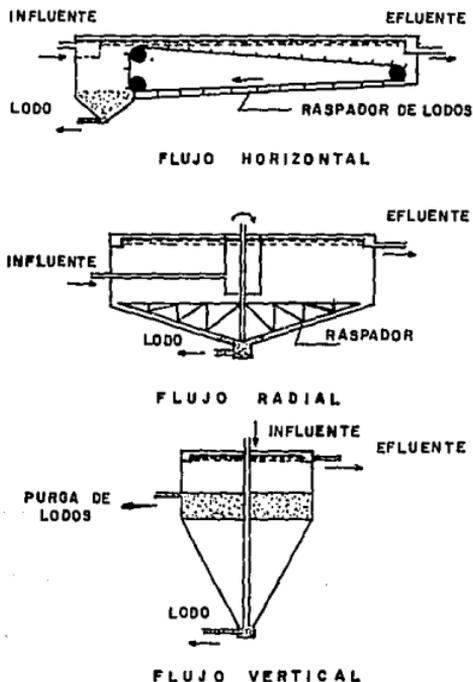


FIGURA 4.5 TIPOS DE TANQUE DE SEDIMENTACION.

La sedimentación puede ser primaria o secundaria. La sedimentación primaria se utiliza como un paso previo a un tratamiento biológico, en cambio la sedimentación secundaria se emplea enseguida de algún proceso de tratamiento biológico, como es el caso de la zanja de oxidación.

Por otro lado cabe mencionar que el uso de sedimentadores de placas o tubos inclinados en tanques de sedimentación mejoran el rendimiento y la capacidad de estos.

La sedimentación en placas inclinadas o conductos tubulares se han convertido en componentes del tratamiento de agua en años recientes. Cuando se instalan en sedimentadores de flujo ascendente o en tanques de flujo horizontal, dichas unidades pueden mejorar el rendimiento e incrementar la capacidad de los sedimentadores convencionales en un 50 a 150%. Además, también se pueden incorporar al diseño de tanques nuevos de sedimentación, reduciendo el área de sedimentación de un cuarto a un sexto de la que requieren los tanques convencionales.

El sedimentador que se empleará en este anteproyecto es el de placas inclinadas, debido a que es muy eficiente y que el área que ocupa es reducida comparada con otros sedimentadores.

Para una sedimentación eficiente las placas se disponen a un ángulo de 40 a 50° respecto a la horizontal. El ángulo más adecuado para un diseño particular depende de las características del lodo del agua en tratamiento, usualmente se utiliza 50° con relación a la horizontal. La distancia entre las placas inclinadas paralelas es aproximadamente de 5 a 10 cm.

Para la construcción de este sedimentador se puede utilizar mano de obra y materiales locales las placas individuales se pueden fabricar de polietileno reforzado (u otro tipo similar de plástico) o de madera.

Este sedimentador se usará para la eliminación de los sólidos sedimentables que salen de la zanja y para aglomerar los lodos que serán

recirculados o depositados en los lechos de secado.

Lechos de secado: En la mayoría de los procesos de tratamiento primario así como secundario se producen lodos, de los que hay que deshacerse en forma adecuada, los lodos que resultan únicamente de los procesos de separación sólido-líquido (decantación, flotación) se conocen como lodos primarios y los provenientes de procesos biológicos se designan como lodos secundarios, los primeros consisten en partículas sólidas, básicamente de naturaleza orgánica, los secundarios fundamentalmente son biomasa en exceso producida en los procesos biológicos.

Una fracción importante de las sustancias contaminantes que se separan en los procesos de tratamiento se encuentra en éstos lodos. Para el caso de lodos primarios, entre un 30 y 50 % de la DBO del influente se separa en los lodos del sedimentador primario. En las plantas de lodos activos, alrededor de 2/3 de la DBO separada corresponde a compuestos orgánicos oxidados, pero el 1/3 restante corresponde a células microbianas que se encuentran en el lodo en exceso de las purgas. Obviamente éstos lodos no deben evacuarse sin un tratamiento adecuado previo. Una posibilidad en la secuencia de procesos considerados es la reducción de las cantidades de compuestos orgánicos y volátiles contenidos sometiendo los lodos a un tratamiento. El lodo con un contenido mínimo de materia orgánica, se conoce como lodo estabilizado. Los objetivos principales de la estabilización son:

- 1) Reducción o eliminación de olores molestos.
- 2) Reducción del volumen líquido o peso de sólidos a tratar en operaciones sucesivas.
- 3) Reducción de los microorganismos patógenos en los lodos.

Los lodos que resultan del proceso de aeración extendida en su modalidad de zanja de oxidación son lodos estabilizados, por lo que el método más antiguo y más económico para eliminarlos es el que usa lechos rectangulares poco profundos con capas filtrantes de material granular arriba de una red de drenaje subterráneo. La deshidratación tiene lu-

gar debido al drenaje de las capas inferiores y a la evaporación de la superficie bajo la acción del sol y el viento. La pasta se agrieta a medida que se seca, lo que permite mayor evaporación y el escape del agua de lluvia de la superficie. Se obtienen mejores resultados con la aplicación frecuente de capas de lodo poco profundas en vez de capas profundas e intervalos más largos. La remoción del lodo seco se hace manualmente en plantas pequeñas pero en plantas grandes se tiene que instalar un equipo mecánico para el levantamiento de los lodos.

En la figura 4.6 se observa el corte transversal de un lecho de secado.



FIGURA 4.6 LECHO DE SECADO

Por otra parte las condiciones de temperatura que prevalecen en San Martín Texmelucan benefician al buen funcionamiento de los procesos de tratamiento descritos, que por su bajo costo de construcción y operación ofrecen grandes ventajas sobre otros métodos de tratamiento, además las condiciones topográficas y de espacio que se tienen en dicho lugar favorecen su instalación.

En los capítulos cinco y seis se presenta el cálculo de todas las unidades que se describieron en éste inciso.

ALTERNATIVA "LAGUNAS DE ESTABILIZACION"

5.1. ANTEPROYECTO FUNCIONAL.

En este inciso se presenta el anteproyecto funcional de todas las instalaciones que integran el proceso de tratamiento a base de lagunas de estabilización.

Las instalaciones que integran esta posible planta de tratamiento son las siguientes:

- Caja de derivación.
- Estación de bombeo.
- Unidad de pretratamiento (desarenador).
- Sistema de lagunas de estabilización.
- Tanque de contacto de cloro.
- Caseta de operación.

En el diagrama de flujo de la figura 5.1 se pueden ubicar estas instalaciones.

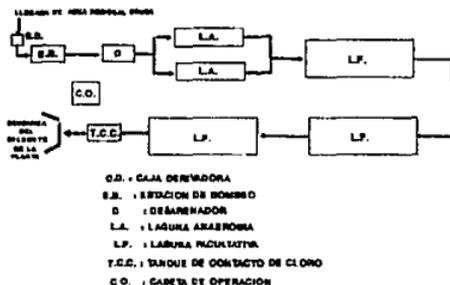


FIG 5.1 DIAGRAMA DE FLUJO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO A BASE DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN, LAGUNAS AERÓBICAS-FACULTATIVAS, EN SERIE

5.1.1. CAJA DERIVADORA.

Para éste anteproyecto ésta obra de excedencias evitará durante la época de lluvias el paso de caudales superiores a los que puede manejar la planta de tratamiento. En la figura 5.2 se muestra el esquema de una obra de éste tipo en un emisor.

Esta estructura se compone de un vertedor lateral cuyo cálculo se presenta a continuación.

Cabe mencionar que el caudal derivado se mandará por medio de una tubería hasta descargarlo en un punto del río Atoyac, el cálculo de éste conducto se presenta más adelante.

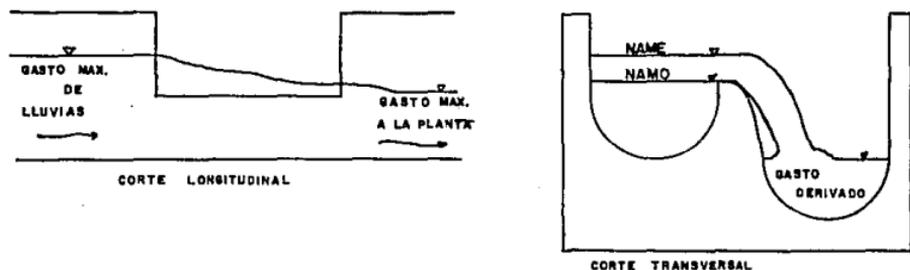


FIGURA 5.2 ESQUEMA DE UN VERTEDEDOR LATERAL

CALCULO DE LA CAJA DERIVADORA:

GASTOS DE DISEÑO.

	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA
Gasto máximo (Estiaje)	352 l/s.	528 l/s.
Gasto máximo extraord.	528 l/s.	792 l/s.

Se definirá un diseño para cada etapa de proyecto y en base a los resultados se determinará un arreglo definitivo.

CALCULO PARA LA PRIMERA ETAPA.

Se sabe que el diámetro del emisor (D) es de 91 cm., con una pendiente (S) de 0.0025.

A tubo lleno las condiciones geométricas de la sección son: Área (A)= 0.65 m²; Perímetro (P)= 2.86 m.; Radio hidráulico(RH)= 0.23 m. y de la ecuación de Manning Ref.[23]:

$$Q = \frac{A RH^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (1).$$

Con un factor de fricción "n" constante de 0.013, la velocidad a tubo lleno (V_{tl})= 1.43 m/s. y el Gasto a tubo lleno (Q_{tl})= 932.2 l/s.

Para el gasto de época de lluvias (Q_{MAXEXT}) 528 l/s. se tiene Q_{tl}/Q_{MAXEXT} = 0.528/0.9322 = 0.566 de la figura 5.3 resulta que Y_o/D = 0.54 siendo el tirante (Y_o) = 0.91*0.54 = 0.49 m. y también la velocidad V_o = 1.47 m/s.

Con el valor del parámetro:

$$\frac{Q}{\sqrt{g} D^{3/2}} = \frac{0.528}{\sqrt{g} (0.91)^{3/2}} = 0.213$$

De la figura 5.5 resulta que Y_c/D = 0.121, Y_c = 0.121(0.91)= 0.11m. y por lo tanto, el régimen en el emisor es subcrítico.

De la misma manera, para el gasto de 352 l/s. que es el caudal máximo que puede manejar la planta de tratamiento en la primera etapa, resulta que el tirante vale (Y₁) 0.39 m. y debido a que el total de este gasto debe ser retenido en el emisor, la altura del vertedor desde la plantilla debe ser de por lo menos de 0.39 m.

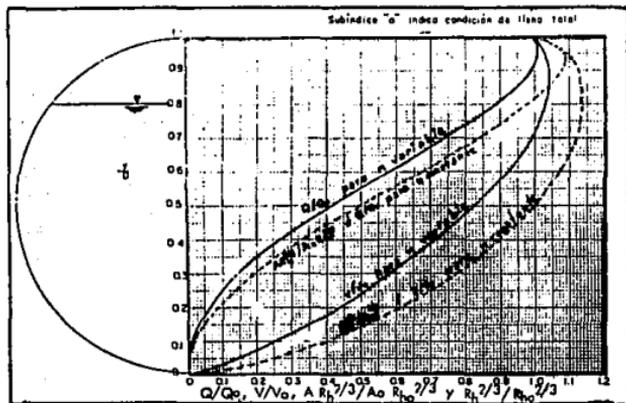


FIGURA 5.3 CARACTERISTICAS DEL FLUJO EN UN CONDUCTO PARCIALMENTE LLENO SEGUN KOZENY

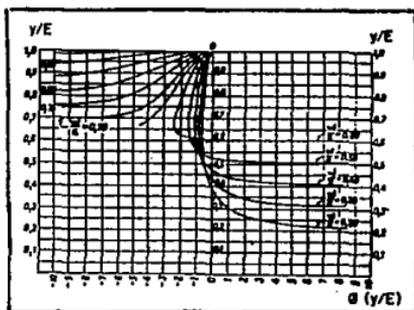


FIGURA 5.4 FUNCION ϕ (Y/E) DE DE MARCHI

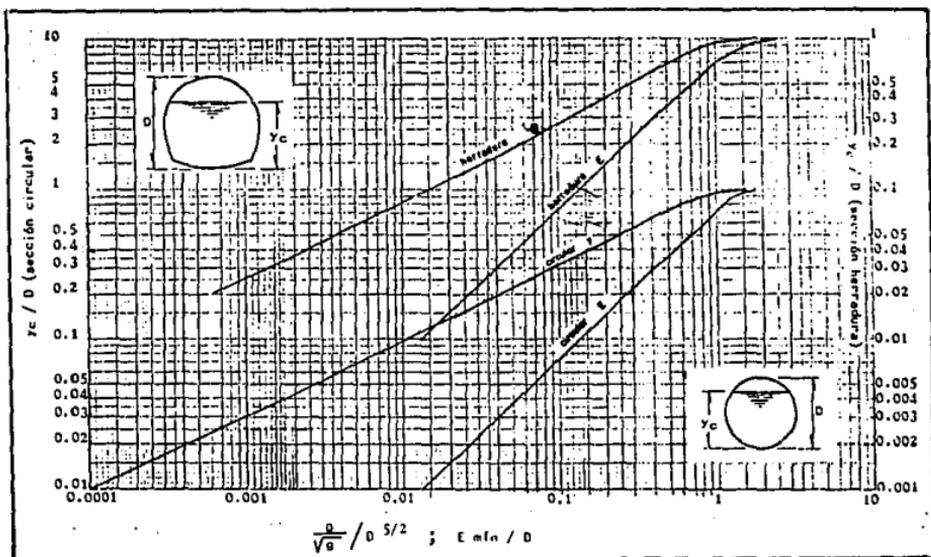


FIGURA 5.5 CURVAS PARA DETERMINAR EL TIRANTE CRITICO Y ENERGIA ESPECIFICA MINIMA EN SECCIONES, CIRCULAR Y HERRADURA. REF. (23).

El largo del vertedor debido a que el regimen en el emisor es subcritico se calcula con la expresion siguiente. Ref.[23]; en la figura 5.6 se muestra el tipo de perfil en el vertedor.

$$L = \sqrt{2g} \frac{b}{C} [\phi (Y_1/E) - \phi (Y_0/E)] \quad (2).$$

Donde: L : Longitud del vertedor m.

b : Ancho del emisor m.

C : Coeficiente de descarga, según M.Schmidt $C = 0.95 C_0$ donde:

$$C_0 = 2/3 \sqrt{2g} \mu \text{ siendo } \mu = 0.75$$

$\phi(Y/E)$: Función de flujo variado ver gráfica de la figura 5.4.

Y_1, Y_0 : Tirantes aguas arriba y aguas abajo del vertedor respectivamente. m.

E: Energía m.

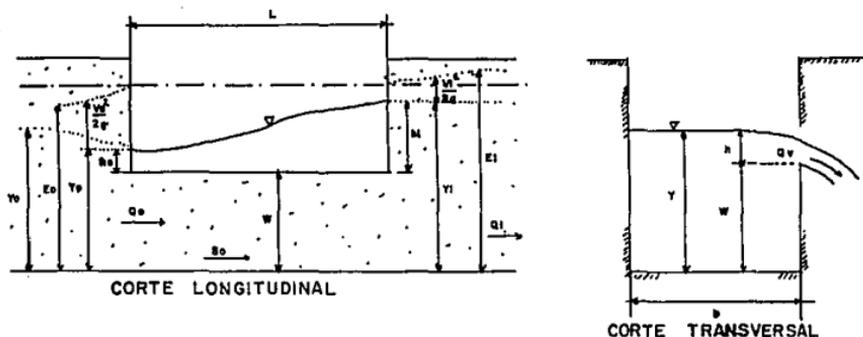


FIGURA 5.6 VERTEDOR LATERAL CON PERFIL DE FLUJO SUBCRITICO

La energía aguas arriba del vertedor vale:

$$E = Y_o + \frac{V_o^2}{2g} = 0.49 + \frac{(1.47)^2}{2g} = 0.60 \text{ m.}$$

Como la energía es la misma aguas abajo y se conocen los valores de "Yo", "Yl" y "W" de la grafica de la figura 5.4 se tiene que:

$$\phi(Yl/E) = -3.3 ; \phi(Yo/E) = -2.8$$

Sustituyendo valores en la ecuación (2) se tiene que la longitud del vertedor vale:

$$L = \sqrt{2R} \frac{0.91}{2.109} [-3.3 - (-2.8)] = -0.96 \approx 0.96 \text{ m.}$$

Por cuestiones constructivas el largo se ajustará a un metro.

CALCULO PARA LA SEGUNDA ETAPA.

Se tienen las mismas condiciones hidráulicas a tubo lleno de la primera etapa.

Para el gasto máximo en época de lluvias (Q_{MAXEXT}) 792 l/s. se tiene que $Q/Q_{ll} = 0.850$, de la figura 5.3 resulta que $Y_o/D = 0.71$, siendo el tirante $Y_o = 0.65 \text{ m.}$ y también la velocidad $V_o = 1.61 \text{ m/s.}$

Con el valor del parámetro anterior se tiene:

$$\frac{C}{\sqrt{g} D^{5/2}} = \frac{0.792}{\sqrt{g} (0.91)^{5/2}} = 0.32$$

De la gráfica 5.5 el tirante crítico vale 0.41 m. por lo que el régimen sigue siendo subcrítico.

De la misma manera, para el gasto de 528 l/s, el tirante $Y_c = 0.49$ m debido a que éste gasto debe ser retenido en el canal, la altura del vertedor desde la plantilla debe ser de por lo menos 0.49 m.

El largo del vertedor se calcula con la expresión (2) donde la energía aguas arriba del vertedor vale:

$$E = Y_o + \frac{V_o^2}{2g} = 0.65 + \frac{(1.61)^2}{2g} = 0.78 \text{ m.}$$

Como la energía es la misma aguas abajo y se conocen los valores de Y_o , Y_c , W , de la gráfica de la figura 5.4 se tiene que:

$$\phi(Y_c/E) = -3 ; \phi(Y_o/E) = -2$$

Sustituyendo valores en la ecuación (2) se tiene que la longitud del vertedor vale:

$$L = \sqrt{2g} \frac{0.91}{2.109} [-3 - (-2)] = -1.91 \approx 1.91 \text{ m.}$$

Por cuestiones constructivas el largo se ajustará a dos metros.

Analizando los resultados obtenidos en ambos cálculos, el arreglo al que se llega es el que se muestra en el corte A-A' del esquema 5.1.P.

CALCULO DEL CONDUCTO DE DERIVACION.

Dicho conducto llevara el caudal derivado hasta un punto de descarga.

Los gasto de derivación son los siguientes:

PRIMERA ETAPA: $Q_{MAXEXT.} - Q_{max.} = 526 - 352 = 176 \text{ l/s.}$

SEGUNDA ETAPA: $Q_{MAXEXT.} - Q_{max.} = 792 - 528 = 264 \text{ l/s.}$

La cota de plantilla del emisor en la caja de derivación (CPC) está a (CPC) 2235.15 msnm., dicho valor se calculó en base a los datos mostrados en el plano 4.1.P, donde se indica el diámetro, la pendiente del tubo y la cota de plantilla en la unión de los dos colectores marginales.

El cálculo parte de los siguiente:

Se propone una pendiente (S) que para este caso vale 0.00155. para el gasto derivado (Q) de segunda etapa (264 l/s), de la ecuación de Manning el diámetro (D) del tubo se calcula con la siguiente expresión.

$$D = \left[\frac{10.3 n^2 Q^2}{S} \right]^{3/16} \text{ --- (3).}$$

Donde $n = 0.013$, substituyendo valores en la ecuación (3) se tiene que el diámetro vale 62 cm. De la tabla 5.1 se ajusta el diámetro calculado a un diámetro comercial (D_c) cuyo valor es de 76 cm. De la ecuación (1), el gasto (Q_{TLL}) y la velocidad (V_{TLL}) a tubo lleno considerando el diámetro comercial valen:

T A B L A 5.1 DIAMETROS Y
P E N D I E N T E S M A X I M A S Y M I N I M A S

DIAMETRO NOMINAL EN CM.	C A L C U L A D A S				P E N D I E N T E R E C O - M E N D A B L E S P A R A P R O Y E C T O S , E N M I L E S I M O S	
	M A X I M A V = 3.00 m/seg. a tubo lleno		M I N I M A V = 0.60 m/seg. a tubo lleno		M A X I M A	M I N I M A
	P E N D I E N T E M I L E S I M O S	G A S T O L T / S E G .	P E N D I E N T E M I L E S I M O S	G A S T O L T / S E G .		
20	82.57	94.24	3.30	18.85	83	4D (ver nota 2)
25	61.32	147.26	2.45	29.45	61	2.5
30	48.09	212.06	1.92	42.41	48	2.0
38	35.09	340.23	1.40	68.05	35	1.5
45	28.01	477.13	1.12	95.43	28	1.2
61	18.67	876.74	0.75	175.35	19	0.8
76	13.92	1360.93	0.56	272.19	14	0.6
91	10.95	1951.16	0.44	390.23	11	0.5
107	8.82	2697.61	0.35	539.52	9	0.4
122	7.41	3506.96	0.30	701.39	7.5	0.3
152	5.53	5443.75	0.22	1088.75	5.5	0.3
183	4.31	7890.66	0.17	1578.13	4.5	0.2
213	3.52	10689.82	0.14	2137.96	3.5	0.2
244	2.94	14027.84	0.12	2805.57	3.0	0.2

Gasto (Q_{TLL}) = 454.06 l/s.; Velocidad (V_{TLL}) = 1.00 m/s.

Con las siguientes relaciones se entra a la gráfica de la figura 5.3 para conocer el tirante máximo, la velocidad máxima y la velocidad mínima, las cuales deben cumplir con lo siguiente:

$$V_{max} \leq 3 \text{ m/s.}; \quad V_{min} \geq 0.6 \text{ m/s.}$$

$$Q/Q_{TLL} = 264/454.06 = 0.58$$

$$Q/2Q_{TLL} = 264/(2 \cdot 454.06) = 0.291$$

De la figura 5.3 se tiene que:

Tirante máximo en el conducto = 0.42 m.

Velocidad máxima = 1.04 m/s.

Velocidad mínima = 0.87 m/s.

Como las velocidades cumplen con el ámbito especificado la pendiente propuesta es correcta para manejar el gasto derivado de segunda etapa.

Para el gasto derivado (Q) de primera etapa (176 l/s) se revisarán las velocidades considerando la misma pendiente y el mismo diámetro calculado en la segunda etapa.

De la misma manera, de la figura 5.3 se tiene que:

Tirante máximo en el conducto = 0.33 m.

Velocidad máxima = 0.94 m/s.

Velocidad mínima = 0.78 m/s.

Como las velocidades calculadas cumplen con el Ambito especificado tanto en primera y segunda etapa, se puede decir que el tubo puede funcionar con el diametro y la pendiente propuesta.

Conocido el tirante máximo de segunda etapa en el conducto, la cota de plantilla de ésta conducción en la caja derivadora es:

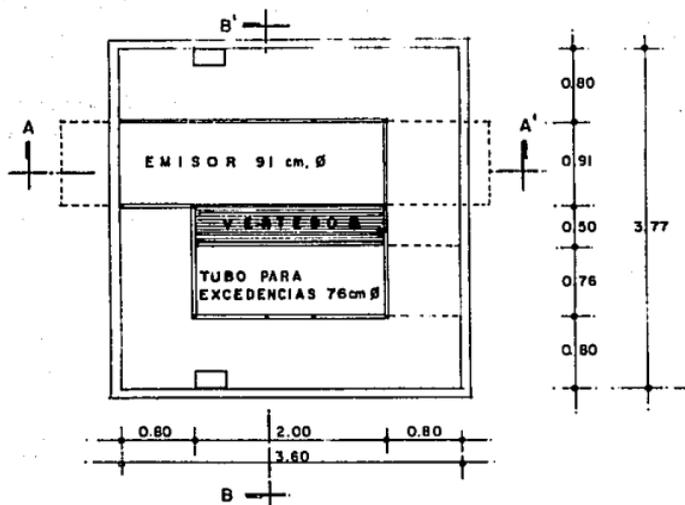
$$CP = 2235.15 - 0.42 = 2234.73 \text{ msnm.}$$

La distancia (L) que hay entre la caja derivadora y el punto de descarga propuesto es de 355 m., por lo que la cota de plantilla del tubo en la descarga (CPD) es:

$$CPD = CP - L(S) = 2234.73 - (0.00155)(355) = 2234.18 \text{ msnm.}$$

Como el nivel de aguas máximas extraordinarias en el punto de la descarga está por abajo de la cota de plantilla de éste conducto, se concluye que la pendiente es la correcta.

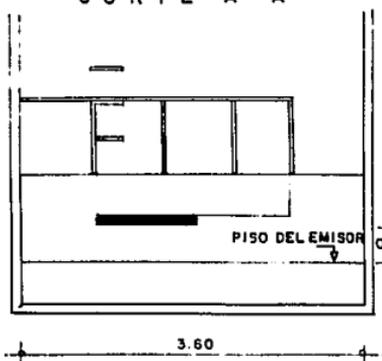
En el esquema 5.1.P se muestra la representación gráfica de ésta obra de excedencias y en la planta de conjunto de este anteproyecto [esquema 5.18.P] se ubica la caja derivadora y el punto de descarga de los caudales extraordinarios.



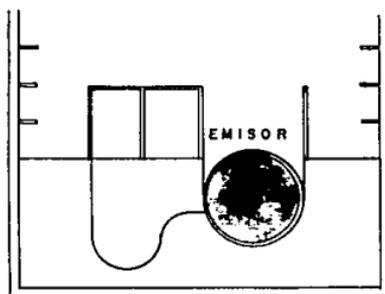
P L A N T A

NOTA : EN EL CORTE A-A', LA PRIMERA ETAPA DE PROYECTO, EL VERTEDOR FUNCIONARA CON UNA ALTURA DE CRESTA DE 0.39m. Y UNA LONGITUD DE 1.00 m.
 EN LA SEGUNDA ETAPA EL VERTEDOR SE LE AÑADIRA LA FRANJA SOMBRADA PARA TENER UNA ALTURA DE CRESTA DE 0.49 m Y UNA LONGITUD DE 2.00 m.

C O R T E A - A'



C O R T E B - B'



ESQUEMA 5.1P
CAJA DE DERIVACION
ESC. 1:50 COTAS: MTS.

5.1.2. ESTACION DE BOMBEO.

Es una obra de ingeniería integrada por ciertas instalaciones como: carcamos, bombas para aguas residuales de diferentes tipos, dispositivos para retener sólidos gruesos, equipos generadores de energía eléctrica, etc., cuyo fin es recibir las aguas residuales crudas para enviarlas hasta el punto o puntos donde sea indispensable.

En plantas de tratamiento su uso es necesario cuando se deba dar una cierta carga hidráulica al agua residual a fin de que las unidades de tratamiento en lo posible funcionen hidráulicamente por gravedad, en algunas ocasiones no es necesario proyectar una estación de bombeo debido a que la carga hidráulica con que llega el agua a la planta es suficiente para el funcionamiento por gravedad de las instalaciones de tratamiento.

Las bombas para aguas residuales, en general tienen "pasos de esfera" suficientemente grandes para manejar sólidos suspendidos gruesos sin problemas, sin embargo en cada caso particular de acuerdo con las características de agua residual cruda debe hacerse la selección del equipo de bombeo adecuado.

Como partes integrantes de las estaciones de bombeo, se tienen los carcamos y los equipos de bombeo.

Existen múltiples tipos de bombas, siendo difícil llevar a cabo una clasificación total de las mismas, aunque en general, existen dos grupos para las aguas residuales:

- Bombas centrifugas
- Bombas de desplazamiento positivo.

Las bombas centrifugas se clasifican como: flujo radial, flujo mixto y flujo axial. Por lo general las bombas de flujo radial y mixto se emplean para el bombeo de aguas residuales y pluviales. Las bombas de

flujo axial pueden utilizarse para bombeo de escurrimientos pluviales sin mezclar con aguas residuales o efluentes de plantas de tratamiento.

Las bombas de desplazamiento positivo en especial la de tipo émbolo y las bombas rotativas se utilizan frecuentemente para mandar lodos de los tanque sedimentadores a las unidades de tratamiento de lodos.

En el cuadro de la figura 5.7 se muestran los tipos de bombas para aguas residuales.



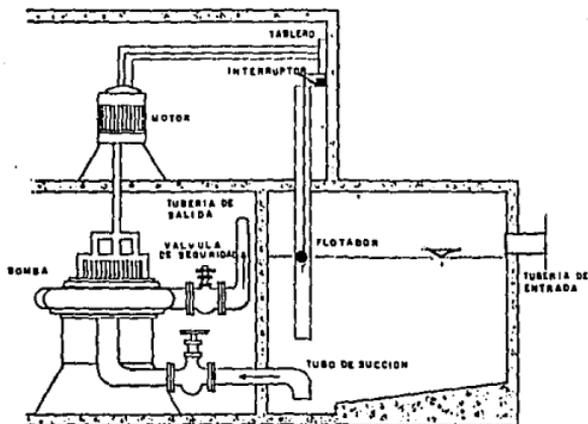
FIGURA 5.7 TIPOS DE BOMBAS PARA AGUAS RESIDUALES

Los cárcamos en general son tanques donde se reciben las aguas residuales para ser impulsadas por los equipos de bombeo, los cárcamos tienen como función primordial, mantener un volumen de almacenamiento, entre el nivel mínimo para mantener la bomba cebada y el máximo para evitar que la tubería que alimenta el cárcamo trabaje ahogada.

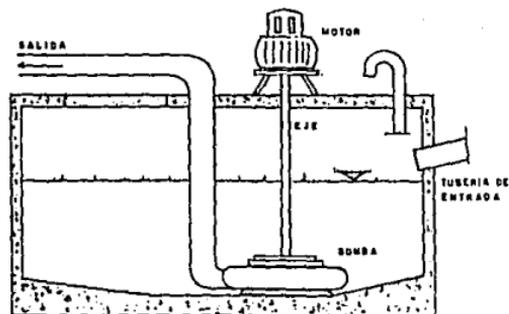
Con relación al equipo de bombeo existen distintas clases de bombas, pero la elección de un tipo en particular depende en parte del sistema de cárcamo que se desee emplear, existen dos sistemas:

- 1) Sistema de cárcamo seco.
- 2) Sistema de cárcamo húmedo.

Ambos sistemas se muestran esquemáticamente en la figura 5.8



(a) SISTEMA DE CARCAMO SECO



(b) SISTEMA DE CARCAMO HUMEDO

FIGURA 5.8 SISTEMAS DE CARCAMOS

Para el caso de los anteproyecto se empleará un sistema de bombas tornillo, éste tipo de bombas son del tipo de desplazamiento positivo y de baja velocidad de operación. Pueden manejar gastos en un ámbito comprendido entre 40 y 6000 lps. con presiones en el fluido iguales a la atmosférica. Trabajando a velocidad constante, operan en forma eficiente con gastos variables y permiten el paso de aguas con sólidos de gran tamaño en suspensión. Las ventajas que ofrecen éstas bombas son:

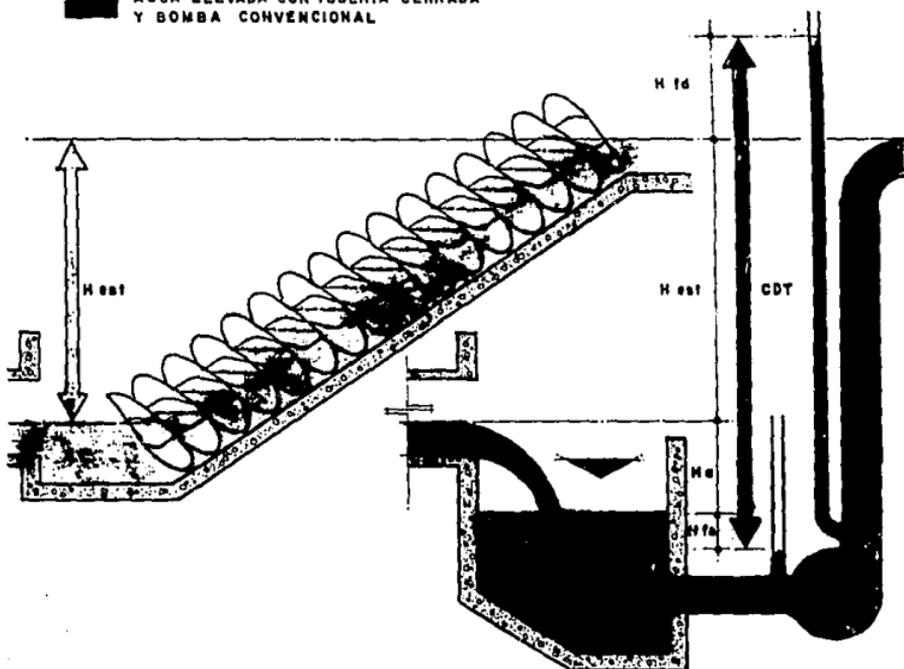
- 1.- Alto paso de sólidos
- 2.- Baja retención en el equipo por ausencia de impulsores, propelas, flechas, válvulas y piezas especiales que obstruyan el flujo.
- 3.- Mínimo desgaste debido a su baja velocidad de operación (entre 20 y 80 RPM).
- 4.- Mínimo problema de olores por operar a la presión atmosférica y a baja velocidad, lo que evita la separación de los gases disueltos.
- 5.- Buenas eficiencias de bombeo que varían entre el 50% y el 70%
- 6.- Mantenimiento mínimo.

En la figura 5.9 se muestran las ventajas hidráulicas que resultan de eliminar las tuberías de conducción y las consideraciones de sumergencia, con relación a los equipos convencionales. La eliminación de las pérdidas por fricción y pérdidas menores en las líneas de conducción se traduce en una reducción de la potencia y por tanto menor consumo de energía, limitándose ésta a la esencialmente requerida para vencer el desnivel de bombeo.

La bomba tornillo presenta ciertas desventajas; la altura de bombeo es muy limitada, logran alturas de 3 o 4 m., por lo que a veces es necesario colocarlas en forma escalonada, hasta conseguir la altura requerida. También presenta desventajas en su construcción, cuando la altura de bombeo sobrepasa la cota de terreno se requiere construir un relleno o una estructura de soporte para dar la altura requerida lo cual encarece no solo el costo de la bomba sino de las unidades subsecuen-

□ AGUA ELEVADA CON BOMBA TORNILLO

■ AGUA ELEVADA CON TUBERIA CERRADA Y BOMBA CONVENCIONAL



H_{est} = CARGA ESTÁTICA IGUAL AL DESNIVEL ENTRE ESPEJOS DE AGUA.

H_{fd} = PERDIDA DE CARGA POR FRICCIÓN Y ACCESORIOS (CODOS, VALVULAS, ETC.) EN LA DESCARGA.

H_{fs} = IDEM ANTERIOR PERO EN LA SUCCION.

H_s = CAIDA POR ALMACENAMIENTO.

CDT = CARGA DINÁMICA TOTAL $H_{est} + H_{fs} + H_s + H_{fd}$.

FIG. 5.9 VENTAJAS HIDRAULICAS DE LAS BOMBAS TORNILLO SOBRE LAS BOMBAS CONVENCIONALES.

tes.

Por otra parte dada la separación de los mantos helicoidales del tornillo, se permite el paso de sólidos grandes, por lo que las rejillas, desarenadores y medidores de flujo se instalan aguas abajo de esta estación de bombeo.

El gasto proporcionado por la bomba tornillo depende del diámetro exterior de la misma; de la inclinación del tornillo; de su velocidad de operación y de la carga de bombeo.

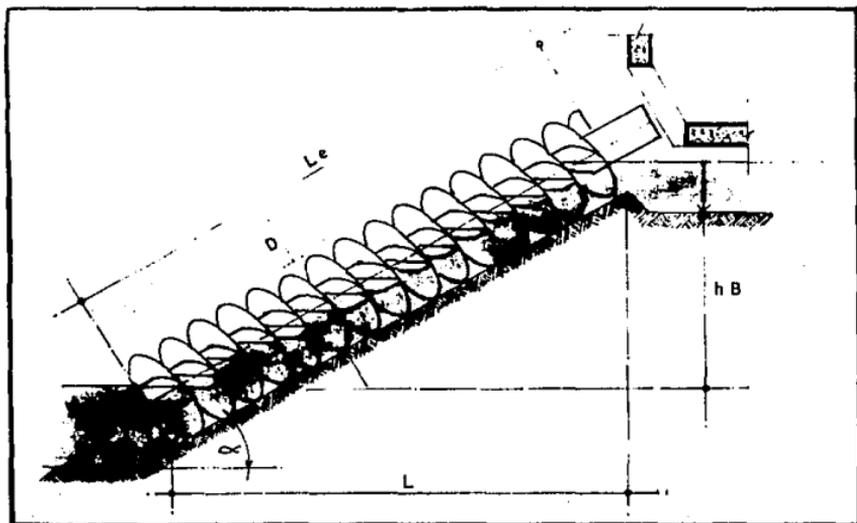
5.1.2.1. SELECCION DE LAS BOMBAS TORNILLO.

De acuerdo con la tabla 4.3 los gastos que deberán manejar éstos equipos son los siguientes:

	PRIMERA ETAPA DE PROYECTO	SEGUNDA ETAPA DE PROYECTO
Gasto mínimo:	90 l/s	135 l/s
Gasto medio :	180 l/s	270 l/s
Gasto máximo:	352 l/s	528 l/s

Con base en los datos de un fabricante nacional de bombas tornillo en la tabla de la Fig 5.10 se muestran los gastos máximos de bombeo y los diámetros del tornillo, y en la gráfica de la figura 5.11 se relaciona la eficiencia y el gasto máximo de una bomba tornillo en función del tirante de agua en la succión, los niveles que se muestran son los que se recomiendan para un buen funcionamiento.

La eficiencia se obtiene de la gráfica de la figura 5.11, conocido el gasto de diseño se calcula la proporción que guarda con el gasto de bombeo, con ese porcentaje se entra a la gráfica y se hace el recorrido que indican la flechas.



NOMENCLATURA -

- D = Diámetro exterior de la bomba .
- α = Angulo que forma el eje del tornillo con la horizontal
- L = Longitud de la proyección horizontal de la rampa de bombeo
- Le = Longitud de la bomba
- hB = Carga de bombeo .

Diámetro del Tornillo mm.	Caídas. Máximo de la Bomba l/seg.
300	39
600	59
700	66
800	118
900	188
1000	242
1500	614
2000	1210
2500	2055
3000	3170
3500	4570
4000	6260

FIG. 5.10 ESQUEMA REPRESENTATIVO DE UNA BOMBA TORNILLO Y DIÁMETRO DEL TORNILLO PARA BOMBAS CON UN ANGULO DE 30° RESPECTO A LA HORIZONTAL.

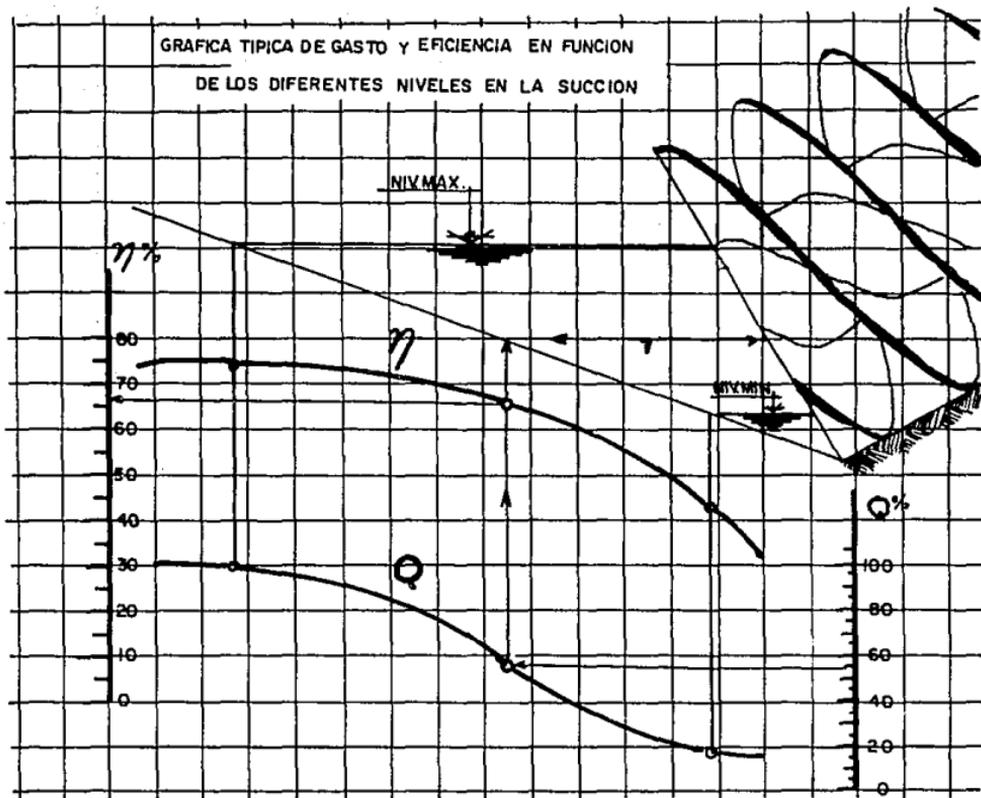


FIGURA 5.II. GRAFICA GASTO-EFICIENCIA

Ambas figuras son proporcionadas por el fabricante y se refieren especialmente a las bombas tornillo con una inclinación de 30° respecto a la horizontal, con toda esta información es posible definir un diseño preliminar pero se deben considerar para un diseño definitivo las especificaciones de detalle dadas por el fabricante.

Para conocer el número de equipos a utilizar se considerará la eficiencia y los gastos que se deben manejar en las dos etapas del periodo de diseño.

La altura de bombeo y el cálculo hidráulico se presentan en el inciso 5.2.2.

Cabe señalar que cuando se proyectan estaciones de bombeo es indispensable tener equipos de reserva para que cuando se presente alguna eventualidad no programada con alguna bomba no se sobrepase la capacidad de diseño del resto de los equipos y se siga trabajando de manera continua.

A continuación se plantean tres alternativas [tabla 5.2], en cada una se propone un número de equipos de las mismas características para cada etapa de proyecto y se evalúa su eficiencia en función de la variación de los gastos de diseño y el gasto de bombeo.

En cada alternativa, los gastos de diseño se distribuyen equitativamente entre el número de equipos propuestos que trabajarán en condiciones normales, estos equipos son de las mismas características y cada uno puede manejar gasto máximo cuyo valor es el mismo, lo que se requiere conocer es la eficiencia de estos equipos cuando manejan la variación de gastos que les corresponden y en base a eso seleccionar la alternativa, para ello se recurre a la gráfica de la figura 5.11

Analizando las tres alternativas se concluye que:

GASTOS DE DISEÑO (1961)		
	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA
GASTO MAXIMO (Ocas.)	176	176
GASTO MEDIO (Ocas.)	90	90
GASTO MEDIO (Ocas.)	90	90

ALTERNATIVA	ALTERNATIVA						ALTERNATIVA										
	Diseño del tornillo: 1.0 g.						Diseño del tornillo: 1.0 g.										
	Para un ángulo de 20 respecto a la horizontal						Para un ángulo de 20 respecto a la horizontal										
Gasto maximo de la bomba: 614 l/s.	Gasto maximo de la bomba: 242 l/s.						Gasto maximo de la bomba: 186 l/s.										
PRIMERA ETAPA			SEGUNDA ETAPA			PRIMERA ETAPA			SEGUNDA ETAPA			PRIMERA ETAPA			SEGUNDA ETAPA		
No. DE EQUIPOS INSTALADOS	No. DE EQUIPOS FUNC. NORMALMENTE	No. DE EQUIPOS DE RESERVA	No. DE EQUIPOS INSTALADOS	No. DE EQUIPOS FUNC. NORMALMENTE	No. DE EQUIPOS DE RESERVA	No. DE EQUIPOS INSTALADOS	No. DE EQUIPOS FUNC. NORMALMENTE	No. DE EQUIPOS DE RESERVA	No. DE EQUIPOS INSTALADOS	No. DE EQUIPOS FUNC. NORMALMENTE	No. DE EQUIPOS DE RESERVA	No. DE EQUIPOS INSTALADOS	No. DE EQUIPOS FUNC. NORMALMENTE	No. DE EQUIPOS DE RESERVA	No. DE EQUIPOS INSTALADOS	No. DE EQUIPOS FUNC. NORMALMENTE	No. DE EQUIPOS DE RESERVA
2	1	1	2	1	1	3	2	1	4	3	1	3	2	1	4	3	1
GASTO MAXIMO DE CADA BOMBA (l/s)			614			242			242			186			186		
GASTOS DE DISEÑO ENTRE EL NUMERO DE EQUIPOS EN COND. NORMALES (Inst.)			Ocas.	Ocas.	Ocas.	Ocas.	Ocas.	Ocas.	Ocas.	Ocas.	Ocas.	Ocas.	Ocas.	Ocas.	Ocas.	Ocas.	Ocas.
			90	150	152	135	270	528	45	90	176	45	90	176	45	90	176
EFICIENCIA DE LOS EQUIPOS CON LOS GASTOS ANTERIORES			56	66	59	62	71	44	50	65	44	60	65	44	60	65	44
OBSERVACIONES:			- Se instalaran dos equipos para todo el periodo de diseño. - los cuales funcionaran de manera alternada tanto en primera y segunda etapa.			- Se instalaran cuatro equipos para todo el periodo de diseño; tres equipos trabajando simultaneamente y uno alternadamente.			- Se instalaran cuatro equipos para todo el periodo de diseño; tres equipos trabajando simultaneamente y uno alternadamente.								

EQUIPOS FUNCIONANDO SIMULTANEAMENTE: Se refiere a que los equipos trabajan sin que se presente alguna contingencia.

LA EFICIENCIA DE LA BOMBA ES MUY BAJA.

TABLA 5.2 ALTERNATIVAS DE LAS BOMBAS TORNILLO.

En la alternativa uno se proponen dos equipos para todo el período de diseño, en la segunda etapa las eficiencias obtenidas se pueden considerar como aceptables, en la primer etapa se observa que con el gasto mínimo se tiene una eficiencia muy baja, además el tirante que se presenta en la succión queda muy abajo del nivel mínimo recomendado por el fabricante, por estas razones ésta alternativa se descarta.

En las alternativas dos y tres, se emplea el mismo número de bombas, en ambos casos los niveles de agua en la succión cumplen con los límites recomendados y las eficiencias son aceptables, sin embargo la alternativa que logra mejores eficiencias con el mismo costo en equipo debido a la diferencia de tamaño es la tercera, por lo tanto la bomba que se instalará es la de 90 cm. de diámetro que maneja gastos hasta de 186 l/s.

5.1.3 UNIDAD DE PRETRATAMIENTO (DESARENADOR).

Como se puede observar en el esquema 5.2.P. Esta unidad consta de: compuertas, rejillas, canal desarenador y vertedor proporcional como sistema de control y medición.

5.1.3.1. CANAL DESARENADOR Y VERTEDEDOR PROPORCIONAL.

Se construirán tres canales desarenadores, teniendo dos en funcionamiento y otro en limpieza o sea que trabajarán de manera alternada.

PARAMETROS DE DISEÑO: Ref.[4,12,13,14].

Gastos de diseño:

GASTOS QUE LLEGARAN AL DESARENADOR MANDADOS POR LA BOMBA TORNILLO [l/s].

	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA
Gasto mínimo	90	135
Gasto medio	180	270
Gasto máximo	352	528

Dado que durante el período de diseño se trabajará con dos canales simultáneamente dejando un canal para limpieza, los gastos que manda la bomba deberán repartirse entre esos dos canales por lo que la variación de gastos que deberá manejar cada canal es la siguiente:

GASTOS DE PROYECTO POR CANAL DESARENADOR [l/s].

	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA
Gasto mínimo	45	67.5
Gasto medio	90	135
Gasto máximo	176	264

Velocidad del agua en el canal desarenador:

Generalmente se recomienda que la velocidad horizontal del agua en canales desarenadores sea de 0.3 m/s. pero pueden tenerse velocidades entre los 0.20 y 0.4 m/s. [Ref. 4,19]

Carga superficial:

La carga superficial es la velocidad vertical de sedimentación.
Y se puede expresar como:

$$C_s = \frac{Q}{A_h} \quad (4)$$

Donde: "Q" es el gato y "Ah" es el area horizontal del desarenador que puede expresarse como: $A_h = A_c * l$, donde "Ac" y "l" son el ancho y el largo del canal respectivamente, así que acomodando términos se tiene:

$$C_s = \frac{Q}{(A_c)(l)} \quad (5)$$

Por otra parte, el diseño de los desarenadores de flujo horizontal deberá ser tal que bajo las condiciones más adversas, la partícula más ligera de arena alcance el fondo del canal antes de su extremo de salida.

Normalmente, los desarenadores se proyectan para eliminar todas las partículas de arena o materiales similares (vidrio, pedacería metálica, etc.) que sean mayores o iguales a 0.2 mm. de diametro y peso específico de 2.65

Es recomendable utilizar una carga superficial de $0.018 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{seg}$, aunque hay autores que proponen cargas de hasta $0.024 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{seg}$.

Para éste caso, considerando las condiciones más desfavorables que es cuando se presenta el gasto máximo de proyecto se empleará una carga superficial de $0.02 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{seg}$., ésto garantiza que el canal funcione adecuadamente con el resto de los gastos de proyecto.

Dispositivo de control de velocidad en el canal desarenador:

Se empleará un vertedor proporcional, cuya función primordial es mantener la velocidad horizontal en el canal desarenador, dentro de los límites mencionados.

Las ecuaciones de diseño del vertedor proporcional son las siguientes: K_{ef} [14] (Para formar las dos curvas que conforman el vertedor ver figura 5.12).

$$x = \left[\frac{b}{y} \right]^{1/2} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad (6)$$

$$Q = \pi \sqrt{2g} \mu b^{1/2} h: \quad \text{---} \quad \text{---} \quad (7)$$

- en donde:
- Q: Gasto. $[m^3/s]$
 - μ : Coeficiente del vertedor. $\mu = 0.67$
 - b: Constante del vertedor.
 - ht: Carga sobre la cresta de proyecto ver figura 5.12.a. [m]
 - y: Punto sobre la curva. [m]
 - x: Ancho del vertedor en la superficie del líquido. [m]

Para la figura 5.12:

- h: Carga sobre el vertedor.
- hc: Tirante en el canal (condiciones de canal vacío).
- ht: Carga sobre la cresta de proyecto.
- ha: Altura para arena.
- y: Punto sobre la curva.
- c: Distancia entre la cresta de proyecto y la cresta real.
- 2c: Altura de diseño.
- a: Distancia que es función del ancho del canal y del ancho del vertedor.
- B: Ancho del vertedor.
- Ac: Ancho del canal.

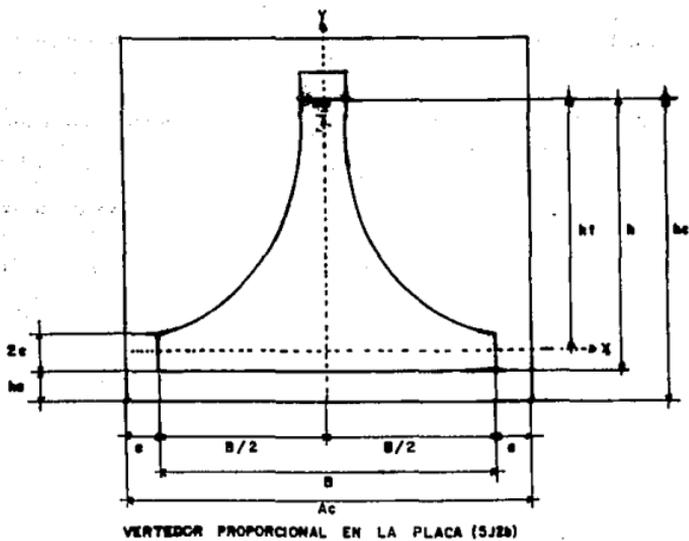
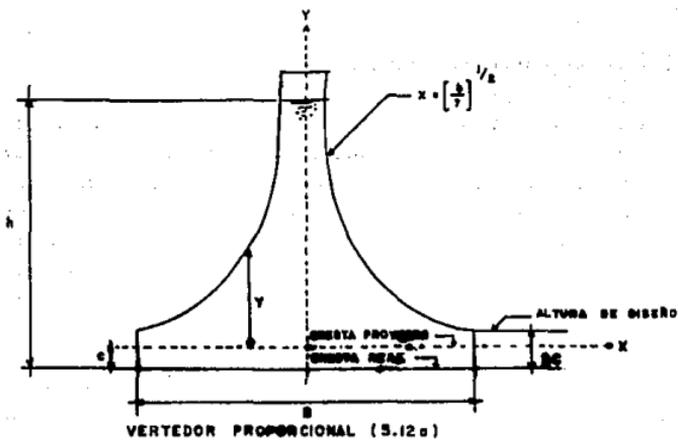


FIGURA 5.12 "VERTEDOR"

CÁLCULO DEL CANAL DESARENADOR.

Para éste caso el cálculo se divide en dos partes; la primera parte (tabla 5.3) consiste en definir las dimensiones del canal desarenador considerando las condiciones más desfavorables, que es cuando se presenta el gasto máximo de proyecto, ya que en ese instante se tiene la mayor carga superficial la cual influye en la longitud que requiere el canal para sedimentar las partículas de arena o materiales similares que a fin de cuentas es el objetivo de los desarenadores.

Obtenidas las dimensiones del desarenador la segunda parte del cálculo (tabla 5.4) consiste en revisar su funcionamiento para la variación de gastos de primera y segunda etapa de proyecto considerando que el canal opera con y sin depósitos de arena, debido a que en esas condiciones los tirantes cambian y esa variación se refleja en la velocidad horizontal del agua la cual debe estar en un ámbito de 0.20-0.40 m/s.

Tomando como base la tabla 5.3 se describe la primera parte del cálculo.

COLUMNA (1): Se propone un ancho de canal tomando en cuenta procesos constructivos y de operación.

COLUMNA (2): Gasto de diseño que es el gasto máximo de proyecto.

COLUMNA (3): Se obtiene el tirante en el canal considerando que opera sin depósitos de arena (canal vacío).

$$\text{tirante}(h_c) = \frac{\text{Gasto de proyecto } (Q)^3 \text{ [m}^3/\text{s]}}{\text{Velocidad } (V) \text{ [m/s]} \cdot \text{Ancho canal } (Ac) \text{ [m]}} \quad (8)$$

COLUMNA (4): Se calcula la constante del vertedor despejando de la ecuación (7) "b" y se considera que la carga sobre la cresta de proyecto es igual al tirante en el canal;

$$\text{Cte. del vertedor (b)} = \left[\frac{Q}{\pi \sqrt{2g} \mu h t} \right]^2 \text{ --- (9)}$$

En estas circunstancias "ht" es igual al tirante en el canal.

COLUMNA (5): Se obtiene la distancia entre la cresta real del vertedor y la cresta de proyecto, que se calcula de la siguiente manera:

$$c = y = \frac{b}{x^2} \text{ --- (10)}$$

donde: b: Constante del vertedor.

x: De la figura 5.12.b. $x = \frac{B}{2} - a$

donde el valor de "a" se deja a criterio del diseñador, en este caso se optó por darle un valor de 10 cm.

Para cada ancho propuesto (COLUMNA-1) se empleará el valor anterior.

COLUMNA (6): La altura de diseño (fig.5.12.b) se calcula:

$$\text{Ancho de diseño} = 2 * c \text{ --- (11)}$$

Dicho valor por razones constructivas de preferencia conviene que sea mayor de 1 cm, de lo contrario se debe proponer otro ancho de canal.

COLUMNA (7): Cuando la altura de diseño es la adecuada se revisa la velocidad en el canal, la cual debe estar en un ámbito de 0.20-0.4 m/s. con la siguiente expresión:

$$\text{Velocidad (V)} = \frac{Q}{h_v A_c} \text{ --- (12)}$$

Donde: $h_v = h + c$

COLUMNA (8): Si la velocidad cumple con lo especificado se calcula el largo del canal, despejando de la ecuación (5) se tiene:

$$l = \frac{Q}{(AC)(Cs)} \quad (13)$$

Donde el valor de "Q" es el caudal de proyecto.

Algunos autores recomiendan que la longitud calculada se aumente aproximadamente un 50% para prever la turbulencia que se produce en la entrada y en la salida, esto es a criterio del diseñador, para este caso lo anterior no se tomará en cuenta, porque el gasto máximo es el caudal que se presenta en un pequeño lapso de tiempo cada día y el resto del tiempo los gastos son menores.

A continuación se describe la segunda parte del cálculo tomando como base la tabla 5.4

COLUMNA (1): Ancho de canal propuesto. (COLUMNA-1 tabla 5.3)

COLUMNA (2): Variación de gastos de proyecto para primera etapa.

En las siguientes dos columnas se revisa la velocidad para condiciones de canal lleno considerando la variación de gastos de primera etapa.

COLUMNA (3): En estas condiciones el tirante es igual a la carga sobre el vertedor, por lo que el tirante vale:

$$h = \frac{Q}{\pi \sqrt{2g} \mu b^{1/2}} + c \quad (14).$$

COLUMNA (4): Se calcula la velocidad, la cual debe cumplir con el ámbito especificado, en caso contrario se propone otro ancho de canal y se reinicia el cálculo. (desde la tabla 5.3)

TABLA 5.3. CALCULO DE LAS DIMENSIONES DEL DESARENADOR

(1) ANCHO PROPUESTO AC [a].	(2) GASTO DE PROYECTO [m ³ /s].	(3) hcanal ec(5). [a].	(4) b ec(9). [a].	(5) C ec(10). [a].	(6) ALTEZA DE DISEÑO ec(11). [ca].	(7) Velocidad revisada. ec(12). [m/s].	(8) LARGO DEL CANAL ec(13). [a].
1.7	0.264	0.56774	0.00249	0.00559	1.2	0.307	5.90
1.4	0.264	0.60629	0.00217	0.00602	1.2	0.307	7.42
1.1	0.264	0.65509	0.00157	0.00615	1.2	0.307	10.15
1.2	0.264	0.70365	0.00129	0.00637	1.3	0.307	11.00
1.1	0.264	0.77419	0.00134	0.00661	1.3	0.307	12.00
1	0.264	0.85161	0.00111	0.00691	1.4	0.305	13.20
0.9	0.264	0.94624	0.00090	0.00731	1.5	0.305	14.67
0.8	0.264	1.06452	0.00071	0.00766	1.6	0.305	16.50

$$V = \frac{Q}{h (AC)} \text{ --- (15).}$$

En las siguientes columnas se revisa la velocidad para las condiciones de canal vacío considerando los gastos de primera etapa.

COLUMNA (5): En estas condiciones el tirante se obtiene de la siguiente forma; (ver figura 5.12.b)

$$h_c = h + h_a \text{ --- (16).}$$

Es importante remarcar que la altura para arena "h_a" se define a criterio del proyectista, se recomiendan alturas entre 5 y 10 cm.

COLUMNA (6): Conocido el tirante se calcula la velocidad, la cual debe cumplir con el ámbito especificado:

$$V = \frac{Q}{h_c (AC)} \text{ --- (17).}$$

El siguiente paso es revisar las velocidades para la variación de gastos de la segunda etapa de proyecto.

COLUMNA (7): Variación de gastos de segunda etapa.

En las siguientes columnas se revisa la velocidad para las condiciones de canal lleno.

COLUMNA (8): El cálculo es el mismo de la columna (3) considerando los gastos de segunda etapa.

COLUMNA (9): El cálculo es el mismo de la columna (4), considerando los gastos de segunda etapa.

TABLA 5.4 REVISIÓN DE VELOCIDADES

Caudal (l/s)	Tipo de flujo	Variación de gastos (%)	PRIMERA ETAPA					SEGUNDA ETAPA				
			COND. CANAL LLENO		COND. CANAL VACIO			COND. CANAL LLENO		COND. CANAL VACIO		
			TIRANTE (m.) ec(14a)	VELOCIDAD (m.) ec(15a)	TIRANTE (m.) ec(16a)	VELOCIDAD (m.) ec(17a)	VELOCIDAD (m.) ec(17a)	TIRANTE (m.) ec(14a)	VELOCIDAD (m.) ec(15a)	TIRANTE (m.) ec(16a)	VELOCIDAD (m.) ec(17a)	
1.7	Ómn.	45	0.18266	0.292 **	0.20266	0.145 *	67.5	0.15105	0.295 **	0.25105	0.179 *	
	Órd.	70	0.19944	0.301 **	0.29944	0.206 **	135	0.29621	0.304 **	0.39621	0.227 **	
	Máx.	176	0.35435	0.305 **	0.45435	0.242 **	264	0.57363	0.307 **	0.67363	0.261 **	
1.4	Ómn.	45	0.10971	0.293 **	0.20971	0.153 *	67.5	0.16155	0.295 **	0.26155	0.154 *	
	Órd.	70	0.21339	0.301 **	0.31339	0.205 **	135	0.31705	0.304 **	0.41705	0.231 **	
	Máx.	176	0.41155	0.305 **	0.51155	0.246 **	264	0.61431	0.307 **	0.71431	0.264 **	
1.3	Ómn.	45	0.11754	0.294 **	0.21784	0.159 *	67.5	0.17367	0.299 **	0.27367	0.190 **	
	Órd.	90	0.22950	0.302 **	0.32950	0.210 **	135	0.34116	0.304 **	0.44116	0.235 **	
	Máx.	176	0.44296	0.306 **	0.54296	0.249 **	264	0.66126	0.307 **	0.76126	0.267 **	
1.2	Ómn.	45	0.12734	0.294 **	0.22734	0.165 *	67.5	0.15762	0.299 **	0.28762	0.195 **	
	Órd.	90	0.24526	0.302 **	0.34526	0.215 **	135	0.36927	0.305 **	0.46927	0.240 **	
	Máx.	176	0.47949	0.306 **	0.57949	0.253 **	264	0.71605	0.307 **	0.81605	0.270 **	
1.1	Ómn.	45	0.13657	0.295 **	0.23657	0.171 **	67.5	0.20455	0.300 **	0.30455	0.201 **	
	Órd.	70	0.27054	0.302 **	0.37054	0.221 **	135	0.40250	0.305 **	0.50250	0.244 **	
	Máx.	176	0.52273	0.306 **	0.62273	0.257 **	264	0.76080	0.307 **	0.86080	0.272 **	
1	Ómn.	45	0.15267	0.296 **	0.25267	0.179 **	67.5	0.22465	0.300 **	0.32465	0.205 *	
	Órd.	90	0.29723	0.303 **	0.39723	0.227 **	135	0.44239	0.305 **	0.54239	0.249 **	
	Máx.	176	0.57465	0.306 **	0.67465	0.261 **	264	0.95852	0.309 **	0.95852	0.275 **	
0.9	Ómn.	45	0.16660	0.297 **	0.26660	0.186 **	67.5	0.24925	0.301 **	0.34925	0.215 **	
	Órd.	90	0.32969	0.303 **	0.42969	0.233 **	135	0.49118	0.305 **	0.59118	0.254 **	
	Máx.	176	0.63813	0.306 **	0.73813	0.265 **	264	0.95355	0.308 **	1.05355	0.276 **	
0.5	Ómn.	45	0.15931	0.297 **	0.25931	0.194 **	67.5	0.25004	0.301 **	0.35004	0.222 **	
	Órd.	70	0.37076	0.303 **	0.47076	0.239 **	135	0.55222	0.306 **	0.65222	0.259 **	
	Máx.	176	0.71754	0.307 **	0.81754	0.269 **	264	1.07236	0.308 **	1.17236	0.281 **	

No cumple con el ámbito de velocidad especificado.

** Cumple con el ámbito de velocidad especificado.

*** Esta velocidad se puede considerar como aceptable ya que este caudal se presenta con menor frecuencia comparado con el gasto medio.

Enseguida se revisa la velocidad para las condiciones de canal vacío.

COLUMNA (10): El cálculo es el mismo de la columna (5) considerando los gastos de segunda etapa.

COLUMNA (11): El cálculo es el mismo de la columna (6) considerando los gastos de segunda etapa.

En el caso de que las velocidades no cumplan con el ámbito especificado se puede proponer otra altura para arena u otro ancho de canal.

Finalmente de los cálculos obtenidos en las tablas 5.3 y 5.4 se observa que hay dos anchos de canal que cumplen con las velocidades especificadas, sin embargo por razones económicas se optará por el canal que tenga el menor largo, por lo tanto el ancho de canal definitivo será el de 90 cm.

A continuación se muestran las dimensiones definitivas del canal de sarenador y el vertedor.

DIMENSIONES DEL CANAL DESARENADOR

ANCHO	*LARGO	ALTURA	ALTURA PARA CAMA DE ARENA [m]
[m]	[m]	[m]	
0.90	15.00	1.50	0.10

* El largo del canal es medido desde el escalón hasta el vertedor ver esquema 5.2.P.

DIMENSIONES DEL VERTEADOR ESPECIFICACIONES DE LA PLACA

ESPESOR	ANCHO	ALTURA	2c	B
[mm] [in]	[m]	[m]	[cm]	[m]
9.50	3/8	1.00	1.5	0.70

La ecuación que define la forma de las curvas del vertedor proporcional, cabe señalar que esta ecuación está planteada considerando los ejes de referencia que se muestran en la figura 5.12.a.

$$x = \left[\frac{0.0009}{y} \right]^{1/2}$$

En la tabla 5.5 se muestran las coordenadas que definen la forma del vertedor en la lamina, dichas coordenadas son respecto a los ejes de referencia mostrados en la figura 5.13.a..

Para obtener un punto cualquiera (x,y) el calculo es como sigue:

De la figura 5.13.a. se observa que para un valor de "y" se conocen dos valores de "x" (x₁, x₂), para obtener el valor de x₁ se sustituye el valor de "y" en la siguiente ecuación:

$$x_1 = 35 - \left[\frac{0.0009}{y-0.0075} \right]^{1/2}$$

Donde: y-0.0075 representa a "y" referido a los ejes que se muestran en la figura 5.12a, los valores de X₁ se refieren al lado izquierdo del vertedor.

Para conocer el valor de X₂ se tiene una expresión similar:

$$x_2 = 35 + \left[\frac{0.0009}{y-0.0075} \right]^{1/2}$$

Donde los valores de X₂ se refieren al lado derecho del vertedor.

Por otra parte en la tabla 5.6 se muestra la variación de gastos que pueden pasar por el vertedor en función del tirante de agua medido este desde la cresta del vertedor.

TABLA N.º 5. COORDENADAS DEL VERTICE DE
 REFERENCIA A LOS PUNOS REFERENCIA
 DE LA FIGURA 55.4

| Y | X1 | X2 |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| (cm.) |
1.5	0.0	70.0	20.5	25.2	41.5	39.5	30.2	39.6	56.5	31.1	38.9	77.5	31.6	38.4	96.5	31.9	38.1
2.0	8.2	61.8	21.0	25.3	41.7	40.0	30.2	39.5	59.0	31.1	38.9	78.0	31.6	38.4	97.0	31.9	38.1
2.5	12.3	57.7	21.5	25.4	41.6	40.5	30.2	39.8	59.5	31.1	38.9	78.5	31.6	38.4	97.5	32.0	38.0
3.0	15.0	55.0	22.0	25.5	41.5	41.0	30.3	39.7	60.0	31.1	38.9	79.0	31.6	38.4	98.0	32.0	38.0
3.5	16.9	53.1	22.5	25.6	41.4	41.5	30.3	39.7	60.5	31.1	38.9	79.5	31.6	38.4	98.5	32.0	38.0
4.0	18.4	51.6	23.0	25.6	41.4	42.0	30.3	39.7	61.0	31.1	38.9	80.0	31.6	38.4	99.0	32.0	38.0
4.5	19.5	50.5	23.5	25.7	41.3	42.5	30.4	39.6	61.5	31.2	38.8	80.5	31.6	38.4	99.5	32.0	38.0
5.0	20.4	49.6	24.0	25.5	41.2	43.0	30.4	39.6	62.0	31.2	38.8	81.0	31.7	38.3	100.0	32.0	38.0
5.5	21.2	48.8	24.5	25.6	41.2	43.5	30.4	39.6	62.5	31.2	38.8	81.5	31.7	38.3	100.5	32.0	38.0
6.0	21.9	48.1	25.0	25.9	41.1	44.0	30.4	39.6	63.0	31.2	38.8	82.0	31.7	38.3	101.0	32.0	38.0
6.5	22.5	47.5	25.5	29.0	41.0	44.5	30.5	39.5	63.5	31.2	38.8	82.5	31.7	38.3	101.5	32.0	38.0
7.0	23.0	47.0	26.0	29.0	41.0	45.0	30.5	39.5	64.0	31.2	38.8	83.0	31.7	38.3	102.0	32.0	38.0
7.5	23.5	46.5	26.5	29.1	40.9	45.5	30.5	39.5	64.5	31.2	38.8	83.5	31.7	38.3	102.5	32.0	38.0
8.0	23.9	46.1	27.0	29.1	40.9	46.0	30.5	39.5	65.0	31.3	38.7	84.0	31.7	38.3	103.0	32.0	38.0
8.5	24.2	45.6	27.5	29.2	40.8	46.5	30.6	39.4	65.5	31.3	38.7	84.5	31.7	38.3	103.5	32.0	38.0
9.0	24.6	45.4	28.0	29.3	40.7	47.0	30.6	39.4	66.0	31.3	38.7	85.0	31.7	38.3	104.0	32.0	38.0
9.5	24.9	45.1	28.5	29.3	40.7	47.5	30.6	39.4	66.5	31.3	38.7	85.5	31.7	38.3	104.5	32.1	37.9
10.0	25.1	44.9	29.0	29.4	40.6	48.0	30.6	39.4	67.0	31.3	38.7	86.0	31.8	38.2	105.0	32.1	37.9
10.5	25.4	44.6	29.5	29.4	40.6	48.5	30.7	39.3	67.5	31.3	38.7	86.5	31.8	38.2	105.5	32.1	37.9
11.0	25.6	44.4	30.0	29.5	40.5	49.0	30.7	39.3	68.0	31.4	38.7	87.0	31.8	38.2	106.0	32.1	37.9
11.5	25.9	44.1	30.5	29.5	40.5	49.5	30.7	39.3	68.5	31.4	38.6	87.5	31.8	38.2	106.5	32.1	37.9
12.0	26.1	43.9	31.0	29.5	40.5	50.0	30.7	39.3	69.0	31.4	38.6	88.0	31.8	38.2	107.0	32.1	37.9
12.5	26.2	43.5	31.5	29.6	40.4	50.5	30.7	39.3	69.5	31.4	38.6	88.5	31.8	38.2	107.5	32.1	37.9
13.0	26.4	43.6	32.0	29.6	40.4	51.0	30.6	39.2	70.0	31.4	38.6	89.0	31.8	38.2	108.0	32.1	37.9
13.5	26.6	43.4	32.5	29.7	40.3	51.5	30.5	39.2	70.5	31.4	38.6	89.5	31.8	38.2	108.5	32.1	37.9
14.0	26.5	43.2	33.0	29.7	40.3	52.0	30.5	39.2	71.0	31.4	38.6	90.0	31.8	38.2	109.0	32.1	37.9
14.5	26.9	43.1	33.5	29.8	40.2	52.5	30.5	39.2	71.5	31.4	38.6	90.5	31.8	38.2	109.5	32.1	37.9
15.0	27.1	42.9	34.0	29.8	40.2	53.0	30.5	39.2	72.0	31.4	38.6	91.0	31.8	38.2	110.0	32.1	37.9
15.5	27.2	42.8	34.5	29.8	40.2	53.5	30.5	39.1	72.5	31.5	38.5	91.5	31.9	38.1	110.5	32.1	37.9
16.0	27.3	42.7	35.0	29.9	40.1	54.0	30.9	39.1	73.0	31.5	38.5	92.0	31.9	38.1	111.0	32.1	37.9
16.5	27.4	42.6	35.5	29.9	40.1	54.5	30.9	39.1	73.5	31.5	38.5	92.5	31.9	38.1	111.5	32.1	37.9
17.0	27.6	42.4	36.0	29.9	40.1	55.0	30.9	39.1	74.0	31.5	38.5	93.0	31.9	38.1	112.0	32.2	37.8
17.5	27.7	42.3	36.5	30.0	40.0	55.5	30.9	39.1	74.5	31.5	38.5	93.5	31.9	38.1	112.5	32.2	37.8
18.0	27.5	42.2	37.0	30.0	40.0	56.0	31.0	39.0	75.0	31.5	38.5	94.0	31.9	38.1	113.0	32.2	37.8
18.5	27.9	42.1	37.5	30.1	39.9	56.5	31.0	39.0	75.5	31.5	38.5	94.5	31.9	38.1	113.5	32.2	37.8
19.0	28.0	42.0	38.0	30.1	39.9	57.0	31.0	39.0	76.0	31.5	38.5	95.0	31.9	38.1	114.0	32.2	37.8
19.5	28.1	41.9	38.5	30.1	39.9	57.5	31.0	39.0	76.5	31.6	38.4	95.5	31.9	38.1	114.5	32.2	37.8
20.0	28.2	41.8	39.0	30.1	39.9	58.0	31.0	39.0	77.0	31.6	38.4	96.0	31.9	38.1	115.0	32.2	37.8

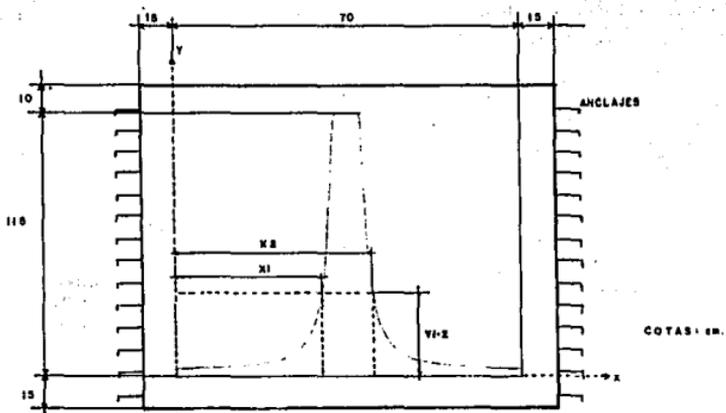


FIGURA 5.13a PLACA DEL VERTEDOR

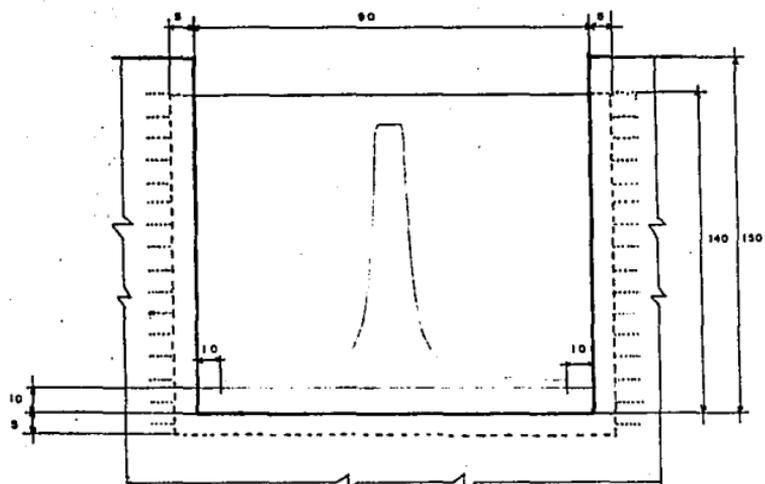


FIGURA 5.13b. PLACA INSTALADA EN EL CANAL

FIGURA 5.13 "VERTEDOR PROPORCIONAL" NOTA: LOS ANCLAJES SON DEMOSTRATIVOS, SU CALCULO NO CORRESPONDE A ESTE ANTEPROYECTO.

Dichos valores se obtuvieron con la siguiente expresión que se deduce de la ecuación (7):

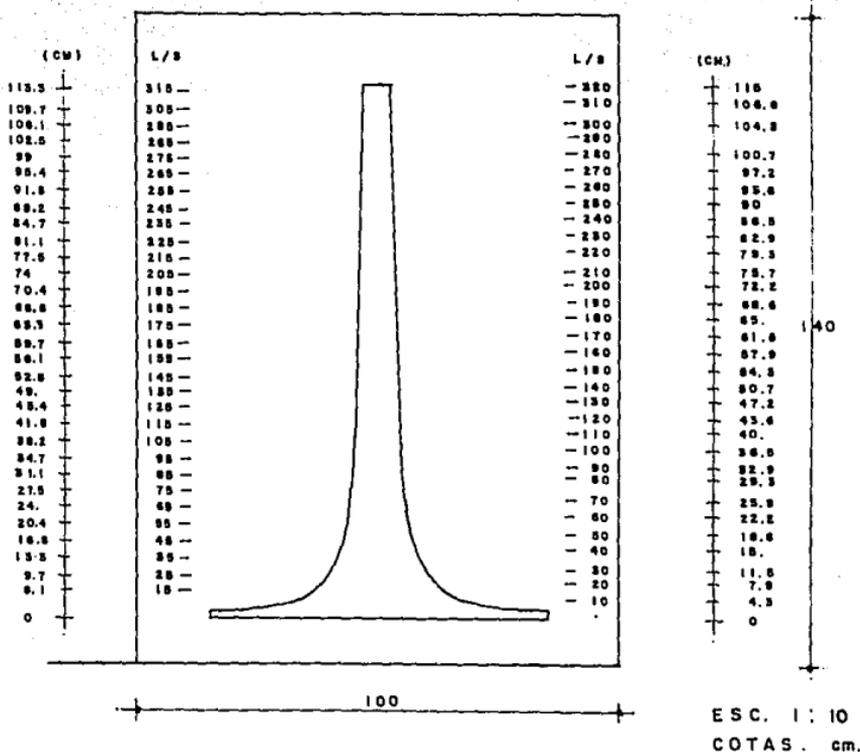
$$Q = 0.28 (h - 0.0075) \quad [m^3/s].$$

Donde "h" es la altura del agua medida desde la cresta del vertedor.

TABLA 5.6 VARIACION DE GASTOS EN FUNCION DE LA ALTURA DEL AGUA EN EL VERTEDOR.

GASTOS A TRAVES DEL VERTEDOR. [l/s].	ALTURA DEL AGUA. [cm].	GASTOS A TRAVES DEL VERTEDOR. [l/s].	ALTURA DEL AGUA. [cm].	GASTOS A TRAVES DEL VERTEDOR. [l/s].	ALTURA DEL AGUA. [cm].
10	4.3	115	41.8	220	79.3
15	6.1	120	43.6	225	81.1
20	7.9	125	45.4	230	82.9
25	9.7	130	47.2	235	84.7
30	11.5	135	49.0	240	86.5
35	13.3	140	50.7	245	88.2
40	15.0	145	52.5	250	90.0
45	16.8	150	54.3	255	91.8
50	18.6	155	56.1	260	93.6
55	20.4	160	57.9	265	95.4
60	22.2	165	59.7	270	97.2
65	24.0	170	61.5	275	99.0
70	25.8	175	63.3	280	100.7
75	27.5	180	65.0	285	102.5
80	29.3	185	66.8	290	104.3
85	31.1	190	68.6	295	106.1
90	32.9	195	70.4	300	107.9
95	34.7	200	72.2	305	109.7
100	36.5	205	74.0	310	111.5
105	38.2	210	75.7	315	113.3
110	40.0	215	77.5	320	115.0

En la figura 5:14, se muestra la placa del vertedor con las distancias a las que se deben dibujar las escalas que permiten medir los gastos que maneja el desarenador.



LA ESCALA QUE ESTA DENTRO DE LA PLACA DEL VERTEDOR CORRESPONDE A LA VARIACION DE GASTOS (L/S)

LAS ESCALAS FUERA DE LA PLACA SON LAS DISTANCIAS A LAS QUE DEBE ESTAR CADA MARCA QUE REPRESENTA CADA GASTO.

FIG. 5.14 PLACA DEL VERTEDOR GRADUADA PARA MEDIR GASTOS.

5.1.3.2. REJILLAS.

PARAMETROS DE DISEÑO: Ref.[4,15].

Gastos de diseño:

Los gastos de diseño son los mismos que manejará el canal desarenador.

GASTOS	POR	CANAL DESARENADOR [l/s]	
		PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA
Gasto mínimo		45	67.5
Gasto medio		90	135
Gasto máximo		176	264

Separación a través de las barras:

Esta varía entre 2.5 y 5 cm, para evitar el paso de sólidos grandes se empleará una separación de 2.5 cm.

Espesor de las barras:

El espesor varía de 6.35 mm (1/4 pulg.) a 12.70 mm (1/2 pulg.) se empleará un espesor de 12.70 mm. debido a que tiene una mayor resistencia mecánica y en su caso su espesor le permite absorber pérdida de material debida a la corrosión.

Inclinación de barras:

En instalaciones de limpieza manual se utilizan inclinaciones de 30 a 60° respecto a la horizontal, se empleará un angulo de 30° debido a que con esta inclinación se tiene una area mayor de paso del agua.

CALCULO DE LAS REJILLAS.

Teniendo un ancho igual al del canal desarenador, se necesita conocer el número de barras que pueden instalarse considerando la separación y el espesor especificados.

El cálculo parte de lo siguiente:

Se tienen estas expresiones:

$$\text{Número de barras} = \frac{\text{Ancho libre}}{\text{Separación entre barras}} - 1 \quad (18).$$

$$\text{Ancho total} = \text{Ancho libre} + (\text{No. de barras}) (\text{espesor}) \quad (19).$$

De ambas ecuaciones se conoce:

La separación de las barras = 2.5 cm.

Espesor = 1.27 cm.

Ancho total = 0.90 m. (ancho del canal desarenador).

Sustituyendo valores y reacomodando términos se tiene un sistema de ecuaciones:

$$40x - y = 1 \quad (18).$$

$$x + 0.0127y = 0.90 \quad (19).$$

Donde: x: Ancho libre.

y: Número de barras.

Resolviendo el sistema se tiene que:

Ancho libre = 0.61 m.

Número de barras = 23

El siguiente paso es revisar las velocidades antes y después de la rejilla, con el fin de elaborar el perfil hidráulico del desarenador.

En la figura 5.15 se muestra un esquema del perfil hidráulico en el desarenador indicando las secciones de control para el cálculo de dicho perfil y la ubicación de la rejilla y la compuerta que permitira sacar de operación al canal.

El cálculo del perfil hidráulico parte de considerar la condición más desfavorable que en este caso es cuando se presenta el gasto máximo de segunda etapa, ya que es el caudal que cubre todas las pérdidas que se tienen con el resto de los gastos de diseño.

Aplicando la ecuación de la energía entre las secciones (2) y (3) de la figura 5.15, se tiene:

$$Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = Y_0 + \frac{V_0^2}{2g} + hf \quad (20)$$

Donde, Y: Tirante en la sección la cual se puede expresar como:

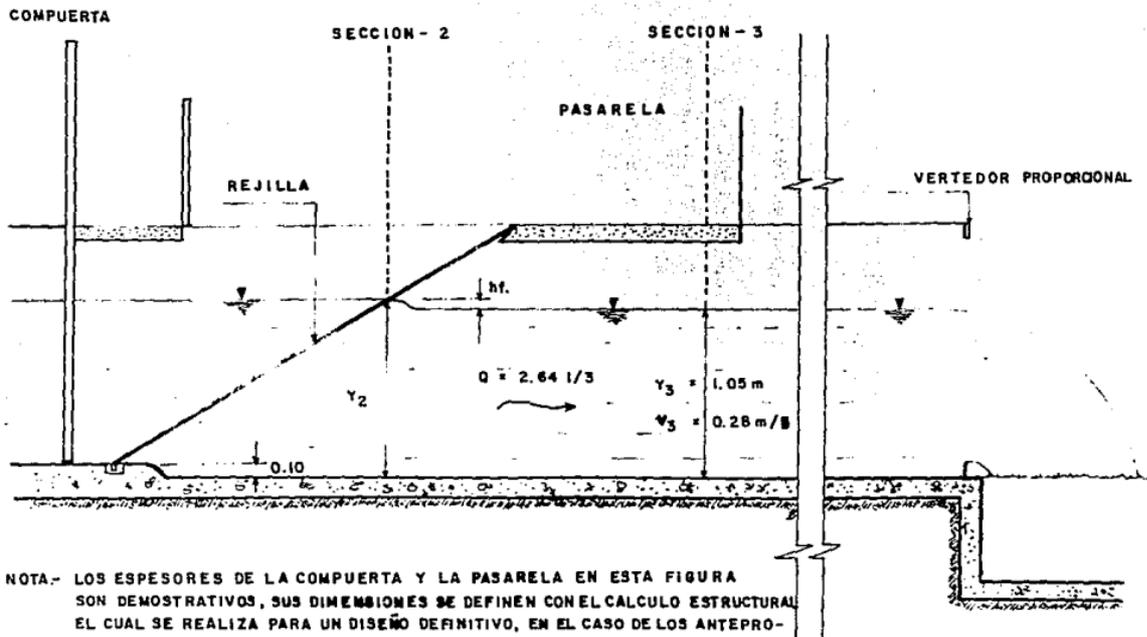
$V = Q/by$, donde "V" es la velocidad, "Q" es el gasto, "b" es el ancho en la sección y "y" es el tirante en la sección.

V: Es la velocidad en la sección.

hf: Pérdidas de carga en la rejilla las cuales se calculan con la siguiente expresión.

$$hf = \left[\frac{V_2^2 - V_0^2}{2g} \right] \left[\frac{1}{0.7} \right] \quad (21)$$

Sustituyendo la ecuación (21) en la ecuación (20) se tiene:



ESC. 1:30

FIG. 5.15 PERFIL HIDRAULICO DEL DESARENADOR

$$Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = Y_3 + \frac{V_3^2}{2g} + \left[\frac{V_2^2 - V_3^2}{2g} \right] \left[\frac{1}{0.7} \right] \quad (22)$$

La ecuación anterior se puede expresar de la siguiente manera.

$$Y_2 + \frac{Q^2}{b_2^2 Y_2^2 2g} = Y_3 + \frac{Q^2}{b_3^2 Y_3^2 2g} + \left[\frac{Q^2}{b_2^2 Y_2^2 2g} - \frac{Q^2}{b_3^2 Y_3^2 2g} \right] \left[\frac{1}{0.7} \right] \quad (23)$$

De la ecuación (23) se conoce el valor de los siguientes términos.

- Q : Es el gasto máximo de segunda etapa cuyo valor es de 264 l/s.
- Y₃: Es el tirante en la sección (3) cuando se presenta el gasto máximo cuyo valor es de 1.05 m. [ver tabla 5.4].
- V₃: Es la velocidad en la sección (3) cuyo valor es de 0.28 m/s.
- b₃: Es el ancho del canal en la sección (3) que es igual a 0.9 m.
- b₂: Es el ancho libre de la rejilla que es igual a 0.61 m.

Sustituyendo datos en la ecuación (23) y acomodando términos se tiene lo siguiente:

$$Y_2 - \frac{0.00405}{Y_2^2} = 1.05398$$

Multiplicando la expresión anterior por "Y₂" y acomodando de nuevo términos se obtiene una ecuación de tercer grado.

$$Y_2^3 - 1.05398 Y_2^2 - 0.00405 = 0$$

Resolviendo la ecuación, el tirante en la sección (2) vale:

$$Y_2 = 1.0576 \text{ m.}$$

Por lo que la velocidad en esa sección vale:

$$V_2 = \frac{Q}{C_2 Y_2} = \frac{0.264}{(0.61)(1.0576)} = 0.41 \text{ m/s}$$

Finalmente las pérdidas entre la sección (2) y (3) valen:

$$h_f = \left[\frac{(0.41)^2 - (0.28)^2}{2R} \right] \left[\frac{1}{0.7} \right] = 0.0065 \text{ m.}$$

El valor anterior permite definir el perfil hidráulico en la sección (2) y (3).

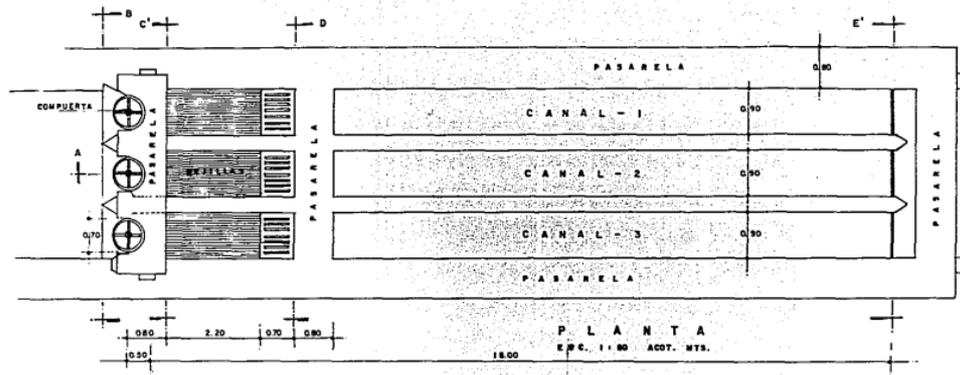
En la tabla siguiente se muestran las dimensiones definitivas de las rejillas.

ANCHO CANAL [m]	No. DE BARRAS [m]	LONG. DE LA BARRA [m]	ANGULO ESP. HOR. [m]	SEPARACION [cm]	ESPESOR [cm] [in]
0.90	23	2.80	30°	2.5	1.3 1/2

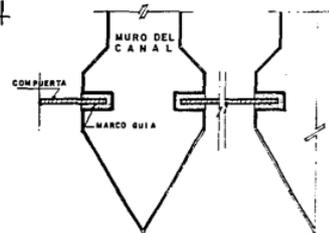
La representación gráfica de toda la unidad de pretratamiento se muestran en los esquemas 5.2.P.

FALTA PAGINA

No. **108** a la **114**

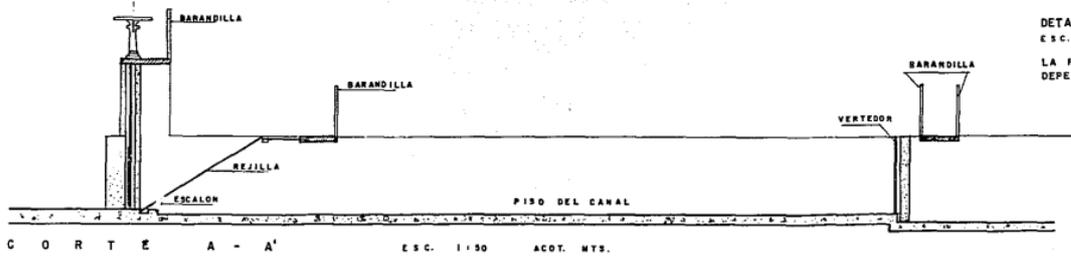


NOTA- LOS ESPESORES DE LOS MUROS DEL CANAL
DEPENDEN DEL CALCULO ESTRUCTURAL.
PARA ESTE CASO SOLO SON DEMOSTRATIVOS.

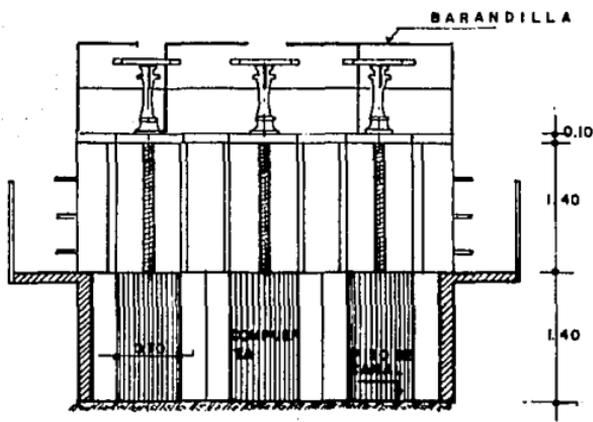


DETALLE DEL ANCLAJE DE LAS COMPUERTAS
ESC. 1:10 ACOT. MTS.

LA FIGURA SOLO ES DEMOSTRATIVA SUS MEDIDAS
DEPENDEN DEL CALCULO ESTRUCTURAL.

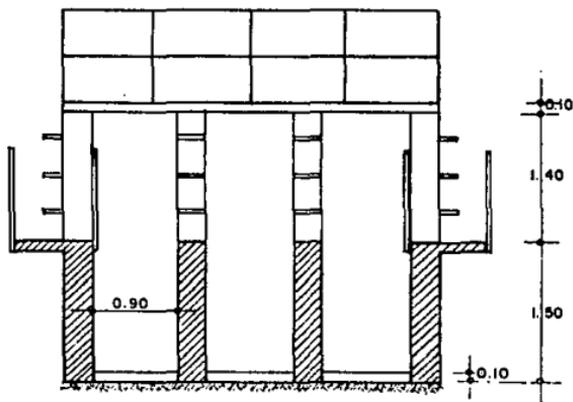


ESQUEMA 5.2P
UNIDAD DE PRETRATAMIENTO



CORTE B - B'

ESC. 1:100
COTAS: MTS.

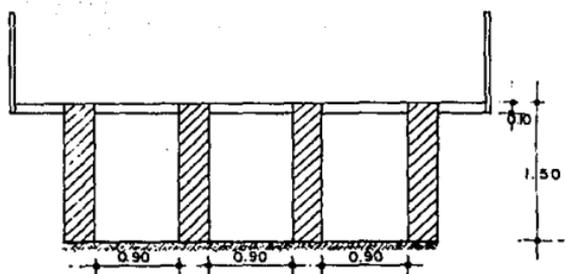


CORTE C - C'

ESC. 1:100
COTAS: MTS.

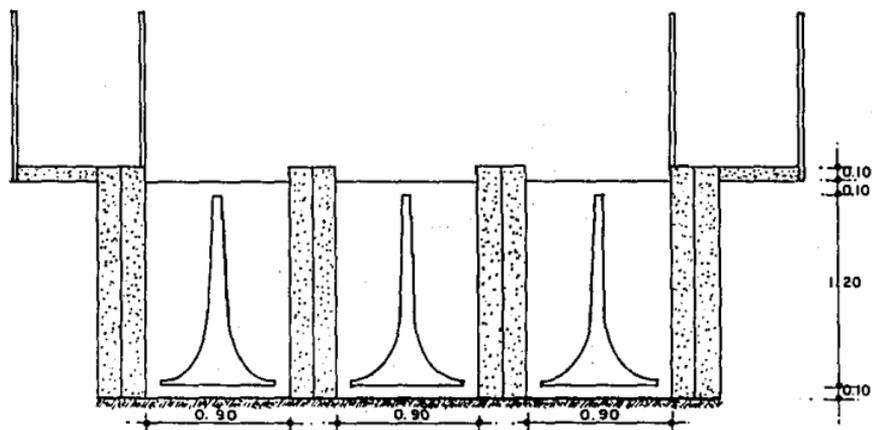
NOTA: LAS ESPECIFICACIONES DE LAS COMPUERTAS Y REJILLAS SE OBTIENEN DEL CALCULO ESTRUCTURAL, EN EL CASO DE ESTOS ANTEPROYECTOS, LAS ESTRUCTURAS MENCIONADAS SOLO SE REPRESENTARAN ESQUEMATICAMENTE.

ANEXO - I
ESQUEMA - 5.2 P
UNIDAD DE PRETRATAMIENTO



C O R T E D - D'

ES C. 1 : 50
COTAS : MTS.



C O R T E E - E'

ES C. 1 : 30
COTAS : MTS.

A N E X O - 2
ESQUEMA - 5.2P
UNIDAD DE PRETRATAMIENTO

Dada la concentración de DBO₅ en el efluente de la laguna anaerobia y considerando lo anterior, se justifica el uso de lagunas facultativas para obtener la concentración requerida.

El tiempo de retención óptimo es de 5 días. Si las lagunas trabajan con tiempos de retención mayores de 5 días su funcionamiento se asemeja más a una laguna facultativa que a una anaerobia, tiempos de retención menores de 5 días no son muy recomendables debido a que se presenta el riesgo de liberar malos olores; la frecuencia con la que hay que limpiar la laguna es corta; la calidad bacteriológica al final del efluente es pobre y la DBO₅ removida es pequeña.

A continuación se verifica el tiempo de retención:

$$\text{tpo. de retención} = \frac{\text{Volumen [m}^3\text{]}}{\text{Gasto [m}^3\text{/día]}} = \frac{34214.40}{7776} = 4.40 \text{ días.} \approx 5 \text{ días}$$

Finalmente para terminar con éste diseño a continuación se definen las dimensiones de la laguna anaerobia:

Obtenido el volumen de la laguna se pueden definir sus dimensiones tomando en cuenta las consideraciones de diseño mencionadas.

Por lo que el área se obtiene con la fórmula:

$$\text{Área} = \text{Largo (l)} \cdot \text{Ancho (b)} = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tirante}} \quad (29)$$

El tirante de la laguna será de 5 m., sustituyendo valores en (29):

$$\text{Área} = \frac{34214.40}{5} = 6842.88 \text{ m}^2$$

La relación Largo (l) y Ancho (b) es de 3 a 1, por lo que el largo se puede expresar como:

$$l = 3b \text{ --- (30)}$$

Sustituyendo la ec.(30) en la ec.(29) y despejando "b" se tiene:

$$b = \sqrt{\frac{\text{Area}}{3}} = \sqrt{\frac{6842.88}{3}} = 47.80 \text{ m.}$$

Para efectos de construcción el ancho será de 48 m. por lo que el largo será de:

$$l = 3b = 3(48) = 144 \text{ m.}$$

Se puede concluir que las dimensiones de cada laguna anaerobia serán las que se muestran a continuación:

**DIMENSIONES DE LAS
LAGUNAS ANAEROBIAS
(TAMBIEN VER FIG.5.17)**

Ancho: 48 m.
Largo: 144 m.
Tirante: 5 m.

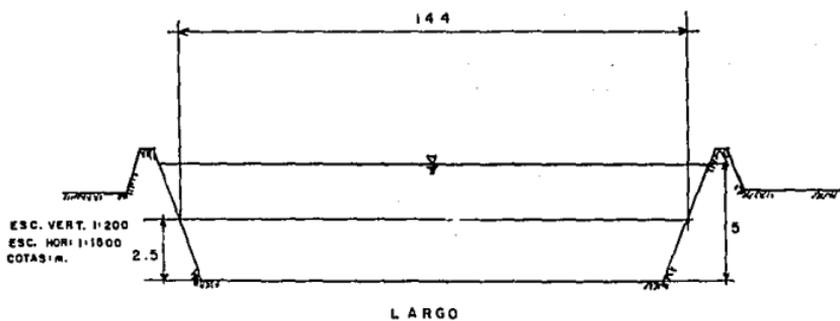
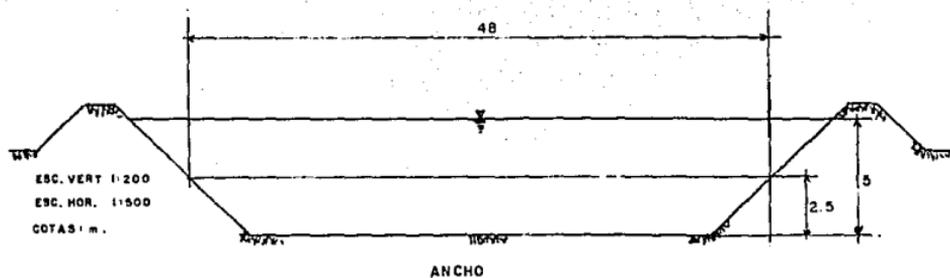


FIGURA 5.17 DIMENSIONES DE LAS LAGUNAS ANAEROBIAS

5.1.4.2. LAGUNAS FACULTATIVAS.

Existen diferentes criterios y modelos matemáticos para el diseño de estas lagunas, de acuerdo con las condiciones de temperatura que prevalecen en nuestro país, el modelo que más se adapta es el desarrollado en Africa por Marais y Shaw en 1961, y se puede aplicar a una sola laguna o a un conjunto de lagunas funcionando en serie.

Ambos investigadores admitieron que se puede determinar la concentración de la DBO para un tiempo de retención cualquiera, si la mezcla del influente con el contenido de la laguna es completa e instantánea, y si la degradación de la materia orgánica se realiza en su primera etapa de descomposición, independientemente de la temperatura.

Este criterio parte de lo siguiente: Ref.[20].

$$\frac{dP}{dt} + (Kt + \frac{Q_i}{V}) P = \frac{P_o Q_o}{V} \quad (31)$$

donde: P : Concentración de DBO existente en la laguna y en el efluente.

P_o: Concentración de DBO existente en el influente.

Kt: Constante de degradación.

Q_o: Gasto del influente.

Q_i: Gasto del efluente.

V : Volumen de la laguna.

Conociendo que el tiempo de retención (t_{po} = Q/V) en el efluente en muchos casos es igual al influente, la ecuación (31) se simplifica, pasando a la forma:

$$\frac{dP}{dt} + (Kt + \frac{1}{V}) P = \frac{P_o}{V} \quad (32)$$

Si las variables P_0 , R y K_t permanecen constantes, se establecerá eventualmente en la laguna una concentración de equilibrio, expresada por la condición $dP/dt=0$.

Finalmente se llega a la siguiente expresión:

$$P = \frac{P_0}{(K_t R) + 1} \quad (33)$$

- donde:
- P : Concentración de DBO en el efluente de la laguna facultativa. [mg/l]
 - P_0 : Concentración de DBO en el influente de la laguna facultativa. [mg/l]
 - R : Tiempo de retención en la laguna. [días]
 - K_t : Constante de remoción a la mínima temperatura (T) de operación.

Para lagunas operando en serie, las concentraciones de equilibrio en cada laguna estarán definidas por las ecuaciones siguientes:

$$P_1 = \frac{P_0}{(K_t R_1) + 1} \quad (\text{primer laguna}).$$

$$P_2 = \frac{P_1}{(K_t R_2) + 1} = \frac{P_0}{(K_t R_1 + 1)(K_t R_2 + 1)} \quad (\text{segunda laguna}).$$

$$P_3 = \frac{P_2}{(K_t R_3) + 1} = \frac{P_0}{(K_t R_1 + 1)(K_t R_2 + 1)(K_t R_3 + 1)} \quad (\text{tercer laguna}).$$

En lagunas del mismo tipo trabajando en serie es necesario que el tiempo de retención sea el mismo. Ref.[16].

Se sabe que la temperatura influye directamente en la producción de oxígeno por fotosíntesis, en el contenido de oxígeno disuelto disponible en la masa de agua y en la velocidad de las reacciones químicas y bioquímicas que se verifican en el seno de las lagunas.

Este parámetro tiene que ver con el valor de la constante de degradación (K_t).

De experiencias realizadas en Africa del Sur por Marais y Shaw, se encontró que para temperaturas de 20° la constante de degradación vale 0.3 días^{-1} , sin embargo cuando la temperatura es diferente se puede aplicar la siguiente expresión:

$$K_t = 0.3 (1.05)^{T-20} \text{ --- (34).}$$

Donde "T" es la temperatura en $^{\circ}\text{C}$.

Aplicando el criterio de Marais y Shaw a este anteproyecto se tiene:

DATOS DE DISEÑO.

- Gasto: 90 l/s.
- Temperatura del mes más frío en San Martín Texmelucan: 8°C .

NOTA: Estas lagunas deberán entregar un efluente con una concentración de DBOs igual o menor de 30 mg/l.

CALCULO DE LAS LAGUNAS.

Se tiene la siguiente ecuación:

$$P = \frac{P_0}{(K_t R) + 1} \quad (33)$$

Donde: P_0 : Es la concentración de DBO₅ en el efluente de las lagunas anaerobias cuyo valor es de 169.96 mg/l.

P : Es la concentración de DBO₅ que deben entregar las lagunas facultativas cuyo valor debe ser cercano o igual a 30 mg/l.

K_t : Es la constante de degradación considerando a la temperatura media de invierno en San Martín Texmelucan, cuyo valor es de:

$$K_t = 0.30 (1.05)^{8-20} = 0.16705 \text{ días}^{-1}$$

R : Es el tiempo de retención expresado en días.

De acuerdo con lo mencionado, el tiempo de retención en cada laguna deberá ser el mismo, si se despeja de la ecuación (33) dicho término se tendrá el tiempo de retención que corresponde a todo el sistema de lagunas facultativas y solo restaría dividir ese valor entre el número de lagunas que se pretenden utilizar para conocer el volumen de cada una y sus dimensiones, para éste caso por condiciones de funcionamiento se emplearán tres lagunas facultativas trabajando en serie.

Despejando de la ecuación (33) se tiene:

$$R = \frac{P_0 - P}{P (K_t)} \quad (35).$$

Sustituyendo datos en la ecuación (35) el tiempo de retención de todo el sistema de lagunas facultativas vale:

$$R = \frac{168.96 - 30}{30 (0.16705)} = 27.73 \text{ días.}$$

Dividiendo el valor de "R" entre el número de lagunas utilizar se tiene:

$$\text{tr. de una laguna} = \frac{27.73}{3} = 9.24 \text{ días.}$$

Por lo tanto se utilizará un tiempo de retención para fines de diseño de 9.3 días en función de la calidad necesaria en el efluente de la planta y de la economía de las obras, por lo que el volumen vale:

$$\begin{aligned} \text{Volumen} &= \text{tpo. de retención (R) [días]} \times \text{Gasto [m}^3/\text{día]} \\ &= (9.3) (7776) = 72316.8 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Tomando en cuenta las dimensiones del terreno disponible se considerará un tirante de diseño de 2.40 m., por lo tanto:

$$\text{Ancho (b)} = \sqrt{\frac{\text{Volumen}}{3 (\text{tirante})}} = \sqrt{\frac{72316.8}{3 (2.40)}} = 100 \text{ m.}$$

Como la relación de ancho y largo es de 3:1 se tiene:

$$\text{largo (l)} = 3(100) = 300 \text{ m.}$$

Finalmente se concluye que las dimensiones de cada laguna facultativa son las que se muestran a continuación:

DIMENSIONES DEFINITIVAS
DE LAS
LAGUNAS FACULTATIVAS
(TAMBIEN VER FIGURA 5.18).

ANCHO : 100 m.
LARGO : 300 m.
TIRANTE : 2.40 m.

La distribución de las lagunas de estabilización se muestran en el diagrama de flujo de la planta de tratamiento esquema S.3.P.

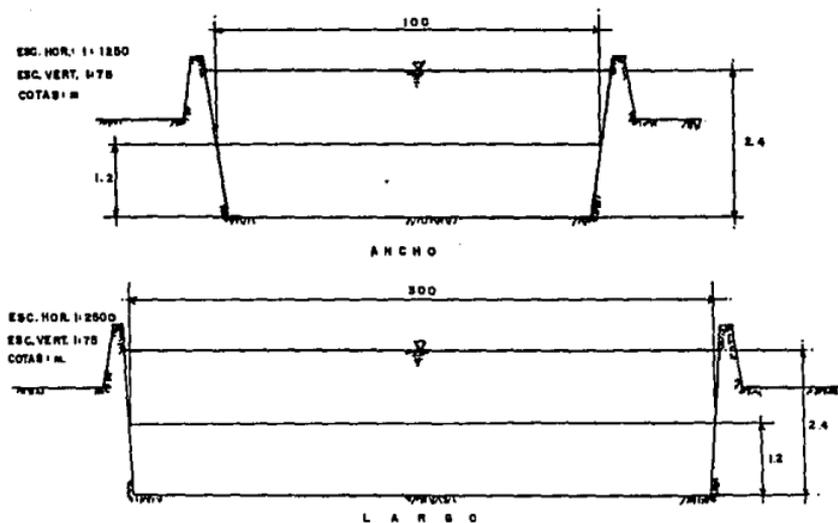
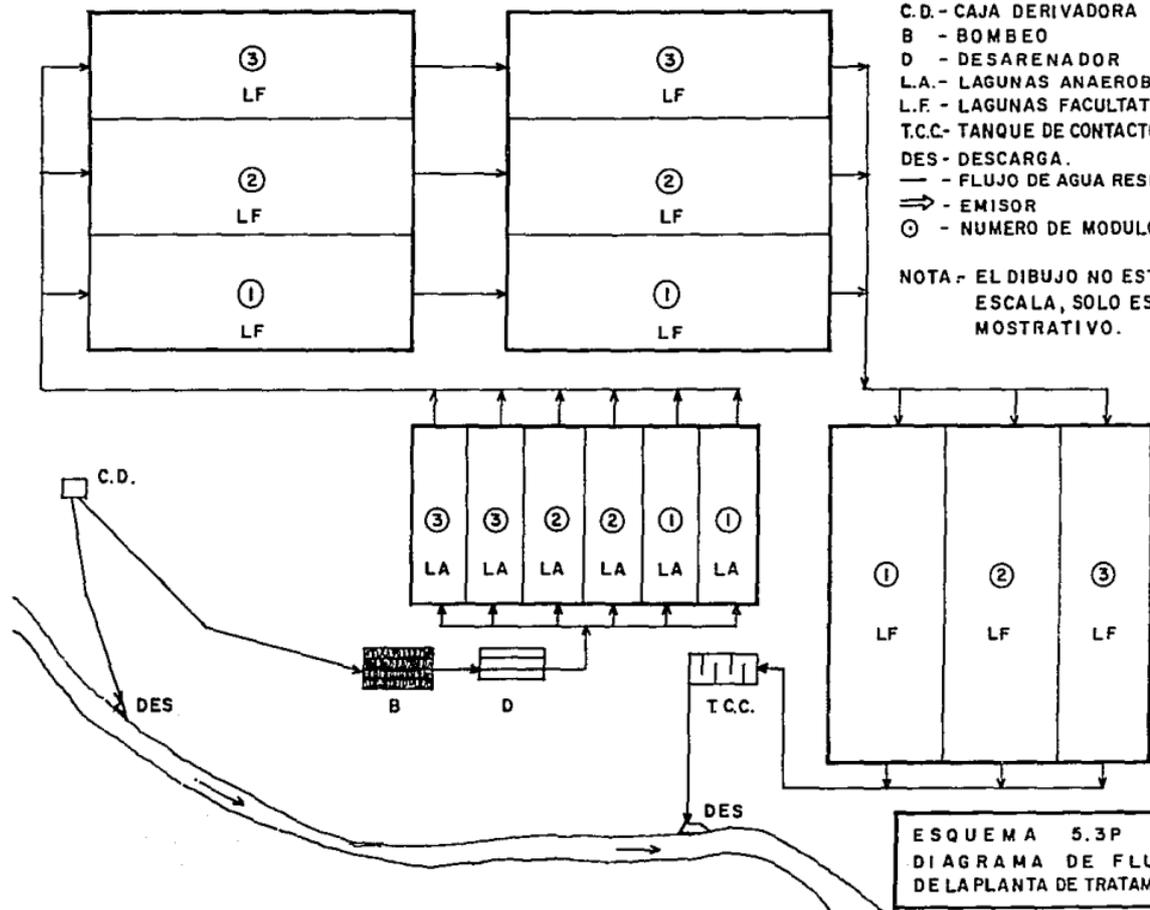


FIGURA 5.18 DIMENSIONES DE LAS LAGUNAS FACULTATIVAS

- S I M B O L O G I A -

- C.D.- CAJA DERIVADORA
 B - BOMBEO
 D - DESARENADOR
 L.A.- LAGUNAS ANAEROBIAS
 L.F. - LAGUNAS FACULTATIVAS
 T.C.C.- TANQUE DE CONTACTO DE CL.
 DES- DESCARGA.
 — - FLUJO DE AGUA RESIDUAL
 ⇒ - EMISOR
 ○ - NUMERO DE MODULO

NOTA.- EL DIBUJO NO ESTA A ESCALA, SOLO ES DEMOSTRATIVO.



ESQUEMA 5.3P
 DIAGRAMA DE FLUJO
 DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

5.1.5. UNIDAD DE DESINFECCION A BASE DE CLORO.

Esta unidad se compone de caseta de cloración y tanque de contacto de cloro.

5.1.5.1. CASETA DE CLORACION.

Este lugar es ocupado por los tanques contenedores de cloro y el mismo clorador.

CONTENEDORES DE CLORO.

Dichos contenedores comercialmente son de varios tipos y capacidades:

- Cilindros de 50 a 70 kg. (100-150 lb.).
- Tanques de 908 kg. (2000 lb).
- Carros tanques de varias toneladas.

En éstos recipientes el cloro se encuentra en estado líquido y gaseoso y se llenan con gas licuado a alta presión.

La cantidad de cloro líquido y gaseoso contenida en el recipiente varía de acuerdo con la temperatura.

Cuando se trabaja con la fase gaseosa, los dispositivos de salida de éstos contenedores operan mejor cuando se tiene una temperatura más baja que los sistemas de entrada del clorador. Se recomienda que la distancia entre el clorador y los tanques sea lo más corta posible.

Uno de los problemas de operación que se tiene en los conductos, es la relicuación del gas cloro, ésto ocurre cuando el gas sale caliente del contenedor y fluye lentamente hasta el clorador y se enfría durante la noche, éste enfriamiento provoca que el gas se relicue. La fre-

cuencia con que esto sucede depende de que tan fría se encuentre el área de almacenamiento, es por eso que se recomienda que los contenedores estén en un lugar cuya temperatura no sea menor de 10°C.

Para el caso de San Martín Texmelucan, dada la temperatura media de invierno (8°C.), el área de almacenamiento de los contenedores y el clorador deberá estar en un lugar cubierto con la necesaria ventilación natural cruzada por la parte inferior.

CLORADOR.

Este aparato toma el cloro de los contenedores en estado gaseoso y lo mezcla con agua a presión para obtener una solución de cloro.

El clorador opera por medio de un vacío desarrollado en el inyector (ver figura 5.19). El gas entra a través de una válvula de alivio y reguladora de presión, operada por un diafragma y que mantiene la operación de vacío correcta antes del orificio variable. El gas pasa después a través del rotámetro y hacia el orificio variable. Aquí la dosificación se puede cambiar manualmente modificando el orificio en su anillo (cambiando el área del orificio). Después del orificio, el gas pasa por una válvula reguladora de vacío que mantiene una presión diferencial constante a través del orificio. La válvula de alivio presión-vacío permite la entrada de aire para proporcionar alivio al vacío al corte de gas. Este aire no llega al rotámetro. El rotámetro solo mide gas cloro. En el inyector, el gas medido es disuelto en el agua, la solución resultante se descarga en el punto de aplicación.

El agua que se mezcla con el gas cloro en el inyector es suministrada a presión por una bomba que por lo regular es una bomba centrífuga tipo turbina, la elección de la bomba depende del gradiente hidráulico de la instalación del clorador hasta el punto de aplicación, de la capacidad del inyector y de las curvas de eficiencia del inyector que proporciona el fabricante.

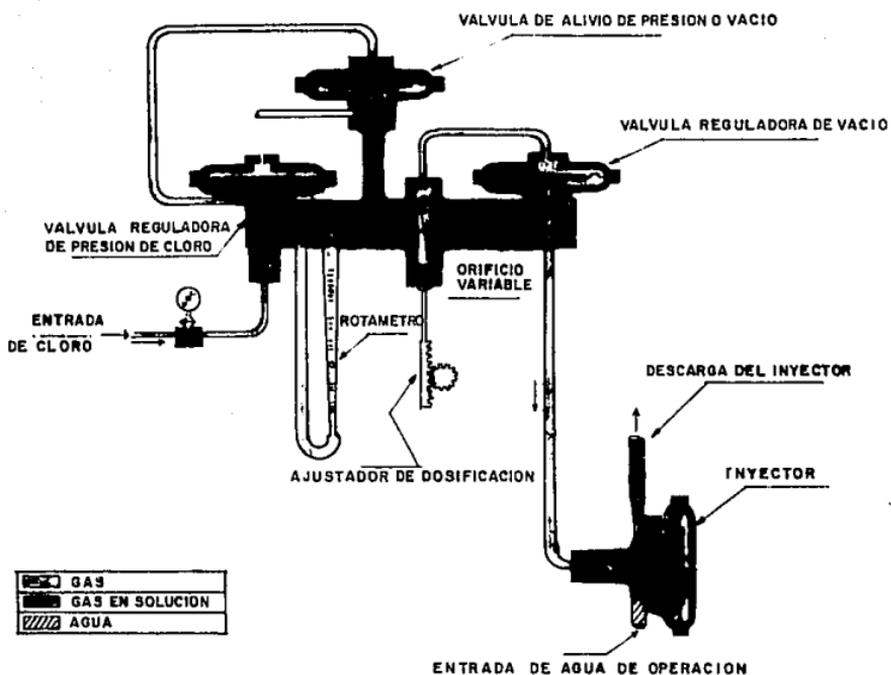


FIG. 5.19 DIAGRAMA DE FLUJO DE UN CLORADOR COMERCIAL CON CONTROL MANUAL.

Para este anteproyecto la instalación que conduce el gas cloro no se calculará, pero es importante hacer constar que el cálculo de estas tuberías se debe hacer de tal manera que trabajen al vacío. Ref. [22].

En la figura 5.20 se muestra esquemáticamente la instalación de un clorador que utiliza la presión de una bomba.

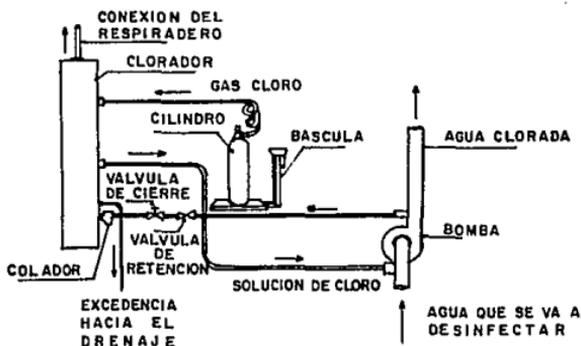


FIGURA 5.20 INSTALACION DE UN CLORADOR QUE UTILIZA LA PRESION DE UNA BOMBA ELEVADORA.

En este anteproyecto se definirán las dimensiones de la caseta de cloración, en base al tipo y número de contenedores a utilizar, también se determinará la capacidad del clorador.

CALCULO DE LA CAPACIDAD DEL CLORADOR.

La dosis para la desinfección del agua residual depende de la procedencia del efluente, en la tabla 5.7 se muestran las dosis de cloro para cada proceso de tratamiento. Ref.[19].

TABLA 5.7 DOSIS DE CLORO PARA DESINFECCION

EFLUENTE DE	DOSIFICACION mg/l
Agua residual cruda	20-30
Agua residual con tratamiento preliminar y primario.	15-20
Agua residual con tratamiento completo:	
1) Filtros biológicos	4-8
2) Lodos activados	5-8
3) Lagunas de estabilización	5-10

Se da un intervalo de valores de las dosis ya que estas varían según las características del agua residual. Por esta razón deben realizarse estudios de laboratorio para determinar la dosis óptima de cloro. En cualquier caso, cuando se especifique el contenido de cloro residual en el efluente o se limite el número final de bacterias coliformes, la cantidad de cloro a aplicar deberá determinarse experimentalmente, si ello es posible. Sin embargo, en ausencia de datos concretos, pueden usarse los valores de la tabla 5.7 como orientación para elegir el equipo de cloración.

Para este anteproyecto, de la tabla 5.7 la dosificación de cloro se recomienda de 5 a 10 mg/l, por lo tanto para estar del lado de la seguridad se considerarán 10 mg/l.

La capacidad del clorador se calculará tomando en cuenta el gasto medio de segunda etapa por ser el caudal que deberá manejar el clorador al final del periodo de diseño, además debido a que los tiempos de retención son relativamente largos en las lagunas, la variación de gastos que entra a ellas se amortigua por lo que el flujo que sale es el gasto medio. Por lo tanto la capacidad del clorador es de:

$$\begin{aligned} \text{Clz/día} &= \text{Gasto [l/s]} \cdot \text{Dosis [mg/l]} = 270 (10) = 2700 \text{ mg/s.} \\ &= 233.28 \text{ kg/d.} \end{aligned}$$

En la tabla 5.8 se muestran algunos modelos y capacidades máximas de cloradores de una marca comercial.

TABLA 5.8 MODELOS DE CLORADORES COMERCIALES

MODELOS Y (CAPACIDADES MAXIMAS)	ROTAMETROS CLORO EN KG/24 HRS.
V-2001 (45kg/día de cloro)	1/4.5/9/20/45
V-2002 (90kg/día de cloro)	4.5/9/20/45/90
V-2005 (225kg/día de cloro)	4.5/9/20/45/90/180/225
V-2020 (900kg/día de cloro)	20/45/225/450/900
V-2100 (4500kg/día de cloro)	450/900/1800/2250/3600/4500

El clorador que se requiere para cubrir la capacidad calculada es el modelo V-2020 con rotámetro para 450 kg/día.

DIMENSIONES DE LA CASETA DE CLORACION.

Para definir las dimensiones de la caseta de cloración es necesario conocer el tipo y número de contenedores que se requieren para satisfacer la demanda promedio diaria de cloro.

Dada la capacidad calculada el contenedor que se empleará es el de 908 kg (2000 lb). Como se aprecia en la figura 5.21 éste tanque tiene dos valvulas de salida por las cuales se puede extraer el cloro en estado gaseoso o liquido.

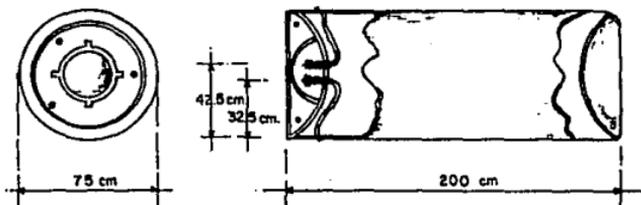


FIGURA 5.21 TANQUE CONTENEDOR DE CLORO DE 908 kg. (2000 lb.)

La cantidad máxima de cloro en estado gaseoso que se puede extraer de éstos tanques a la temperatura del area de almacenamiento es de 181 kg/día.

Dado que el consumo diario de cloro es de 233.28 kg/día. será necesario contar con dos tanques operando simultaneamente.

En la figura 5.22 se muestran los tanques instalados en las conducciones que van al clorador.

Los cilindros que se utilizan se colocan sobre balanzas de plataforma, a nivel del suelo y la pérdida de peso se usa como un registro del consumo de cloro.

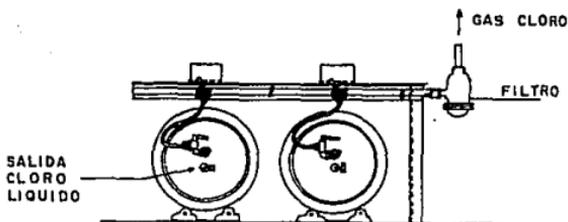


FIGURA 5.22 TANQUES CONECTADOS PARA REMOVER GAS CLORO.

Finalmente, para definir el area de almacenamiento es necesario conocer el número de tanques que serviran de reserva, ésto está en función del tiempo de almacenamiento el cual depende de lo distante que se encuentre el proveedor del gas cloro, por lo regular el tiempo de almacenamiento es de 30 días.

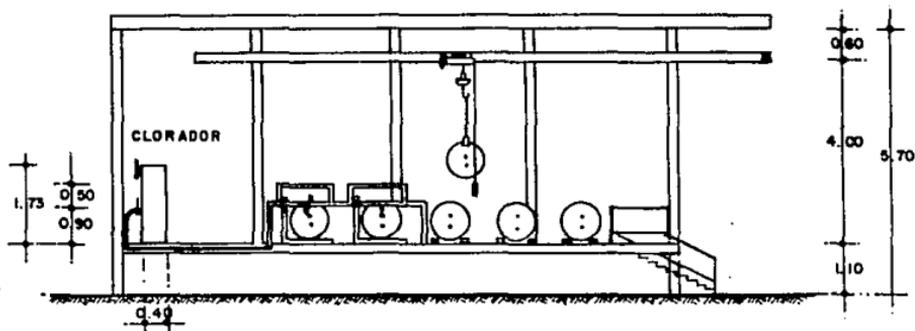
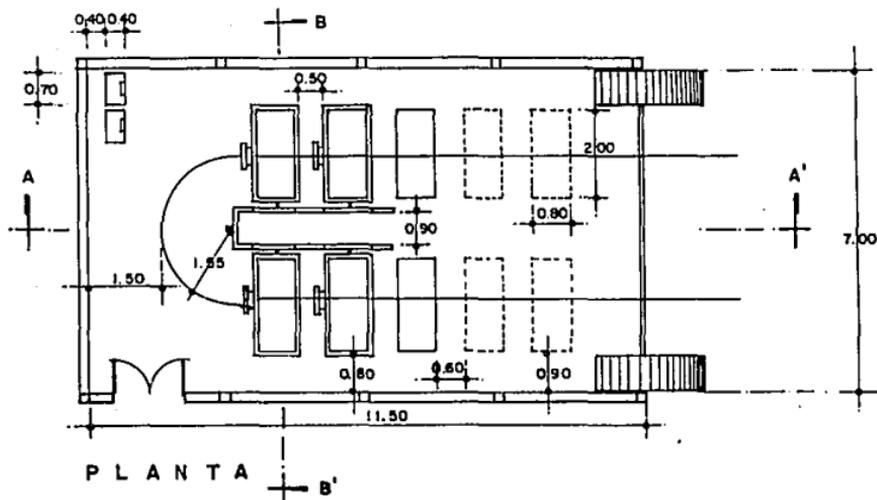
Para éste caso dado que el proveedor está en la ciudad de México el tiempo de almacenamiento será de 15 días, por lo que el número de tanques que se requieren se calcula de la siguiente manera:

$$\text{No. de tanques al mes} = \frac{15 \cdot \text{Consumo máximo de Cl}_2}{\text{Capacidad del tanque}}$$

Como se requieren dos tanque conectados al clorador trabajando simultaneamente y la cantidad de gas cloro que se puede extraer de los tanques es de 181 kg/día., el consumo máximo de cloro es de 362 kg/día por lo que el número de tanques que se necesitan son:

$$\text{No. de tanques al mes} = \frac{15 \cdot 362}{908} = 5.98 \approx 6 \text{ tanques.}$$

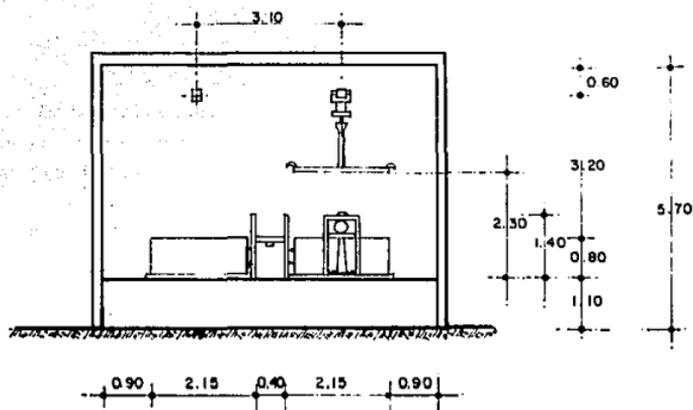
En los esquemas 5.4.P se muestra la representación esquemática de la caseta de cloración.



ESC. 1:100

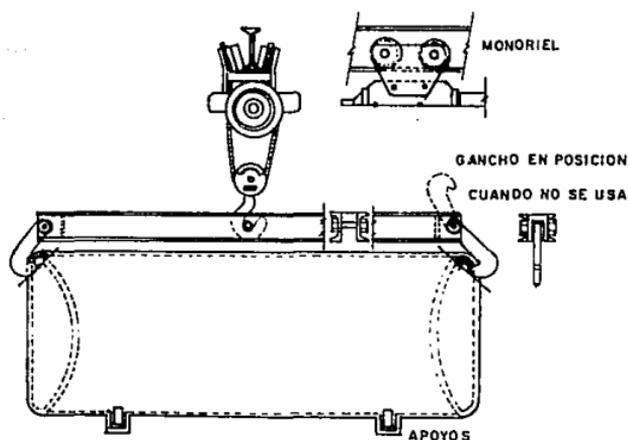
COTAS : MTS.

ESQUEMA 5.4P
 CASETA DE CLORACION
 UNIDAD DE DESINFECCION



ESC. 1:100
 COTAS: metros

CORTE B - B'



ESQUEMA DE DETALLE DE LA GRUA TRANSPORTADORA
 DE CONTENEDORES

ANEXO. I ESQUEMA 5.4 P
 UNIDAD DE DESINFECCION

5.1.5.2. TANQUE DE CONTACTO DE CLORO.

Aquí se realiza el mezclado del agua residual que viene de las lagunas con la solución de cloro, con el fin de eliminar organismos patógenos remanentes. Para asegurar un mejor contacto del cloro con el agua a éstos tanques se les instala una serie de mamparas, la figura 5.23 muestra una de varias formas de tanque de contacto con mamparas.

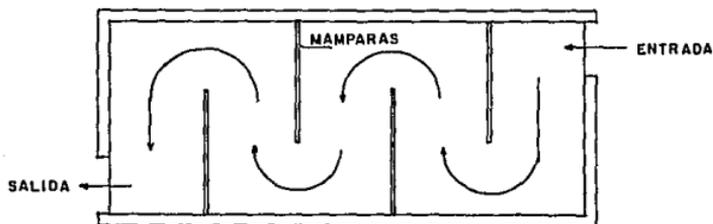


FIGURA 5.23 ESQUEMA REPRESENTATIVO DE UN TANQUE DE CONTACTO DE CLORO.

Para éste anteproyecto por razones de espacio y funcionamiento con viene construir un tanque de contacto de cloro, el cual cubrirá la variación de gastos de todo el periodo de diseño.

DIMENSIONES DEL TANQUE DE CONTACTO DE CLORO.

Este tanque recibirá el caudal que viene de las lagunas de estabilización, por lo que el caudal de diseño es el gasto medio de segunda etapa. (270 l/s ver tabla 4.3).

Por lo general estos tanques se diseñan con tiempos de contacto de 15 a 30 min. Ref.[19], para garantizar un buen mezclado durante todo el periodo de diseño el tiempo de contacto será de 15 min.

Por lo tanto el volumen del tanque es de:

$$\begin{aligned}\text{Volumen} &= \text{Gasto} [\text{m}^3/\text{s}] \cdot \text{tpo.de contacto} [\text{seg}] \\ &= 0.270 \cdot 900 = 243 \text{ m}^3\end{aligned}$$

El tirante puede ser de 1 a 2 m. Ref.[14], en éste caso se utilizará un tirante de 1.70 m.

La forma del tanque es rectangular y tendrá una relación de largo (l) y ancho (b) de 2 a 1, por lo que el area es igual a:

$$\text{Area} = b \cdot l = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tirante}} = \frac{243}{1.7} = 142.9 \text{ m}^2$$

Conocido el valor del area, el ancho del tanque medirá:

$$b = \sqrt{\frac{142.9}{1.7}} = 8.45 \text{ m.}$$

El ancho se ajustará a 8.5 m, y según la relacion dada el largo será de 17 m. Las dimensiones definitivas del tanque de contacto de cloro son:

Ancho : 8.5 m.
Largo : 17 m.
Tirante: 1.7 m.

En el esquema 5.5.P se indica su representación esquemática, y en la figura 5.24 se muestra el diagrama de flujo de la unidad de desinfección.

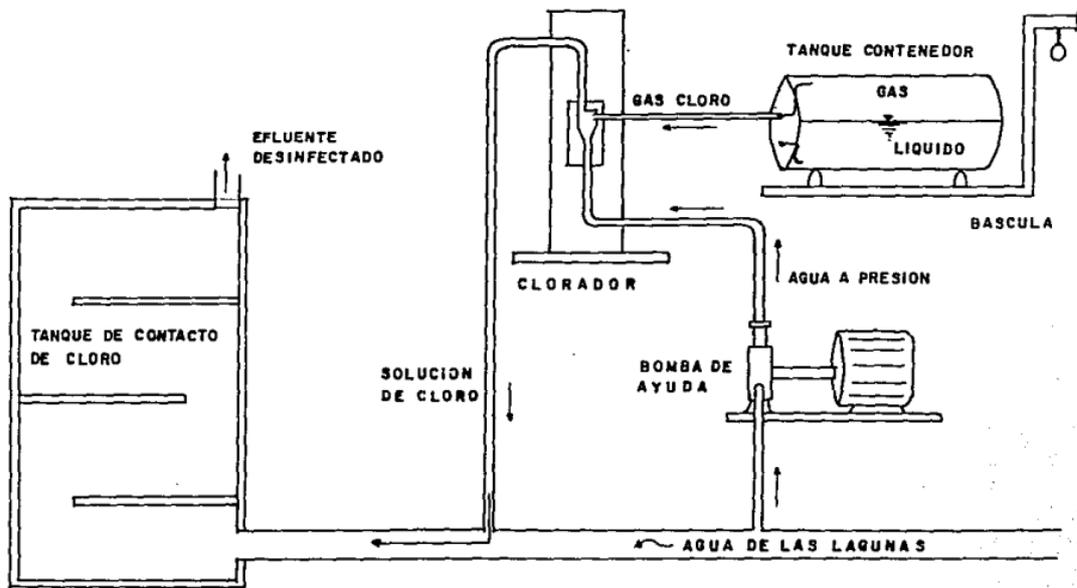
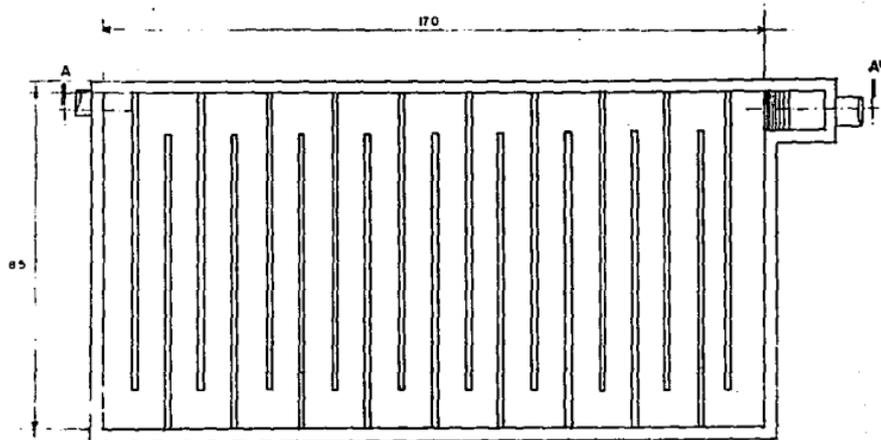
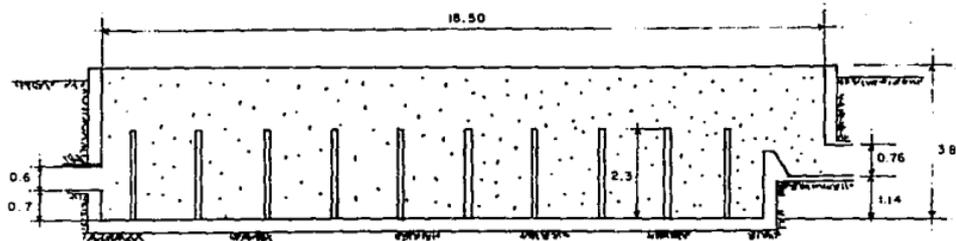


FIGURA 5.24 DIAGRAMA DE FLUJO DE LA UNIDAD DE DESINFECCION.



PLANTA



CORTE A - A'

ESC 1:100

COTAS: m.

ESQUEMA 5.5.P
 TANQUE DE CONTACTO DE CL.
 UNIDAD DE DESINFECCION.

5.1.6. CASETA DE OPERACION DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

Para éste anteproyecto la caseta de operación contará con lo siguiente:

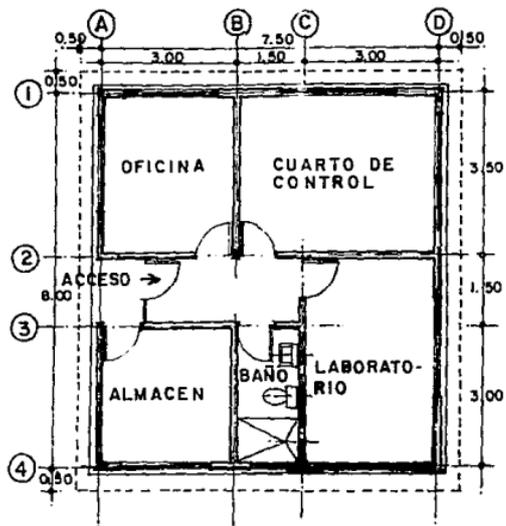
Oficina: Aquí se realizarán las funciones administrativas del operador en turno.

Cuarto de controles: En el cual se instalarán los tableros eléctricos de control de los equipos que lo requieran.

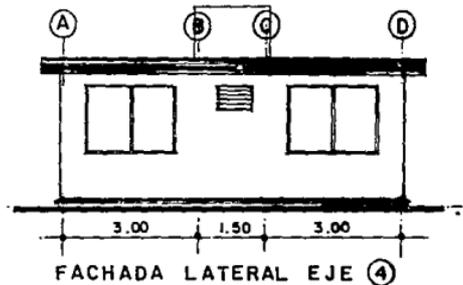
Laboratorio: Se requiere una área pequeña para realizar los análisis mas indispensables para el control de la planta de tratamiento. Dada la ubicación de la planta, para la realización de análisis más complicados o costosos, podrán utilizarse los servicios de algún laboratorio comercial de la ciudad de Puebla.

Almacén o bodega y servicios sanitarios.

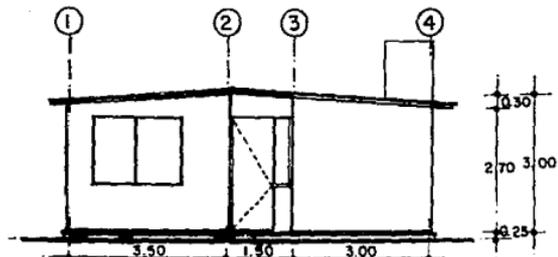
La distribución de éstas instalaciones será la misma para los dos anteproyectos que se proponen en éste trabajo, su representación esquemática se muestra en el esquema 5.6.P



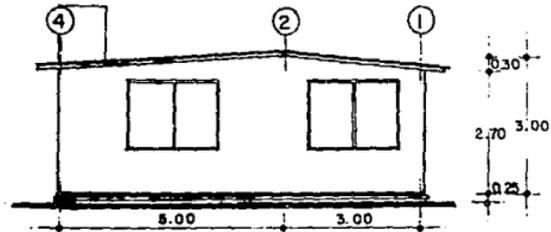
PLANTA "CASETA DE OPERACION"



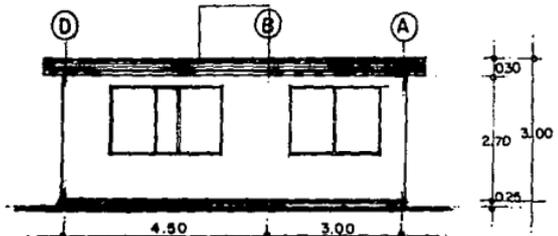
FACHADA LATERAL EJE ④



FACHADA ACCESO EJE A



FACHADA POSTERIOR EJE D



FACHADA LATERAL EJE ①

ESQUEMA 5.6
CASETA DE OPERACION
ESC. 1:100 COTAS: MTS.

5.2. ANTEPROYECTO HIDRAULICO.

En éste inciso se presenta el cálculo de los conductos que llevan el agua residual a cada unidad de tratamiento, también se definen las elevaciones a las que deberá estar cada unidad para que su funcionamiento hidráulico sea por gravedad.

Acontinuación se describe el recorrido que sigue el agua residual a través de la planta tomando como base el esquema 5.17.P.

Las aguas residuales de la ciudad se conducen por un emisor hasta una caja de derivación donde en época de lluvias se desvía el excedente que no pueda manejar la planta de tratamiento.

De ahí las aguas continúan por el emisor hasta que son descargadas a los pies de las bombas tornillo, las cuales suben el agua hasta el nivel que se requiere para que fluya por gravedad por todas las unidades de tratamiento, posteriormente el agua llega al desarenador donde se le retira todos los sólidos o partículas cuyo peso sea mayor a los sólidos orgánicos putrescibles del agua residual.

El agua que sale del desarenador se conduce hasta las lagunas anaerobias de cada módulo, para ello, el flujo que sale del desarenador se vierte en la "Caja Distribuidora 1" (ver esquema 5.14.P), para que se reparta entre cada laguna, dicha caja está provista de una serie de compuertas que permiten sacar de operación a cualquier laguna para su limpieza.

De la caja mencionada salen seis conductos, cada uno lleva una sexta parte de la variación de gastos que sale del desarenador hasta la "Caja Distribuidora 2" (ver esquema 5.13.P), donde el flujo se reparte entre tres tubos para conducir el agua hasta las tres cajas que alimentan a cada laguna (ver esquema 5.12.P).

Todos los conductos mencionados deberán manejar la variación de gastos que salen de la caja distribuidora-1 en condiciones normales y de limpieza, ésto es cuando de algún módulo se tenga que sacar de operación una de las dos lagunas anaerobias.

Es necesario reafirmar que el arreglo de las conducciones se proyec

tó de manera tal que las lagunas que integran un módulo estén conectadas entre sí buscando con ésto que cada módulo o tren de tratamiento trabaje independientemente.

En cada módulo el agua que sale de las dos lagunas anaerobias se capta en las cajas de salida (ver esquema 5.11.P), y por medio de tubos se conduce hasta la "Caja Colectora 1" (ver esquema 5.10.P) para que de ahí se lleve hasta la "Caja Distribuidora 3" (ver esquema 5.9.P) ; donde el flujo se reparte en cuatro tubos los cuales llevan el agua hasta las cuatro cajas de alimentación de la primer laguna facultativa (ver esquema 5.8.P).

Posteriormente el agua que sale de la primer laguna facultativa se recolecta en cuatro cajas de salida (ver esquema 5.7.P), y se manda directamente hasta las cuatro cajas de alimentación de la segunda laguna facultativa.

De la misma forma que se hizo en la primer laguna facultativa se capta el agua de la segunda laguna facultativa en cajas de salida, de ahí todo el caudal se recolecta en un mismo tubo y se manda hasta la "Caja distribuidora 4" (ver esquema 5.9.P) donde el flujo de nuevo se reparte entre cuatro tubos y se manda hasta las cuatro cajas de alimentación de la tercer laguna facultativa.

El agua que sale de la tercer laguna facultativa se capta en las cajas de salida y todo ese flujo se manda en un solo tubo hasta un pozo de visita donde éste recibe el caudal de los tres módulos y lo manda hasta el tanque de contacto de cloro para su desinfección, posteriormente ese mismo flujo se conduce hasta su disposición final que en este caso es el río Atoyac.

Para conocer las elevaciones de cada unidad de tratamiento se obtendrán las perdidas de carga que se van produciendo a lo largo de los conductos y estructuras que alimentan y distribuyen el flujo a cada unidad.

Por lo que el cálculo se hará en el sentido contrario del flujo, iniciando en la descarga, que en éste caso es el río Atoyac.

Es importante mencionar, que para todos los casos es necesario conocer el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME) en los cuerpos receptores, principalmente en el punto de descarga para que ésta se realice por arriba del NAME, ya que de lo contrario se puede provocar que el agua se remance hacia la planta propiciado que la carga hidráulica disminuya y evite que el flujo de la planta escurra por gravedad.

A continuación se presenta el cálculo de los tramos mostrados en el esquema 5.17.P.

5.2.1. CALCULO DE LOS TRAMOS MOSTRADOS EN EL ESQUEMA 5.17.P.

TRAMO 1-2 "DESCARGA - SALIDA DEL TANQUE DE CONTACTO DE CLORO".

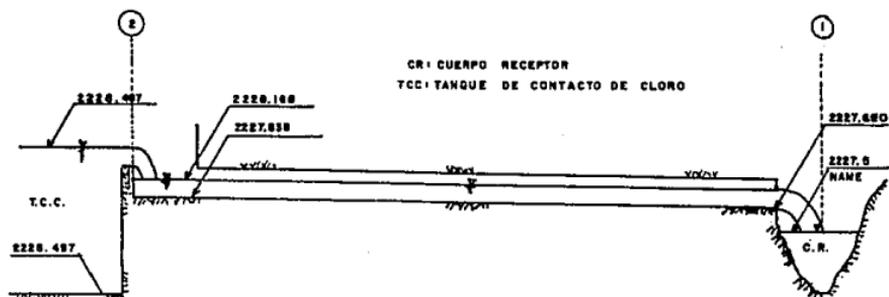


FIGURA 5.25 TRAMO 1-2

Como se muestra en la figura 5.25, este tramo conduce el agua residual ya tratada, desde la salida del tanque de contacto de cloro, hasta el punto de descarga, dicha salida es un vertedor rectangular.

El cálculo de este tramo y de toda la planta, toma como punto de partida, el NAME del río Atoyac en el punto de descarga.

En época de lluvias el NAME en el punto de descarga llega a estar

en la cota 2227.5 m.s.n.m., dicho nivel se obtuvo de la información proporcionada por el municipio de San Martín Texmelucan.

El cálculo del conducto mostrado en la figura 5.25 se presenta a continuación:

Este tubo de concreto deberá manejar los gastos de primera y segunda etapa que salen de las lagunas facultativas, estos gastos son:

Gasto medio de primera etapa: 180 l/s.

Gasto medio de segunda etapa: 270 l/s.

El cálculo parte de los siguiente:

Se propone una pendiente de 0.8 milésimas.

Para el gasto de segunda etapa se sustituyen valores en la ecuación (3) donde el diámetro comercial para tubos de concreto es de 76 cm. De la ecuación (1), el gasto (QTLL) y la velocidad (VTLL) a tubo lleno considerando el diámetro comercial valen:

$$QTLL = 326.2 \text{ l/s} \quad VTLL = 0.719 \text{ m/s}$$

Con la siguiente relación: $Q/QTLL$ se entra a la gráfica de la figura 5.3 para conocer el tirante y la velocidad la cual no debe ser menor de 0.6 m/s ni mayor de 3 m/s.

Sustituyendo valores se tiene que $Q/QTLL = 0.828$, de la figura 5.3 se tiene finalmente:

$$\text{Tirante en el conducto (T1)} = 0.53 \text{ m.}$$

$$\text{Velocidad} = 0.802 \text{ m/s.}$$

Como la velocidad cumple con el ámbito especificado la pendiente propuesta es correcta.

Para el gasto de primera etapa (180 l/s) se revisará la velocidad

considerando la misma pendiente y el mismo diámetro calculado, siguiendo el proceso de cálculo descrito, por lo que:

Tirante en el conducto (T2) = 0.27m.

Velocidad = 0.733 m/s.

Como la velocidad cumple con el ámbito especificado tanto para la primera y segunda etapa, se puede decir que el tubo puede funcionar con el diámetro y la pendiente propuesta.

Para terminar con el cálculo de éste tramo solo resta definir las dimensiones del vertedor en la salida del tanque de contacto de cloro, enseguida se describe dicho cálculo:

De la figura 5.26 se conoce; el ancho del vertedor ($b = 1\text{m.}$) y la altura de cresta ($w = 2\text{m.}$). Los gastos de diseño son 270 y 180 l/s.



FIGURA 5.26 VERTEADOR RECTANGULAR

De la ecuación general de vertedores rectangulares:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu b h^{3/2} \quad (36).$$

Donde: Q : Gasto [m^3/s].

b : Ancho del vertedor [m].

h : Carga sobre el vertedor [m].

μ : Constante del vertedor, para éste caso aplicando el criterio de Rehbock [Ref.14] que se adapta a lo que se plantea.

$$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left[1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{3/2} \quad (37)$$

Como se requiere conocer la carga sobre el vertedor (hv) se proponen valores de "hv" y se sustituyen en las ecuaciones (37) y (38) hasta que el gasto sea igual al de diseño.

En éste caso la carga sobre el vertedor para un gasto de 270 l/s es de hv₁ = 0.2796 m. y para un gasto de 180 l/s. es de hv₂ = 0.214 m.

Con los cálculos anteriores se pueden definir las elevaciones indicadas en la figura 5.25. a continuación se enlistan dichos niveles.

EN BASE A LA FIGURA 5.25 SE TIENEN LOS SIGUIENTES NIVELES EN:

NAME : 2227.50 m.s.n.m. [todas las elevaciones estan dadas en m.s.n.m]

PLANTILLA EN LA SALIDA DEL TUBO (h₁): NAME + Caída libre = 2227.638

PLANTILLA AL INICIO DEL TUBO(h₂): h₁ + pendiente * long. del tubo =
2227.638

AGUA EN LA ENTRADA DEL TUBO (h₃): h₂ + T1 = 2228.168

CRESTA DEL VERTEDEDOR (h₄): h₃ + Caída libre = 2228.218

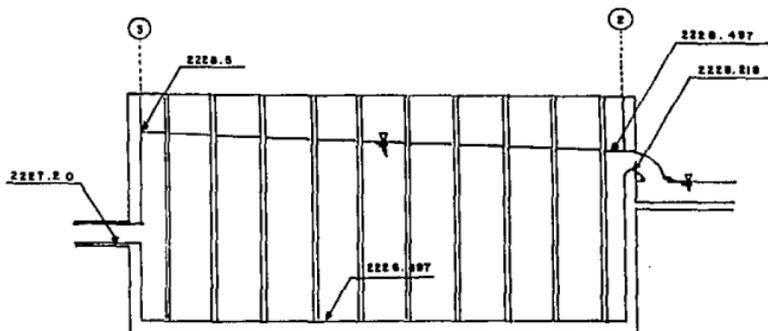
AGUA EN LA SALIDA DEL TANQUE DE CONTACTO (h₅): h₄ + hv₁ = 2228.497

TRAMO 2-3 "SALIDA DEL TANQUE DE CONTACTO DE CLORO - ENTRADA DEL TANQUE DE CONTACTO DE CLORO."

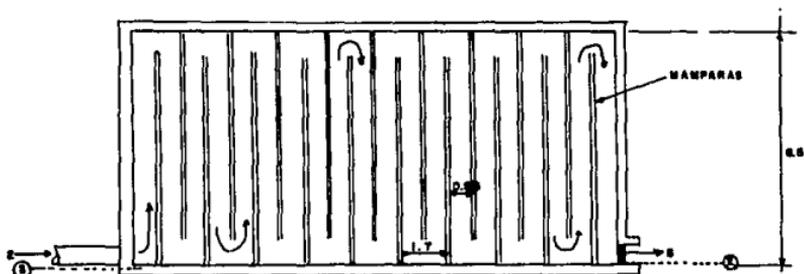
En éste tramo el agua entra al tanque de contacto y hace su recorrido a travez de las mampáras hasta el vertedor, durante el trayecto se presentan pérdidas de carga las cuales se calculan a continuación.

Tomando como base la figura 5.27 y partiendo de la ecuación de Manning se tiene:

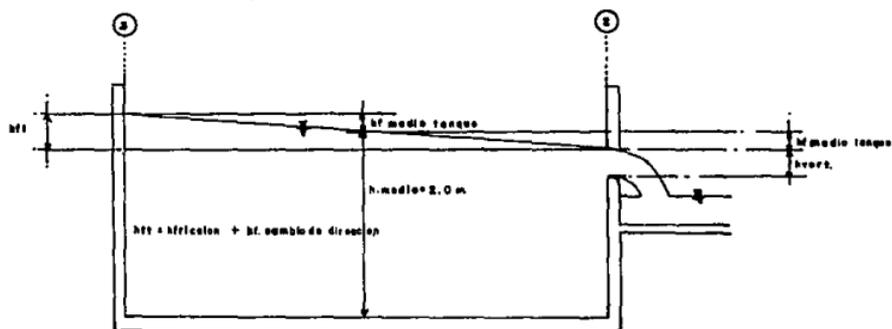
$$Q = A(1/n)(Rh)^{2/3}(hf/L)^{1/2} \quad (38)$$



(a) ELEVACION



(b) PLANTA



(c) PERFIL HIDRAULICO

FIGURA 5.27 TRAMO 2 - 3

Donde: Q : Gasto de diseño, en este caso se tomará en cuenta el gasto medio de segunda etapa, por ser el caudal más desfavorable. (0.270 m³/s).

A : Area de la sección (A = ancho(b) * tirante(y)), para este caso el ancho es de 0.85 m y el tirante es de 2 m.

n : Coeficiente de rugosidad de Manning, por ser concreto n = 0.013.

Rh : Radio hidráulico. [m].

hf : Pérdidas totales; éstas consideran pérdidas por fricción y por cambios de dirección.

L : Longitud, para este caso, de acuerdo con la figura 5.27/b
L = Ancho del tanque (8.50) * No. de Mamparas + 1 : L = 8.5*(19+1) = 170 m.

Reacomodando términos en función del tirante, ancho de la sección y las pérdidas de la ecuación (38).

$$Q = b (y + ht) (1/n) \left[\frac{b (y + ht)}{b + 2(y + ht)} \right]^{3/2} \left[\frac{ht}{L} \right]^{1/2} \quad (39)$$

Para conocer las pérdidas totales se proponen valores de "ht" y se sustituyen datos en la ecuación (39) hasta que el gasto "Q" sea igual al de diseño. En este caso las pérdidas valen ht = 0.0029 m.

Conocido el valor de "ht" se pueden obtener las elevaciones mostradas en la figura 5.27, enseguida se enlistan dichas elevaciones.

EN BASE A LA FIGURA 5.27a SE TIENEN LOS SIGUIENTES NIVELES EN:
[LAS ELEVACIONES ESTAN DADAS EN m.s.n.m.]

AGUA DEL TANQUE A LA SALIDA(hs): 2228.497

AGUA A LA ENTRADA DEL TANQUE(hs): hs + ht = 2228.5

PLANTILLA DEL TUBO A LA ENTRADA DEL TANQUE : hs - 0.7^{*} - Diámetro del tubo de entrada = 2227.2

FONDO DEL TANQUE: hs - tirante(2 m.) = 2226.487

• En este anteproyecto y en estos casos se está considerando que la clave de los tubos se encuentre a 70 cm. abajo de la superficie libre del agua para evitar la formación de posibles vórtices.

TRAMO 3-4 " ENTRADA DEL TANQUE - CAJA DE SALIDA DE LA TERCER LAGUNA FACULTATIVA ".

Como se muestra en la figura 5.28 el flujo del agua sigue el siguiente recorrido respecto al tramo de cálculo mostrado:

El agua que sale de la tercer laguna facultativa del módulo-3 es captada por las cajas de salida mostradas (ver esquema 5.7.P) y se manda hasta el pozo de visita III, donde se recibe el caudal de los otros dos módulos, y de ahí se conduce hasta el tanque de contacto de cloro. Enseguida se describe a detalle el cálculo de cada subtramo.

SUBTRAMO 3-I "ENTRADA DEL TANQUE DE CONTACTO - POZO DE VISITA-I".

En este subtramo el agua sale del pozo de visita y se conduce hasta la entrada del tanque de contacto de cloro, los gastos que maneja este tramo es el gasto medio que sale de los módulos, tanto de primera y segunda etapa:

Gasto medio de primera etapa: 180 l/s.

Gasto medio de segunda etapa: 270 l/s.

El conducto de este subtramo debe manejar los gastos mencionados.

Debido a la variación de gastos que debe manejar este tubo se emplearán tubos de fibrocemento, que ofrecen menor resistencia al flujo que los tubos de concreto, y además de que es posible tener menores pérdidas de carga.

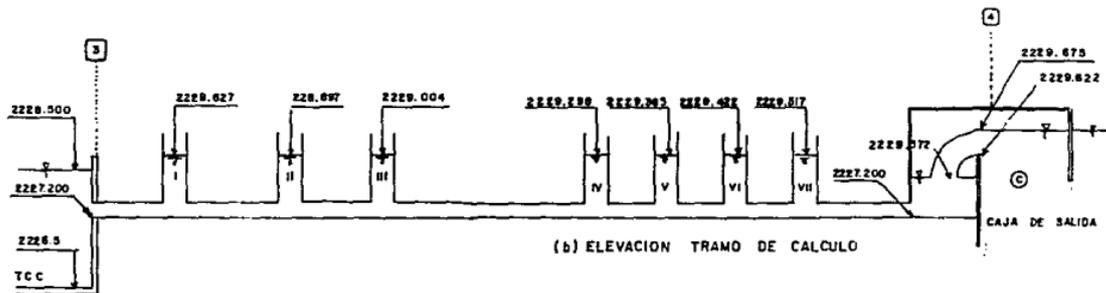
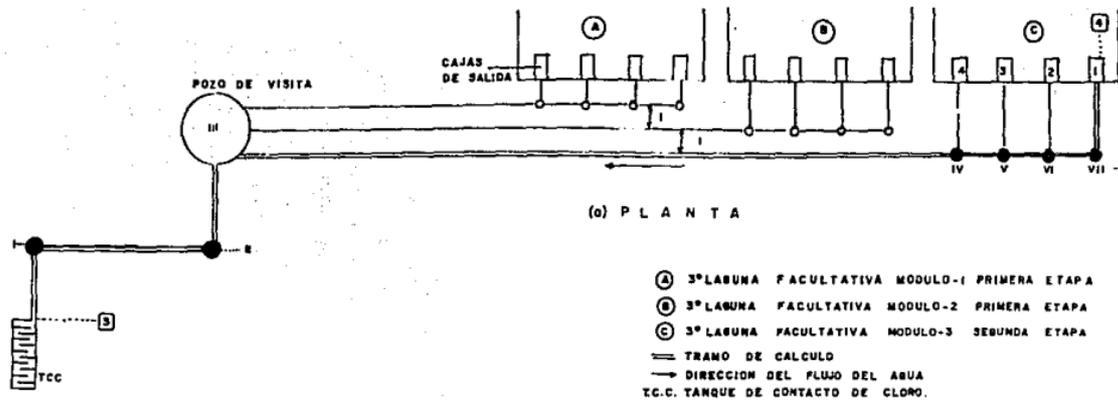


FIGURA 5.28 TRAMO 3 - 4

CALCULO DEL DIAMETRO DEL CONDUCTO:

De la tabla 1.A del ANEXO-5 de esta tesis se propone un diámetro comercial, para éste caso el diámetro (D_c) vale 60 cm, como trabajará a tubo lleno la velocidad se obtiene con la expresión (40), la cual no debe ser mayor de 3 m/s ni menor de 0.6 m/s.

$$V = \frac{4 Q}{\pi D_c} \quad (40).$$

Para el gasto medio de primera etapa:

$$V_1 = 4(0.180)/(\pi \times 0.60) = 0.64 \text{ m/s.}$$

Para el gasto medio de segunda etapa:

$$V_2 = 4(0.270)/(\pi \times 0.60) = 0.95 \text{ m/s.}$$

Como cumplen con el ámbito de velocidad especificado el diámetro comercial propuesto es el adecuado.

CALCULO DE PERDIDAS:

Tomando como base la figura 5.28.(b) se tienen las siguientes pérdidas:

ENTRADA: De la figura 1.A. del ANEXO-5 se tiene que el valor del coeficiente "K" vale; $K = 0.5$, por lo tanto sustituyendo datos en la ecuación (41) que es la ecuación general para calcular pérdidas locales y considerando la velocidad más desfavorable, se tiene que la pérdida a la entrada vale:

$$h_E = K \frac{\text{Velocidad } (V^2)}{2g} \quad (41).$$
$$= 0.5 \frac{(0.95)^2}{2g} = 0.023 \text{ m.}$$

SALIDA: Como la salida es ahogada y considerando que el tubo no cambia su area [ver figura 2.A-ANEXO-5] el coeficiente "K" según la tabla [2.A-ANEXO-5], vale "1", por lo que las pérdidas por salida son:

$$h_s = 1 \frac{(0.95)^2}{2g} = 0.046 \text{ m.}$$

FRICCIÓN: Estas pérdidas se obtienen con la ecuación (42).

$$h_f = f_o \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (42).$$

Donde :

L : Longitud del tubo [m].

V : Velocidad [m/s].

D : Diámetro [m].

f_o: Coeficiente de rugosidad, que se obtiene de la gráfica de la figura 3.A. ANEXO-5 y está en función de la relación ϵ/D_c y el número de Reynolds (Re). ec. (43).

$$Re = \frac{V D_c}{\nu} \quad (43)$$

Donde: Re: Número de Reynolds.

V: Velocidad [cm/s]

D_c: Diámetro comercial [cm].

ν : Viscosidad del agua [cm²/s], para éste caso $\nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$.

Para éste caso el valor de "f_o" se obtiene de la siguiente forma; de la relación ϵ/D_c el valor de " ϵ " = 0.011 mm., por ser fibrocemento y el diámetro es de 60 cm = 600 mm., por lo tanto la relación $\epsilon/D = 1.8 \times 10^{-5}$, y el número de Reynolds vale, sustituyendo en la expresión (43), Re = 570000, con ambos valores se entra a la gráfica de la figura 3.A. y se tiene que "f_o" = 0.0135. Sustituyendo éste valor en la expresión (42), considerando que la longitud del tubo de éste subtramo es de 7 m. se tiene:

$$h_f = 0.0135 \frac{(7)}{0.60} \frac{(0.95)^2}{2g} = 0.0077 \text{ m.}$$

Sumando todas las pérdidas se tiene una pérdida de carga en éste

subtramo de: $h_{t2-1} = 0.077$ m.

SUBTRAMO I - II "POZO DE VISITA-I - POZO DE VISITA-II".

En esta parte se manejan los mismos caudales del subtramo anterior, por lo que el conducto será del mismo material "fibrocemento" y del mismo diámetro, solo que la longitud "L" del tubo es de 200 m. por lo tanto siguiendo el procedimiento descrito anteriormente y sustituyendo valores en las respectivas ecuaciones se tiene los siguientes resultados:

Diámetro (D): 0.6 m.

Material: Fibrocemento.

Longitud del tubo: 200 m.

Gasto de primera etapa: 180 l/s.

Velocidad primera etapa: 0.64 m/s.

Gasto de segunda etapa: 270 l/s.

Velocidad segunda etapa: 0.95 m/s.

P E R D I D A S

ENTRADA: $h_e = 0.023$ m.

SALIDA: $h_s = 0.046$ m.

FRICCIÓN: $h_f = 0.007$ m.

TOTALES: $h_{t2-1} = 0.077$ m.

Para el cálculo de las pérdidas, en este caso se consideró el gasto y la velocidad más desfavorable, que fueron los de segunda etapa.

SUBTRAMO II - III "POZO DE VISITA-II - POZO DE VISITA -III".

El agua que sale de las lagunas facultativas de todos los módulos se recolecta en el pozo de visita-III y se manda por un solo conducto hasta el pozo de visita-II, dicho conducto tiene una longitud de 37 m, los caudales que maneja este subtramo son los mismos del subtramo anterior, por lo que siguiendo el mismo proceso de cálculo se tiene lo siguiente:

Diámetro (D): 0.6 m.

Material: Fibrocemento.

Longitud del tubo: 200 m.

Gasto de primera etapa: 180 l/s.

Velocidad primera etapa: 0.64 m/s.

Gasto de segunda etapa: 270 l/s.

P E R D I D A S

ENTRADA: $h_e = 0.023$ m.

SALIDA: $h_s = 0.046$ m.

FRICCIÓN: $h_f = 0.007$ m.

TOTALES: $h_{t2-III} = 0.077$ m.

Velocidad segunda etapa: 0.95 m/s.

Para el cálculo de las pérdidas, en este caso se consideró el gasto y la velocidad más desfavorable, que fueron los de segunda etapa.

SUBTRAMO III - IV "POZO DE VISITA III - POZO DE VISITA IV"

De acuerdo con la figura 5.28 el flujo de agua de este subtramo de cálculo sale del pozo de visita-IV, el cual recibe los gastos de las cuatro cajas de salida de la tercer laguna facultativa correspondiente al módulo III (Cada caja de salida de las lagunas facultativas recibe un gasto de 22.5 l/s) y los manda por un solo conducto hasta el pozo de visita-III, el caudal que maneja dicho tubo es de 90 l/s, que corresponde al gasto medio del módulo de diseño, aquí no se considera la variación de gastos del módulo base debido a que por los tiempos de retención de las lagunas, dicha variación se amortigua, la longitud del mencionado conducto es de 260 m., el material de este tubo será de fibrocemento.

Realizando el mismo proceso de cálculo mencionado se tiene:

Diametro (D): 0.4 m.

Material: Fibrocemento.

Longitud del tubo: 260 m.

Gasto de diseño: 90 l/s.

Velocidad : 0.72 m/s.

P E R D I D A S

ENTRADA: $h_e = 0.010$ m.

SALIDA: $h_s = 0.026$ m.

FRICCIÓN: $h_f = 0.256$ m.

TOTALES: $h_{TOT-IV} = 0.294$ m.

SUBTRAMO IV-V "POZO DE VISITA-IV - POZO DE VISITA-V"

En base a la figura 5.28, en el pozo de visita-V, se recibe el caudal de las cajas de salida 3, 2, y 1, y se manda por un conducto hasta el pozo de visita-IV, el gasto que debe manejar el tubo es de 67.5 l/s y tiene una longitud de 25 m., por lo que siguiendo el mismo proceso de cálculo descrito se tiene:

Diámetro (D): 0.35 m.
Material: Fibrocemento.
Longitud del tubo: 25 m.
Gasto de diseño: 67.5 l/s.
Velocidad : 0.70 m/s.

P E R D I D A S

ENTRADA: $h_E = 0.013$ m.
SALIDA: $h_S = 0.025$ m.
FRICCIÓN: $h_f = 0.029$ m.
TOTALES: $h_{(v-v)} = 0.065$ m.

SUBTRAMO V-VI "POZO DE VISITA-V - POZO DE VISITA-VI"

Tomando como base la figura 5.28, en el pozo de visita-VI, se recibe el caudal de las cajas de salida 2 y 1, y se manda por un conducto hasta el pozo de visita-V, el gasto que debe manejar el tubo es de 45 l/s, y tiene una longitud de 25 m., dado el caudal de diseño y como se busca que las pérdidas de carga sean menores, se utilizarán para este caso tubos de PVC por lo que siguiendo el mismo proceso de cálculo de rito se tiene:

CALCULO DEL DIAMETRO DEL TUBO:

De la tabla 3.A Anexo-5 se propone un diámetro de 0.30 m. por lo que sustituyendo en la ecuación (40), la velocidad del flujo a tubo lleno sera de 0.64 m/s, la cual cumple con lo especificado.

CALCULO DE LAS PERDIDAS:

ENTRADA: Sustituyendo valores en la ecuación (41) se tiene: $h_E = 0.010$ m.

SALIDA: Sustituyendo valores en la ecuación (41), para un valor de "K=1" se tiene: $h_S = 0.021$ m.

FRICCIÓN: Sustituyendo datos en la ecuación (43) y (42), pero considerando que el valor de " $\epsilon = 0.0015$ ", que es el coeficiente de rugosidad para tubos de PVC., se tiene que las pérdidas por fricción valen: $h_f = 0.028$ m.

TOTAL: $h_{(v-v)} = 0.059$ m.

SUBTRAMO VI-VII "POZO DE VISITA-VI = POZO DE VISITA-VII".

Según la figura 5.28, el pozo de visita-VII recibe el caudal de la caja de salida 1 y lo conduce por un conducto hasta el pozo de visita-VI, el gasto que maneja dicho tubo es de 22.5 l/s y tiene una longitud de 25 m., el material del tubo será de PVC, por las razones anteriormente mencionadas, por lo que siguiendo el mismo proceso de cálculo explicado en el subtramo V-VI se tiene:

Diámetro (D): 0.2 m.
Material: PVC
Longitud del tubo: 25 m.
Gasto de diseño: 22.5 l/s.
Velocidad : 0.72 m/s.

P E R D I D A S
ENTRADA: $h_e = 0.013$ m.
SALIDA: $h_s = 0.026$ m.
FRICCIÓN: $h_f = 0.056$ m.
TOTALES: $h_{t(vi-vii)} = 0.095$ m.

SUBTRAMO VII-4 "POZO DE VISITA-VII = CAJA DE SALIDA DE LA TERCER LAGUNA FACULTATIVA".

En ésta parte el agua que sale de la tercer laguna facultativa se vierte a las cajas de salida, cada una de estas cajas cuenta con una pantalla de grasas y un vertedor que maneja un caudal de 22.5 l/s, para el caso de éste subtramo se hará referencia a la caja de salida-1, la cual se muestra en la figura 5.28, el agua que se vierte en la caja se manda por un conducto hasta el pozo de visita-VII, dicho tubo maneja un gasto de 22.5 l/s y tiene una longitud de 7 m., por lo que siguiendo el proceso de cálculo del subtramo V-VI se tiene:

Diámetro (D): 0.2 m.
Material: PVC
Longitud del tubo: 7 m.
Gasto de diseño: 22.5 l/s.
Velocidad : 0.72 m/s.

P E R D I D A S
ENTRADA: $h_e = 0.013$ m.
SALIDA: $h_s = 0.026$ m.
FRICCIÓN: $h_f = 0.016$ m.
TOTALES: $h_{t(vi-vii)} = 0.055$ m.

CALCULO DEL VERTEDEDOR DE LA CAJA DE SALIDA DE LAS LAGUNAS FACULTATIVAS.

El proceso de cálculo es el mismo que se realizó en el tramo 1-2 por lo que sustituyendo valores en la ecuación (37) y (36), considerando un ancho de vertedor (b) = 1 m., altura de cresta (w) = 2.40 m. se tiene para una carga de vertido " $h_{vert} = 0.053$ m" un gasto de 22.5 l/s, que es el caudal que debe salir por cada caja de salida.

En el esquema S.7.P se muestra el modelo de una caja de salida para las lagunas facultativas.

Finalmente para concluir con este tramo se tienen las elevaciones siguientes que son las que se muestran en la figura 5.28b.

EN BASE A LA FIGURA 5.28b SE TIENEN LOS SIGUIENTES NIVELES EN:
[LAS ELEVACIONES ESTAN DADAS EN m.s.n.m.]

AGUA EN EL T.C.C. A LA ENTRADA (h_0): 2228.5

PLANTILLA DEL TUBO A LA ENTRADA DEL T.C.C.: 2227.2

AGUA EN EL POZO DE VISITA-I (h_1): $h_0 + h_{t(I-I)}$ = 2228.627

AGUA EN EL POZO DE VISITA-II (h_2): $h_1 + h_{t(II-II)}$ = 2228.897

AGUA EN EL POZO DE VISITA-III (h_3): $h_2 + h_{t(III-III)}$ = 2229.004

AGUA EN EL POZO DE VISITA-IV (h_4): $h_3 + h_{t(IV-IV)}$ = 2229.298

AGUA EN EL POZO DE VISITA-V (h_5): $h_4 + h_{t(V-V)}$ = 2229.363

AGUA EN EL POZO DE VISITA-VI (h_6): $h_5 + h_{t(VI-VI)}$ = 2229.422

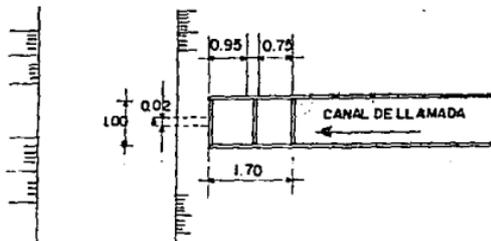
AGUA EN EL POZO DE VISITA-VII (h_7): $h_6 + h_{t(VII-VII)}$ = 2229.517

AGUA EN LA CAJA DE SALIDA (h_8): $h_7 + h_{t(VIII-8)}$ = 2229.572

CRESTA DEL VERTEDEDOR (h_{14}): $h_8 + \text{caída libre}$ = 2229.622

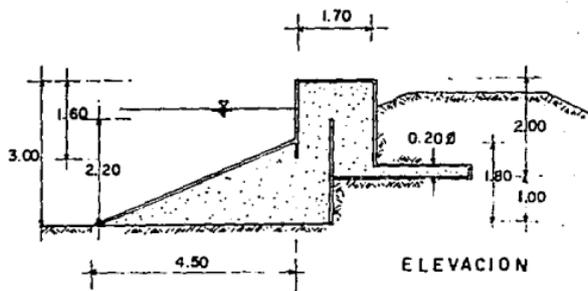
AGUA EN LA 3er. LAGUNA FACULTATIVA (h_{15}): $h_{14} + h_{vert}$ = 2229.675

PLANTILLA DE LA CAJA : 2227.2 (A este nivel deberán quedar todas las cajas de salida de la 3er. laguna facultativa de todos los módulos.



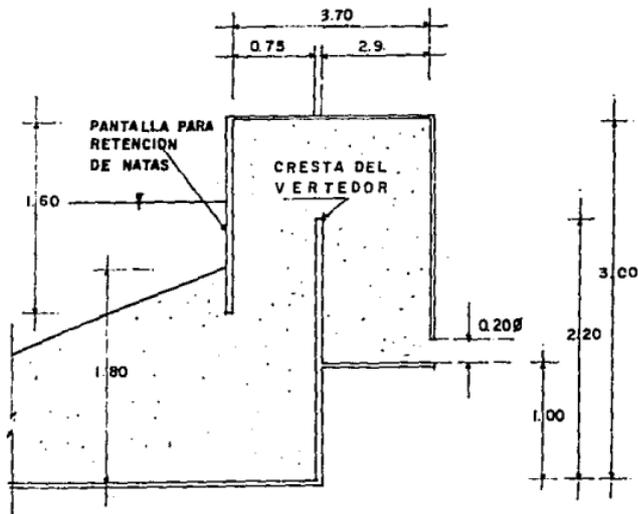
ESC. 1:100
COTAS : metros

PLANTA



ELEVACION

CAJA DE SALIDA INSTALADA EN LA LAGUNA



CAJA DE SALIDA "ELEVACION"



PLANTA CAJA DE SALIDA

ESC. 1:40
COTAS : metros

ESQUEMA 5.7.P
CAJA DE SALIDA -TIPO
LAGUNAS FACULTATIVAS

TRAMO 4'-5 "CAJA ALIMENTADORA DE LA TERCER LAGUNA FACULTATIVA - CAJA DE SALIDA DE LA SEGUNDA LAGUNA FACULTATIVA".

El agua que sale del segundo conjunto de lagunas facultativas se recibe en cajas de salida y se conduce por cada módulo hasta una caja de distribución, donde se reparte a cada caja alimentadora del tercer conjunto de lagunas, en la figura 5.29a se muestra en planta el arreglo mencionado, en la misma figura se indica el tramo que se calculará y a continuación se presenta el cálculo de cada subtramo indicado.

SUBTRAMO 4'-I "SALIDA DEL TUBO ALIMENTADOR - CAJA DE ALIMENTACION".

El flujo que entra a la caja de alimentación se reparte entre dos tubos que alimentan directamente a la laguna, el gasto que entra a la caja es de 22.5 l/s que es una cuarta parte del gasto medio del módulo de diseño, cada laguna facultativa cuenta con cuatro cajas de este tipo, los tubos que alimentan a la laguna se encuentran en el fondo de ésta y tienen una longitud de 15 m., éstos tubos manejan un gasto de 11.25 l/s, la representación gráfica de ésta caja se muestra en el esquema 5.8.P, los tubos de alimentación son de PVC.

El calculo de éste subtramo es el mismo que se realizó en el subtramo 3-I del tramo 3-4 por lo que se tienen los siguientes resultados:

Diámetro (D): 0.15 m.

Material: PVC

Longitud del tubo: 15 m.

Gasto de diseño: 11.25 l/s.

Velocidad : 0.63 m/s.

P E R D I D A S

ENTRADA: $h_E = 0.01$ m.

SALIDA: $h_S = 0.021$ m.

FRICCION: $h_f = 0.025$ m.

TOTALES: $h_{t(4-I)} = 0.056$ m.

SUBTRAMO I-II "CAJA DE ALIMENTACION - POZO DE VISITA-II".

De acuerdo con la figura 5.29a el pozo de visita-II recibe el caudal de la caja distribuidora-4 y se manda por un conducto hasta la caja de alimentación, dicho tubo maneja un gasto de 22.5 l/s y tiene una

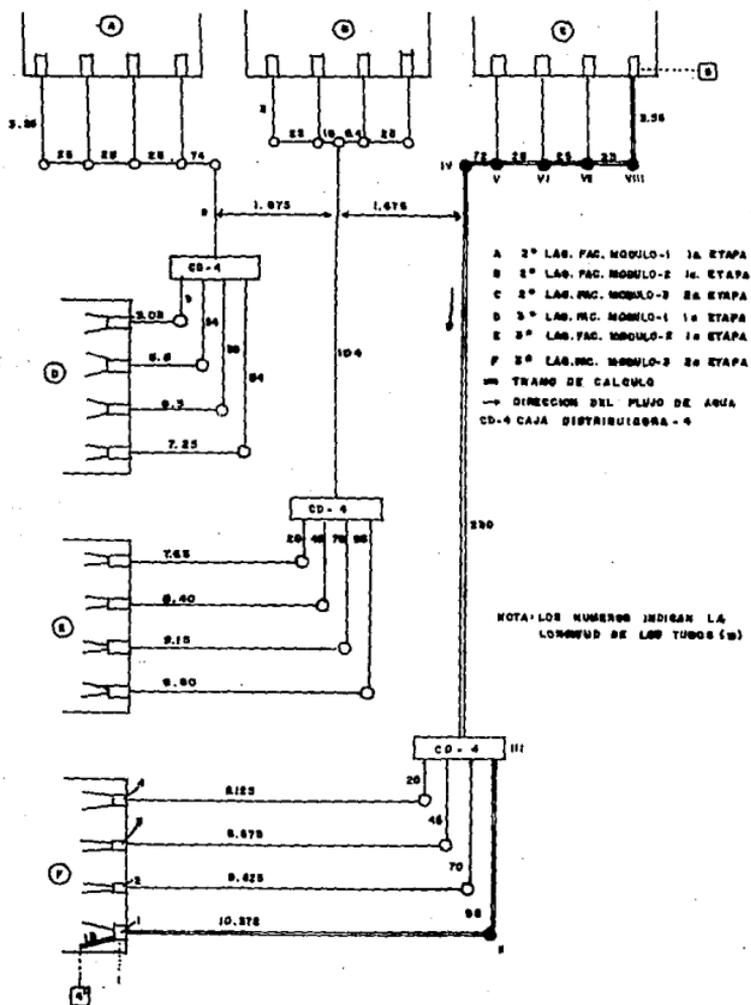
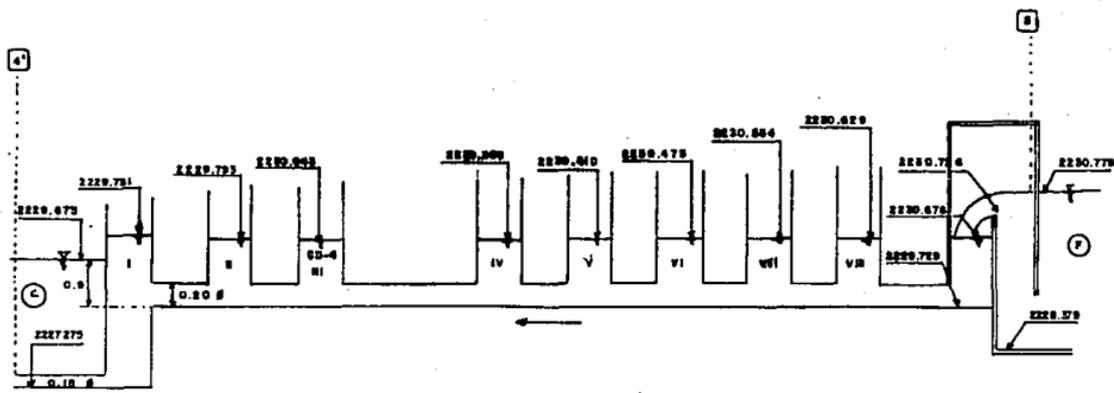


FIGURA 529(a) TRAMO 4'-5 "PLANTA"

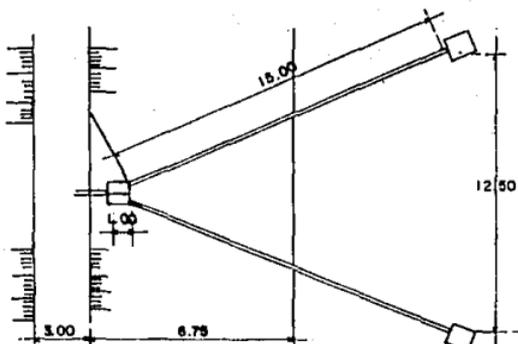
102



ELEVACION "TRAMO DE CALCULO"

FIGURA 5.29(b) TRAMO 4' - 5 "ELEVACION"

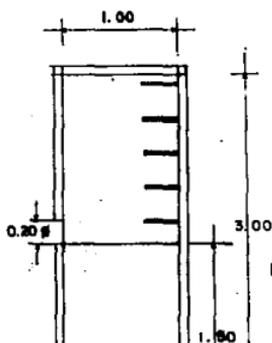
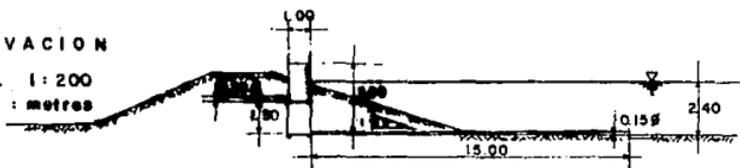
PLANTA
 ESC. 1:200
 COTAS : metros



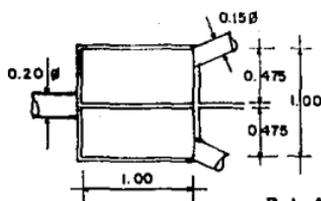
CAJA DE ALIMENTACION EN LA LAGUNA FACULTATIVA

LOSA ROMPE
 CHORRO 5 x 5 m.

ELEVACION
 ESC. 1:200
 COTAS : metros



ELEVACION



PLANTA

ESC. 1:40
 COTAS : metros

DETALLE CAJA DE ALIMENTACION

ESQUEMA S.B.P.
 CAJA DE ALIMENTACION
 LAGUNAS FACULTATIVAS

longitud de 10.4 m., el material del tubo es de PVC. por lo que siguiendo el mismo proceso de calculo del subtramo V-VI. se tiene:

Diámetro (D): 0.2 m.

Material: PVC

Longitud del tubo: 10.40 m.

Gasto de diseño: 22.5 l/s.

Velocidad : 0.72 m/s.

P E R R I D A S

ENTRADA: $h_E = 0.013$ m.

SALIDA: $h_S = 0.026$ m.

FRICCION: $h_f = 0.023$ m.

TOTALES: $h_{T+FR} = 0.062$ m.

SUBTRAMO II-III "POZO DE VISITA-II - CAJA DISTRIBUIDORA-4".

En base a la figura 5.29a la caja distribuidora-4 recibe el caudal que sale de la segunda laguna facultativa y lo distribuye entre las cuatro cajas de alimentación, el conducto que sale de la caja y llega al pozo de visita maneja un gasto de 22.5 l/s y tiene una longitud de 95 m., por lo que siguiendo el proceso de cálculo descrito en el subtramo V-VI del tramo 3-4 se tiene:

Diámetro (D): 0.2 m.

Material: PVC

Longitud del tubo: 95 m.

Gasto de diseño: 22.5 l/s.

Velocidad : 0.72 m/s.

P E R R I D A S

ENTRADA: $h_E = 0.013$ m.

SALIDA: $h_S = 0.026$ m.

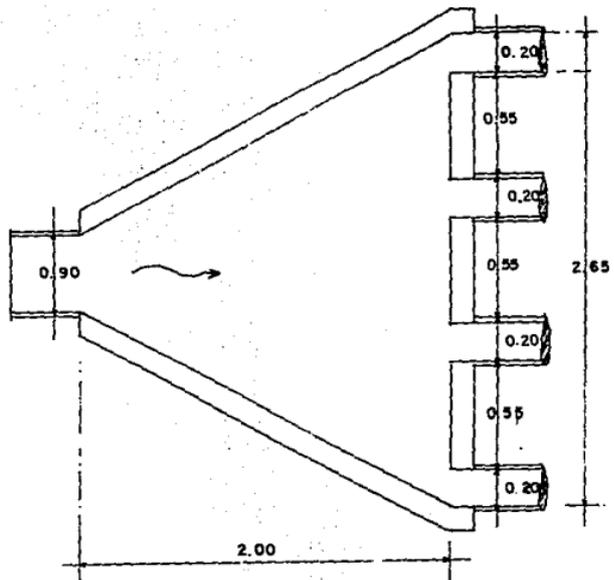
FRICCION: $h_f = 0.211$ m.

TOTALES: $h_{T+FR} = 0.25$ m.

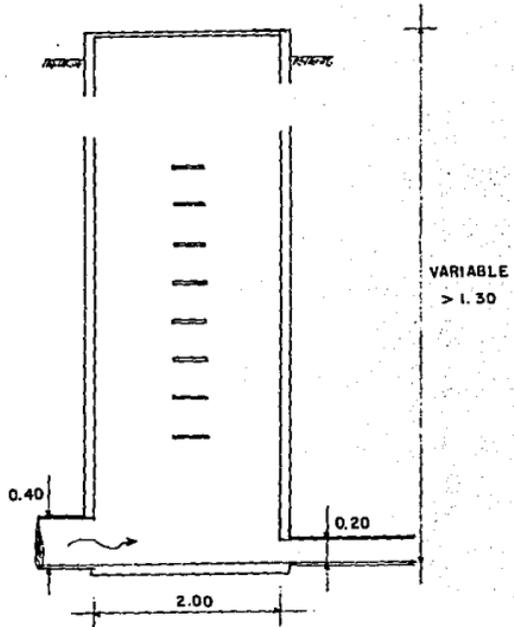
La representación gráfica de la caja distribuidora-4 se muestra en el esquema 5:9.P.

SUBTRAMO III-IV "CAJA DISTRIBUIDORA-4 - POZO DE VISITA-IV".

Este subtramo maneja el gasto que sale de la segunda laguna facultativa del módulo-3, el conducto que une el pozo de visita-IV con la caja distribuidora-4 maneja un gasto de 90 l/s. y tiene una longitud de 200 m. el material del tubo es de fibrocemento, por lo que el cál-



PLANTA
 ESC. 1: 25
 COTAS : metros



ELEVACION
 ESC. 1: 50
 COTAS : metros

ESQUEMA 5.9.P.
 CAJA DISTRIBUIDORA
 TIPO - "A"

culo se hará siguiendo el proceso descrito en el subtramo 3-1 del tramo 3-4, hecho lo anterior se tiene lo siguiente:

Diámetro (D): 0.4 m.

Material: Fibrocemento

Longitud del tubo: 230 m.

Gasto de diseño: 90 l/s.

Velocidad : 0.72 m/s.

P E R D I D A S

ENTRADA: $h_E = 0.013$ m.

SALIDA: $h_S = 0.026$ m.

FRICCIÓN: $h_f = 0.218$ m.

TOTALES: $h_{(III-IV)} = 0.26$ m.

SUBTRAMO IV-V "POZO DE VISITA-IV = POZO DE VISITA-V".

El pozo de visita-V recibe el gasto de las cuatro cajas de salida de la segunda laguna facultativa y las manda por un conducto hasta el pozo de visita-IV, dicho conducto maneja el gasto medio del módulo base (90 l/s) y tiene una longitud de 72 m. el material del tubo es de fibrocemento por lo que el cálculo es el mismo del subtramo anterior, teniendo lo siguiente:

Diámetro (D): 0.4 m.

Material: Fibrocemento

Longitud del tubo: 72 m.

Gasto de diseño: 90 l/s.

Velocidad : 0.72 m/s.

P E R D I D A S

ENTRADA: $h_E = 0.013$ m.

SALIDA: $h_S = 0.026$ m.

FRICCIÓN: $h_f = 0.065$ m.

TOTALES: $h_{(IV-V)} = 0.107$ m.

SUBTRAMO V-VI "POZO DE VISITA-V = POZO DE VISITA-VI".

Este subtramo tiene las mismas características del subtramo IV-V del tramo 3-4, por lo que solo se presentará lo siguiente:

Diámetro (D): 0.35 m.

Material: Fibrocemento

P E R D I D A S

TOTALES: $h_{(V-VI)} = 0.065$ m.

SUBTRAMO VI-VII "POZO DE VISITA-VI = POZO DE VISITA-VII".

Este subtramo tiene las mismas características del subtramo V-VI del tramo 3-4, por lo que solo se presentará lo siguiente:

Diámetro (D): 0.30 m.

Material: PVC

P E R D I D A S

TOTALES: $h_{tvi-vii} = 0.059$ m.

SUBTRAMO VII-VIII "POZO DE VISITA-VII = POZO DE VISITA-VIII".

Este subtramo tiene las mismas características del subtramo VI-VII del tramo 3-4, por lo que solo se presentará lo siguiente:

Diámetro (D): 0.2 m.

Material: PVC

P E R D I D A S

TOTALES: $h_{tvii-viii} = 0.095$ m.

SUBTRAMO VIII-5 "POZO DE VISITA-VIII = CAJA DE SALIDA DE LA SEGUNDA LAGUNA FACULTATIVA".

Este subtramo tiene el mismo funcionamiento del subtramo VII-4 del tramo 3-4, por lo que todo el cálculo es el mismo solo varía la longitud del tubo que vale 3.5 m. por lo que se tiene lo siguiente:

Diámetro (D): 0.2 m.

Material: PVC

Longitud del tubo: 3.5 m.

Gasto de diseño: 22.5 l/s.

Velocidad: 0.72 m/s.

Carga del vertedor: $h_{vert} = 0.053$ m.

P E R D I D A S

ENTRADA: $h_e = 0.013$ m.

SALIDA: $h_s = 0.026$ m.

FRICCIÓN: $h_f = 0.008$ m.

TOTALES: $h_{tvi-viii} = 0.047$ m.

Finalmente para concluir con éste tramo se tienen las elevaciones siguientes que son las que se muestran en la figura 5.29b.

EN BASE A LA FIGURA 5.29b SE TIENEN LOS SIGUIENTES NIVELES EN:
[LAS ELEVACIONES ESTAN DADAS EN m.s.n.m.]

AGUA EN LA 3er. LAGUNA FACULTATIVA (h_{16}): 2229.675

PLANTILLA DEL TUBO ALIMENTADOR: h_{15} - Profundidad de la laguna =
2227.275

PLANTILLA DEL TUBO A LA ENTRADA DE LA CAJA: $h_{16} - 0.7^*$ - Diametro del
tubo = 2228.775

AGUA EN LA CAJA DE ALIMENTACION (h_{17}): $h_{16} + h_{t(1-17)}$ = 2229.731

PLANTILLA DE LA CAJA DE ALIMENTACION: 2227.275 (A este nivel se coloca
rán el resto de las cajas para los módulos 3,2 y 1
del 3er. conjunto de lagunas facultativas).

AGUA EN EL POZO DE VISITA-II (h_{18}): $h_{17} + h_{t(1-18)}$ = 2229.793

AGUA EN EL POZO DE VISITA-III (h_{19}): $h_{18} + h_{t(18-19)}$ = 2230.043

AGUA EN EL POZO DE VISITA-IV (h_{20}): $h_{19} + h_{t(19-20)}$ = 2230.303

AGUA EN EL POZO DE VISITA-V (h_{21}): $h_{20} + h_{t(20-21)}$ = 2230.410

AGUA EN EL POZO DE VISITA-VI (h_{22}): $h_{21} + h_{t(21-22)}$ = 2230.475

AGUA EN EL POZO DE VISITA-VII (h_{23}): $h_{22} + h_{t(22-23)}$ = 2230.534

AGUA EN EL POZO DE VISITA-VIII (h_{24}): $h_{23} + h_{t(23-24)}$ = 2230.629

AGUA EN LA CAJA DE SALIDA (h_{25}): $h_{24} + h_{t(24-25)}$ = 2230.676

PLANTILLA DE LA CAJA DE SALIDA: $h_{25} - 0.7^*$ = 2229.729 (A este nivel se
colocarán las cajas de salida para los mó
dulos 3,2, y 1 del segundo conjunto de la
gunas facultativas).

PLANTILLA DEL TUBO A LA SALIDA DE LA CAJA: $h_{25} - 0.7^*$ = 2229.729

CRESTA DEL VERTEDOR EN LA CAJA (h_{26}): $h_{25} +$ Caida libre = 2230.726

AGUA EN LA SEGUNDA LAGUNA FACULTATIVA (h_{26}): $h_{25} + h_{vert}$ = 2230.779

TRAMO 5'-II "CAJA DE ALIMENTACION DE LA SEGUNDA LAGUNA FACULTATIVA - CAJA DE SALIDA DE LA PRIMER LAGUNA FACULTATIVA".

En esta parte el agua del primer conjunto de lagunas se vierte en cajas de salida y se conduce a las cajas de alimentación del segundo conjunto de lagunas, de la forma en que se muestra en la figura 5.30, cada caja maneja un gasto de 22.5 l/s.

SUBTRAMO 5'-I "TUBO DE ALIMENTACION - CAJA DE ALIMENTACION".

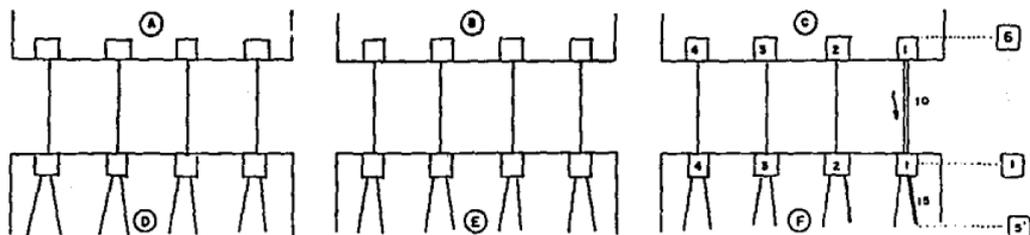
Esta parte tiene el mismo funcionamiento del subtramo 4'-I del tramo 4'-5, por lo que se tiene:

Diámetro (D): 0.15 m.	<u>P E R D I D A S</u>
Material: PVC	ENTRADA: $h_E = 0.01$ m.
Longitud del tubo: 15 m.	SALIDA: $h_S = 0.021$ m.
Gasto de diseño: 11.25 l/s.	FRICCIÓN: $h_f = 0.025$ m.
Velocidad : 0.63 m/s.	TOTALES: $h_{T(5-I)} = 0.056$ m.

SUBTRAMO 1-6 "CAJA DE ALIMENTACION - CAJA DE SALIDA".

Como lo muestra la figura 5.30b el agua que sale de la 1er. laguna facultativa se vierte en la caja de salida y posteriormente se conduce hasta la caja de alimentación para repartir el flujo entre los dos tubos alimentadores de la segunda laguna facultativa, dicho tubo maneja un gasto de 22.5 l/s y tiene una longitud de 10 m., por lo que se tiene lo siguiente:

Diámetro (D): 0.2 m.	<u>P E R D I D A S</u>
Material: PVC	ENTRADA: $h_E = 0.013$ m.
Longitud del tubo: 3.5 m.	SALIDA: $h_S = 0.026$ m.
Gasto de diseño: 22.5 l/s.	FRICCIÓN: $h_f = 0.008$ m.
Velocidad : 0.72 m/s.	TOTALES: $h_{T(1-6)} = 0.047$ m.
Carga del vertedor: $h_{vert} = 0.053$ m.	



(a) PLANTA

- (A) 1er. LAGUNA FACULTATIVA MÓDULO-1 PRIMERA ETAPA
 - (B) 1er. LAGUNA FACULTATIVA MÓDULO-2 PRIMERA ETAPA
 - (C) 1er. LAGUNA FACULTATIVA MÓDULO-3 SEGUNDA ETAPA
 - (D) 2o. LAGUNA FACULTATIVA MÓDULO-1 PRIMERA ETAPA
 - (E) 2o. LAGUNA FACULTATIVA MÓDULO-2 PRIMERA ETAPA
 - (F) 2o. LAGUNA FACULTATIVA MÓDULO-3 SEGUNDA ETAPA
- TRAMO DE CALCULO
 → DIRECCION DEL FLUJO

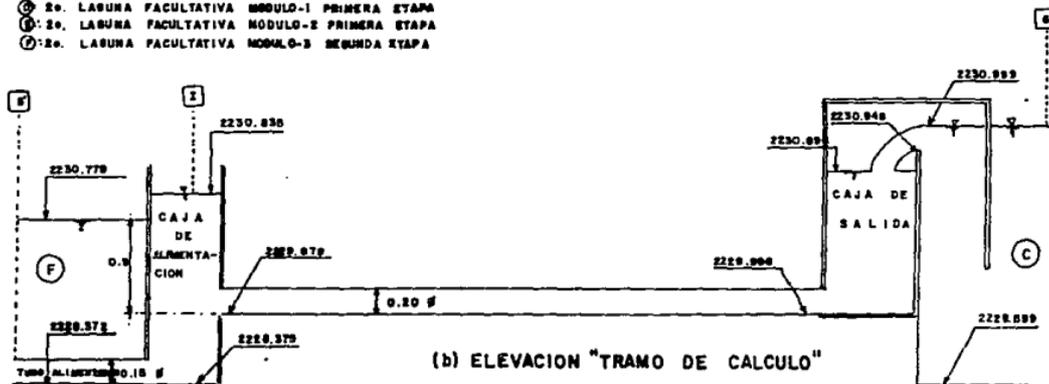


FIGURA 5.30 TRAMO 5'- 6

La carga del vertedor se calculó siguiendo el cálculo descrito en el subtramo VII-4 del tramo 3-4.

EN BASE A LA FIGURA 5.306 SE TIENEN LOS SIGUIENTES NIVELES EN:
[LAS ELEVACIONES ESTAN DADAS EN m.s.n.m.]

AGUA EN LAS LAGUNAS FACULTATIVAS DEL MODULO 3.2 Y 1 (h₂₆): 2230.779

PLANTILLA DEL TUBO ALIMENTADOR: h₂₆ - tirante laguna = 2228.379

PLANTILLA DEL TUBO A LA ENTRADA DE LA CAJA: h₂₆ - 0.7 - Diámetro =
= 2229.879

AGUA EN LA CAJA DE ALIMENTACION (h₂₇): h₂₆ + ht(x-r) = 2230.835

PLANTILLA EN LA CAJA DE ALIMENTACION: 2228.379 (A este nivel se colocarán las cajas de alimentación para los módulos 3, 2, y 1 del 2o. conjunto de lagunas facultativas).

AGUA EN LA CAJA DE SALIDA (h₂₈): h₂₇ + ht(x-d) = 2230.896

PLANTILLA DEL TUBO A LA SALIDA DE LA CAJA: h₂₈ - 0.7 - Diámetro =
= 2229.996

PLANTILLA DE LA CAJA DE SALIDA: 2229.996 (A este nivel se colocarán las cajas de salida para los módulos 3, 2, y 1 del primer conjunto de lagunas facultativas).

CRESTA DEL VERTEDOR (h₂₉): h₂₈ + Caída libre = 2230.946

AGUA EN EL PRIMER CONJUNTO DE LAGUNAS FACULTATIVAS (h₃₀): h₂₉ + h_{vert}
= 2230.999

FONDO DEL PRIMER CONJUNTO DE LAGUNAS FACULTATIVAS: h₃₀ - tirante =
2228.599

TRAMO 6'-7 "CAJA DE SALIDA DE LAS LAGUNAS ANAEROBIAS - CAJA DE ALIMENTACION DEL PRIMER CONJUNTO DE LAGUNAS FACULTATIVAS".

De acuerdo con la figura 5.31a y haciendo referencia al tramo de cálculo mostrado, el agua que sale de las lagunas anaerobias de cada módulo se recibe en cajas de salida, cada laguna anaerobia de cada módulo cuenta con tres cajas de salida y el flujo que sale de éstas se conduce en un mismo tubo hasta la caja colectora-1, donde se junta con el flujo de la otra laguna anaerobia, esta caja solo maneja el caudal de las dos lagunas anaerobias que corresponden a un solo módulo, el flujo que sale de ésta caja se manda hasta la caja distribuidora-3 en donde se reparte entre las cuatro cajas de alimentación que corresponden a ese mismo módulo, es oportuno señalar que los conductos que salen de las cajas de salida y llegan hasta la caja colectora deberán manejar gastos en condiciones normales y en condiciones de limpieza, es decir cuando alguna laguna se tenga que sacar de operación para su limpieza, esto se explicará al detalle más adelante.

SUBTRAMO 6'-I "TUBO DE ALIMENTACION = CAJA ALIMENTADORA".

Este subtramo tiene las mismas características del subtramo 4'-I del tramo 4'-5, por lo que:

Diámetro (D): 0.15 m.

Material: PVC

Longitud del tubo: 15 m.

Gasto de diseño: 11.25 l/s.

Velocidad : 0.63 m/s.

P E R D I D A S

ENTRADA: $h_e = 0.01$ m.

SALIDA: $h_s = 0.021$ m.

FRICCIÓN: $h_f = 0.025$ m.

TOTALES: $h_{t(\sigma-D)} = 0.056$ m.

SUBTRAMO I-II "CAJA ALIMENTADORA - POZO DE VISITA-II".

El cálculo de ésta parte es igual al del subtramo I-II del tramo 4'-5, solo que la longitud del tubo es de 3.5 m., por lo que:

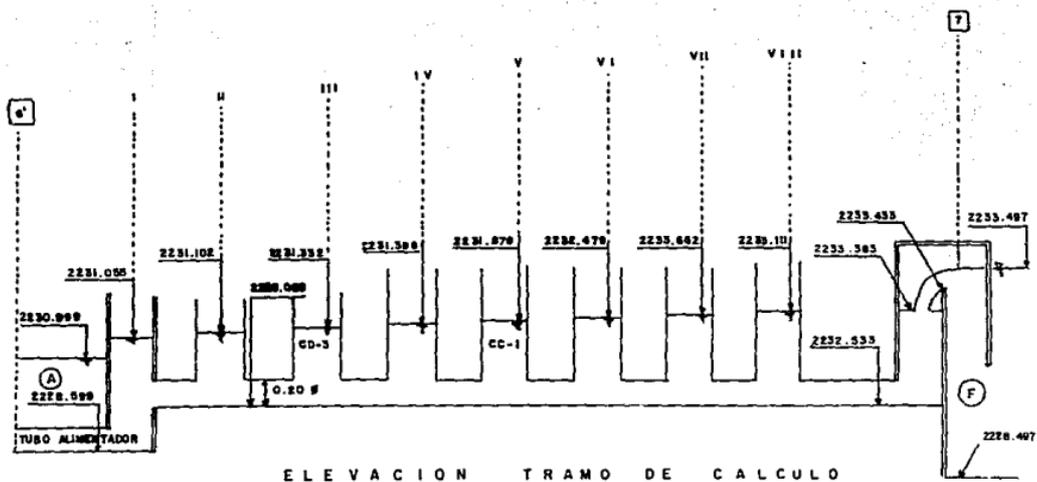


FIGURA 5.31(b) TRAMO 6' - 7 " ELEVACION "

Diámetro (D): 0.20 m.
Material: PVC
Longitud del tubo: 3.5 m.
Gasto de diseño: 22.5 l/s.
Velocidad : 0.72 m/s.

P E R D I D A S
ENTRADA: $h_e = 0.013$ m.
SALIDA: $h_s = 0.026$ m.
FRICCIÓN: $h_f = 0.007$ m.
TOTALES: $h_{t(II-III)} = 0.047$ m.

SUBTRAMO II-III "POZO DE VISITA-II - CAJA DISTRIBUIDORA-3".

En base al tramo de cálculo mostrado en la figura 5.31a, el flujo que entra a la caja distribuidora corresponde al gasto medio del módulo de diseño, dicho gasto se distribuye entre las cuatro cajas que alimentan a la laguna, el conducto que sale de la caja y llega hasta el pozo de visita-II maneja un gasto de 22.5 l/s y tiene una longitud de 95 m., el cálculo es el mismo del subtramo anterior por lo que:

Diámetro (D): 0.20 m.
Material: PVC
Longitud del tubo: 95 m.
Gasto de diseño: 22.5 l/s.
Velocidad : 0.72 m/s.

P E R D I D A S
ENTRADA: $h_e = 0.013$ m.
SALIDA: $h_s = 0.026$ m.
FRICCIÓN: $h_f = 0.211$ m.
TOTALES: $h_{t(II-III)} = 0.250$ m.

SUBTRAMO III-IV "CAJA DISTRIBUIDORA-3 - POZO DE VISITA-IV".

Respecto a la figura 5.31a, el pozo de visita-IV recibe el caudal que viene de la caja colectora y se conduce hasta la caja distribuidora-3, donde se reparte a las cajas alimentadoras, dicho conducto maneja un gasto de 90 l/s que representa el gasto medio del módulo, y tiene una longitud de 5 m., el cálculo es semejante al del subtramo III-IV del tramo 4'-5, por lo que:

Díametro (D): 0.4 m.
Material: Fibrocemento
Longitud del tubo: 5 m.
Gasto de diseño: 90 l/s.
Velocidad : 0.72 m/s.

P E R D I D A S
ENTRADA: $h_E = 0.013$ m.
SALIDA: $h_S = 0.026$ m.
FRICCIÓN: $h_f = 0.004$ m.
TOTALES: $h_{T(IV-V)} = 0.044$ m.

SUBTRAMO IV-V "POZO DE VISITA-IV = CAJA COLECTORA-1"

En base al tramo de cálculo mostrado en la figura 5.31a, la caja colectoradora recibe los gastos de las dos lagunas anaerobias y se manda hacia el pozo de visita-IV. el caudal que entra y sale de la caja es de 90 l/s, el tubo que conduce dicho caudal tiene una longitud de 450 m., por lo que siguiendo el proceso de cálculo del subtramo 3-I del tramo 3-4 se tiene:

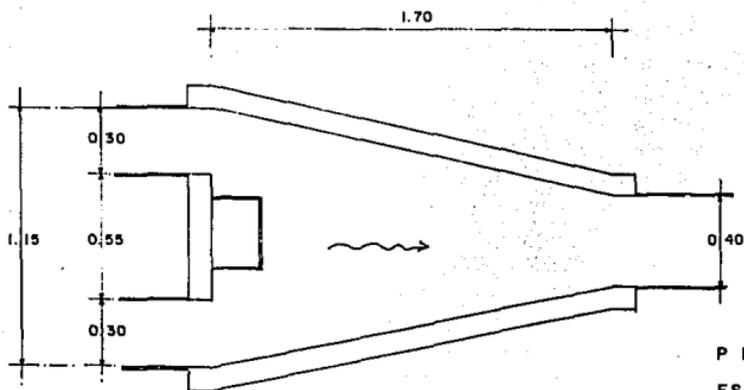
Díametro (D): 0.4 m.
Material: Fibrocemento
Longitud del tubo: 450 m.
Gasto de diseño: 90 l/s.
Velocidad : 0.72 m/s.

P E R D I D A S
ENTRADA: $h_E = 0.013$ m.
SALIDA: $h_S = 0.026$ m.
FRICCIÓN: $h_f = 0.441$ m.
TOTALES: $h_{T(IV-V)} = 0.480$ m.

En el esquema 5.10.P se muestra la representación gráfica de la caja colectoradora-1 y en el esquema 5.9.P se muestra el arreglo de la caja distribuidora-3.

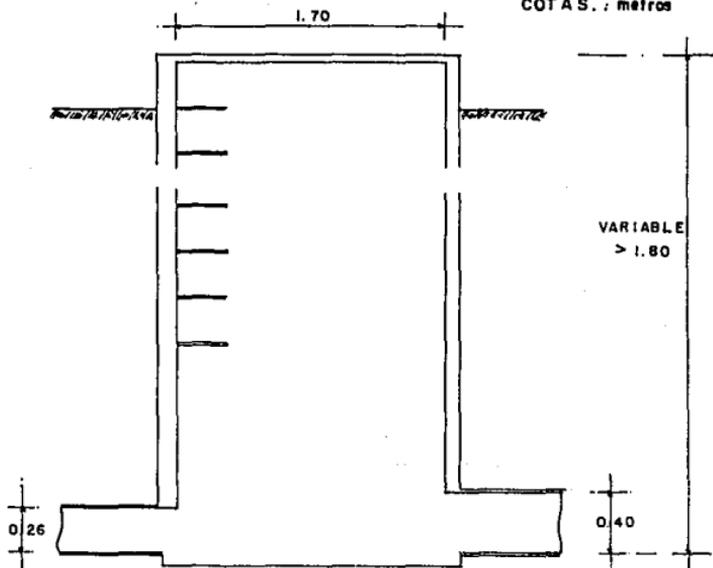
SUBTRAMO V-VI "CAJA COLECTORA-1 = POZO DE VISITA-VI"

Tomando como base el tramo de cálculo de la figura 5.31a, el pozo de visita-VI recibe el flujo de las tres cajas de salida de la laguna anaerobia y lo manda en un conducto hasta la caja colectoradora, dicha conducción deberá manejar dos gastos, el primero corresponde al gasto en condiciones normales de operación, éste caudal es de 45 l/s, que es el gasto con el que trabaja cada laguna anaerobia; el otro gasto corresponde a condiciones de limpieza, es decir cuando la otra laguna se sa-



PLANTA

ESC. 1:20
COTAS.: metros



ELEVACION

ESC. 1:30
COTAS.: metros

ESQUEMA 5.10.P.
CAJA COLECTORA
TIPO - "B"

ca de operacion para ser limpiada, dicho gasto es de 90 l/s., la longitud del conducto es de 120 m.

Para el cálculo hidráulico de éste subtramo se considerará; el gasto de condiciones normales (QN) para conocer el diámetro del tubo y el gasto de condiciones de limpieza (QL) para calcular las pérdidas de carga. Por lo que siguiendo el proceso de cálculo del subtramo V-VI del tramo 3-4 se tiene:

Diámetro (D): 0.3 m.

Material: PVC

Longitud del tubo: 120 m.

Gasto en cond.normales (QN): 45 l/s.

Velocidad en cond.normales V_N : 0.64 m/s.

Gasto en cond.limpieza (QL): 90 l/s.

Velocidad en cond.limpieza V_L : 1.27 m/s.

P E R D I D A S

ENTRADA: $h_E = 0.041$ m.

SALIDA: $h_S = 0.083$ m.

FRICCIÓN: $h_f = 0.479$ m.

TOTAL: $h_{T(V-VI)} = 0.603$ m.

SUBTRAMO VI-VII "POZO DE VISITA-VI - POZO DE VISITA-VII"

De acuerdo con la figura 5.31a, el pozo de visita-VII recibe el flujo de las cajas de salida 1 y 2, y se conduce hasta el pozo de visita-VI, cabe señalar que cada caja maneja en condiciones normales 15 l/s y en condiciones de limpieza 30 l/s, por lo que dicho conducto deberá manejar en condiciones normales 30 l/s y en condiciones de limpieza 60 l/s., éste tubo tiene una longitud de 15 m., siguiendo el cálculo descrito en el subtramo V-VI del tramo 3-4 y considerando lo mencionado en el subtramo anterior se tiene:

Diámetro (D): 0.25 m.

Material: PVC

Longitud del tubo: 15 m.

Gasto en cond.normales (QN): 30 l/s.

Velocidad en cond.normales V_N : 0.61 m/s.

Gasto en cond.limpieza (QL): 60 l/s.

Velocidad en cond.limpieza V_L : 1.22 m/s.

P E R D I D A S

ENTRADA: $h_E = 0.038$ m.

SALIDA: $h_S = 0.076$ m.

FRICCIÓN: $h_f = 0.069$ m.

TOTAL: $h_{T(VI-VII)} = 0.183$ m.

SUBTRAMO VII-VIII "POZO DE VISITA-VII = POZO DE VISITA-VIII".

De la figura 5.31a., el pozo de visita-VIII recibe el flujo de la caja de salida-1 y se conduce hasta el pozo de visita-VII, el conducto maneja en condiciones normales 15 l/s, y en condiciones de limpieza 30 l/s y tiene una longitud de 15 m. por lo que siguiendo el mismo cálculo y las mismas consideraciones se tiene:

Diametro (D): 0.15 m.

Material: PVC

Longitud del tubo: 15 m.

Gasto en cond.normales (QN): 15 l/s.

Velocidad en cond.normales Vw: 0.85 m/s.

Gasto en cond.limpieza (QL): 30 l/s.

Velocidad en cond.limpieza VL: 1.69 m/s.

P E R D I D A S

ENTRADA: $h_E = 0.073$ m.

SALIDA: $h_S = 0.147$ m.

FRICCIÓN: $h_f = 0.228$ m.

TOTAL: $h_{(VI-VIII)} = 0.448$ m.

SUBTRAMO VIII-7 "POZO DE VISITA-VIII = CAJA DE SALIDA DE LA LAGUNA ANAEROBIA".

De acuerdo con el tramo de cálculo mostrado en la figura 5.31a, el agua que sale de la laguna pasa por el vertedor de la caja de salida-1 y se lleva hasta el pozo de visita VIII, el conducto de este subtramo maneja el mismo caudal del subtramo anterior solo que éste tiene una longitud de 3.5 m, el vertedor de la caja deberá manejar en condiciones normales 15 l/s y en condiciones de limpieza 30 l/s, para éste caso se considerará el gasto de 30 l/s, para conocer la carga sobre el vertedor, el calculo de éste vertedor es el mismo que se realizó para los vertedores de las cajas de salida de las lagunas facultativas pero se considerará un ancho de vertedor de 1 m. y una altura de cresta de 5 m.. Dicho lo anterior se tienen los siguientes resultados.

Diámetro (D): 0.15 m.

Material: PVC

Longitud del tubo: 3.5 m.

Gasto en cond.normales (Qn): 15 l/s.

Velocidad en cond.normales Vn: 0.85m/s.

Carga del vertedor en cond.norm. hvertN = 0.04 m.

Gasto en cond.limpieza (QL): 30 l/s.

Velocidad en cond.limpieza VL: 1.69 m/s.

Carga del vertedor en cond.limp. hvertL = 0.064 m.

P E R D I D A S

ENTRADA: $h_e = 0.073$ m.

SALIDA: $h_s = 0.147$ m.

FRICCIÓN: $h_f = 0.053$ m.

TOTAL: $h_{t(vi-v)} = 0.273$ m.

En el esquema 5.11.P se muestra la representación gráfica de la caja de salida para las lagunas anaerobias.

EN BASE A LA FIGURA 5.31b SE TIENEN LOS SIGUIENTES NIVELES EN:
[LAS ELEVACIONES ESTAN DADAS EN m.s.n.m.]

AGUA EN EL PRIMER CONJUNTO DE LAGUNAS FACULTATIVAS (h_{s0}): 2230.999

PLANTILLA DEL TUBO ALIMENTADOR: $h_{s0} - \text{tirante} = 2228.599$

PLANTILLA DE LA CAJA ALIMENTADORA: 2228.599 (A este nivel se colocaran las demás cajas del primer conjunto de lagunas)

PLANTILLA TUBO DE ENTRADA A LAS CAJAS ALIMENTADORAS: $h_{s0} - 0.7^{\circ}$ - Diámetro tubo de entrada = 2230.099

AGUA EN LA CAJA ALIMENTADORA (h_{s1}): $h_{s0} + h_{t(i-s)} = 2231.055$

AGUA EN EL POZO DE VISITA (h_{s2}): $h_{s1} + h_{t(i-ii)} = 2231.102$

AGUA EN LA CAJA DIST.-3 (h_{s3}): $h_{s2} + h_{t(ii-iii)} = 2231.352$

AGUA EN EL POZO DE VISITA-IV (h_{s4}): $h_{s3} + h_{t(iii-iv)} = 2231.396$

AGUA EN LA CAJA COLECTORA-1 (h_{s5}): $h_{s4} + h_{t(iv-v)} = 2231.876$

AGUA EN EL POZO DE VISITA-VI (h_{s6}): $h_{s5} + h_{t(v-vi)} = 2232.479$

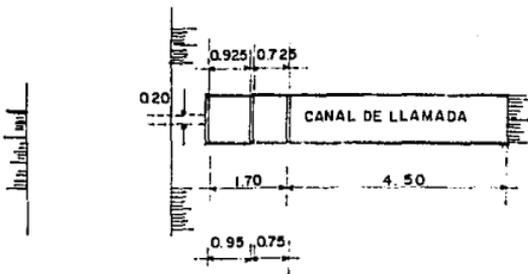
AGUA EN EL POZO DE VISITA-VII (h_{s7}): $h_{s6} + h_{t(vi-vii)} = 2232.662$

AGUA EN EL POZO DE VISITA-VIII (h_{s8}): $h_{s7} + h_{t(vii-viii)} = 2233.111$

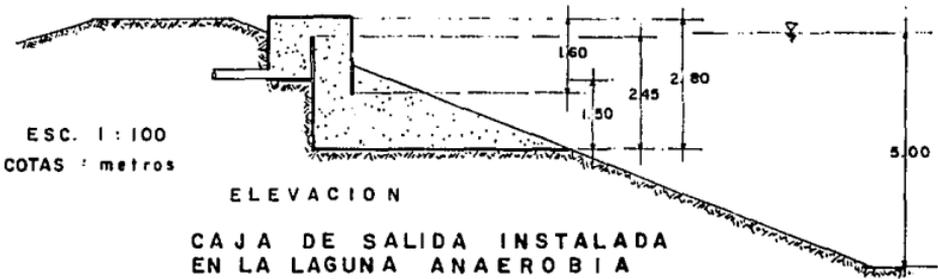
AGUA EN LA CAJA DE SALIDA (h_{s9}): $h_{s8} + h_{t(viii-v)} = 2233.383$

PLANTILLA DEL TUBO DE SALIDA DE LA CAJA: $h_{s9} - 0.7^{\circ}$ - diámetro tubo = 2232.533

PLANTILLA DE LA CAJA DE SALIDA: 2232.533 (A este nivel se colocaran las demás cajas de todo el conjunto de lagunas anaerobias)

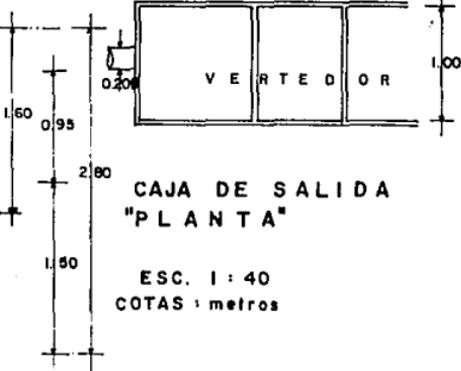
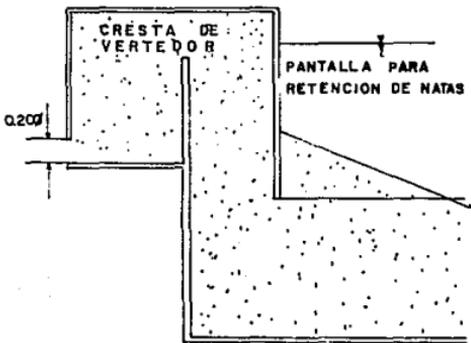
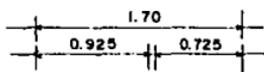
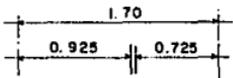


PLANTA



ELEVACION

CAJA DE SALIDA INSTALADA EN LA LAGUNA ANAEROBIA



CAJA DE SALIDA "PLANTA"

ESC. 1 : 40
COTAS : metros

CAJA DE SALIDA "ELEVACION"

ESQUEMA 5.11.P.
CAJA DE SALIDA-TIPO
LAGUNAS ANAEROBIAS

CRESTA DEL VERTEDOR DE LA CAJA (h40): h_{3P} + caída libre = 2233.433

AGUA EN LAS LAGUNAS ANAEROBIAS, MODULO 1,2 Y 3 (h41): h₄₀ + hvert. =
= 2233.497

FONDO DE LAS LAGUNAS ANAEROBIAS, MODULO 1,2 Y 3 (h42): h₄₁ - tirante =
= 2228.497

TRAMO 7'-8 "CAJA ALIMENTADORA DE LAS LAGUNAS ANAEROBIAS - CAJA DISTRIBUIDORA-1".

Tomando como referencia la figura 5.32a, la caja distribuidora-1 maneja la variación de gastos que sale del desarenador, todo éste flujo se reparte entre las seis lagunas anaerobias que integran el proyecto, esto sucede cuando los tres módulos se tienen ya en operación, para el caso del cálculo hidráulico esto se tomará en cuenta, cabe recordar que a cada módulo le corresponden dos lagunas anaerobias, por lo que a cada laguna le llega una sexta parte del gasto que entra a la caja distribuidora-1, como se puede observar en el arreglo mostrado de la figura 5.32a, por cada laguna se tiene otra caja distribuidora la cual recibe una sexta parte del flujo que viene del desarenador, ahí esa sexta parte se distribuye entre las tres cajas de alimentación con que cuenta cada laguna, es importante remarcar que todos los conductos que componen éste tramo deben trabajar bajo dos condiciones, las cuales ya se han mencionado; la primera es en condiciones normales y la segunda es en condiciones de limpieza.

De todo lo anterior la variación de gastos que entra a cada laguna en condiciones normales es la siguiente; GASTO MINIMO: 22.5 l/s, GASTO MEDIO: 45 l/s, GASTO MAXIMO 88 l/s. y la variación de gastos del módulo de diseño es; GASTO MINIMO: 45 l/s, GASTO MEDIO: 90 l/s, GASTO MAXIMO: 176 l/s.

De acuerdo con el tramo de calculo mostrado en la figura 5.32a, la variación de gastos que deben manejar los conductos de cada subtramo se muestran en la tabla 5.9, tomando en cuenta las condiciones mencionadas.

VARIACION DE GASTOS QUE DEBEN MANEJAR LOS CONDUCTOS DE CADA SUBTRAMO

SUBTRAMO	G A S T O S (l/s).		
	CONDICIONES NORMALES	CONDICIONES DE LIMPIEZA	
8 - V	Qmed	22.5	45
	Qmin	45	90
	Qmax	88	176
V - IV	Qmed	22.5	45
	Qmin	45	90
	Qmax	88	176
IV - III	Qmed	22.5	45
	Qmin	45	90
	Qmax	88	176
III - II	Qmed	7.5	15
	Qmin	22.5	45
	Qmax	44	88
II - I	Qmed	7.5	15
	Qmin	22.5	45
	Qmax	44	88
I - 7'	Qmed	3.75	7.5
	Qmin	11.25	22.5
	Qmax	22	44

TABLA 5.9 Variación de gastos del tramo 7'-8.

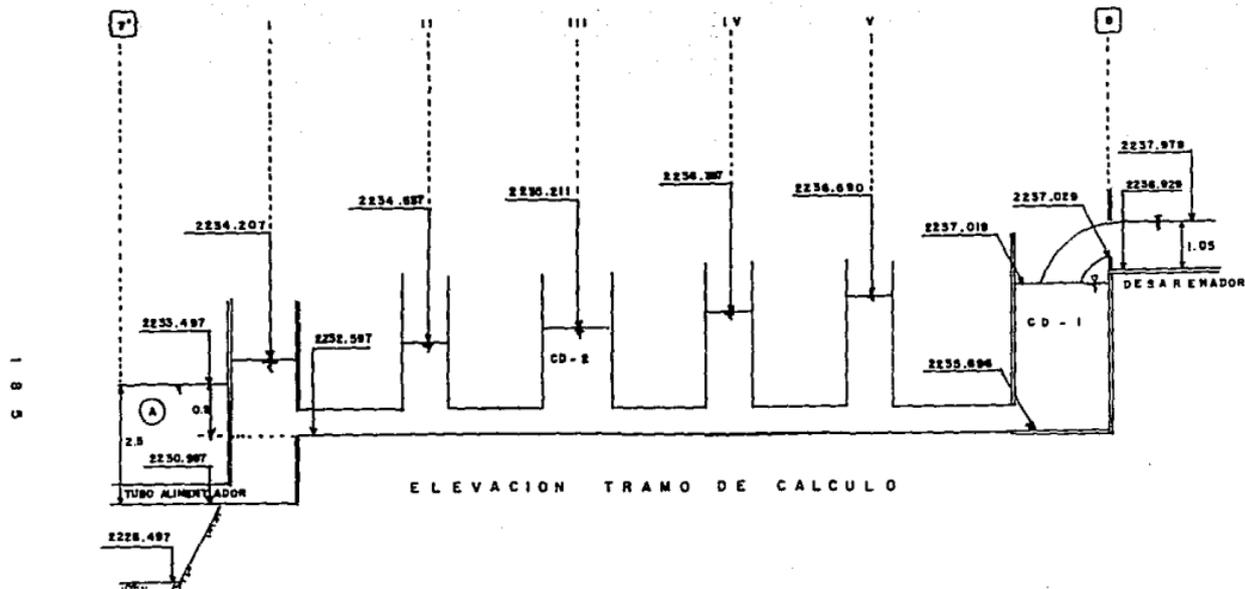


FIGURA 5.32(b) TRAMO 7' - 8 "ELEVACION"

Para el cálculo de cada subtramo se considerarán los gastos mínimos para calcular el diámetro y verificar la velocidad, los gastos máximos se tomarán en cuenta para calcular las pérdidas de carga.

Debido a que cada subtramo maneja un amplio ámbito de gasto y que si se consideran velocidades de entre los 0.6 y 3 m/s se tendrán pérdidas de carga muy grandes, por lo que se considero tener velocidades cercanas a las del desarenador, dichas velocidades permiten el paso de materia putrescible la cual viene en las aguas residuales, además el ámbito de velocidad recomendado en el diseño de redes de alcantarillado es para evitar la sedimentación de material como partículas de arena y similares, las cuales provocarían taponamientos en los conductos, en éste caso dichas partículas se removieron en el desarenador, por lo que es justificable mantener velocidades cercanas a las del desarenador, por otra parte de acuerdo con el hidrograma general de descargas de aguas residuales los gastos mínimos se van a presentar en un pequeño lapso del día, posiblemente se presenten taponamientos, sin embargo éstos desaparecen cuando se va presentando el gasto medio que viene con una velocidad que puede remover materia orgánica sedimentada, todas estas consideraciones se tomarán en cuenta solamente para éste tramo, para el resto de los tramos si se consideró el ámbito de velocidad mencionado debido a que dicha variación de gastos al entrar a las lagunas se amortigua a un gasto promedio.

A continuación se presentan los cálculos del tramo señalado en la figura 5.32a, todos los subtramos están referidos a dicha figura.

SUBTRAMO 7'-1 "SALIDA DE LOS TUBOS DE ALIMENTACION = CAJA ALIMENTADORA DE LAS LAGUNAS ANAEROBIAS".

La variación de gastos que entra a la caja se distribuye entre los dos conductos que alimentan a la laguna, dichos conductos se encuentran asentados a la mitad de la profundidad de la laguna, para evitar que los lodos sedimentados en la laguna los obstruyan, éstos tubos de

alimentación tienen una longitud de 8 m, y manejan la variación de gastos mostrados en la tabla 5.9, por lo que siguiendo el mismo proceso de cálculo descrito se tiene:

	GASTOS DE DISEÑO	VELOCIDADES DE DISEÑO
	[l/s]	[m/s]
Diámetro: 0.15 m.		
Material: PVC	$Q_{min.}$ 3.75	$V_{min.}$ 0.21
Longitud del tubo: 8 m.	$Q_{max.}$ 22	$V_{max.}$ 2.5

PERDIDAS CONSIDERANDO LA VELOCIDAD MAXIMA.

ENTRADA: $h_E = 0.320$ m.

SALIDA: $h_S = 0.160$ m.

FRICCIÓN: $h_f = 0.236$ m.

TOTAL: $h_{T(7-8)} = 0.710$ m.

SUBTRAMO I-II "CAJA DE ALIMENTACION - POZO DE VISITA-II".

El flujo que viene de la caja distribuidora-2, se recibe en el pozo de visita-II y se conduce hasta la caja de alimentación, el conducto maneja la variación de gastos mostrada en la tabla 5.9 y tiene una longitud de 9.6 m. por lo que siguiendo el mismo proceso de cálculo se tiene:

	GASTOS DE DISEÑO	VELOCIDADES DE DISEÑO
	[l/s]	[m/s]
Diámetro: 0.25 m.		
Material: PVC	$Q_{min.}$ 7.50	$V_{min.}$ 0.20
Longitud del tubo: 9.6 m.	$Q_{max.}$ 88	$V_{max.}$ 1.8

PERDIDAS CONSIDERANDO LA VELOCIDAD MAXIMA.

ENTRADA: $h_E = 0.163$ m.

SALIDA: $h_S = 0.082$ m.

FRICCIÓN: $h_f = 0.085$ m.

TOTAL: $h_{T(9-10)} = 0.330$ m.

En el esquema 5.12.P se muestra la forma de la caja alimentadora para las lagunas anaerobias.

SUBTRAMO II-III "POZO DE VISITA-II - CAJA DISTRIBUIDORA-2"

Una sexta parte de la variación de gastos que viene de la caja distribuidora-1 entra a la caja distribuidora-2 donde una tercera parte de la variación del flujo que entra se manda hasta el pozo de visita-II, el conducto que maneja dicha variación tiene una longitud de 48.5 m., por lo que considerando los gastos mostrados en la tabla 5.9 se tiene lo siguiente:

	GASTOS DE DISEÑO	VELOCIDADES DE DISEÑO
	[l/s]	[m/s]
Diámetro: 0.25 m.		
Material: PVC	Q _{min.} 7.50	V _{min.} 0.20
Longitud del tubo: 48.5 m.	Q _{max.} 88	V _{max.} 1.80

PERDIDAS CONSIDERANDO LA VELOCIDAD MAXIMA.

ENTRADA: $h_e = 0.082$ m.

SALIDA: $h_s = 0.163$ m.

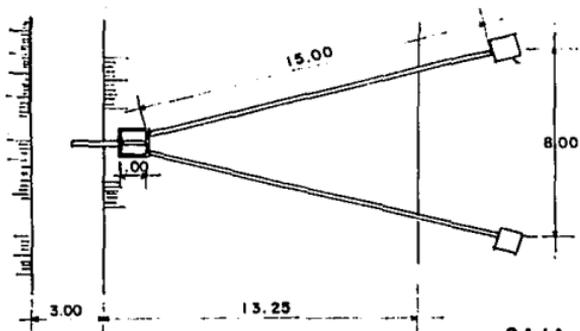
FRICCIÓN: $h_f = 0.430$ m.

TOTAL: $h_{t(II-III)} = 0.674$ m.

En el esquema 5.13.P se muestra la representación gráfica de la caja distribuidora-2.

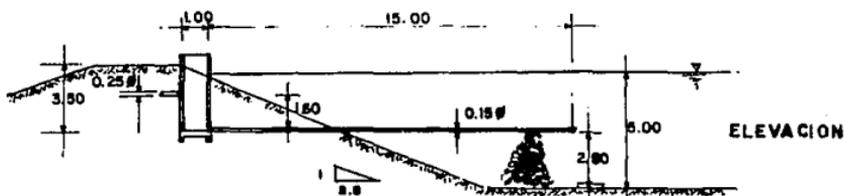
SUBTRAMO III-IV "CAJA DISTRIBUIDORA-2 - POZO DE VISITA-IV"

El flujo que entra al pozo de visita es el que viene de la caja distribuidora-1 y se conduce hasta la caja distribuidora-2, la longitud del conducto es de 145 m., por lo que considerando la variación de gastos de la tabla 5.9 y siguiendo con el mismo proceso de cálculo se tiene:



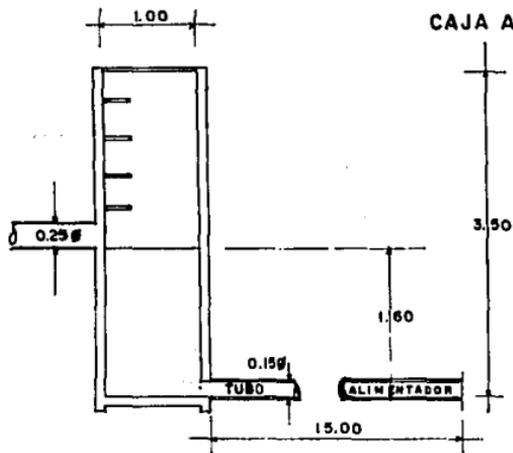
P L A N T A
 ESC. 1 : 20
 COTAS. metros

CAJA ALIMENTADORA EN LA LAGUNA ANAEROBIA

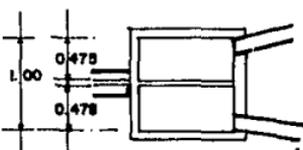


ELEVACION

CAJA ALIMENTADORA EN LA LAGUNA A.



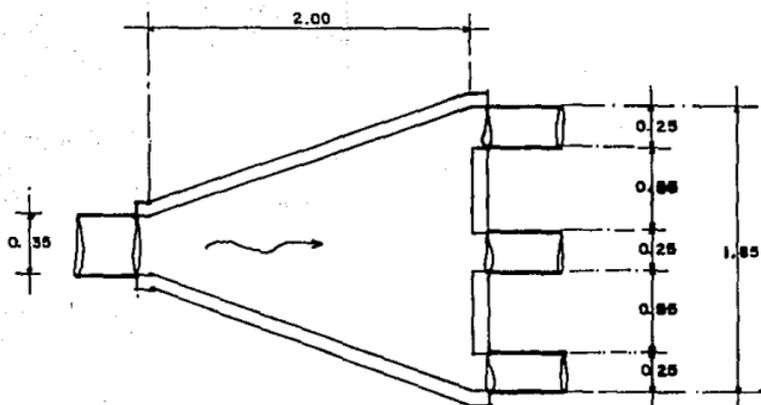
CAJA DE ALIMENTACION



CAJA DE ALIMENTACION

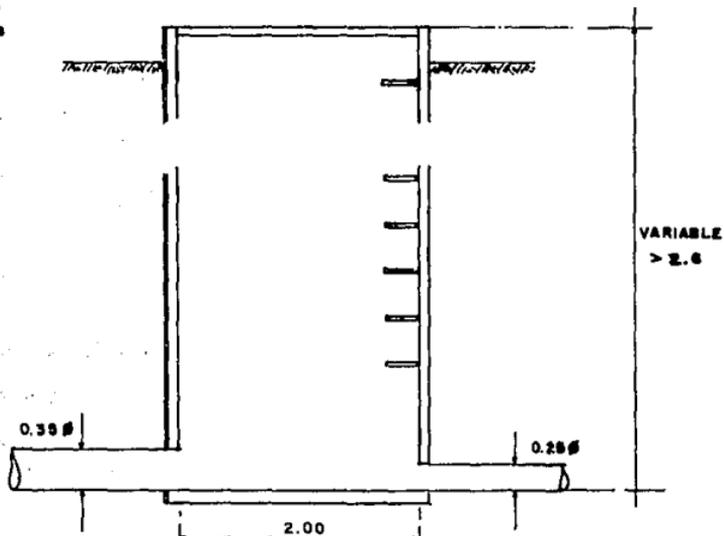
P L A N T A
 ESC. 1 : 50
 COTAS : metros

ESQUEMA 5.12.P.
CAJA DE ALIMENTACION
TIPO LAGUNAS ANAEROBIAS



PLANTA CAJA DISTRIBUIDORA -2-

ESC. 1:30
COTAS : metros



ELEVACION CAJA DISTRIBUIDORA -2-

ESC. 1:40
COTAS : metros

ESQUEMA 5.13.P.
CAJA DISTRIBUIDORA-2-
TIPO-

	GASTOS DE DISEÑO	VELOCIDADES DE DISEÑO
	[l/s]	[m/s]
Díámetro: 0.35 m.		
Material: Fibrocemento	Q _{min.} 22.50	V _{min.} 0.23
Longitud del tubo: 145 m.	Q _{max.} 176	V _{max.} 1.83

PERDIDAS CONSIDERANDO LA VELOCIDAD MAXIMA.

ENTRADA: $h_e = 0.085$ m.

SALIDA: $h_s = 0.170$ m.

FRICCIÓN: $h_f = 0.092$ m.

TOTAL: $h_{t(IV-V)} = 1.176$ m.

SUBTRAMO IV-V "POZO DE VISITA-IV - POZO DE VISITA-V"

Esta parte maneja los mismo gastos del subtramo anterior, solo que la longitud de la conducción es de 7.5 m., por lo que se tienen los siguientes resultados:

	GASTOS DE DISEÑO	VELOCIDADES DE DISEÑO
	[l/s]	[m/s]
Díámetro: 0.35 m.		
Material: Fibrocemento	Q _{min.} 22.50	V _{min.} 0.23
Longitud del tubo: 7.5 m.	Q _{max.} 176	V _{max.} 1.83

PERDIDAS CONSIDERANDO LA VELOCIDAD MAXIMA.

ENTRADA: $h_e = 0.085$ m.

SALIDA: $h_s = 0.170$ m.

FRICCIÓN: $h_f = 0.048$ m.

TOTAL: $h_{t(IV-V)} = 0.303$ m.

SUBTRAMO V-B "POZO DE VISITA-V - CAJA DISTRIBUIDORA-1"

Como se mencionó anteriormente ésta caja recibe toda la variación de gastos que salen del desarenador y se distribuyen entre las seis la runas anaerobias, para el tramo de cálculo mostrado en la figura 5.32a

este maneja la variación de gastos indicada en la tabla 5.9, la longitud del conducto es de 11.5 m, por lo que los cálculos son los siguientes:

	GASTOS DE DISEÑO	VELOCIDADES DE DISEÑO
	[l/s]	[m/s]
Diámetro: 0.35 m.		
Material: Fibrocemento	$Q_{min.}$ 22.50	$V_{min.}$ 0.23
Longitud del tubo: 11.5 m.	$Q_{max.}$ 176	$V_{max.}$ 1.83

PERDIDAS CONSIDERANDO LA VELOCIDAD MAXIMA.

ENTRADA: $h_e = 0.085$ m.

SALIDA: $h_s = 0.170$ m.

FRICCIÓN: $h_f = 0.073$ m.

TOTAL: $h_{(v-0)} = 0.329$ m.

La representación gráfica de la caja distribuidora-1 se muestra en el esquema 5.14.P.

EN BASE A LA FIGURA 5.32b SE TIENEN LOS SIGUIENTES NIVELES EN:
[LAS ELEVACIONES ESTAN DADAS EN m.s.n.m.]

AGUA DE TODAS LAS LAGUNAS ANAEROBIAS (h_{41}): 2233.497

FONDO DE LAS LAGUNAS ANAEROBIAS: 2228.497

PLANTILLA DEL TUBO DE ALIMENTACION: $h_{41} - 0.7^{\circ}$ - diámetro = 2232.597 (A este nivel se colocarán las cajas de alimentación de todas las lagunas anaerobias).

AGUA DE LA CAJA DE ALIMENTACION (h_{42}): $h_{41} + h_{(v-1)}$ = 2234.207

AGUA DEL POZO DE VISITA-II (h_{43}): $h_{42} + h_{(v-1)}$ = 2234.537

AGUA DE LA CAJA DISTRIBUIDORA-2 (h_{44}): $h_{43} + h_{(v-1)}$ = 2235.211

AGUA DEL POZO DE VISITA-IV (h_{45}): $h_{44} + h_{(v-1)}$ = 2236.387

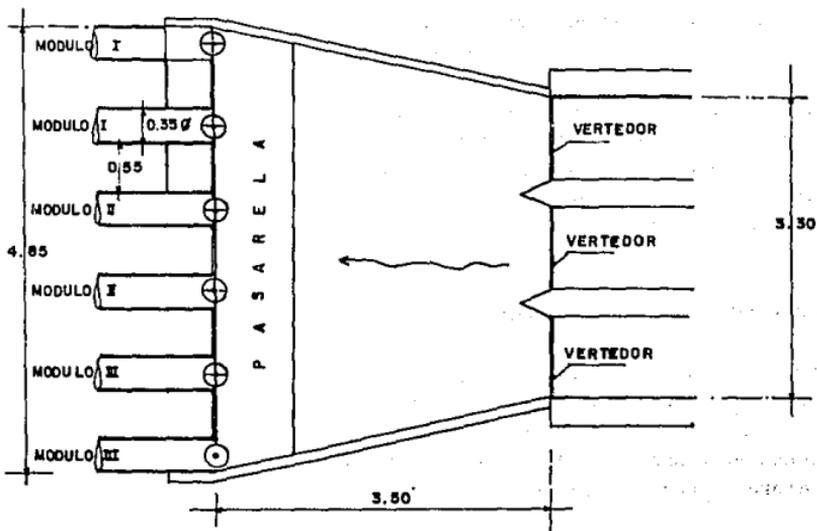
AGUA DEL POZO DE VISITA-V (h_{46}): $h_{45} + h_{(v-1)}$ = 2236.69

AGUA DE LA CAJA DISTRIBUIDORA-1 (h_{47}): $h_{46} + h_{(v-0)}$ = 2237.019

PLANTILLA DE LA CAJA DIST.-1: $h_{47} - 0.7^{\circ}$ - diámetro del tubo de salida = 2235.969

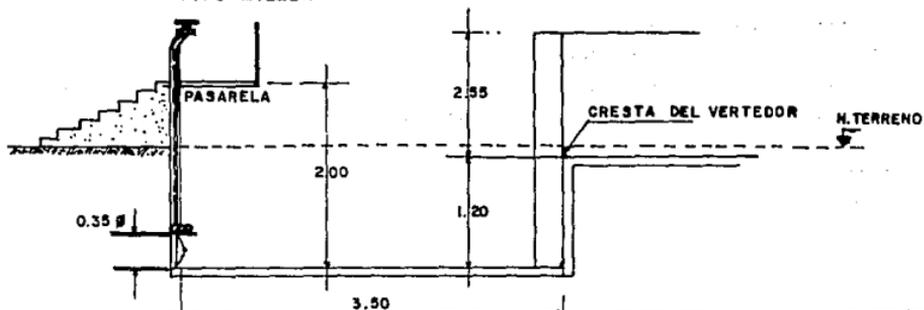
CRESTA DEL VERTEDOR DEL DESARENADOR(h_{48}): $h_{47} +$ caída libre = 2237.029

PLANTILLA DEL DESARENADOR: h_{48} - altura cama de arena = 2236.929



P L A N T A
ESC. 1 : 50
COTAS - metros

COMPUERTA
TIPO MILLER



E L E V A C I O N

ESQUEMA 5.14.P.
CAJA DISTRIBUIDORA

AGUA DEL DESARENADOR (h₂): h₂ = cama de arena + tirane max. del desarenador = 2237.929

Cabe mencionar que la cota de nivel de la cresta del vertedor se obtuvo a partir de considerar una caída libre de 1 cm, debido a que el nivel del agua en la caja distribuidora-1 en condiciones de limpieza va a alcanzar ese nivel, pero en condiciones normales el nivel del agua va a disminuir teniendo una caída libre mayor.

TRAMO 8-9 "SALIDA DEL DESARENADOR - DESCARGA DE LA BOMBA TORNILLO".

Este tramo inicia en la descarga de la bomba tornillo ahí el agua se vierte en una caja que conduce el flujo hasta vertirlo en la entrada del desarenador, como lo muestra la figura 5.33a., el gasto que se debe considerar para el cálculo de este tramo es el gasto máximo de segunda etapa de proyecto ya que es el caudal más desfavorable.

SUBTRAMO 8-I "SALIDA DEL DESARENADOR - ENTRADA DEL DESARENADOR".

El cálculo del perfil hidráulico de esta parte se realizó en el inciso 5.1.3.2 y su representación gráfica se observa en la figura 5.15.

SUBTRAMO I-9 "DESCARGA DE LA BOMBA TORNILLO - ENTRADA DEL DESARENADOR"

Como se observa en la figura 5.33b esta parte es una transición que une la descarga de las bombas con la entrada del desarenador, el flujo que sale de las bombas se vierte en dicha transición y posteriormente se vierte antes de la entrada de cada canal desarenador, en el esquema 5.15.F se puede observar con mayor claridad la forma de dicha transición.

El cálculo del perfil hidráulico de la transición, se describe con continuación tomando como base la figura 5.34.

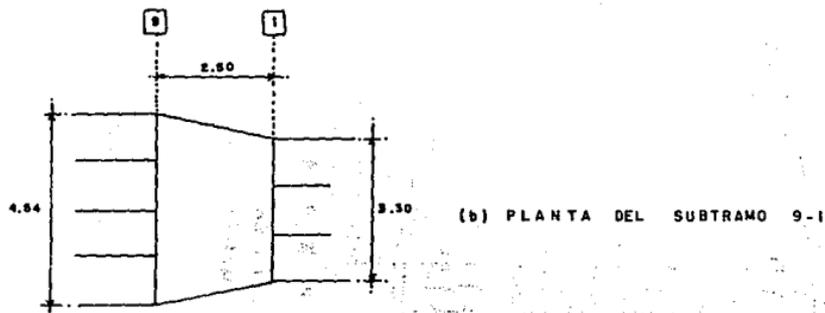
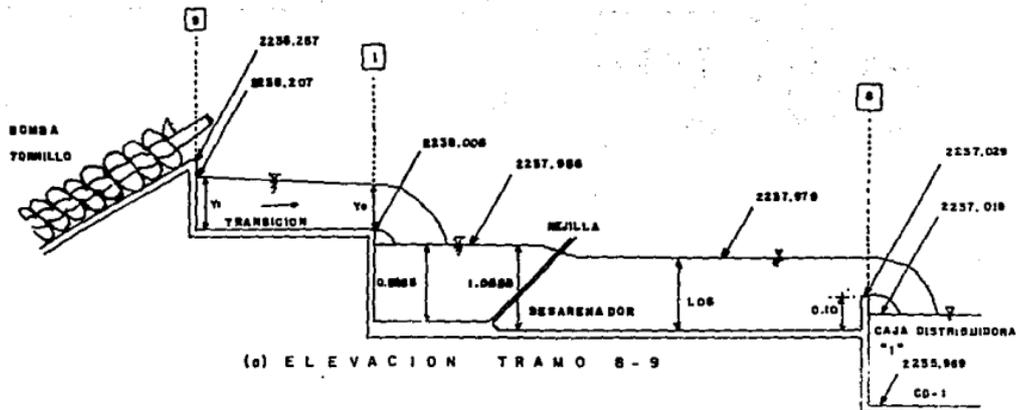
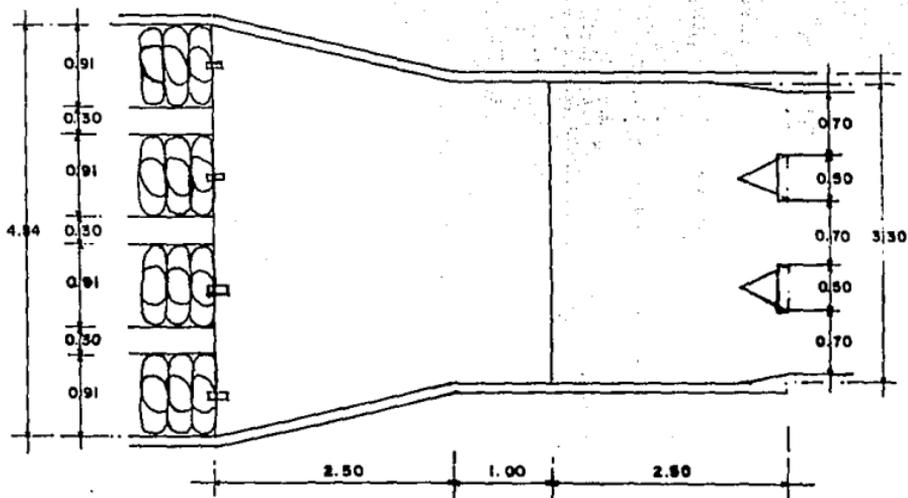


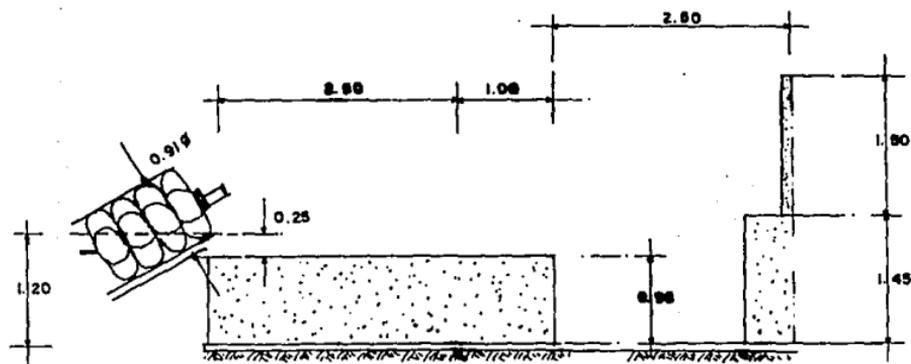
FIGURA 5.33 TRAMO 8-9



P L A N T A

ESC. 1 : 50

COTAS - metros



E L E V A C I O N

**ESQUEMA 5.15 P.
TRANSICION DE LA BOMBA
AL DESARMADOR.**

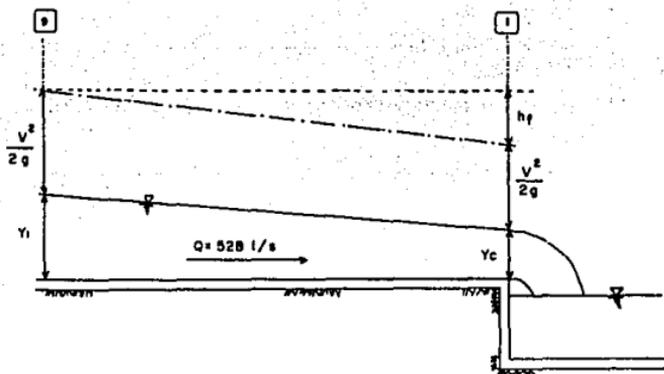


FIGURA 5.34 PERFIL HIDRAULICO SUBTRAMO I - 9

El tirante que se presenta en el punto -I- corresponde al tirante crítico el cual se calcula con la expresión (44), considerando que el gasto de diseño es de 528 l/s. que corresponde al gasto máximo de segunda etapa y que también es el caudal máximo que sale de las bombas tornillo.

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^3 g}} \quad (44)$$

Donde: Y_c : Tirante crítico [m].

Q : Gasto [m^3/s], que para éste caso vale 0.528 m^3/s .

b : Ancho de la sección [m], de acuerdo con la figura 5.33b, el ancho en el punto -I- vale 3.3 m.

datos en la ecuación (44) se tiene que el tirante crítico en el punto -I- vale: $Y_c = 0.138$ m.

Como se requiere conocer el tirante en el punto -9- para poder definir la cota de nivel de la descarga de la bomba, se plantea la ecuación de la energía entre el punto -9- y el punto -I-.

$$E9 = E_c + hf_{p-n} - \text{-----} (45)$$

La ecuación (45) se puede plantear de la siguiente forma:

$$Y9 + \frac{V9^2}{2g} = Yc + \frac{Vc^2}{2g} + hf - \text{-----} (46)$$

Donde Y9: Es el tirante en el punto -9- [m].

V9: Es la velocidad en la sección -9- [m/s].

Vc: Es la velocidad en la sección -I- [m/s], la cual vale sug- tituyendo datos en la expresión (47).

$$V = \frac{Q}{b \cdot Y} - \text{-----} (47)$$

$$Vc = \frac{0.528}{(3.3)(0.138)} = 1.16 \text{ m/s.}$$

hf: Pérdidas de carga [m], para el caso de este tipo de trans- cisiones que es en realidad un contracción las pérdidas de carga se calculan con la ecuación (48). [Ref.23]

$$hf = C_i \left[\frac{Vc^2}{2g} - \frac{V9^2}{2g} \right] - \text{-----} (48)$$

Donde el valor de Ci se obtiene de la figura 4A. ANEXO-5 que para es- te caso tomando un valor intermedio vale 0.225.

Si se sustituye la ecuación (48) en la ecuación (46) y los términos de ésta se ponen en función del gasto y el tirante y además se reacom- dan se tiene:

$$Y9 + \frac{Q^2}{b^2 Y9^3 2g} + C_i \left[\frac{Q^2}{b^2 Y9^3 2g} \right] = Yc + \frac{Vc^2}{2g} + C_i \left[\frac{Vc^2}{2g} \right]$$

Multiplicando la expresión anterior por el término "Y9³":

$$Y9^3 + \frac{Q^2}{b^2 2g} + \frac{C_i Q^2}{b^2 2g} = C_i \left[Yc + \frac{Vc^2}{2g} + \frac{C_i Vc^2}{2g} \right] - \text{-----} (49)$$

Sustituyendo valores en la ecuación (49) se tiene la siguiente ecuación de tercer grado la cual si se resuelve se tiene que el tirante en el punto -9- vale:

$$Y_9^3 - 0.222 Y_9^2 + 0.00084 = 0$$

$$\text{Por lo tanto: } Y_9 = 0.201 \text{ m.}$$

Conocido el tirante en esa sección se puede conocer la cota de nivel de la descarga de las bombas tornillo.

Con éste último cálculo se da por concluido el cálculo hidráulico de toda la planta.

EN BASE A LA FIGURA 5.33b SE TIENEN LOS SIGUIENTES NIVELES EN:
[LAS ELEVACIONES ESTAN DADAS EN m.s.n.m.]

AGUA DEL DESARENADOR (h_{40}): 2237.979

AGUA ANTES DE LA REJILLA (h_{50}): $h_{40} + h_{t(\text{DE LA REJILLA})} = 2237.986$

PLANTILLA DE LA TRANSICION (h_{51}): $h_{50} + \text{caída libre} = 2238.006$

AGUA EN LA ENTRADA DE LA TRANSICION (h_{52}): $h_{51} + Y_9 = 2238.207$

PLANTILLA DE LA DESCARGA DE LAS BOMBAS TORNILLO (h_{53}): $h_{52} + \text{caída libre} = 2238.257$

En el siguiente inciso se presenta el dimensionamiento de la estación de bombeo y se define la altura que deben vencer las bombas, así mismo se conoce la longitud del tornillo.

5.2.2 DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTACION DE BOMBEO.

En esta unidad se recibe toda el agua residual que viene del emisor, el flujo que sale de este pasa por una transición, la cual se muestra en la figura 5.35b., y llega hasta los pies de las bombas tornillo de ahí el agua asciende hasta la cota de descarga calculada y se vierte de nuevo en otra transición la cual reparte el flujo entre los canales desarenadores.

En éste inciso se determinan las dimensiones de la estación de bombeo, anteriormente en el inciso 5.1.2 se definió el diámetro y el número de equipos a utilizar, en ésta parte se conocerá la longitud del tornillo.

De la figura 5.35a el largo del tornillo se obtiene a partir de conocer el ángulo de inclinación del tornillo y el desnivel que existe entre la cota de descarga de éste y la cota del agua en la succión.

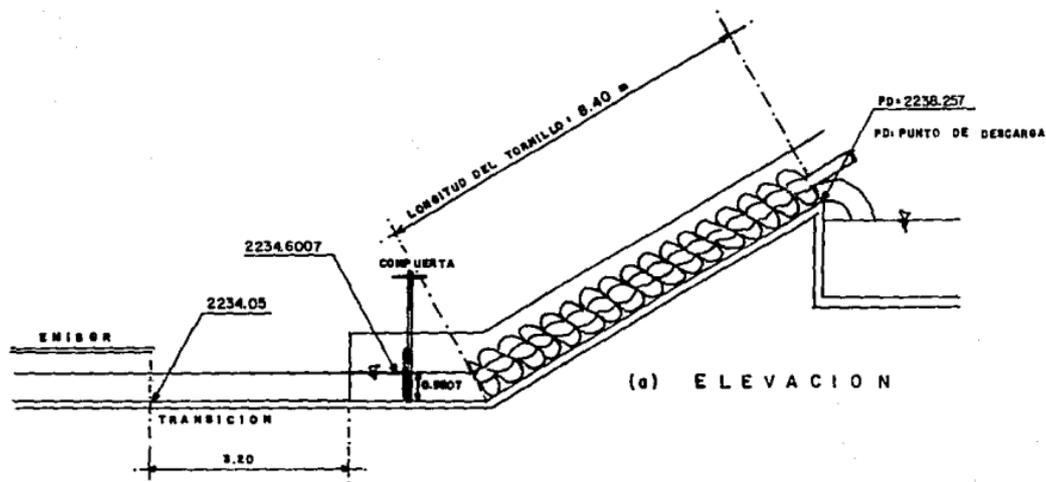
Del inciso 5.2.1 la cota de descarga de la bomba está a 2238.257 m. s.n.m., la cota del agua en la succión se calcula siguiendo lo siguiente:

El gasto máximo que debe manejar cada bomba es de 176 l/s, [ver inciso 5.1.2.1] y el gasto máximo de bombeo para un diámetro de tornillo de 90 cm es de 186 l/s [Ver figura 5.10]., de la gráfica de la figura 5.11 se entra con la relación;

$$\frac{\text{Gasto de proyecto (176 l/s)} * 100}{\text{Gasto de bombeo (186 l/s)}} = 95\%$$

Y siguiendo el recorrido de las flechas se tiene que el nivel del agua cubre un 61% del diámetro del tornillo por lo que el tirante de agua en la succión vale 55.07 cm., por lo tanto tomando como referencia la figura 5.35a se tiene que la cota del agua en la succión vale:

$$\begin{aligned} \text{Cota de plantilla del emisor} + \text{tirante del agua en la succión} &= \\ &= 2234.60 \text{ m.s.n.n.} \end{aligned}$$



(b) PLANTA DE LA TRANSICION

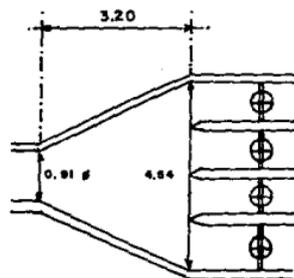


FIGURA 5.35 ENTRADA A LA BOMBA TORNILLO

Finalmente la longitud del tornillo vale:

$$L_t = \frac{\text{Desnivel [m]}}{\text{sen } (30^\circ)} = \frac{2238.257 - 2234.05}{\text{sen } (30^\circ)} = 8.40 \text{ m.}$$

EN BASE A LA FIGURA 5.35a SE TIENEN LOS SIGUIENTES NIVELES EN:
[LAS ELEVACIONES ESTAN DADAS EN m.s.n.m.]

PLANTILLA DEL EMISOR: 2234.05

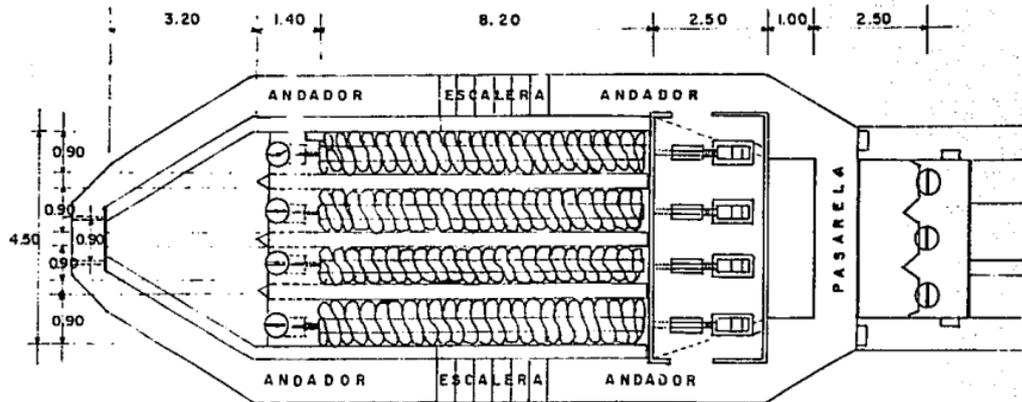
PLANTILLA DE LA SUCCION: 2234.05

DESCARGA DEL TORNILLO (h_{ss}): 2238.257

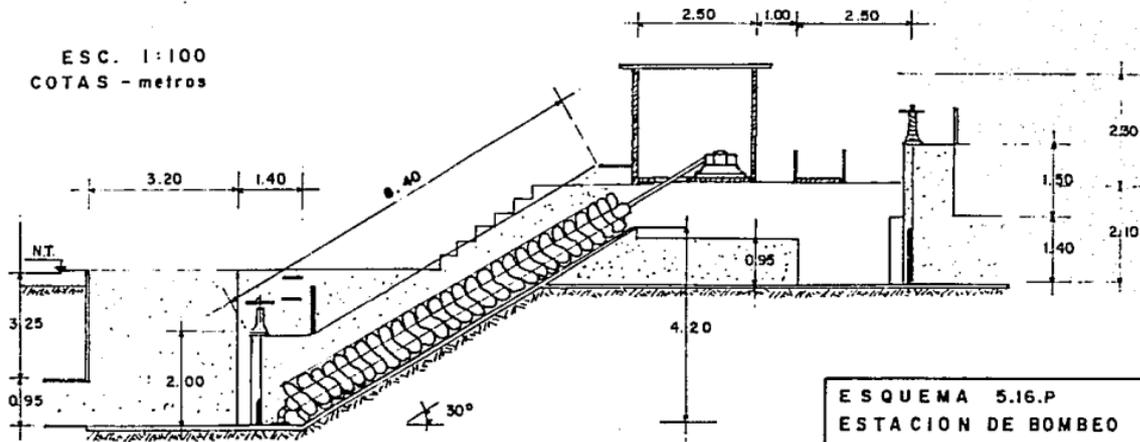
AGUA EN LA SUCCION (h_{ss} + tirante en la succión): 2234.60

LONGITUD DEL TORNILLO (L_t): 8.40 m.

En el esquema 5.16.P se muestra el arreglo de la estación de bombeo.



ESC. 1:100
COTAS - metros



ESQUEMA 5.16.P
ESTACION DE BOMBEO
LAGUNAS DE ESTABILIZACION

5.3. ESTIMACION DEL AREA DE LA PLANTA.

Finalmente, para concluir con éste anteproyecto, en el cuadro siguiente se estima el area que requiere ésta planta de tratamiento a base de lagunas de estabilización:

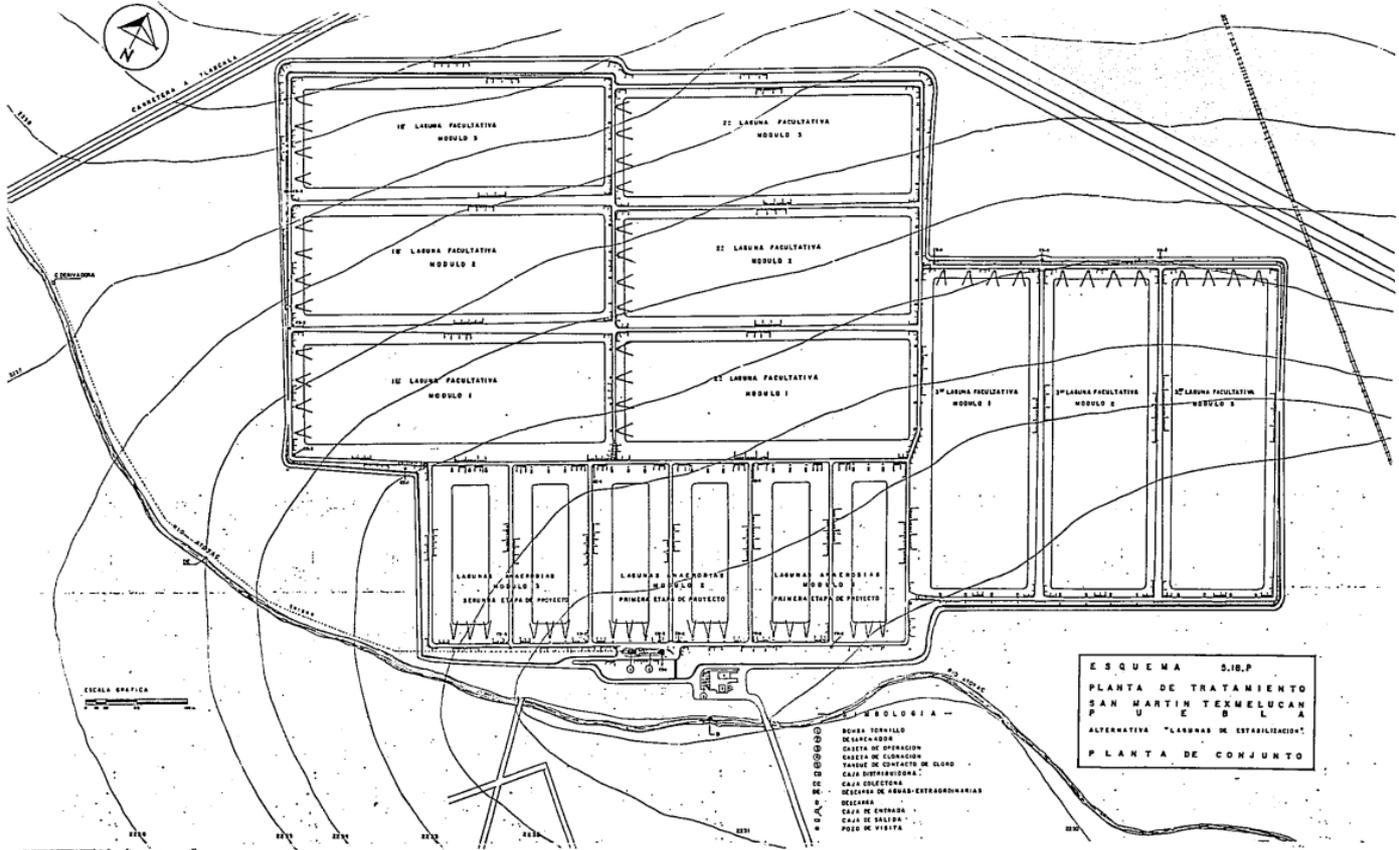
UNIDAD DE TRATAMIENTO	AREA TOTAL DE LA UNIDAD [m ²].
* - Bombeo.	85.75
* - Desarenador.	71.78
* - Tanque de contacto de cloro	171
** - Caseta de cloración	80.50
** - Caseta de operación	60
- Lagunas	
Anaerobias.	75,600
Facultativas.	341,691
- Accesos y taludes exteriores	87,119
AREA TOTAL DE LA PLANTA	504,879

* La obra civil se construirá para servir a todo el período de diseño.

** Esta unidad será la misma para los dos anteproyectos que se proponen.

El area de lagunas se estimó considerando los bordes interiores.

Finalmente en el esquema 5.18.P se muestra la planta de conjunto de ésta planta de tratamiento.



ESCALA GRÁFICA

- MÓDULO 1 —
- BOCA TORNEILLO
 - MANEJADERA
 - CAJETA DE OPERACION
 - CAJETA DE CLORACION
 - TANQUE DE CONTACTO DE LODO
 - CAJA DIFUSIONADA
 - CAJA COLECTORA
 - RECEPTOR DE AGUAS-EXTRAORDINARIAS
 - RECEPTOR
 - CAJA DE ENTRADA
 - CAJA DE SALIDA
 - PUERTE DE VISITA

ESQUEMA S.I.B.P
 PLANTA DE TRATAMIENTO
 SAN MARTIN TEXMELUCAN
 P U E B L O
 ALTERNATIVA "LABORAS DE ESTABILIZACION"
 PLANTA DE CONJUNTO

A L T E R N A T I V A
" Z A N J A D E O X I D A C I O N "

6.1. ANTEPROYECTO FUNCIONAL.

En este inciso se presenta el anteproyecto funcional de todas las instalaciones que integran el proceso de tratamiento a base de zanja de oxidación.

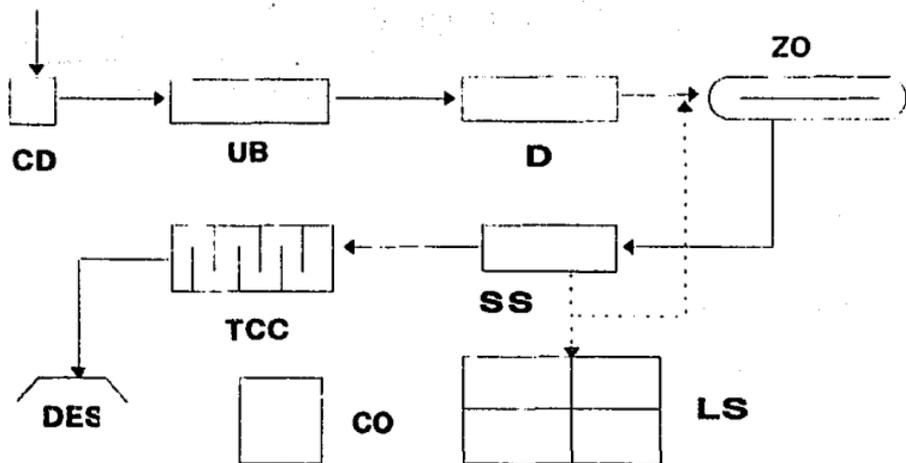
Las instalaciones que integran esta posible planta de tratamiento son :

- Caja derivadora
- Estación de bombeo.
- Desarenador.
- Zanja de oxidación.
- Sedimentador secundario.
- Lechos de secado.
- Tanque de contacto de cloro.
- Caseta de operación.

En el diagrama de flujo de la figura 6.1 se pueden ubicar estas instalaciones.

Debido a que los gastos de proyecto son los mismos para los dos procesos alternativos que se proponen en esta tesis, el cálculo funcional de: la caja derivadora, la estación de bombeo, el desarenador y el tanque de contacto de cloro junto con la caseta de cloración, se presentan en el capítulo-5.

Por lo tanto, en este inciso se presenta el cálculo funcional de la zanja de oxidación, el sedimentador secundario y los lechos de secado.



CD : CAJA DERIVADORA.

UB : ESTACION DE BOMBEO

D : DESARENADOR.

ZO : ZANJA DE OXIDACION

SS : SEDIMENT. SEC.

**TCC: TANQUE DE CONTACTO
DE CLORO.**

LS : LECHOS DE SECADO.

DES: DESCARGA.

CO : CASETA DE OPERACION.

—> : AGUA RESIDUAL.

- -> : FLUJO DE LODOS.

**FIG 6.1 DIAGRAMA DE FLUJO DE LA PLANTA DE
TRATAMIENTO A BASE DE ZANJA DE OXIDACION.**

6.1.1. ZANJA DE OXIDACION.

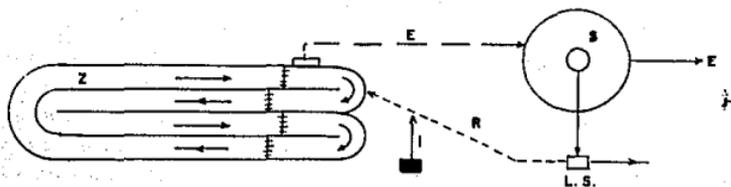
La zanja de oxidación es una variante del tipo de aeración extendida del proceso de lodos activados. Una pequeña porción de la materia orgánica sufre una oxidación química mientras que el resto de la materia orgánica es estabilizada por la actividad biológica de los microorganismos previamente formados en el sistema.

Este proceso se diseña con largos periodos de aeración para conseguir que el contenido de sólidos suspendidos volátiles del licor mezclado sea aproximadamente de 3000 a 8000 mg/l. Esto proporciona una gran cantidad de organismos en el sistema. La relación "Alimento/Microorganismos o factor de carga", es bajo, en un ámbito de 0.014-0.045 Kg DBO/día/Kg SSV. A consecuencia de ésta baja relación, el crecimiento de lodo volátil a causa de la respiración endógena es relativamente bajo y para fines prácticos el lodo queda estabilizado después del largo periodo de aeración, por lo que puede manejarse directamente en lechos de secado.

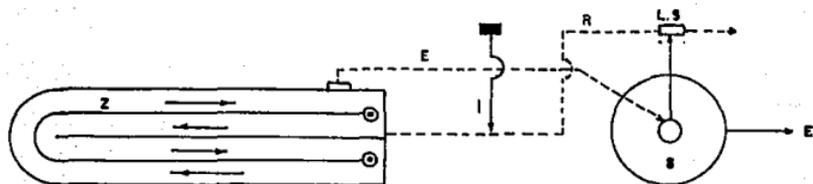
En éste proceso se pueden lograr remociones del 90 al 97% de DBO.

La forma de la zanja por lo regular es elíptica y elongada como se muestra en la figura 6.1, pero en algunas ocasiones su forma puede variar, la aeración y movimiento de la mezcla se obtiene por la activación de uno o más rotores, los cuales pueden ser de eje horizontal o eje vertical, en la figura 6.2 se muestran unos esquemas de zanjas de oxidación empleando rotores tanto de eje horizontal como de eje vertical.

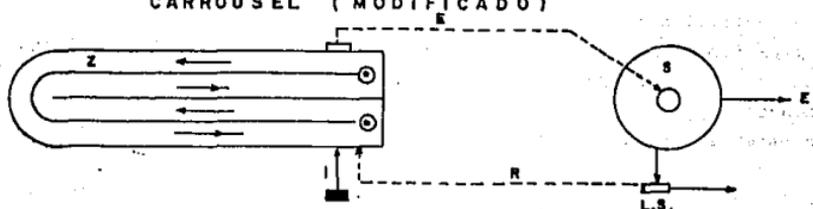
La profundidad del agua en la zanja puede ser de 0.85 a 1.50m, pero con el desarrollo de aeradores superficiales (rotores de eje vertical) , ésta profundidad se ha incrementado hasta 4 m. particularmente, en algunos procesos patentados , como el carrousel [fig.6.2].



SHERPEN ZEEL



CARROUSEL (MODIFICADO)



OOSTERWALDE

SIMBOLOGIA

- E : Efluente
- I : Influyente
- R : Recirculación de lodos
- S : Sedimentador final
- Z : Zanja ó canal de Oxidación
- ⊖ : Rotor eje horizontal
- ⊙ : Rotor eje vertical
- : Carcamo de bombeo de agua residuales
- : Carcamo de bombeo de lodos
- L.S.: Lechos de secado

FIGURA 6.2
ESQUEMAS DE ZANJAS
DE OXIDACION

6.1.1.1. DISEÑO DE LA ZANJA DE OXIDACION.

En esta parte el cálculo se hará considerando el gasto de diseño correspondiente al del módulo base.

VOLUMEN DE LA ZANJA.

Se tienen los siguientes datos:

Como se menciona en el inciso 4.2.3 el gasto de diseño del módulo base es de 90 l/s.

Carga orgánica volumétrica (CV): Este valor corresponde a la concepción de DBOs por cada metro cúbico que puede manejar la zanja, para aguas residuales municipales este valor puede ser de 0.2 a 0.3 Kg de DBOs m³ de canal al día. [Ref.19,25], en función principalmente de la temperatura del lugar, para este caso se considerará una carga de 0.2 Kg DBOs por m³ de canal al día.

Concentración unitaria (χ): Del inciso 4.2.4., la concentración unitaria es de 264 mg/l DBOs.

Forma de la sección: En función de las características del tipo de terreno disponible, la forma de la sección será rectangular.

El cálculo parte de lo siguiente:

$$\text{Volumen } (V) [\text{m}^3] = \frac{\text{Carga Orgánica Total (COT) } [\text{kg/d}]}{\text{Carga Volumétrica (CV) } [\text{kg/m}^3/\text{d}]} \quad \text{---(1)}$$

De donde:

$$\text{COT} = \text{Concentración unitaria } (\chi) [\text{kg/d}] \cdot \text{Gasto (Q)} [\text{l/d}] \quad \text{---(2)}$$

Sustituyendo datos en las ecuaciones (2) y (1) se tiene:

$$\begin{aligned} \text{COT} &= \gamma (Q) = (264)(90) = 23760 \text{ mg/s.} \\ &= (23760)(10^6)(86400) = 2052.86 \text{ kg/d.} \end{aligned}$$

Por lo tanto: $V = \frac{\text{COT}}{\text{CV}} = \frac{2052.86}{0.2} = 10264.32 \text{ m}^3$

CALCULO DEL ROTOR.

El rotor que se empleará en éste caso es un rotor de eje horizontal el cual es colocado transversalmente en la zanja con la finalidad de:

- a) Introducir el oxígeno necesario para conservar la actividad biológica,
- b) Dar el empuje al agua para conducirla a todo lo largo de la zanja.
- c) Proporcionar la agitación necesaria para completar el mezclado del contenido en la zanja.

En la figura 6.3. se muestra un esquema representativo de un rotor de eje horizontal.

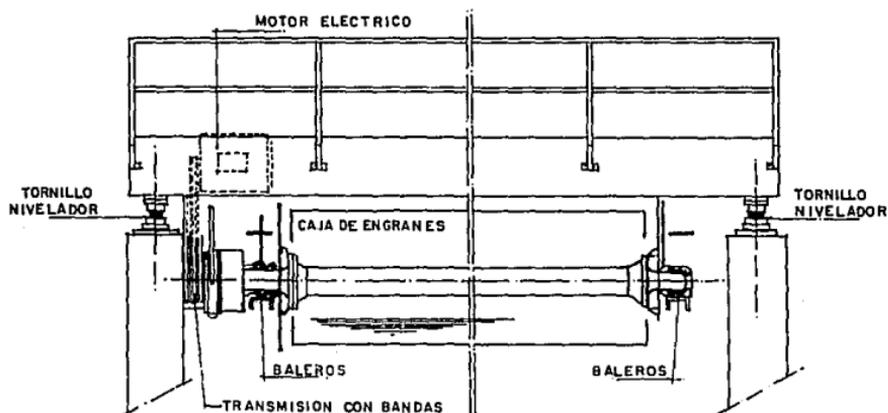


FIGURA 6.3 ESQUEMA DE UN ROTOR INSTALADO EN LA ZANJA.

Para conocer la longitud del rotor se consideran dos criterios:

PRIMER CRITERIO.

La capacidad de oxigenación que pueden proporcionar los rotores, este dato es proporcionado por los fabricantes de estos equipos.

La cantidad de oxígeno requerida para mantener la actividad biológica en la zanja se calcula de la siguiente manera. [Ref.25].

$$No = \frac{1.5 N}{\alpha \left[\frac{\beta C_{sw} - C_L}{C_{st}} \right] (1.024)^{(T-20)}} \quad (3).$$

Donde: No: Cantidad de oxígeno transferido por el equipo comercial de aeración, valor proporcionado por el fabricante. [kg/d]

N: Cantidad de oxígeno requerido para la degradación biológica de las aguas residuales en las condiciones propias del lugar donde se construirá la planta de tratamiento.

$$N = \text{Concentración de DBO [kg/l]} \cdot \text{Gasto [l/d]} \quad (4)$$

1.5: Factor de conversión de la DBOs inicial a la DBO última.

α : Relación de transferencia de oxígeno, en la práctica este valor tiene un ámbito de 0.8 - 0.94, para este caso se tomará un valor promedio; $\alpha = 0.87$. [Refs. 18 y 12].

β : Relación de saturación del oxígeno del agua residual a la del agua destilada, dicho valor se puede obtener experimentalmente para una agua determinada. Para la mayoría de los casos tiene un ámbito de 0.92 - 0.98, [Ref.16] para este caso se tomará un valor intermedio; $\beta = 0.95$.

C_L : Concentración de OD inicial, este valor tiene un ámbito de 1 a 2 mg/l [Ref.12 y 16], para este caso en función de las características geográficas del lugar se considerará un valor de 2.0 mg/l.

T: Temperatura del agua.

C_{st} : Concentración de oxígeno disuelto usado en pruebas de operación, este valor se obtiene de la tabla 6.1.

**TABLA 6.1 VALORES DE SATURACION DE OXIGENO PARA AGUA DESTILADA,
EN CONDICIONES NORMALES, mg/l, [Ref.18].**

TEMPERATURA. [C°]	O ₂ [mg/l]	TEMPERATURA [C°]	O ₂ [mg/l]	TEMPERATURA [C°]	O ₂ [mg/l]
0	14.6	14	10.3	28	7.8
2	13.8	16	9.9	30	7.5
4	13.1	18	9.5	32	7.3
6	12.4	20	9.1	34	7.1
8	11.8	22	8.7	36	6.8
10	11.3	24	8.4	38	6.6
12	10.8	26	8.1	40	6.4

TABLA 6.2 PRESION DE VAPOR DEL AGUA

TEMPERATURA [C°]	P _v [mm Hg]
0	4.579
5	6.543
10	9.209
15	12.788
20	17.535
25	23.756
30	31.824
35	42.175
40	55.324

Csw: Concentración de oxígeno disuelto del agua destilada a las condiciones de temperatura y presión atmosférica del lugar éste parametro se obtiene con la siguiente expresión:

$$Csw = Cst \left[\frac{P - P_v}{760 - P_v} \right] \quad (5).$$

Donde: P_v : Presión de vapor del agua, ver tabla 6.2, y se expresa en mm de Hg.

P : Presión atmosférica del lugar y se calcula con la expresión (6). [Ref.14]. [mm Hg].

$$P = \frac{Patm. (1 - 2.26 \times 10^{-5} Z)^{5.256}}{\gamma_{Hg} (0.001)} \quad (6).$$

Donde: $Patm.$ = 10333 kg/m² (Al nivel del mar).

Z : Altitud, para éste caso San Martín Texmelucan está a una altitud promedio de 2230 m.s.n.m.

γ_{Hg} : Peso específico del mercurio; $\gamma_{Hg} = 13,595 \text{ kg/m}^3$

Como la temperatura influye en el funcionamiento de los procesos de tratamiento, el cálculo de la cantidad de oxígeno requerido se hará considerando las temperaturas promedio de invierno y de verano, y se optará por la que necesite mayor concentración de oxígeno.

CONDICIONES DE INVIERNO. (Temperatura media 8° C.)

De la tabla 6.2 se tiene que la presión de vapor del agua vale: $P_v = 8.046 \text{ mm Hg}$, y la presión atmosférica (ec.6) es igual a 579 mm Hg., el valor de "Cst" de la tabla 6.1 vale 11.8 mg/l, por lo tanto sustituyendo valores en la ecuación (5):

$$Csw_{8^{\circ}} = 11.8 \left[\frac{579 - 8.046}{760 - 8.046} \right] = 8.96 \text{ mg/l} = 8.96 \times 10^{-6} \text{ Kg/l}$$

Sustituyendo valores en la ecuación (4), el valor de "N" es:

$$N = 264 (90) = 23760 \text{ mg/s} = 2052.86 \text{ Kg/d.}$$

Sustituyendo valores en la expresión (3) se tiene finalmente:

$$No_{(18^\circ)} = \frac{1.5 (2052.86)}{0.87 \left[\frac{0.95 (8.96 \times 10^{-6}) - 1.5}{11.8 \times 10^{-6}} \right] (1.024)^{(8-20)}} = 7917.203 \text{ Kg/d}$$

$$No_{(18^\circ)} = 329.88 \text{ kg/hr}$$

CONDICIONES DE VERANO (Temperatura media 18°)

Efectuando el mismo proceso descrito se tiene:

$$C_{SW_{(18^\circ)}} = 9.5 \left[\frac{5/9 - 15.4/8}{760 - 15.4/8} \right] = 7.19 \times 10^{-6} \text{ Kg/l}$$

$$No_{(18^\circ)} = \frac{1.5 (2052.86)}{0.87 \left[\frac{0.95 (7.19 \times 10^{-6}) - 1.5}{9.5 \times 10^{-6}} \right] (1.024)^{(18-20)}} = 275.6 \text{ Kg/hr}$$

Por lo tanto la cantidad de oxígeno requerida para fines de diseño es de:

$$No_{(18^\circ)} = 329.88 \text{ kg/hr}$$

El siguiente paso es calcular la longitud del rotor, dicho valor se obtiene en base a la capacidad de oxigenación del rotor, éste dato lo proporciona el fabricante, para éste caso el rotor comercial que se empleará es un rotor de jaula tipo puente cuyo diámetro es de 70 cm. rotando a 75 RPM aproximadamente, éstos rotores se fabrican con longitudes máximas de 5 m., éstos equipos tienen dientes o paletas rectangulares de 5x15 cm., espaciadas a 5 cm, soldadas en 12 barras agrupadas al rededor de la flecha.

La longitud del rotor para este criterio se obtiene con la siguiente expresión:

$$LRD = \frac{No}{COR} \quad \text{--- (7)}$$

Donde LRD : Longitud del rotor para el primer caso [m].

No : Cantidad de oxígeno requerida [kg/hr].

COR : Capacidad de oxigenación del rotor. [kg Oz/m/h].

La capacidad de oxigenación se obtiene en base a la gráfica que proporciona el fabricante, figura 6.4., para una inmersión de 15 cm., el rotor entrega una cantidad de oxígeno de 2.73 kg/m/h., el valor de la inmersión se determinó en base al largo de las paletas que vale 15 cm, ya que de esta forma las paletas trabajan a su capacidad.

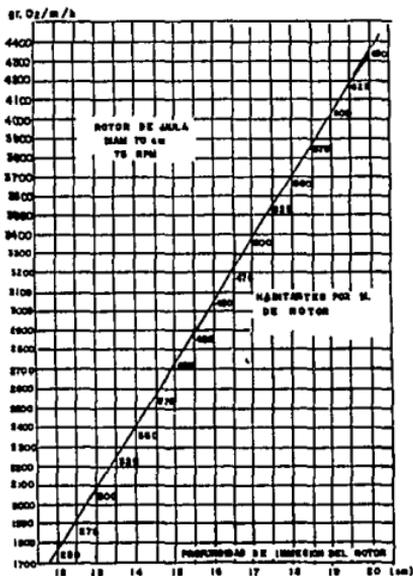
Por lo tanto la longitud del rotor vale:

$$LRD = \frac{329.88}{2.73} = 120.84 \text{ m.}$$

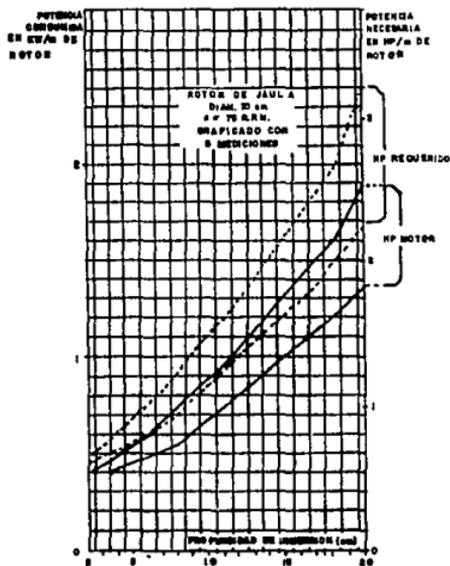
SEGUNDO CRITERIO.

La velocidad del líquido contenido en la zanja, este criterio se basa en pruebas de laboratorio y de la misma experiencia que arroja la operación de zanjas de oxidación. en ambos casos, se ha encontrado que en diseños normales, con valores de entre los 50 y 150 m³ de agua movidos en la zanja por cada metro de rotor, se propicia una velocidad que mantiene en suspensión los floculos biológicos. De esta manera se mantiene un promedio de velocidad del líquido de 0.30 m/s.

Para este caso dado que se debe mantener dicha velocidad y considerando los valores mencionados, se tomará para fines de diseño un volumen de agua movido por metro de rotor de 80 m³, debido a que durante la época de invierno en San Martín Texmelucan la temperatura del agua disminuye, lo cual propicia que el agua se vuelva más densa y ofrezca una mayor resistencia al empuje.



(a)



(b)

FIGURA 6.4 CAPACIDAD DE OXIGENACION Y POTENCIA DEL ROTOR, INFORMACION
 PROPORCIONADA POR "ICO, S.A. de C.V."

Así pues, la longitud de rotor (L_R) para este criterio será de:

$$L_{R(II)} = \frac{\text{Volumen (V)} \text{ (m}^3\text{)}}{80} \quad \text{----- (8)}$$
$$= \frac{10264.32}{80} = 128.3 \text{ m.}$$

Finalmente comparando la longitud del rotor de ambos criterios se concluye que se optará por la longitud del rotor del segundo criterio.

Por lo tanto considerando que éstos equipos se fabrican con longitudes de hasta 5 m., el número de éstos equipos que se necesitan es de:

$$\text{No. de rotores} = \frac{L_{R(II)}}{5} = \frac{128.3}{5} = 25.6 \rightarrow 26 \text{ rotores.}$$

Se considera en principio que son demasiados rotores por zanja, sin embargo el número definitivo se decidirá después del dimensionamiento de la propia zanja.

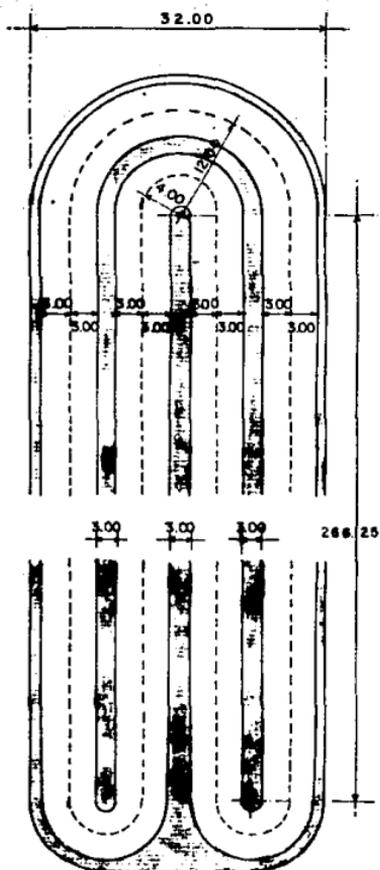
DIMENSIONES DE LA ZANJA.

De acuerdo con la referencia [25] la profundidad de la zanja será de 1.5 m.

Con respecto a las dimensiones de el rotor instalado en la zanja se considerará un espacio libre de medio metro a los costados del rotor, por lo que la longitud de la zanja (L_z) será de:

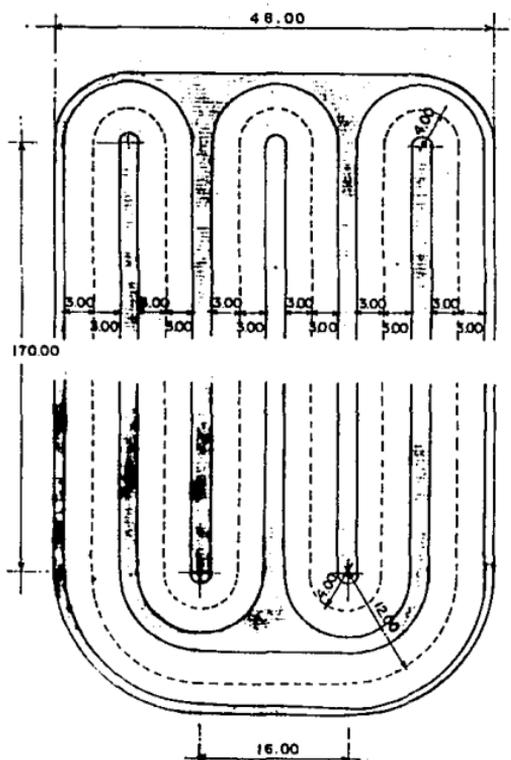
$$L_z = \frac{\text{Volumen (V)}}{\text{Ancho (B)} \cdot \text{Tirante (Y)}} = \frac{10264.32}{(6)(1.5)} = 1140.48 \rightarrow 1141 \text{ m.}$$

En la figura 6.5 se muestran dos arreglos diferentes de zanjas y se observa que en el primer arreglo el largo de la superficie requerida es relativamente grande y muy angosta, en el segundo arreglo el largo es grande pero el ancho está relativamente proporcionado, el segundo arreglo puede considerarse como adecuado, sin embargo dada la longitud



ALTERNATIVA - A -
(a)

COTAS - metros



ALTERNATIVA - B -
(b)

NOTA.- PARA AMBOS CASOS, LA LINEA PUNTEADA ES HACIA DONDE ESTA REFERIDA LA LONGITUD DE LA ZANJA.

FIGURA 6.5
ARREGLOS DE ZANJAS
DE OXIDACION

tud puede ser antieconómica su construcción e incluso se pueden presentar problemas de estabilidad debidos a los asentamientos diferenciales que pueda tener, lo cual ocasionaría problemas en su funcionamiento.

Por lo tanto es justificable emplear dos zanjas de oxidación por módulo para reducir su longitud y que no corra riesgos de inestabilidad debidos a los asentamientos que se puedan presentar y además para reducir el número de rotores.

El cálculo partirá considerando un gasto de diseño de 45 l/s, que representa la mitad del gasto medio del módulo base.

Por lo tanto siguiendo el proceso de cálculo descrito, se tienen los siguientes resultados.

VOLUMEN.

$$V = \frac{264(45)(10^{-6})(86400)}{0.2} = 5132.16 \text{ m}^3; \text{ (ec.1).}$$

CALCULO DEL ROTOR.

PRIMER CRITERIO.

- Cantidad de oxígeno en las condiciones de la localidad (ec.4), considerando $Q = 45 \text{ l/s}$.

$$N = 1026.432 \text{ kg/d}$$

- Cantidad de oxígeno requerido (ec.3).

$$\text{Invierno: } N_{\text{O}_2}^{\text{O}} = 3443.98 \text{ kg/d} = 143.5 \text{ kg/h.}$$

$$\text{Verano: } N_{\text{O}_2}^{\text{O}} = 3307.18 \text{ kg/d.} = 137.8 \text{ kg/h.}$$

Por lo tanto el oxígeno requerido es de 143.5 kg/h.

- Longitud del rotor.

De la gráfica de la figura 6.4(a) para una inmersión de 15 cm. la capacidad de oxigenación del rotor (COR) es de 2.73 kg/h.

Por lo tanto la longitud del rotor vale (ec.7); 52.6 m.

SEGUNDO CRITERIO.

La longitud del rotor (ec.8) vale: 64.15 m.

De los dos criterios la longitud del rotor de diseño vale 64.15 m.

Por lo tanto considerando la longitud del rotor comercial (5 m.) el número de equipos es de:

$$\text{No. equipos} = \frac{64.152}{5} = 12.8 \rightarrow 13 \text{ rotores.}$$

De la gráfica 6.4(b), la potencia del motor para una inmersión de 15 cm. es de 1.7 HP/m. rotor; por lo tanto, tomando en cuenta que cada rotor tendrá 5 m. de largo, la potencia del motor es de:

$$\text{Pot. motor} = 1.7(5) = 8.5 \text{ HP por cada motor.}$$

El motor comercial que se necesitará es el de 10 HP.

DIMENSIONES DE LA ZANJA.

Tirante:	1.50 m.
Ancho de la zanja:	6 m.
Longitud de la zanja:	$\frac{5132.16}{6(1.5)} = 570.24 \text{ m.} \rightarrow 570 \text{ m.}$
Bordo libre:	0.30 m.

Considerando la forma de la zanja de la figura 6.5(b), en la figura 6.6 se indican las dimensiones definitivas de la zanja de oxidación, la representación gráfica se muestra a escala en el esquema 6.1.P.

Cabe mencionar que el cálculo de los dispositivos de entrada y salida se presenta en el anteproyecto hidráulico de la planta, inciso 6.2.

Por otra parte cabe señalar que el siguiente paso de tratamiento [ver esquema 6.2.P] recibirá el caudal de las dos zanjas de oxidación en una sola unidad, por lo que se empleará un sedimentador por módulo.

SE COLOCARA
UN ROTOR A
CADA 44.00 m.

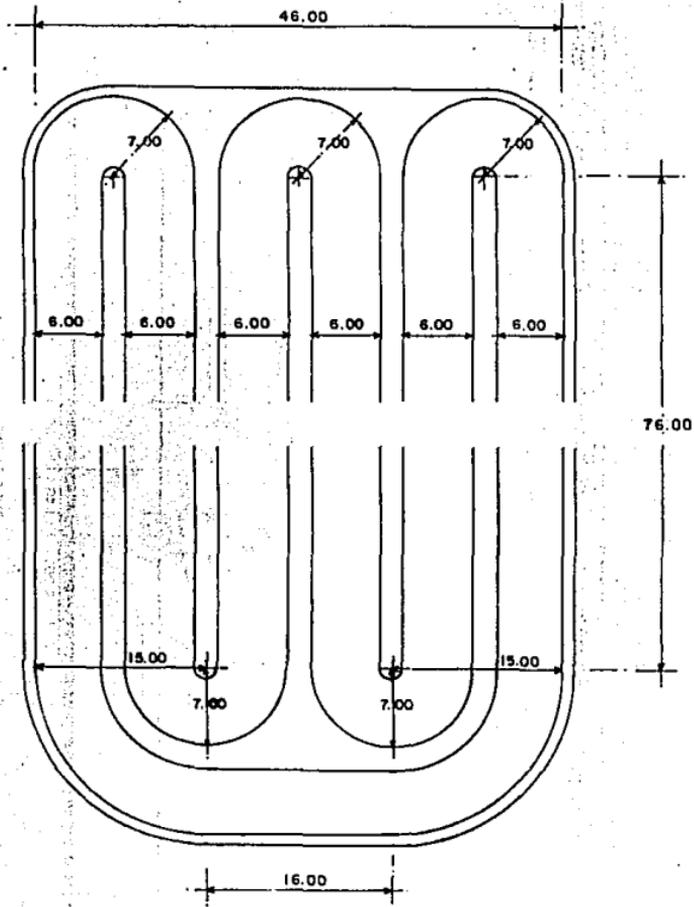
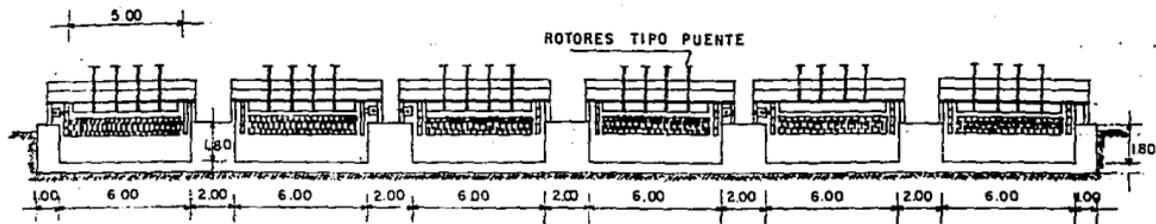


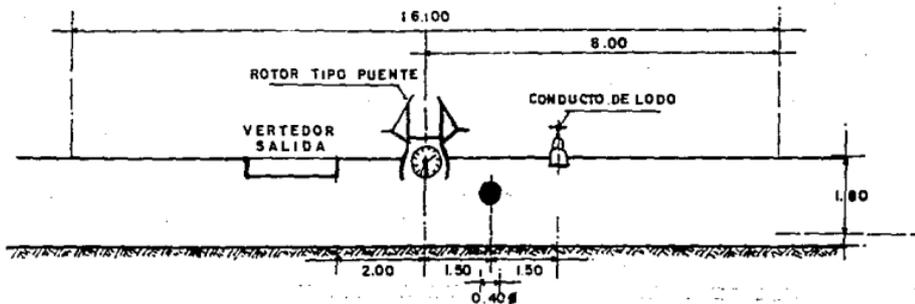
FIGURA 5.6
DIMENSIONES DEFINITIVAS
DE LA ZANJA DE OXIDACION



C O R T E B - B'

E S C. 1 : 200

C O T A S - metros

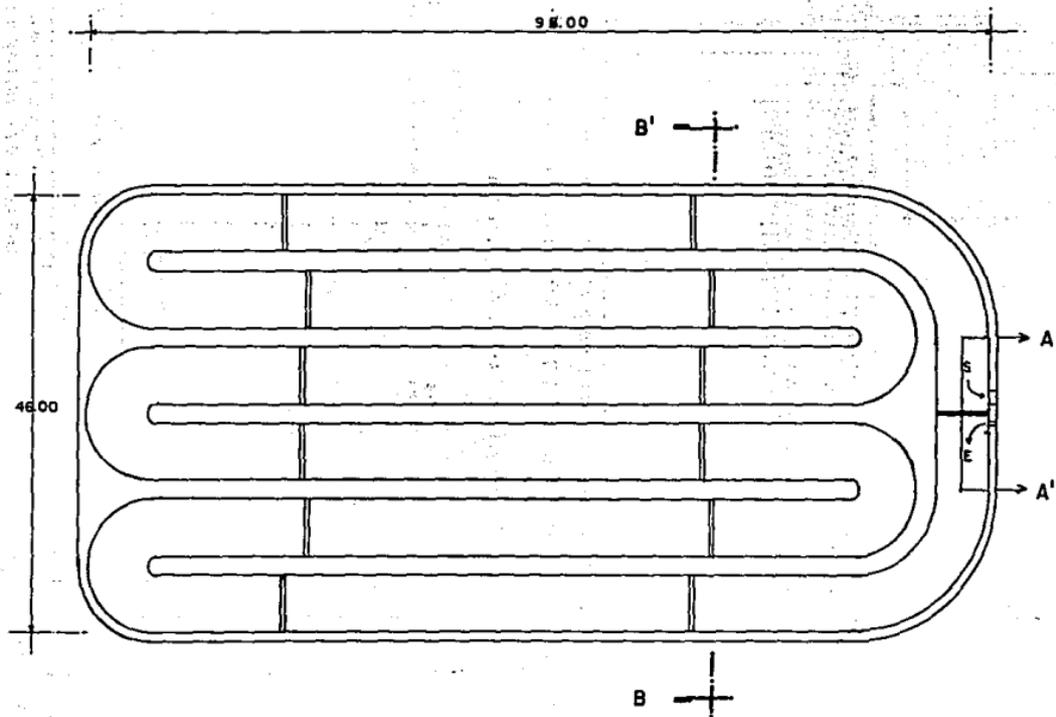


C O R T E A - A'

E S C. 1 : 100

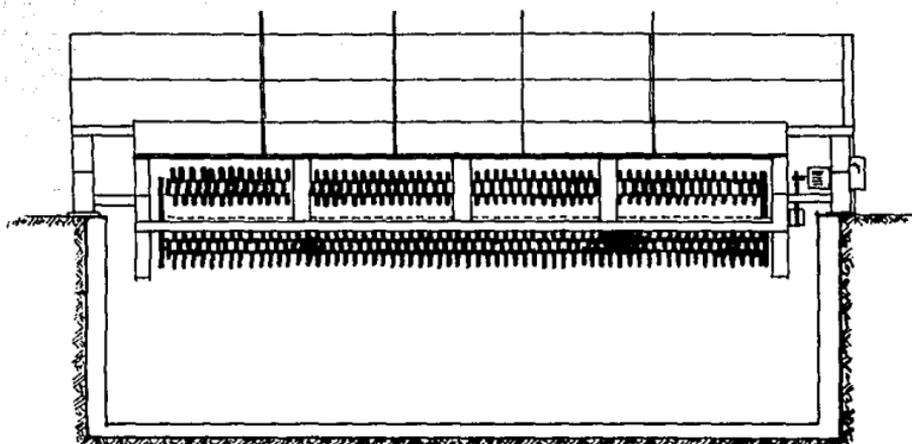
C O T A S - metros

ANEXO-I ESQUEMA-6.I.P.
CORTE B-B' Y CORTE A-A'
ZANJA - TIPO -

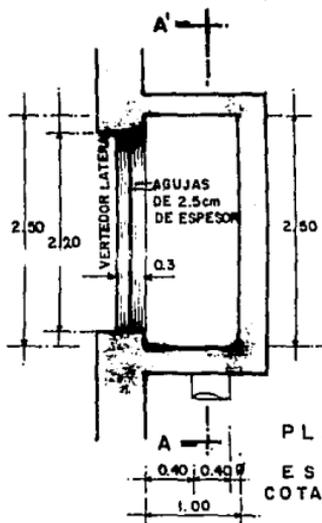


P L A N T A
 ESC. 1: 500
 COTAS - metros

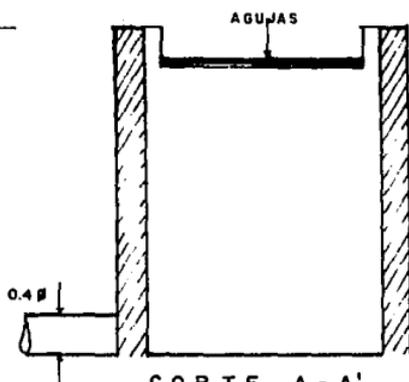
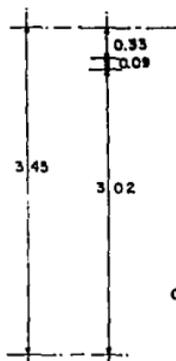
ESQUEMA 6. I.P.
 ZANJA DE OXIDACION
 ZANJA - TIPO -



ESQUEMA DEL ROTOR INSTALADO EN LA ZANJA
 ESC. 1:40
 TANQUE DE SALIDA DE LA ZANJA

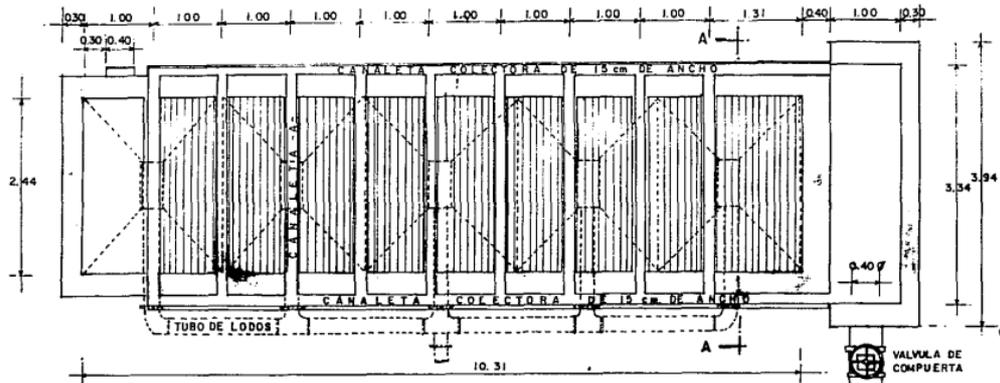


PLANTA
 E.S.C. 1:100
 COTAS. metros



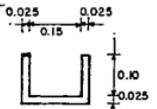
CORTE A - A'

ANEXO-2- ESQUEMA 6.I.P.
 DETALLE DEL ROTOR Y TANQUE
 DE SALIDA DE LA ZANJA

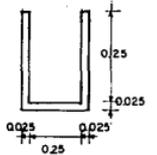


PLANTA

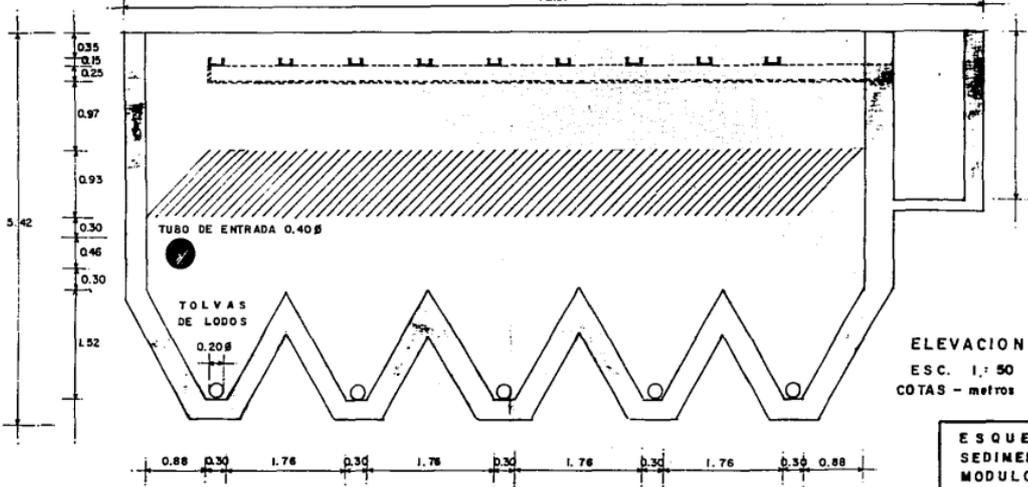
12.31



CANALETA "A"
PENDIENTE 8 %



CANALETA
COLECTORA
PENDIENTE 8 %

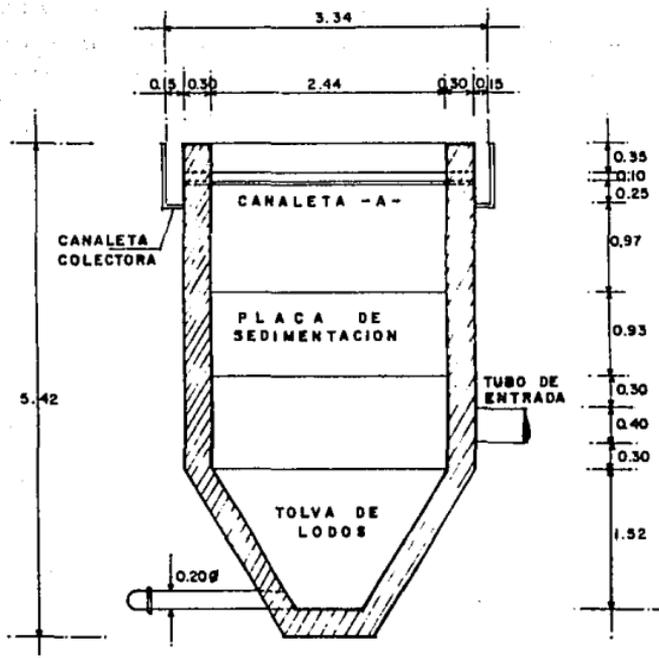


ELEVACION
ESC. 1:50
COTAS - metros

ESQUEMA 6.3P
SEDIMENTADOR SECUNDARIO
MODULO BASE

FALTA PAGINA

No. **228** a la **236**



C O R T E A - A'

ES C. 1 : 50
COTAS - metros

ANEXO-I ESQUEMA 6.3P
SEDIMENTADOR SECUNDARIO
MODULO BASE

6.1.3. LECHOS DE SECADO.

Como se mencionó en el inciso 4.3.2 los lodos que resultan del proceso de aeración extendida prácticamente son lodos estabilizados, por lo que el método más adecuado y económico para eliminarlos es el que usa lechos rectangulares poco profundos con fondos porosos, arriba de una red de drenaje subterráneo. La deshidratación tiene lugar debido a la evaporación de la superficie bajo la acción del viento y el sol y a la infiltración en el lecho poroso.

Los lechos están delimitados perimetralmente por muros de mampostería y en climas fríos o lluviosos conviene que estén cubiertos mediante estructuras tipo invernadero para facilitar la evaporación.

El lodo se conduce a los lechos por gravedad o por bombeo, hay varias formas de descargar los lodos en los lechos, una es conducir el lodo a lo largo de una tubería instalada en la cabecera de los lechos y por medio de compuertas o válvulas descargar el lodo en cada lecho de secado.

También la descarga se puede realizar sobre un canal dispuesto en la cabecera de una batería de lechos, encauzada a cada uno mediante una compuerta de agujas.

El lodo cae al lecho sobre una losa rompechorro que se coloca abajo de la descarga y pegada al muro del mismo para evitar que se erosione el material granular en ese sitio.

En este inciso se calcula el área que requieren los lechos de secado. cabe señalar que los cálculos se harán considerando un solo módulo de proyecto.

6.1.3.1. DISEÑO DE LOS LECHOS DE SECADO.

El lodo obtenido en el proceso de sedimentación secundaria, contiene un pequeño porcentaje de sólidos, que a su vez se componen de sólidos suspendidos volátiles y sólidos suspendidos no volátiles, el resto del lodo se compone de agua, por lo regular el lodo guarda una proporción del 95% de agua y un 5% de materia sólida.

Para conocer el peso de sólidos totales, se tienen las siguientes ecuaciones [Ref.18], las cuales son aplicables para el caso de lodos producidos en la aereación extendida, los términos de estas expresiones se basan en la figura 6.9.

$$(TSS)r = (VSS)r + (NVSS)r \quad - \quad (19)$$

$$(VSS)r = \Delta xy = (1-\phi)Y(S_F - S_e)Q_F \quad - \quad (20)$$

$$(NVSS)r = Q_F(\chi_{NV,F}) \quad - \quad (21)$$

Donde: (TSS)r : Sólidos suspendidos totales [kg/d].

(VSS)r : Sólidos suspendidos volátiles. [kg/d].

(NVSS)r : Sólidos suspendidos no volátiles. [kg/d].

Δxy : Producción de lodos, se calculó con la expresión (17). [kg/d].

Q_F : Gasto en la entrada, cuyo valor para éste caso es de 90 l/s. = 7776000 l/d.

$\chi_{NV,F}$: Concentración de sólidos suspendidos no volátiles en el influente, cuyo cálculo se obtiene con las siguientes expresiones:

$$\chi_{NV,F} = (r+1)(\chi_{NV,a}) - (r)(\chi_{NV,u}) \quad - \quad (22)$$

$$\chi_{NV,a} = \frac{(1-Fr)(\chi_{V,a})}{Fr} \quad - \quad (23)$$

$$\chi_{NV,u} = \frac{Q_F (r+1)(\chi_{NV,a})}{Q_r} \quad - \quad (24)$$

Donde: r : Relación de recirculación, $r = Q_r/Q_f$, también se calcula con la expresión (18).

$\chi_{NV,a}$: Concentración de sólidos suspendidos no volátiles en la zanja [kg/l].

$\chi_{NV,u}$: Concentración de sólidos suspendidos no volátiles en la descarga del sedimentador [kg/l].

$\chi_{v,a}$: Concentración de sólidos suspendidos volátiles en la zanja, como se mencionó en el inciso 6.1.2 se considerará una concentración de 5000 mg/l.

Fr : Fracción de sólidos volátiles en la MLSS.

$$0.8 \leq Fr \leq 0.9$$

para este caso $Fr = 0.9$.

Q_r : Gasto de recirculación de lodos, se obtiene con la expresión (14).

Sustituyendo valores en las ecuaciones (23), (24) y (22) se tiene:

$$\chi_{NV,a} = \frac{(1-0.9)(5000)(10^{-6})}{0.9} = 5.55 \times 10^{-4} \text{ kg/l.}$$

$$\chi_{NV,u} = \frac{(90)(1.24+1)(5.55 \times 10^{-4})}{111.5} = 1.00 \times 10^{-3} \text{ kg/l.}$$

$$\chi_{NV,r} = (1.24+1)(5.55 \times 10^{-4}) - (1.24)(1.00 \times 10^{-3}) = 3.2 \times 10^{-6} \text{ Kg/l}$$

Conocida la concentración de sólidos suspendidos no volátiles en el efluente ($\chi_{NV,r}$), la concentración de sólidos suspendidos no volátiles (NVSS) $_r$, vale: [ec.21].

$$(NVSS)_r = 7776000(3.20 \times 10^{-6}) = 24.88 \text{ kg/d.}$$

La concentración de sólidos suspendidos volátiles en la purga (VSS) $_r$ es de: [ec.20].

$$(VSS)_r = \Delta x_v = (1-0.77)(0.73)(264-30)(86400)(10^{-6}) = 305.50 \text{ Kg/d.}$$

Finalmente, sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (19) el peso de los sólidos totales vale:

$$(TSS)r = 305.50 + 24.88 = 330.38 \text{ kg/d.}$$

El volumen de lodo depende principalmente de su contenido de agua. Si la materia sólida se compone de sólidos suspendidos no volátiles y sólidos suspendidos volátiles, el peso específico de toda la materia sólida puede calcularse utilizando la expresión (25). [Ref.4].

$$\frac{(TSS)r}{S_{sst} \gamma} = \frac{(VSS)r}{S_{sv} \gamma} + \frac{(NVSS)r}{S_{snv} \gamma} \quad (25).$$

Donde: (TSS)r : Sólidos suspendidos totales. [kg].

S_{sst} : Peso específico de los sólidos totales. [kg/m³].

γ : Peso específico del agua (1000 kg/m³).

(VSS)r : Sólidos suspendidos volátiles. [kg].

S_{sv} : Peso específico de los sólidos volátiles, por lo regular vale 1000 kg/m³.

(NVSS)r : Sólidos suspendidos no volátiles. [kg].

S_{snv} : Peso específico de los sólidos suspendidos no volátiles, cuyo valor para éste caso es de 2500 kg/m³.

Reacomodando términos y sustituyendo valores se tiene que el peso específico de la materia sólida (S_{sst}) vale:

$$\frac{330.38}{S_{sst} (1000)} = \frac{305.50}{(1000)(1000)} + \frac{24.88}{(2500)(1000)}$$

$$S_{sst} = 1047.32 \text{ kg/m}^3$$

Considerando que el lodo contiene un 5% de materia sólida, se tiene entonces un contenido de agua en peso de:

$$\frac{(TSS)v}{5\%} = \frac{\text{AGUA}}{95\%}$$

$$\text{AGUA} = 0.95 \frac{(330.38)}{0.05} = 6277.22 \text{ kg/d.}$$

Por lo tanto considerando que el peso específico del agua vale 1000 kg/m³, el volumen del lodo es:

$$\text{Volumen de lodo} = \frac{6277.22}{1000} + \frac{330.38}{1047.32} = 6.59 \text{ m}^3/\text{día.}$$

Este valor corresponde a la cantidad de lodo que hay que retirar de la recirculación para mantener una concentración de sólidos suspendidos volátiles en la zanja.

Es importante remarcar que el proceso de cálculo desarrollado conduce a resultados teóricos basados en los valores de los coeficientes involucrados en las diferentes ecuaciones de diseño aplicables, valores que deben determinarse con las necesarias pruebas de tratabilidad. Para este caso, con los diversos valores supuestos para los coeficientes se llega al resultado anterior.

Con base en la experiencia de la operación de plantas de tratamiento a base de aeración extendida se tiene que aproximadamente la producción de lodo es de 8 l/d/kg de DBO₅ removida, Ref.[25], por lo que si para este caso se considera dicho valor se tiene que el volumen de lodo vale:

Considerando que la DBO₅ del agua residual que entra a la zanja vale 264 mg/l y que el efluente tendrá una DBO₅ de 30 mg/l, se tiene que la DBO₅ removida es de 234 mg/l, por lo que la cantidad de DBO₅ removida vale:

$$\begin{aligned} 90 \text{ [l/s]} * 234 \text{ [mg/l]} &= 21060 \text{ mg/s.} \\ &= 1819.6 \text{ kg/d.} \end{aligned}$$

Y por lo tanto el volumen de lodo (experiencia) es:

$$B \text{ [l/d/Kg DBO}_5\text{]} \cdot 1819.60 \text{ [kg/d]} = 14556.80 \text{ l/d.} \\ = 14.56 \text{ m}^3\text{/d.}$$

Al comparar los valores anteriores (el del cálculo teórico y el de la experiencia) se observa que por el lado de la experiencia se obtiene un mayor volumen de lodo, por lo que para definir el área de los lechos de secado y apegándose al lado de la seguridad se tomará un valor de 14.56 m³/d. de lodo.

Dadas las características climatológicas de San Martín Texmelucan, se empleará una capa de lodo de 10 cm. para producir una masa seca de lodo que pueda ser retirada en 5 días.

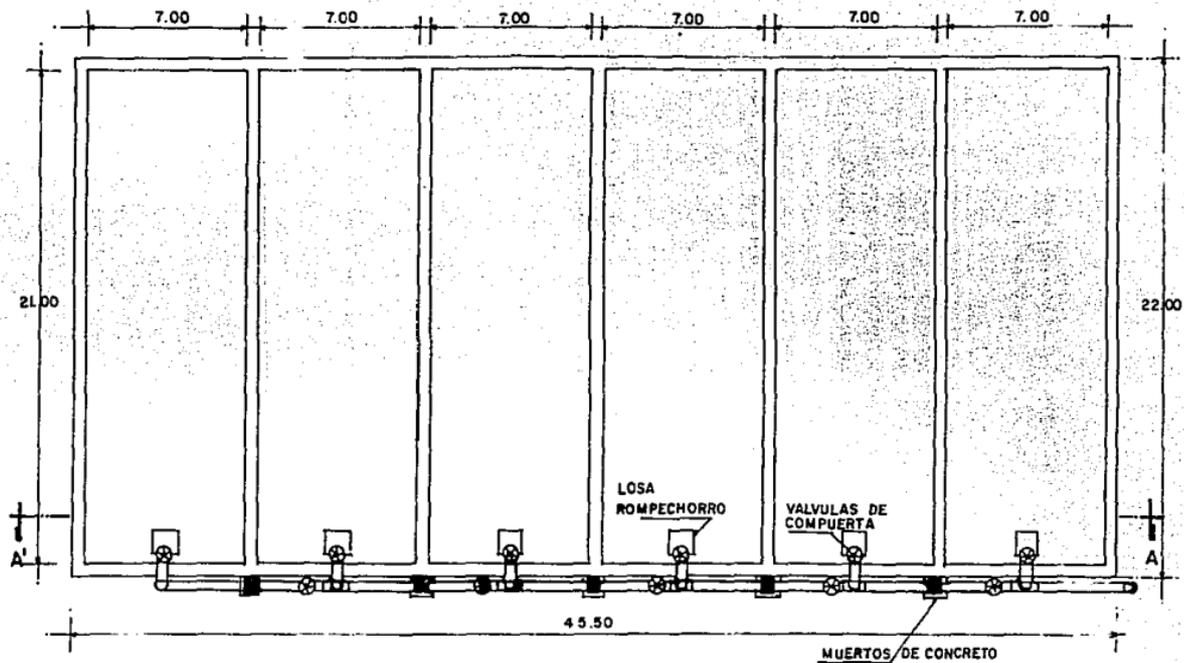
Se destinará un lecho de secado al día y debido a que el tiempo de secado será de 5 días, se hará necesario contar con 6 lechos.

Por lo tanto cada lecho de secado tendrá un área:

$$\text{Área por lecho} = \frac{14.56}{0.10} = 145.6 \text{ m}^2$$

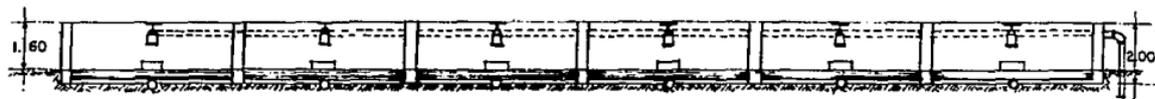
Las dimensiones de cada lecho de secado serán de 7 m. de ancho por 21 m. de largo.

Finalmente en el esquema 6.3.P se muestra la representación gráfica de estas superficies.



PLANTA

ESC. 1:200
COTAS - metros



CORTE A - A'

ESQUEMA 6.4 P.
LECHOS DE SECADO
MODULO - BASE -

6.2. ANTEPROYECTO HIDRAULICO.

En este inciso se presenta el cálculo de las tuberías que llevan el agua residual a cada unidad de tratamiento y se definen los niveles a los que debe estar cada unidad para que la planta funcione hidráulicamente, para conocer dichas elevaciones se obtendrán las pérdidas de carga que se van produciendo a lo largo de los conductos que alimentan a cada unidad.

También se presenta el cálculo de los conductos que llevan el lodo que sale de los sedimentadores a las zanjas de oxidación ó a los lechos de secado.

En el esquema 6.7.P. se muestra la distribución de todas las conducciones.

Para este anteproyecto el cálculo se ha dividido en dos partes que a continuación se describen:

PRIMERA PARTE

Aquí se maneja la variación de gastos de agua residual, el recorrido que sigue el agua, tomando como referencia el esquema 6.7.P, es el siguiente;

Las aguas residuales de la ciudad se conducen por un emisor hasta la obra de excedencias donde en época de lluvias se desvía el excedente que no puede manejar la planta de tratamiento. De ahí las aguas continúan por el emisor hasta que son descargadas a los pies de las bombas tornillo, las cuales suben el agua hasta el nivel que se requiere para que fluya por gravedad por todas las unidades de tratamiento, posteriormente el agua se hace pasar por el desarenador y de ahí se vierte en una caja distribuidora (ver esquema 6.5.P) para que el flujo se reparta entre las seis zanjas de oxidación, cada zanja recibe una sex-

ta parte de la variación de gastos que salen de desarenador, los conductos que llevan el agua de la caja distribuidora hasta las zanjas de oxidación deberán estar diseñados para manejar dicha variación de gastos. Dentro de cada zanja el agua sigue el recorrido que se muestra en el esquema 6.7.P, posteriormente el agua se vierte en un tanque para que de ahí se mande hasta el sedimentador de la forma en que se muestra en dicho esquema 6.7.P., cada sedimentador recibe el flujo de dos zanjas de oxidación que corresponden a un solo módulo.

El caudal que sale de cada sedimentador se recolecta en un pozo de visita y de ahí se conduce hasta el tanque de contacto de cloro, el flujo que sale de ese tanque se manda hasta la descarga final, donde se deposita en este caso en el río Atoyac.

El cálculo hidráulico se hará en el sentido contrario del flujo, iniciando en la descarga hasta la salida de las bombas tornillo.

SEGUNDA PARTE

Esta parte maneja el caudal de lodos que salen del sedimentador, el lodo que se deposita en las tolvas de cada sedimentador se conduce hasta un carcamo de bombeo (ver esquema 6.6.P), donde el lodo se manda, ya sea a los lechos de secado o a las zanjas de oxidación, dependiendo del caso el flujo se controla con valvulas de compuerta, el recorrido que sigue el lodo ya sea a los lechos o a las zanjas se describe más adelante. en el esquema 6.7.P se pueden ubicar las conducciones.

6.2.1 PRIMERA PARTE, FLUJO DE AGUA RESIDUAL, "DESCARGA FINAL - UNIDAD DE BOMBEO".

Todos los tramos siguientes están referidos al esquema 6.7.P.

TRAMO 1-2 "DESCARGA FINAL - SALIDA DEL TANQUE DE CONTACTO DE CLORO".

En esta parte el agua va tratada que sale del tanque de contacto se conduce hasta la descarga final que es el río Atoyac.

Dado que este tramo tiene las mismas características hidráulicas del tramo 1-2 del anteproyecto hidráulico de la alternativa "Lagunas de estabilización" (inciso 5.2), el proceso de cálculo es el mismo por lo que en la figura 6.10 se muestran sus correspondientes elevaciones.

En época de lluvias el N.A.M.E. en el punto de descarga llega a estar en la cota 2228.2, dicho nivel se obtuvo de la información proporcionada por el municipio de San Martín Texmelucan.

EN BASE A LA FIGURA 6.10 SE TIENEN LOS SIGUIENTES NIVELES EN:
[ELEVACIONES EXPRESADAS EN m.s.n.m.]

NAME: 2228.2

PLANTILLA DEL TUBO EN LA SALIDA (h_1): NAME + caída libre = 2228.300

PLANTILLA DEL TUBO EN LA ENTRADA (h_2): $h_1 + \text{pendiente} \cdot (\text{longitud del tubo}) = h_1 + (0.0008)(25) =$
 $= 2228.320$

AGUA EN LA ENTRADA DEL TUBO (h_3): $h_2 + T_1 = h_2 + 0.53 = 2228.850$

CRESTA DEL VERTEDOR (h_4): $h_3 + \text{caída libre} = 2228.900$

AGUA EN LA SALIDA DEL TANQUE (h_5): $h_4 + h_{v1} = h_4 + 0.2796 = 2229.180$

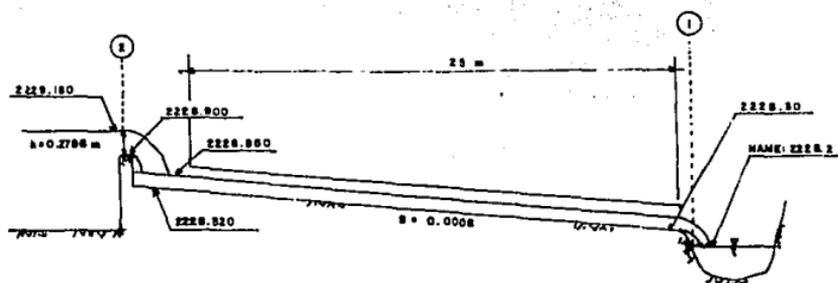


FIGURA 6.10 TRAMO 1-2

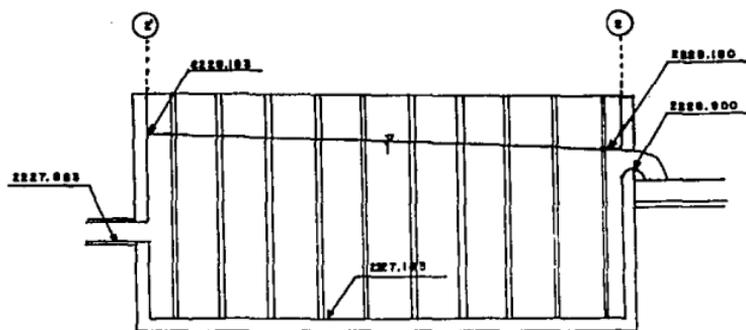


FIGURA 6.11 TRAMO 2-2'

TRAMO 2-2' "SALIDA DEL TANQUE DE CONTACTO - ENTRADA DEL TANQUE DE CONTACTO".

Aquí el agua que entra al tanque de contacto de cloro, realiza un recorrido a través de una serie de mamparas. el calculo hidráulico consiste en conocer la pérdida de carga a través de las mamparas, como las características hidráulicas son las mismas del tramo 2-3 del anteproyecto hidráulico de la alternativa "Lagunas de estabilización" el cálculo es el mismo, por lo que en la figura 6.11 se muestran sus correspondientes elevaciones.

EN BASE A LA FIGURA 6.11 SE TIENEN LOS SIGUIENTES NIVELES EN:
(ELEVACIONES EXPRESADAS EN m.s.n.m.)

AGUA EN LA SALIDA DEL TANQUE (h_5): 2229.18

AGUA EN LA ENTRADA DEL TANQUE (h_6): $h_5 + hf(z-z') = h_5 + 0.0029$
 $= 2229.183$

PLANTILLA DEL TUBO A LA ENTRADA DEL TANQUE: $h_6 - 0.7 - \frac{\phi}{2}$ del tubo =
 $h_6 - 0.7 - 0.6 = 2227.883$

FONDO DEL TANQUE: $h_5 - \text{tirante} = 2227.183$

TRAMO 2'-3 "ENTRADA DEL TANQUE DE CONTACTO DE CLORO - SALIDA DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO".

En esta parte el flujo que sale de cada sedimentador se conduce hacia el tanque de contacto de cloro de la forma en que se muestra en la figura 6.12(a), el cálculo de este tramo se ha dividido en subtramos, los cuales se describen a continuación.

SUBTRAMO 2'- I "ENTRADA DEL TANQUE = POZO DE VISITA-I".

De acuerdo con la figura 6.12(a), el pozo de visita-I recibe el caudal que viene del sedimentador del módulo-3 y el caudal que viene del

POZO de visita-II que corresponde al gasto de los sedimentadores de los módulos 1 y 2, por lo que este conducto deberá manejar la siguiente variación de gastos:

Gasto de primera etapa: 180 l/s.

Gasto de segunda etapa: 270 l/s.

CALCULO DEL DIAMETRO DEL CONDUCTO.

El diámetro de este conducto se calcula de la siguiente manera; de la tabla 1A ANEXO-5 se propone un diámetro de tubo, para este caso el diámetro vale 60 cm., revisando la velocidad con la expresión (40) del capítulo-5, la cual debe cumplir con el ámbito de 0.6 m/s a 3 m/s se tiene:

Para el gasto de 180 l/s, la velocidad vale 0.64 m/s.

Para el gasto de 270 l/s, la velocidad vale 0.95 m/s.

En ambos casos la velocidad cumple con lo especificado, por lo que el diámetro propuesto es el adecuado.

CALCULO DE PERDIDAS.

Siguiendo el proceso de cálculo descrito en el capítulo-5 para calcular pérdidas se tienen los siguientes resultados:

$$\text{PERDIDAS POR: ENTRADA: } h_E = 0.5 \frac{(0.95)^2}{2g} = 0.023 \text{ m.}$$

$$\text{SALIDA: } h_S = 1 \frac{(0.95)^2}{2g} = 0.046 \text{ m.}$$

$$\text{FRICCIÓN: } h_f = 0.013 \frac{17}{0.6} \frac{(0.95)^2}{2g} = 0.017 \text{ m.}$$

$$\text{PERDIDAS TOTALES: } h_{T(z-r)} = 0.087 \text{ m.}$$

SUBTRAMO I-II "POZO DE VISITA-I - POZO DE VISITA-II".

Con referencia a la figura 6.12(a), el pozo de visita-II recibe el caudal del sedimentador del módulo-2 y del pozo de visita-III y se conduce hasta el pozo de visita-I. Siguiendo el proceso de cálculo descrito anteriormente se tienen los siguientes resultados.

Gasto: 180 l/s.	<u>P E R D I D A S</u>
Diametro: 0.6 m.	ENTRADA: $h_{\Sigma} = 0.010$ m.
Material: Fibrocemento.	SALIDA: $h_s = 0.020$ m.
Longitud del tubo: 13 m.	FRICION: $h_f = 0.006$ m.
Velocidad: 0.64 m/s.	TOTALES: $h_{\Sigma I-II} = 0.037$ m.

SUBTRAMO II-III "POZO DE VISITA-II - POZO DE VISITA-III".

Este subtramo maneja el gasto que sale del pozo de visita-III por lo que se tiene lo siguiente:

Gasto: 90 l/s.	<u>P E R D I D A S</u>
Diametro: 0.4 m.	ENTRADA: $h_{\Sigma} = 0.013$ m.
Material: Fibrocemento.	SALIDA: $h_s = 0.026$ m.
Longitud del tubo: 103 m.	FRICION: $h_f = 0.100$ m.
Velocidad: 0.72 m/s.	TOTALES: $h_{\Sigma II-III} = 0.140$ m.

SUBTRAMO III-3 "POZO DE VISITA-III = SALIDA DEL SEDIMENTADOR".

En esta parte el agua que sale del sedimentador se conduce hasta el pozo de visita-III, como se observa en la figura 6.12(b) la salida del sedimentador es por medio de las canaletas colectoras ubicadas a los costados (ver esquema 6.3.P.) las cuales vierten a un tanque tipo pozo , siguiendo el proceso de cálculo mencionado se tiene:

Gasto: 90 l/s.

Diametro: 0.4 m.

Material: Fibrocemento.

Longitud del tubo: 8 m.

Velocidad: 0.72 m/s.

P E R D I D A S

ENTRADA: $h_e = 0.013$ m.

SALIDA: $h_s = 0.026$ m.

FRICION: $h_f = 0.008$ m.

TOTALES: $h_{tota} = 0.047$ m.

CALCULO DEL TIRANTE DEL AGUA A LA SALIDA DE LA CANALETA.

Este valor es el tirante critico, para este caso dicho tirante se obtiene con la siguiente expresion:

$$Y_{ci} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} \quad \text{--- (26)}$$

Donde: Y_{ci} : Tirante critico [m].

Q : Gasto; para este caso como son dos canaletas colectoras se tiene que el gasto vale 45 l/s. [m^3/s].

b : Ancho del canal, para este caso vale 15 cm. [m].

Sustituyendo datos en la expresion (26) se tiene:

$$Y_{ci} = \sqrt[3]{\frac{(0.045)^2}{(0.15)^2 g}} = 0.209 \text{ m.}$$

Finalmente se tienen las elevaciones siguientes; las cuales se muestran en la figura 6.12(b).

EN BASE A LA FIGURA 6.12(b) SE TIENEN LOS SIGUIENTES NIVELES EN:
[ELEVACIONES EXPRESADAS EN m.s.n.m.]

AGUA EN EL TANQUE DE CONTACTO (h_6): 2229.183

AGUA EN EL POZO DE VISITA-I (h_7): $h_6 + h_{f(1-2)}$ = 2229.270

AGUA EN EL POZO DE VISITA-II (h_8): $h_7 + h_{f(2-3)}$ = 2229.307

AGUA EN EL POZO DE VISITA-III (h_9): $h_8 + h_{f(3-4)}$ = 2229.447

AGUA EN EL TANQUE DE SALIDA DEL SEDIMENTADOR (h_{10}): $h_9 + h_{f(4-5)}$
= 2229.494

PLANTILLA DE LA CANALETA COLECTORA (h_{11}): $h_{10} + \text{caída libre}$ = 2229.544

AGUA EN LA SALIDA DE LA CANALETA (h_{12}): $h_{11} + Y_{c1}$ = $h_{11} + 0.209$ =
= 2229.753

PLANTILLA DEL TUBO, EN EL TANQUE DE SALIDA DEL SEDIMENTADOR: 2227.883

TRAMO 3-3' "ENTRADA Y SALIDA DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO".

En esta parte el agua sigue el siguiente recorrido; como se observa en la figura 6.13(a), el agua se vierte en las canaletas colocadas dentro del sedimentador, y se conduce hasta las canaletas colectoras ubicadas a los costados del sedimentador como se aprecia en la figura 6.13(c), cada canaleta colectora recibe la mitad del gasto medio, el agua que se vierte en cada canaleta colectora se deposita en el tanque tipo pozo como se muestra en la figura 6.13(d); el cálculo hidráulico de este tramo consistirá en determinar los tirantes críticos de las canaletas (canaleta colectora y canaletas-A), y la carga de vertido "hv" en las canaletas-A, para conocer el nivel del agua en el sedimentador, dicha carga o altura de vertido se calculará suponiendo un largo de vertedor unitario (largo de vertedor = 1 m.).

CALCULO DEL TIRANTE CRITICO EN LA CANALETA-A.

Cabe mencionar que el tirante en la canaleta colectora se obtuvo en el tramo de cálculo anterior.

Para calcular el tirante en la canaleta-A se tienen que hacer las siguientes consideraciones:

El gasto "Q" que maneja cada canaleta representa la novena parte del gasto del sedimentador (90 l/s), de acuerdo con la figura 6.13(a), el flujo que maneja cada canaleta se distribuye para mandarlo a cada canaleta colectora, por lo tanto el gasto con el que se calculará el tirante es de 5 l/s.

El ancho de la canaleta es de 15 cm.

Por lo tanto sustituyendo valores en la expresión (26) se tiene:

$$Y_{cz} = \sqrt{\frac{(0.005)^2}{(0.15)^2 g}} = 0.048 \text{ m.}$$

CALCULO DE LA CARGA DE VERTIDO EN LA CANALETA-A "hv".

El gasto de vertido es de 2 l/s por metro de canaleta, por lo que para calcular la altura de vertido se supondrá un largo de vertedor de 1 m. (B = 1 m.), sustituyendo valores en la expresión (36) del capítulo-5 y siguiendo el mismo proceso de calculo se tiene finalmente que la carga de vertido es de 0.03 m.

De los calculo anteriores se pueden obtener las elevaciones mostradas en la figura 6.13.

EN BASE A LA FIGURA 6.13 SE TIENEN LOS SIGUIENTES NIVELES EN:
[ELEVACIONES EXPRESADAS EN m.s.n.m.]

AGUA EN EL TANQUE DE SALIDA DEL SEDIMENTADOR (h_{10}): 2229.49-

AGUA EN LA CANALETA COLECTORA (h_{12}): $h_{10} + \text{caída libre} + Y_{c1} = 2229.753$

AGUA EN LA CANALETA-A (h_{13}): $h_{12} + \text{caída libre} + Y_{cz} = 2229.842$

AGUA EN EL SEDIMENTADOR (h_{14}): $h_{13} + \text{caída libre} + h_v = 2229.924$

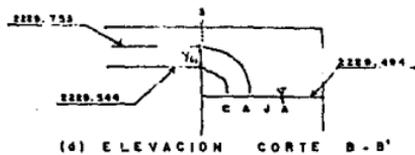
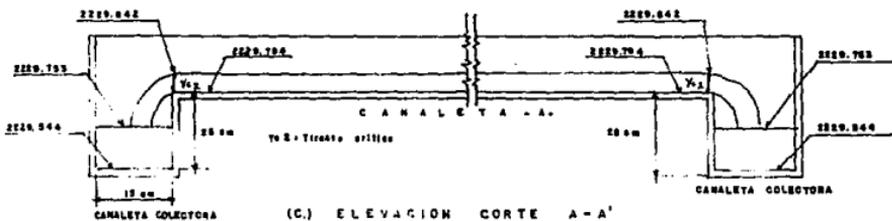
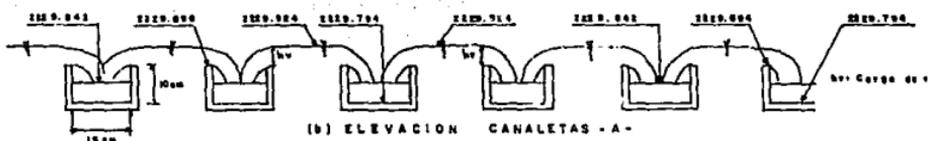
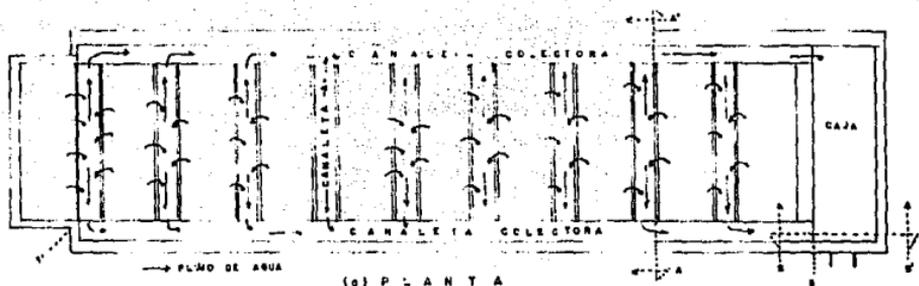


FIGURA 6.13 TRAMO 3 - 3'

PLANTILLA DEL TUBO DE ENTRADA DEL SEDIMENTADOR: 2226.944

PLANTILLA DEL TUBO DE LODOS: 2225.124

**TRAMO 3'-4 "ENTRADA DEL SEDIMENTADOR - SALIDA DE LA ZANJA DE OXIDACION
(VERTEDOR LATERAL)".**

En este tramo como se puede observar en la figura 6.14(a), el agua sigue el siguiente recorrido; el flujo que sale de las dos zanjas de oxidación de cada modulo se recolecta en el pozo de visita-II y de ahí se conduce hasta el sedimentador secundario, el gasto que sale de cada zanja es de 45 l/s.

Cabe mencionar que el agua se saca de la zanja por medio de un vertedor lateral que contiene una serie de agujas que sirven para controlar el nivel del agua en la zanja con la finalidad de variar la inmersión de los rotores en el caso de que se requiera aumentar o disminuir la oxigenación.

Por otra parte el agua que pasa a través del vertedor se deposita en un tanque, para que posteriormente se conduzca hasta los pozos de visita subsiguientes y finalmente hasta el sedimentador.

SUBTRAMO 3'-I "ENTRADA DEL SEDIMENTADOR - POZO DE VISITA - I".

De acuerdo con la figura 6.14(a) en este tramo, el pozo de visita-I recibe el caudal que viene de las dos zanjas de oxidación, el gasto que debe manejar este conducto es de 90 l/s que corresponde al gasto de diseño del módulo base, por lo que se tienen los siguientes resultados.

Gasto: 90 l/s.

Diámetro: 0.4 m.

Material: Fibrocemento.

Longitud del tubo: 3 m.

Velocidad: 0.72 m/s.

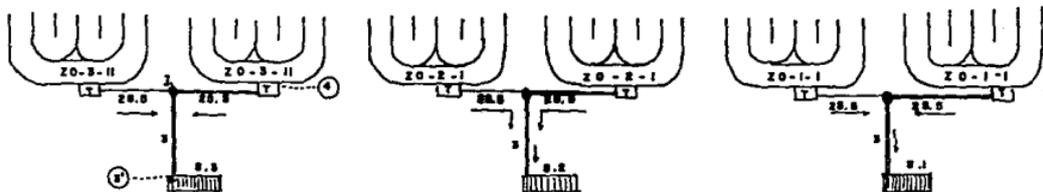
P E R D I D A S

ENTRADA: $h_e = 0.013$ m.

SALIDA: $h_s = 0.026$ m.

FRICION: $h_f = 0.003$ m.

TOTALES: $h_{t(e-n)} = 0.042$ m.



ZO-3-II ZARJA DE OXIDACION, EL NUMERO INDICA EL MODULO Y EL NUMERO ROMANO INDICA LA ETAPA.

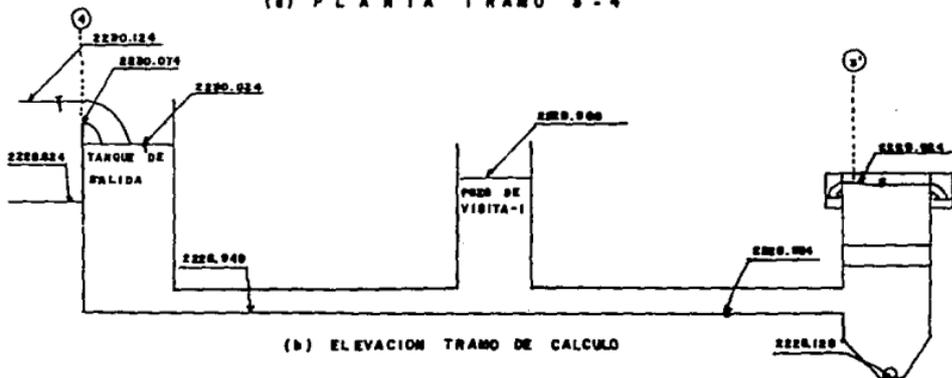
S.S. SEDIMENTADOR

T TANQUE DE SALIDA DE LA ZARJA.

→ FLUJO DEL AGUA

≡ TRAMO DE CALCULO

(a) PLANTA TRAMO 3'-4



(b) ELEVACION TRAMO DE CALCULO

FIGURA 8.14 TRAMO 3'-4

SUBTRAMO I-4 "POZO DE VISITA-I = POZO DE VISITA-II"

Segun la figura 6.14 A), el conducto de este subtramo maneja el flujo que viene de una de las zanjas de oxidacion, por lo que el gasto es de 45 l/s, en esta parte el calculo consiste en, ademas de conocer las perdidas y dimensionar el conducto, es obtener las dimensiones del tanque y del vertedor lateral de la zanja, primeramente se tiene:

Gasto: 45 l/s.	<u>P E R D I D A S</u>
Diametro: 0.3 m.	ENTRADA: $h_E = 0.010$ m.
Material: Fibrocemento.	SALIDA: $h_S = 0.021$ m.
Longitud del tubo: 25.5 m.	FRICION: $h_f = 0.027$ m.
Velocidad: 0.64 m/s.	TOTALES: $h_{T(4)} = 0.058$ m.

CALCULO DEL TANQUE DE SALIDA DEL VERTEDOR LATERAL.

La longitud del vertedor lateral se obtiene con la siguiente expresion; [Ref.4].

$$Q = 1.84 (l - 0.1 n h) h^{3/2} \quad \text{---(27).}$$

- Donde: Q : Es el gasto de diseo, para este caso vale 45 l/s. [m³/s].
- l : Longitud del vertedor [m].
- n : Nmero de contracciones, para este caso el vertedor no tiene contracciones.
- h : Carga de vertido, para este caso vale 5 cm, para tener un largo de vertedor adecuado. [m].

Este vertedor, ademas de permitir la salida del agua de la zanja, servir para controlar la altura de inmersin de los rotores, esto se realiza por medio de una serie de agujas que se iran retirando o colocando dependiendo del caso.

Dado que estos equipos pueden tener una inmersin mxima de 15 cm., se colocaran agujas de 3 cm. de alto [ver figura 6.15] para tener diis

rentes niveles de inmersión en el rotor.

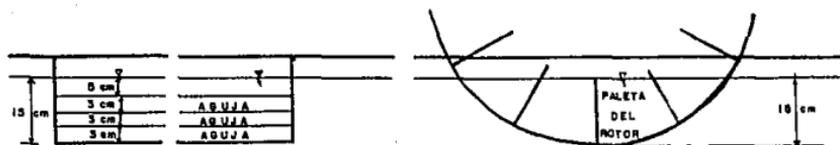


FIGURA 6.15 AGUJAS INSTALADAS EN EL VERTEDOR

Por lo tanto sustituyendo valores en la ecuación (27) y reacomodando terminos se tiene que el largo del vertedor debe ser de:

$$l = \frac{0.045}{1.84(0.05)^{3/2}} = 2.19 \text{ m}$$

Conocido el largo del vertedor, la carga de vertido y el nivel del agua que se puede presentar dentro del tanque (figura 6.14(b)) se pueden definir sus dimensiones, en el ANEXO-1 del esquema 6.1.P se muestran su representación gráfica.

EN BASE A LA FIGURA 6.14(b) SE TIENEN LOS SIGUIENTES NIVELES EN:
[ELEVACIONES EXPRESADAS EN m.s.n.m.]

AGUA EN EL SEDIMENTADOR (h_{14}): 2229.924

PLANTILLA DEL TUBO A LA ENTRADA DEL SEDIMENTADOR: 2226.944

AGUA EN EL POZO DE VISITA-1 (h_{15}): $h_{14} + h_{14}-0 = 2229.966$

AGUA EN EL TANQUE DE SALIDA DE LA ZANJA (h_{16}): $h_{15} + h_{15}-0 = 2230.024$

CRESTA DEL VERTEDRO LATERAL (h_{17}): $h_{16} + \text{caída libre} = 2230.124$

PLANTILLA DEL TUBO DEL TANQUE: 2226.944

FONDO DE LA ZANJA: 2228.624

TRAMO 4'-5 "ENTRADA DE LA ZANJA DE OXIDACION - CAJA DISTRIBUIDORA".

En esta parte el agua que sale del desarenador se vierte en una caja, la cual distribuye el flujo entre todas las zanjas de oxidación como se muestra en la figura 6.16(a), la forma de esta caja se muestra en el esquema 6.5.P, cada conducto que sale de la caja debe manejar una sexta parte de la variación de gastos que sale del desarenador.

La variación de gastos que entra a la caja distribuidora es la siguiente, se considera para efectos de diseño la variación de gastos de segunda etapa.

Gasto mínimo: 135 l/s.

Gasto medio: 270 l/s.

Gasto máximo: 528 l/s.

Por lo que la variación de gasto que debe manejar cada conducto es la siguiente:

Gasto mínimo: 22.5 l/s.

Gasto medio: 45 l/s.

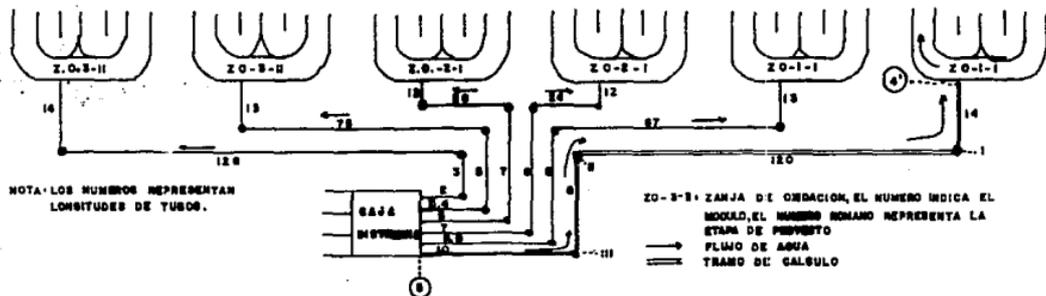
Gasto máximo: 88 l/s.

Para efectos de diseño, se considerará el gasto mínimo para definir el diámetro y revisar velocidades, y para calcular las pérdidas se considerará la velocidad que se presenta con el gasto máximo, el ámbito de velocidad que se tomará en cuenta será de 0.3 m/s - 3 m/s. De acuerdo con lo que se explicó en el inciso 5.2. del capítulo-5, se justifica considerar velocidades cercanas a las del desarenador.

Tomando como referencia el tramo de cálculo mostrado en la figura 6.16(a), en la tabla 6.3 se presentan los resultados de cada subtramo y en la figura 6.16(b) se muestran las elevaciones.

TABLA 6.3 SUBTRAMOS DEL TRAMO 4'-5

		SUBTRAMOS DE CALCULO			
		4'-I	I-II	II-III	III-5
CARACTERISTICAS DEL TUBO	DIAMETRO	0.25 m.	0.25 m.	0.25 m.	0.25 m.
	MATERIAL	F-C	F-C	F-C	F-C
	LONGITUD	14 m.	120 m.	8 m.	10 m.
GASTOS [l/s]	MINIMO	22.5	22.5	22.5	22.5
	MAXIMO	88	88	88	88
VELOCIDAD [m/s]	MINIMA	0.46	0.46	0.46	0.46
	MAXIMA	1.79	1.79	1.79	1.79
PERDIDAS [m]	ENTRADA	0.082	0.082	0.082	0.082
	SALIDA	0.163	0.163	0.163	0.163
	FRICCION	0.128	1.101	0.073	0.092
	TOTAL	0.374	1.346	0.319	0.337



(a) PLANTA

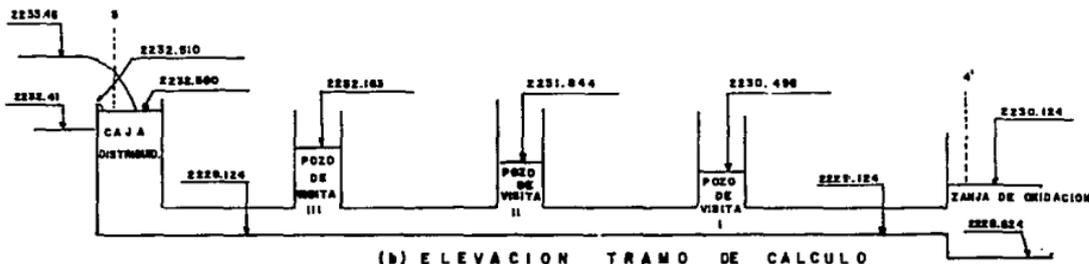
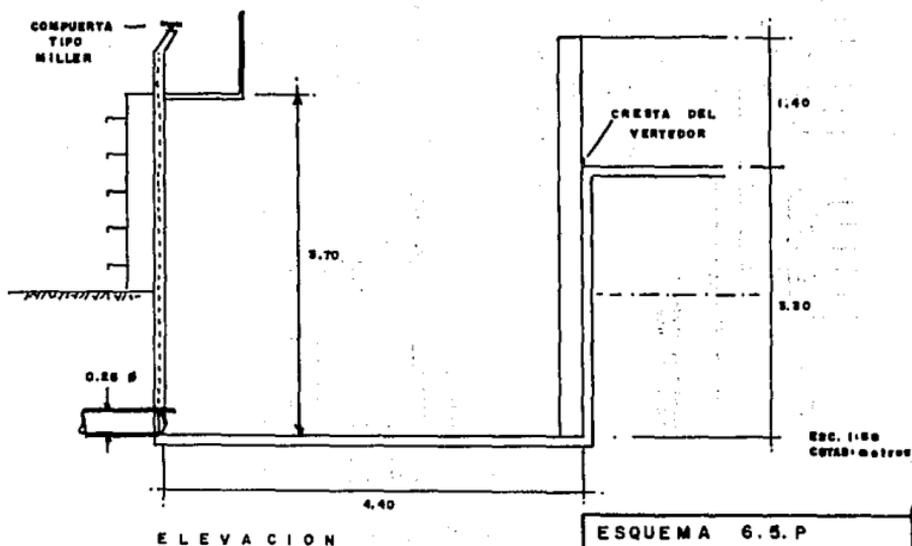
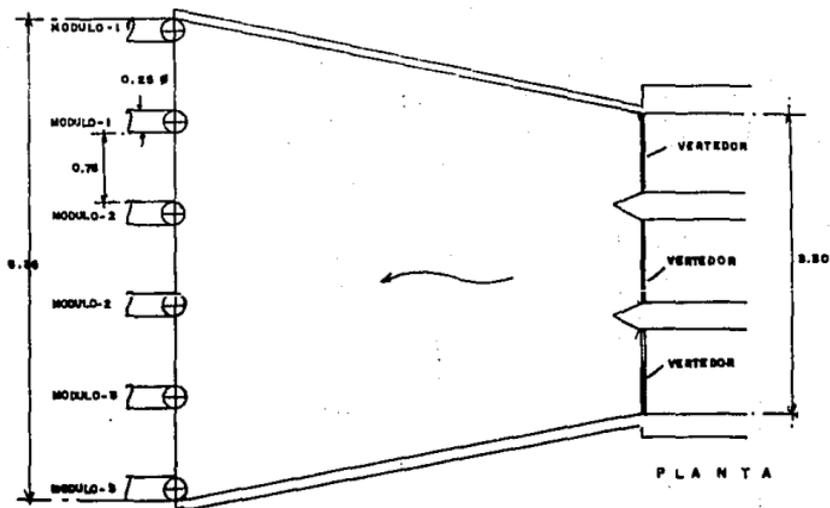


FIGURA 6.16 TRAMO 4'-5



ESC. 1:50
COTAS en metros

ESQUEMA 6.5.P
CAJA DISTRIBUIDORA

EN BASE A LA FIGURA 6.16(b) SE TIENEN LOS SIGUIENTES NIVELES EN:
[ELEVACIONES EXPRESADAS EN m.s.n.m.]

AGUA EN LA ZANJA (h_{18}): 2230.124

PLANTILLA DEL TUBO A LA ENTRADA DE LA ZANJA: 2229.124

AGUA EN EL POZO DE VISITA-I (h_{19}): $h_{18} + h_{t(1-1)} = 2230.498$

AGUA EN EL POZO DE VISITA-II (h_{20}): $h_{19} + h_{t(1-2)} = 2231.844$

AGUA EN EL POZO DE VISITA-III (h_{21}): $h_{20} + h_{t(1-3)} = 2232.163$

AGUA EN LA CAJA DISTRIBUIDORA (h_{22}): $h_{21} + h_{t(1-5)} = 2232.500$

CRESTA DEL VERTEDEDOR PROPORCIONAL (h_{23}): $h_{22} + \text{caída libre} = 2232.510$

TRAMO 5-6 "ENTRADA CAJA DISTRIBUIDORA - SALIDA DE LA BOMBA TORNILLO".

Este tramo tiene las mismas características hidráulicas del tramo 8-9 del anteproyecto hidráulico de las lagunas de estabilización (inciso 5.2. del capítulo-5), or lo que el calculo del perfil hidráulico es el mismo.

En la figura 6.17 se muestran sus respectivas elevaciones.

EN BASE A LA FIGURA 6.17 SE TIENEN LOS SIGUIENTES NIVELES EN:
[ELEVACIONES EXPRESADAS EN m.s.n.m.]

AGUA DEL DESARENADOR (h_{24}): 2233.46

AGUA ANTES DE LA REJILLA (h_{25}): $h_{24} + h_{t(\text{DE LA REJILLA})}^* = 2233.467$

PLANTILLA DE LA TRANSICION (h_{26}): $h_{25} + \text{caída libre} = 2233.487$

AGUA EN LA ENTRADA DE LA TRANSICION (h_{27}): $h_{26} + \text{tirante de la transición} = h_{26} + 0.021^* = 2233.688$

PLANTILLA DE LA DESCARGA DE LAS BOMBAS TORNILLO (h_{28}): $h_{27} + \text{caída libre} = 2233.738$

* VER TRAMO 8-9 DEL ANTEPROYECTO, HIDRAULICO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION (CAPITULO-5).

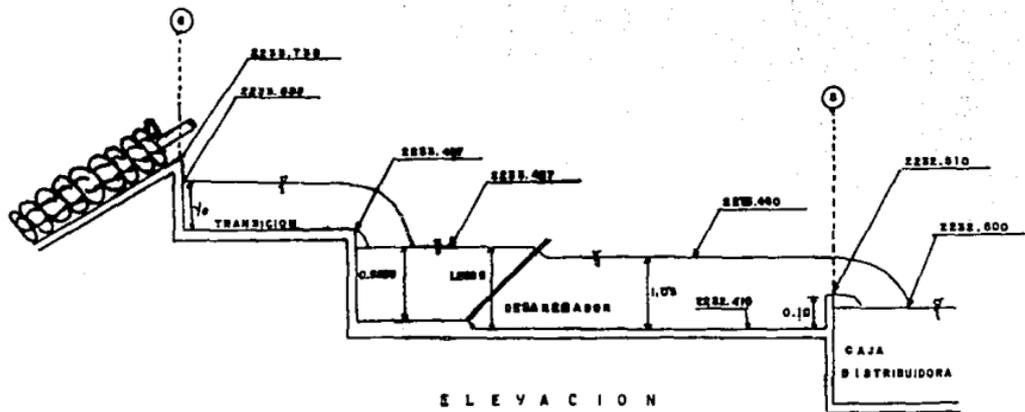


FIGURA 6.17 TRAMO 5-6

6.2.2. SEGUNDA PARTE, FLUJO DE LODOS " CARCAMO DE BOMBEO DE LODOS - ZANJA DE OXIDACION O LECHOS DE SECADO ".

En éste inciso se definen las dimensiones del carcamo de bombeo de lodos, así mismo se determina la carga dinámica que debe vencer el equipo de bombeo para llevar los lodos hasta la zanja de oxidación ó a los lechos de secado, para ambos casos se calculará dicha carga y se elegirá la mayor, cabe mencionar que el calculo se refiere al del módulo base, es decir cada sedimentador tiene su propio carcamo de bombeo.

Para conocer lo anterior, el cálculo partirá de lo siguiente:

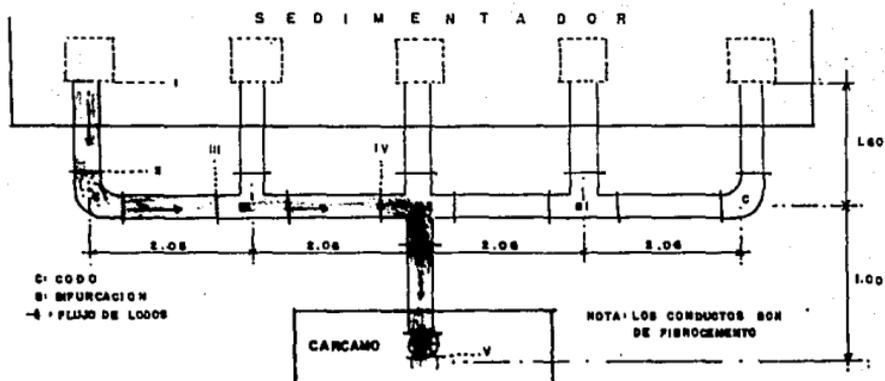
Se conocerán las pérdidas de carga que existen entre el sedimentador y el carcamo de bombeo de lodos, con la finalidad de conocer el nivel que alcanzarán los lodos en el carcamo y así definir sus dimensiones, posteriormente se calculará la carga dinámica para los dos casos; el primer caso es calcular la carga entre el carcamo y la zanja de oxidación y el segundo caso es calcular la carga entre el carcamo y los lechos de secado, los cálculos para cada caso están referidos al esquema 6.7.P

CALCULO DEL CARCAMO DE BOMBEO DE LODOS.

El primer paso es calcular las pérdidas de carga entre el sedimentador y el carcamo, cabe mencionar que de acuerdo con lo calculado en el inciso 6.2.1., el gasto de recirculación que sale del sedimentador a través de los tubos colocados en las tolvas (ver esquema 6.3.P.) y que debe manejar el carcamo es de 111.5 l/s, por lo que tomando como referencia la figura 6.18(a) y siguiendo el flujo mostrado en la zona sombreada se tienen las siguientes pérdidas.

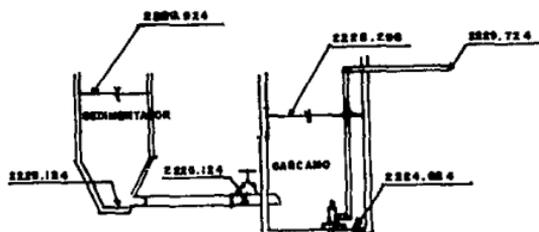
PERDIDAS LOCALES:

CODO: De la figura 5.A ANEXO-5, para un codo de 90° de 20 cm. de diámetro se tiene que el coeficiente "K" vale 0.25 por lo que las pérdidas de carga valen:



T A B L A D E D A T O S			
TRAMO	GASTO L/s	DIAMETRO m	VELOCIDAD m/s
I - II	22.30	0.20	0.70
II - III	22.30	0.20	0.70
III - IV	44.60	0.20	1.42
IV - V	111.50	0.20	3.55

(a) PLANTA DE CONDUCTOS DEL SEDIMENTADOR AL CARCAMO



(b) ELEVACION DEL SEDIMENTADOR Y CARCAMO DE LODOS

FIGURA 6.18 ESQUEMA DE LOS CONDUCTOS PARA LODOS, SEDIMENTADOR - CARCAMO DE LODOS

$$h_c = 0.25 \frac{(0.7)^2}{2g} (3) = 0.018 \text{ m.}$$

BIFURCACION: Se tienen dos bifurcaciones "B1" y "B2", para "B1" de la figura 6.A ANEXO-5 considerando que el flujo es en dirección principal y que el diámetro es de 20 cm. se tiene que $K = 0.1$ por lo que:

$$h_{B1} = 0.10 \frac{(1.42)^2}{2g} = 0.010 \text{ m.}$$

Para "B2" de la misma figura, pero considerando que el flujo es lateral se tiene $K = 0.55$ por lo que:

$$h_{B2} = 0.55 \frac{(3.55)^2}{2g} = 0.350 \text{ m.}$$

PERDIDAS POR:

$$\text{ENTRADA: } h_E = 0.50 \frac{(0.7)^2}{2g} = 0.012 \text{ m.}$$

$$\text{SALIDA: } h_S = 1.0 \frac{(0.7)^2}{2g} = 0.024 \text{ m.}$$

FRICCIÓN: Siguiendo el mismo proceso de cálculo se tiene:

$$h_{f(I-II)} = 0.0035$$

$$h_{f(II-III)} = 0.0045$$

$$h_{f(III-IV)} = 0.0159$$

$$h_{f(IV-V)} = 0.083$$

Sumando todos los resultados anteriores, se tiene que la pérdida de carga entre en sedimentador y el carcamo es de 1.125 m.

Con este valor se puede conocer el nivel del lodo en el carcamo, el cual se muestra en la figura 6.18(b).

Por otra parte, se pretende utilizar un equipo de bombeo que deberá manejar el gasto que entra al carcamo (111.5 l/s), considerando que se puedan presentar fallas, se tendrá un equipo de reserva instalado den-

tro del carcamo y trabajando simultaneamente con el otro equipo.

Las bombas que se pretenden utilizar son las que se muestran en la figura 6.21, en base a esto y conociendo el nivel del lodo en el carcamo se pueden definir sus dimensiones, en el esquema 6.6.P se muestra su arreglo definitivo.

Acontinuación se presenta el cálculo de la carga dinámica que debe vencer la bomba para cada caso mencionado, posteriormente se define de ambos casos la carga mayor, con la cual se determinará el modelo comercial de la bomba a utilizar.

6.2.2.1. PRIMER CASO, "CARCAMO DE BOMBEO DE LODOS - ZANJA DE OXIDACION"

En esta parte el flujo que sale del carcamo llega hasta una bifurcación donde el flujo se divide a la mitad y se conduce hasta las zanjas de oxidación como se muestra en la figura 6.19(a), cerca de la bifurcación se tienen dos valvulas de compuerta que permitirán controlar el caudal de recirculación hacia las zanjas.

En la figura 6.19(a) se muestra el arreglo de los conductos que llavan el lodo desde el carcamo hasta la zanja de oxidación, cabe mencionar que dicho arreglo es el mismo para los módulos de diseño (ver esquema 6.7.P).

La carga dinámica total se obtiene con las siguientes expresiones. [Ref.26].

$$H_t = H_{ET} + E_{ht} \quad \text{-----(28).}$$

$$H_{ET} = H_{ED} - H_{ES} \quad \text{-----(29).}$$

- Donde: H_t : Carga dinámica total; cota que debe vencer la bomba [m].
 H_{ET} : Carga estática total; cota de la superficie libre en la descarga menos la cota de la superficie libre en la toma. [m].
 H_{ED} : Carga estática de descarga; cota de la superficie libre

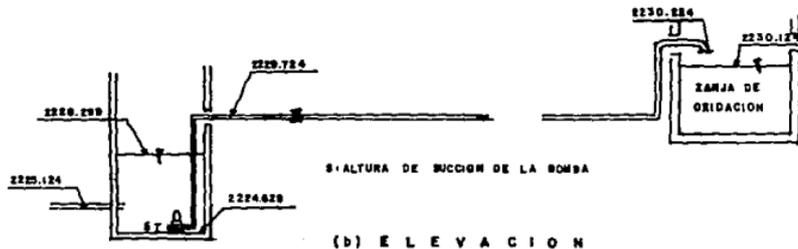
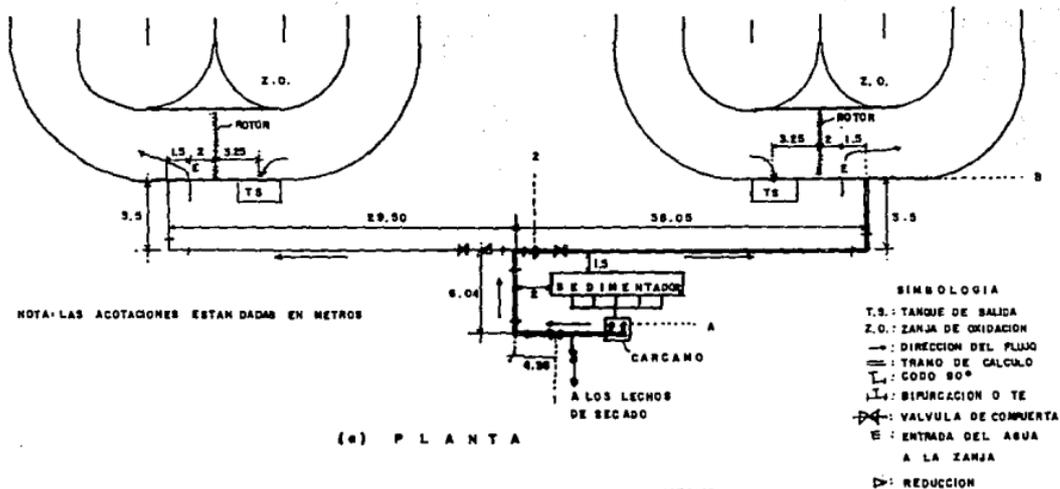


FIGURA 6.19 PRIMER CASO, CARCAMO - ZANJA DE OXIDACION.

en la descarga menos la cota del impulsor. [m].
 H_{es}: Carga estática de succión; cota de la superficie del agua en la toma menos la cota del impulsor. [m].
 H_{tr}: Suma de pérdidas totales [m].

En base a la figura 6.19(b) se sustituyen valores en la ecuación (29) para conocer la carga estática total.

$$H_{ED} = 2230.224 - 2224.624 - S = 5.42 \text{ m.}$$

"S" es la altura de succión cuyo valor es de 18 cm.

$$H_{es} = 2228.299 - 2224.624 - 0.18 = 3.495 \text{ m.}$$

$$H_{tr} = 5.42 - 3.495 = 1.925 \text{ m.}$$

Las pérdidas de carga (ht) se calcularán tomando como base la figura 6.19(b), el cálculo se hará por secciones o tramos.

TRAMO A-1 "BOMBA - VALVULA DE COMPUERTA "V4" (VER ESQUEMA 6.6.P)".

Este tramo se presenta a detalle en el esquema 6.6.P, a continuación se enlistan las pérdidas locales y de fricción.

PERDIDAS LOCALES:

AMPLIACION "A1": Dicha ampliación es de 0.15 a 0.4 m. de diámetro con una longitud de 45 cm, dicha pérdida se calcula con la expresión (30). [Ref.14].

$$h_{A1} = C_a \left[\frac{A_2}{A_1} - 1 \right]^2 \left[\frac{V_2^2}{2g} \right] \quad \text{-----(30).}$$

Donde: A₂, A₁ : Área de la sección mayor y menor respectivamente.

C_a : Coeficiente que está en función del ángulo de la ampliación, de la gráfica de la figura 7A ANEXO-5 se entra con el ángulo, que para este caso es de 30° y con la relación D₂/D₁, que para este caso vale (0.40/0.30) = 2.7, por lo tanto el valor de C_a

es de 0.65.

Sustituyendo datos se tiene:

$$h_A = 0.65 \left[\frac{0.126}{0.018} - 1 \right]^2 \left[\frac{(0.89)^2}{2g} \right] = 0.94 \text{ m.}$$

CODOS "C1, C2": De la figura 5A para un codo de 40 cm. de diámetro se tiene que $K = 0.225$ por lo que la pérdida total es de:

$$h_{C1-2} = 0.225 \frac{(0.89)^2}{2g} (3) = 0.027 \text{ m.}$$

BIURCACION "B1": De la figura 6A, considerando que el flujo es lateral para un diámetro de 40 cm. se tiene que $K = 0.48$ por lo tanto:

$$h_{B1,2} = 0.48 \frac{(0.89)^2}{2g} = 0.020 \text{ m.}$$

VALVULAS "V2-V4": De acuerdo con la referencia [26] es coeficiente "K" para válvulas de compuerta es de 0.19 por lo que:

$$h_{V2,4} = 0.19 \frac{(0.89)^2}{2g} (2) = 0.015 \text{ m.}$$

PERDIDAS POR FRICCION:

De acuerdo con el esquema 6.6.P. se tiene una longitud de tubo de 5.10 m. por lo que las pérdidas por fricción valen: $h_f = 0.007 \text{ m.}$

TOTAL DE PERDIDAS:

Se tiene una pérdida total de 1.009 m., este valor se tiene que multiplicar por un coeficiente "Kp", debido a que el fluido que manejan las conducciones es lodo, para un ámbito de velocidad se tiene: [Ref15]

- Cuando la velocidad en un conducto es de 1.8 a 3 m/s el factor es de 1.1.
- Cuando la velocidad en un conducto es de 1.5 a 1.8 m/s el factor es de 1.25.
- Cuando la velocidad es menor de 1.5 m/s se recurre a la gráfica de la figura 8.A ANEXO-5.

Para este caso como la velocidad es de 0.88 m/s se recurre a la gráfica de la figura 8A, por lo que para una concentración de sólidos del 5% se tiene que el valor de K_p vale 1.7, por lo que las pérdidas totales valen: 1.715 m.

TRAMO 1-2 "VALVULA - 4 - BIFURCACION".

De acuerdo con la figura 6.19(a) este tramo conduce el lodo desde la valvula de compuerta "V4" (ver esquema 6.6.P.) hasta la bifurcación donde el flujo se distribuye entre las zanjas de oxidación, por lo que las pérdidas son:

PERDIDAS LOCALES:

CODO: De acuerdo con la figura 5A para un codo de 40 cm. de diámetro se tiene:

$$h_c = 0.225 \frac{(0.89)^2}{2g} = 0.009 \text{ m.}$$

BIFURCACION: Considerando la dirección que lleva el flujo de lodo y de acuerdo con la figura 9A del ANEXO-5 el coeficiente K vale 1.8 por lo tanto:

$$h_b = 1.8 \frac{(0.89)^2}{2g} = 0.073 \text{ m.}$$

PERDIDAS POR FRICCIÓN:

La longitud del conducto es de 10.4 m. por lo que la pérdida por fricción es: $h_f = 0.015 \text{ m.}$

TOTAL DE PERDIDAS:

La pérdida total es de 0.097 m., tomando en cuenta que el fluido es lodo y que la velocidad en el conducto es de 0.89 m/s, el coeficiente K_D vale 1.7, por lo tanto la pérdida total vale: 0.165 m.

TRAMO 2-B "BIFURCACION = DESCARGA DE LODO EN LA LANJA".

En base a la figura 6.19(a) este tramo maneja la mitad del flujo que sale del carcamo por lo que se tiene lo siguiente:

GASTO:	55.75 l/s.
DIAMETRO DEL CONDUCTO:	0.3 m.
MATERIAL:	Fibrocemento.
VELOCIDAD:	0.79 m/s.

PERDIDAS LOCALES:

REDUCCION: Esta reducción es gradual, de 0.4 a 0.3 m. de diámetro de la tabla 4A.ANEXO-5 considerando que estas piezas tienen un ángulo de 60° el coeficiente $K = 0.32$ por lo tanto:

$$h_R = 0.32 \frac{(0.79)^2}{2g} = 0.010 \text{ m.}$$

VALVULA: Según la referencia [26] el coeficiente $K = 0.19$ por lo tanto:

$$h_V = 0.19 \frac{(0.79)^2}{2g} = 0.006 \text{ m.}$$

CODO: Se tiene un codo de 90° de 30 cm de diámetro por lo que de la figura 5A se tiene que $K = 0.25$ por lo que:

$$h_C = 0.25 \frac{(0.79)^2}{2g} = 0.008 \text{ m.}$$

PERDIDAS POR FRICCION:

La longitud del conducto es de 38.55 m por lo que la pérdida por fricción es de: $h_f = 0.061$ m.

TOTAL DE PERDIDAS:

La pérdida total vale 0.085 m., multiplicando este valor por el coeficiente "Kp = 1.70" se tiene una pérdida de 0.145 m.

Finalmente sumando todas las pérdidas totales de cada tramo se tiene:

TRAMO A-1 = 1.715 m.
TRAMO 1-2 = 0.105 m.
TRAMO 2-B = 0.145 m.
T O T A L = 1.965 m.

Por lo tanto la carga dinámica a vencer para este caso vale:

$$H_d = 1.925 + 1.965 = 3.890 \text{ m.}$$

6.2.2.2. SEGUNDO CASO "CARCAMO DE BOMBEO DE LODOS - LECHOS DE SECADO".

En este caso el lodo que sales del carcamo llega hasta la válvula que controla el flujo hacia los lechos (Ver esquema 6.6.P.) y de ahí se conduce hasta los lechos de secado como se muestra en la figura 6.20(a), en dicha figura se presenta el arreglo de los conductos, cabe mencionar que dicho arreglo es el mismo para los módulos de proyecto (Ver esquema 6.7.P), de la figura 6.20(b), la carga dinámica total se obtiene con las expresiones (29) y (28), por lo que substituyendo valores se tiene:

$$H_{E1} = 2232 - 2224.624 - 3; \text{ Donde } S = 0.18 \text{ m.} \\ = 7.196 \text{ m.}$$

$$H_{E2} = 2228.299 - 2224.624 - 8.24 - 0.18 = 3.495 \text{ m.}$$

$$H_{E3} = 7.196 - 3.495 = 3.701 \text{ m.}$$

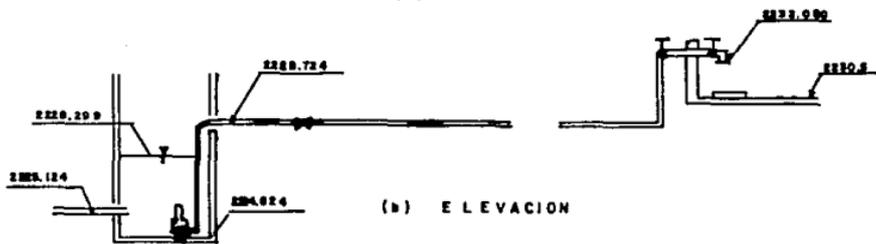
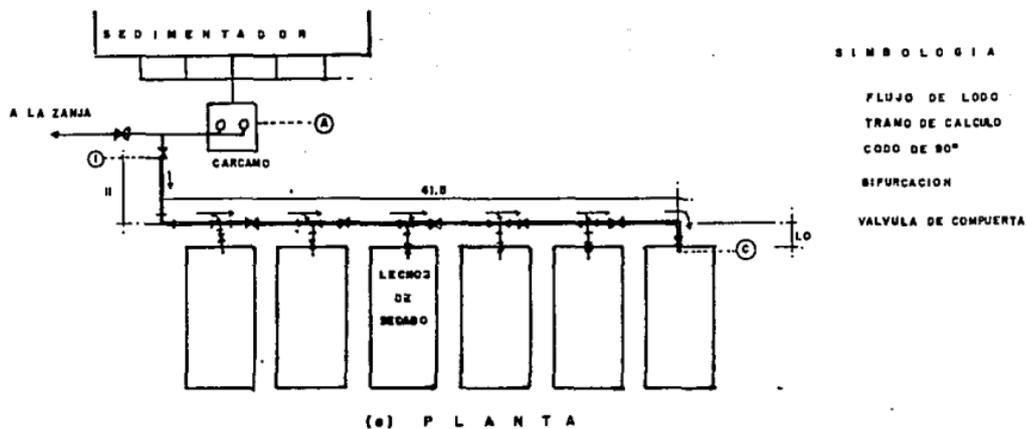


FIGURA 8.20 SEGUNDO CASO, CARCAMO - LECHOS DE SECADO

Las pérdidas de carga se calcularán tomando como referencia la figura 6.20(a), el cálculo se realizará por tramos.

TRAMO A-1 "BOMBA = VALVULA DE COMPUERTA-V3".

De acuerdo con el esquema 6.6.P, este tramo es el mismo que se calculó en el caso anterior por lo que el total de pérdidas vale 1.715 m.

TRAMO 1-B "VALVULA-V3 = DESCARGA DE LOS LECHOS DE SECADO".

Este tramo maneja el caudal que sale del carcamo de bombeo y de acuerdo con la figura 6.20(a) las pérdidas de carga son las siguientes:

PERDIDAS LOCALES:

CODOS: Se tienen dos codos de 90° de 40 cm de diámetro, por lo que de la figura 5A "K = 0.225".

$$h_c = 0.225 \frac{(0.89)^2}{2g} (2) = 0.018 \text{ m.}$$

BIFURCACIONES: Se tienen cinco bifurcaciones de 40 cm de diámetro, de la figura 6A considerando que el flujo es el principal se tiene que "K = 0.07" por lo que:

$$h_b = 0.07 \frac{(0.89)^2}{2g} (5) = 0.010 \text{ m.}$$

VALVULAS: Se cuenta con cinco valvulas por lo que el valor de "K" es igual a 0.19 [Ref.26].

$$h_v = 0.19 \frac{(0.89)^2}{2g} (5) = 0.038 \text{ m.}$$

PERDIDAS POR FRICCIÓN:

De acuerdo con la figura 6.20(a) se tiene una longitud de tubo de 41.5 m. por lo que las pérdidas por fricción valen 0.062 m.

TOTAL DE PERDIDAS:

Se tiene un total de 0.128 m., pero considerando el valor de "Kp" que es de 1.7 se tiene entonces una perdida de 0.218 m.

Finalmente sumando las perdidas totales de todos los tramos se tiene que la perdida total es de:

TRAMO A-1: 1.715 m.

TRAMO 1-B: 0.218 m.

T O T A L: 1.933 m.

Por lo tanto la carga dinámica a vencer vale:

$$H_b = 5.701 + 1.933 = 5.634 \text{ m.}$$

Finalmente, comparando las cargas dinámicas calculadas de ambos casos se deduce que la carga dinámica a vencer es la del segundo caso "5.679 m."

Con este valor y con el del gasto de recirculación (111.5 l/s = 6690 l/min.) se entra a la gráfica de la figura 6.21 y se tiene que la bomba a utilizar es la que tiene las siguientes características:

M O D E L O D E L A B O M B A
6SE3002

DIAMETRO DE DESCARGA.	HP	M O T O R RPM	FASES	VOLTS	PESO Kg
15 cm.	30	1150	3	230	456

Modelo	Tubo 1/2"	H.P.	SPM	Phases	Voltaje	Aprom. Litros por hora
6SE1007	6"	10	1150	3	230	825
6SE1004	6"	10	1150	3	460	825
6SE1502	6"	15	1150	3	230	870
6SE1504	6"	15	1150	3	460	870
6SE2002	6"	20	1150	3	230	915
6SE2004	6"	20	1150	3	460	915
6SE2502	6"	25	1150	3	230	960
6SE2504	6"	25	1150	3	460	960
6SE3002	6"	30	1150	3	230	1005
6SE3004	6"	30	1150	3	460	1005

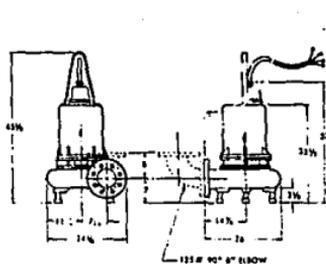
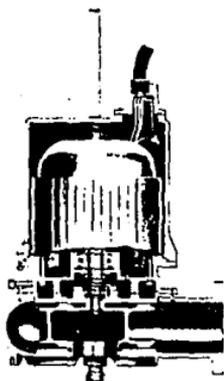
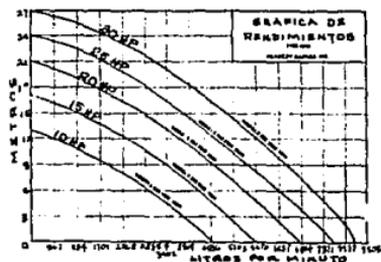
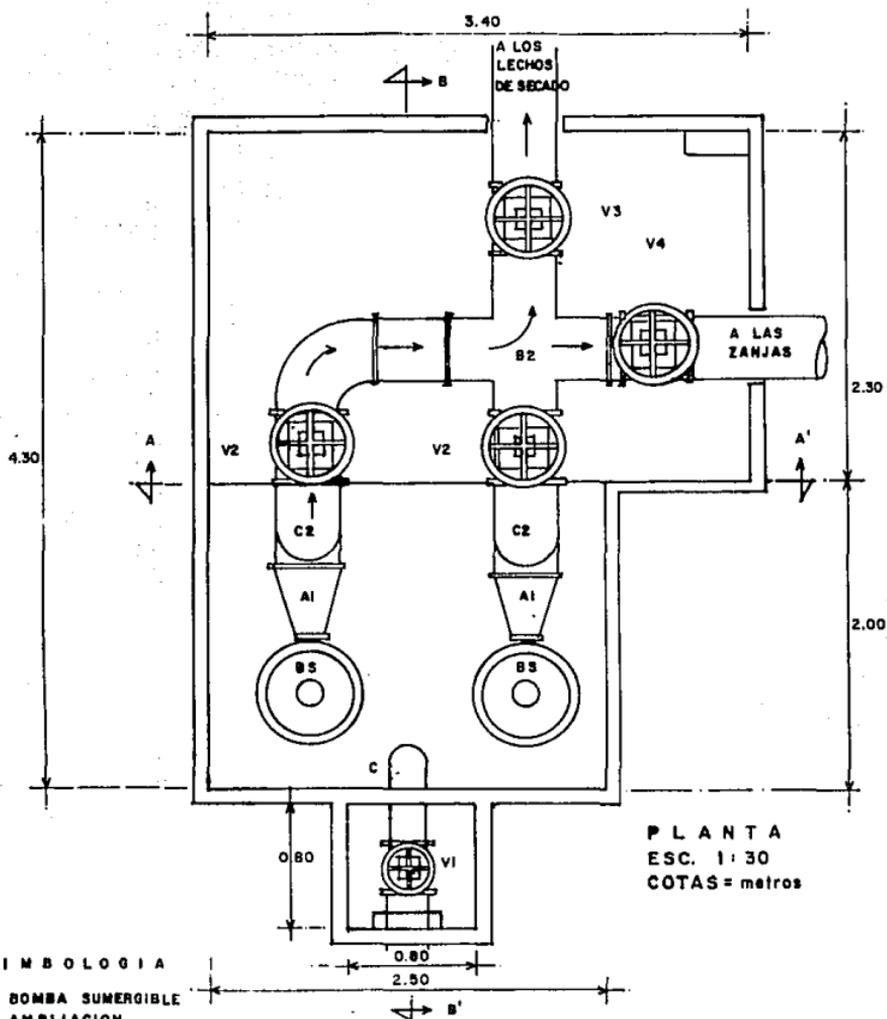


FIGURA 6.21 BOMBA CON MOTOR SUMERGIBLE



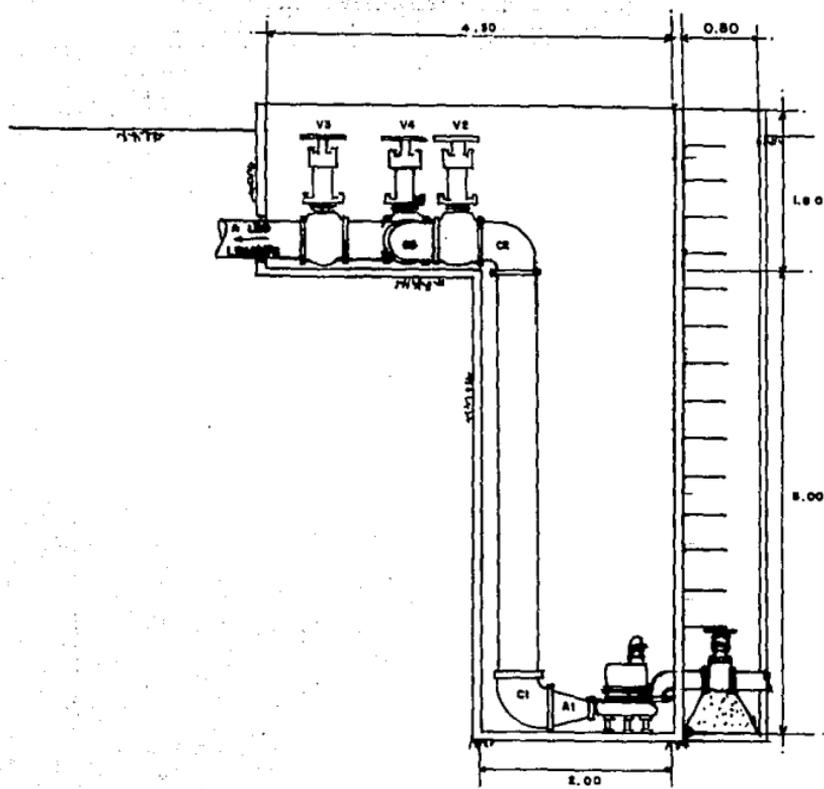
SIMBOLOGIA

- BS BOMBA SUMERGIBLE
- A AMPLIACION
- C CODO
- V VALVULA DE COMPUERTA
- B BIFURCACION

NOTA-

- LAS PIEZAS ESPECIALES SON DE FIERRO FUNDIDO
- LAS FLECHAS DIBUJADAS INDICAN LA DIRECCION DEL FLUJO

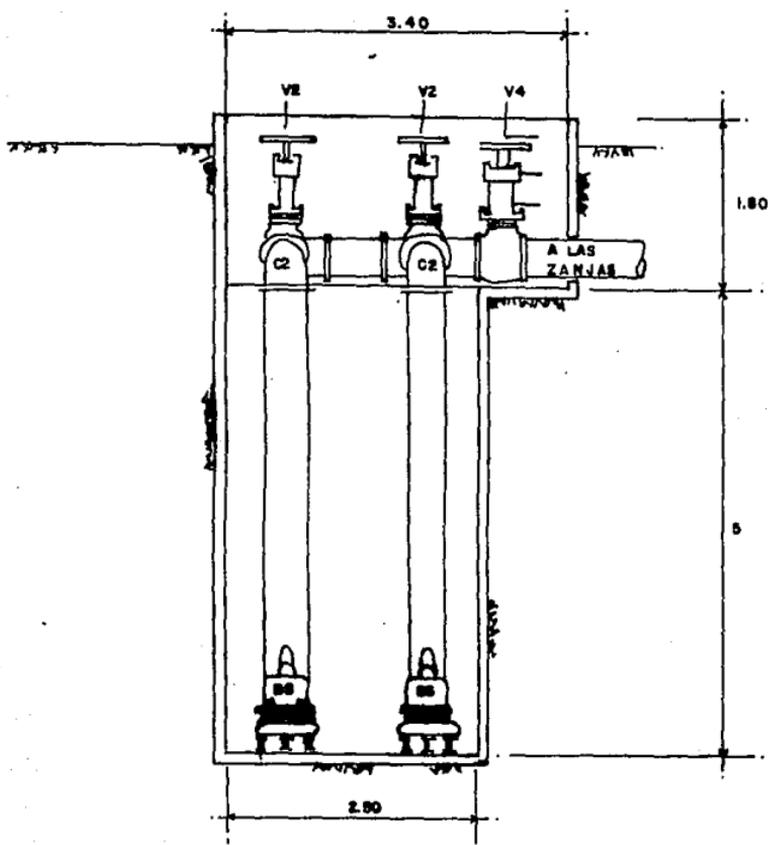
ESQUEMA 6.6.P.
CARCAMO DE BOMBEO
DE LODOS



CORTE B - B'

ESC. 1:50
COTAS: metros

ANEXO - II DEL ESQUEMA S.G.P.
CARCANO DE BOMBEO
DE LODOS



Esc. 1/50
 COTAS: metros

CORTE A - A'

ANEXO-1 DEL ESQUEMA S.S.P.
 CARGA-BO DE BOMBEO
 DE LODO S

6.2.3. DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTACION DE BOMBEO.

En este inciso se determinan las dimensiones de la estación de bombeo, anteriormente en el inciso 5.1.2 del capítulo-5 se definió el diámetro y el número de equipos a utilizar, en esta parte se conocerá la longitud del tornillo.

De la figura 6.22(a) el largo del tornillo se obtiene a partir de conocer el ángulo de inclinación del tornillo y el desnivel que existe entre la cota de descarga de este y la cota del agua en la succión.

Del inciso 6.2.1 la cota de descarga de la bomba está a 2233.738 m. s.n.m., y del inciso 5.2.2. del capítulo-5 la altura del agua en la succión vale 55.01 cm, por lo tanto tomando como referencia la figura 6.22(a) se tiene que la cota del agua en la succión vale:

$$\begin{aligned} \text{Cota de plantilla del emisor + tirante del agua en la succión} &= \\ &= 2229.2 + 0.5501 = 2229.7501 \text{ m.s.n.m.} \end{aligned}$$

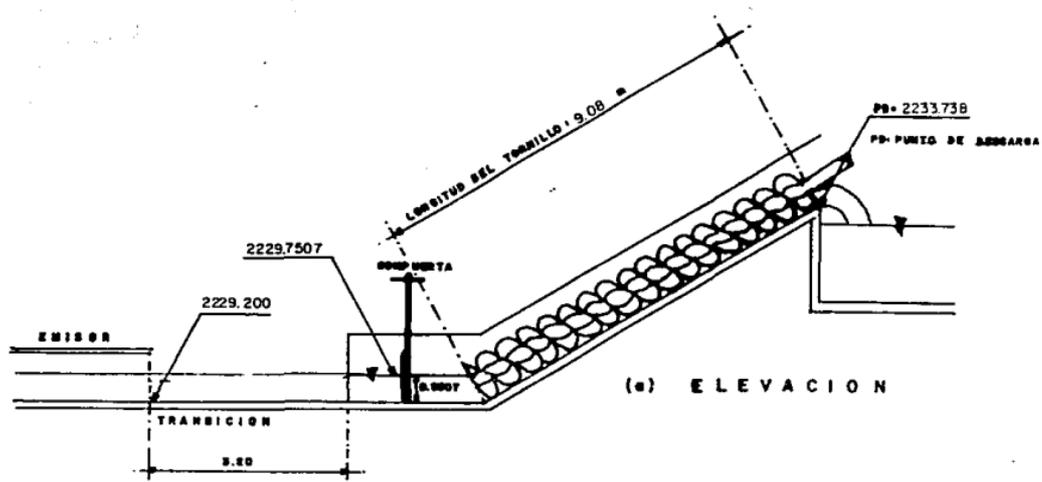
Finalmente la longitud del tornillo vale:

$$L_t = \frac{\text{Desnivel [m]}}{\text{sen } (30^\circ)} = \frac{2233.738 - 2229.2}{0.5} = 9.07 \text{ m.}$$

EN BASE A LA FIGURA 6.22(a) SE TIENEN LOS SIGUIENTES NIVELES EN:
[LAS ELEVACIONES ESTAN DADAS EN m.s.n.m.]

PLANTILLA DEL EMISOR: 2229.2
PLANTILLA DE LA SUCCION: 2229.2
DESCARGA DEL TORNILLO (h₂₀): 2233.738
AGUA EN LA SUCCION: 2229.751
LONGITUD DEL TORNILLO (L_t): 9.07 m.

En el esquema 6.8.P se muestra el arreglo de la estación de bombeo.



(b) PLANTA DE LA TRANSICION

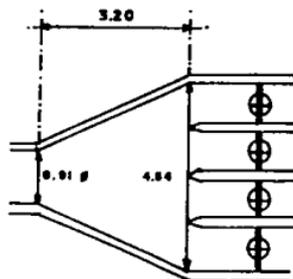
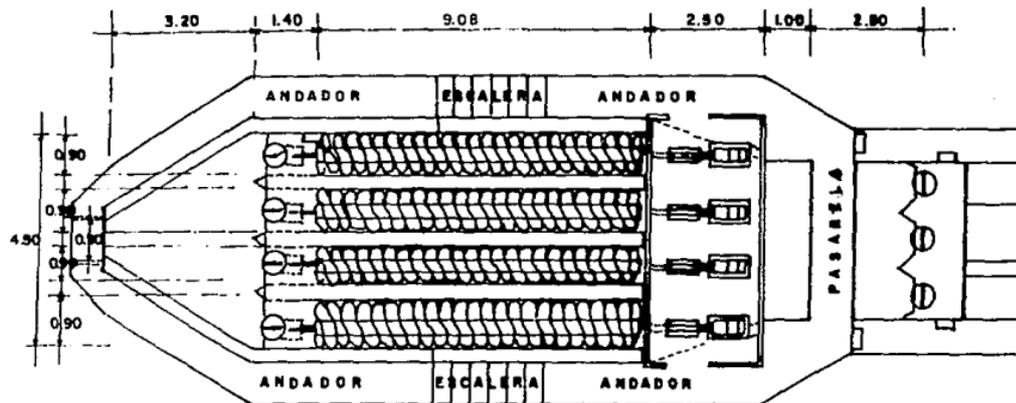
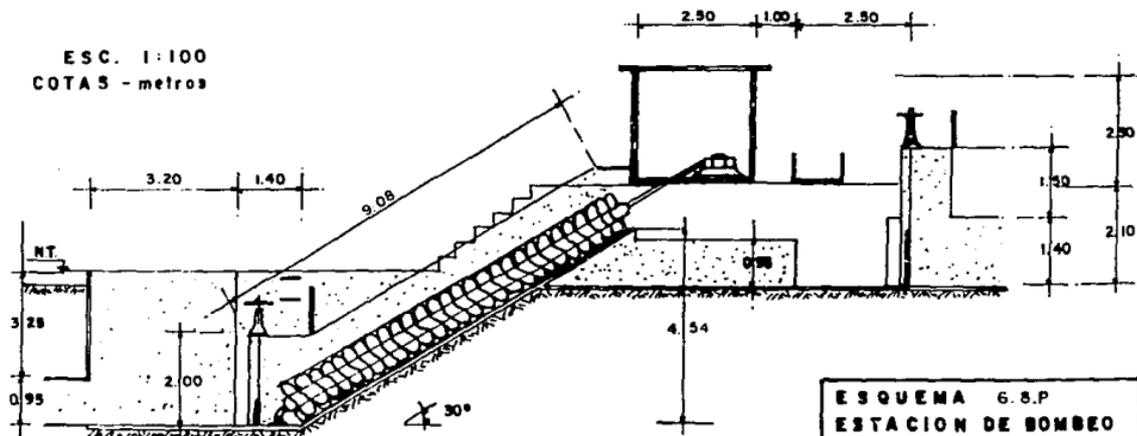


FIGURA 6.22 ENTRADA A LA BOMBA TORNILLO



ESC. 1:100
COTAS - metros



ESQUEMA 6.8.P
ESTACION DE BOMBEO
ZANJA DE OXIDACION

6.3. ESTIMACION DEL AREA DE LA PLANTA.

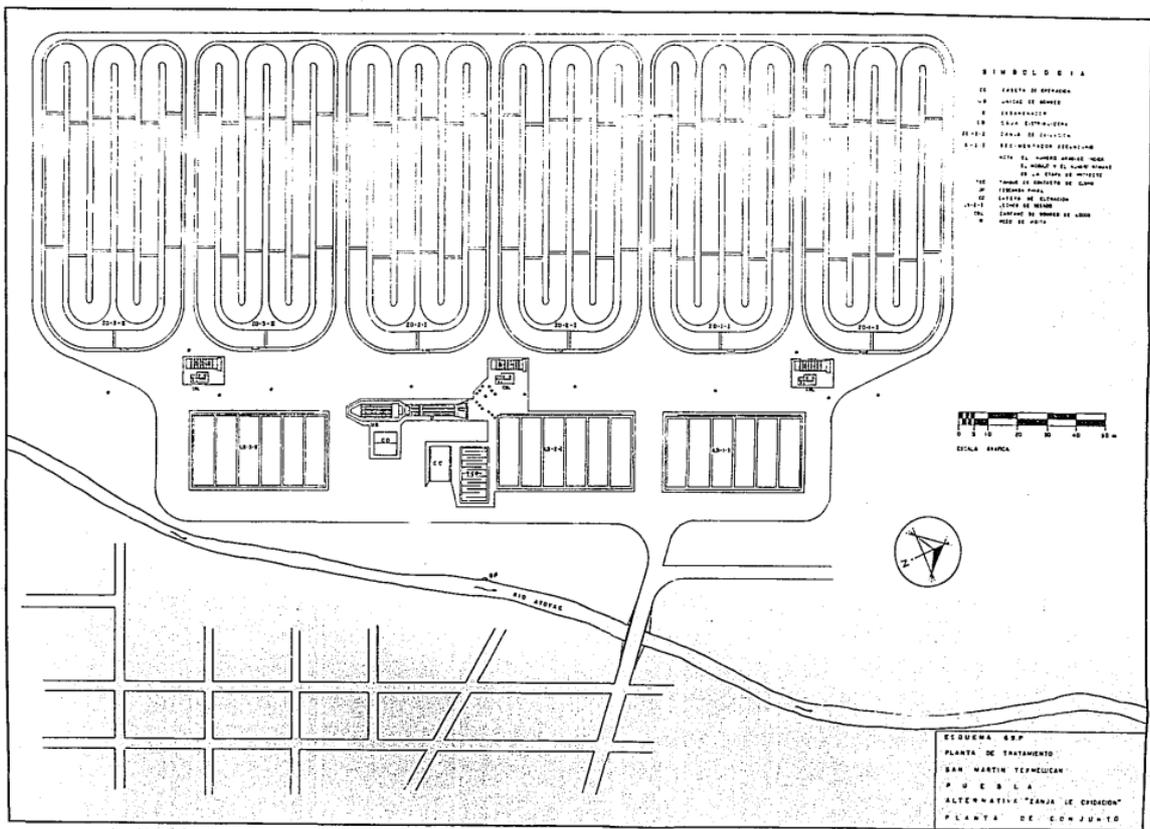
Finalmente, para concluir con este anteproyecto, en el cuadro siguiente se estima el area que requiere esta planta de tratamiento a base de zanjas de oxidacion.

UNIDAD DE TRATAMIENTO	AREA TOTAL DE LA UNIDAD (m ²)
' - UNIDAD DE BOMBEO	82.80
' - DESARENADOR.	71.78
' - TANQUE DE CONTACTO DE CLORO.	171
** - CASETA DE CLORACION.	80.50
** - CASETA DE OPERACION.	60
- ZANJAS DE OXIDACION.	28,800
- SEDIMENTADORES.	145.53
- LECHOS DE SECADO.	3003
- CARCAMOS DE LODOS.	58.01
- ACCESOS	14,657
AREA TOTAL DE LA PLANTA.	47,125

' La obra civil se construirá para servir a todo el periodo de diseño.

** Esta unidad será la misma para los dos anteproyectos que se proponen.

Finalmente en el esquema 6.9.P se muestra la planta de conjunto de esta planta de tratamiento.



SIMBOLOGIA

- 22 CANTIDAD DE OPERACIONES
- 23 UNIDAD DE MEDIDA
- 24 OPERACIONES
- 25 CANTIDAD DE OPERACIONES
- 26 UNIDAD DE MEDIDA
- 27 UNIDAD DE MEDIDA
- 28 UNIDAD DE MEDIDA
- 29 UNIDAD DE MEDIDA
- 30 UNIDAD DE MEDIDA
- 31 UNIDAD DE MEDIDA
- 32 UNIDAD DE MEDIDA
- 33 UNIDAD DE MEDIDA
- 34 UNIDAD DE MEDIDA
- 35 UNIDAD DE MEDIDA
- 36 UNIDAD DE MEDIDA
- 37 UNIDAD DE MEDIDA
- 38 UNIDAD DE MEDIDA
- 39 UNIDAD DE MEDIDA
- 40 UNIDAD DE MEDIDA
- 41 UNIDAD DE MEDIDA
- 42 UNIDAD DE MEDIDA
- 43 UNIDAD DE MEDIDA
- 44 UNIDAD DE MEDIDA
- 45 UNIDAD DE MEDIDA
- 46 UNIDAD DE MEDIDA
- 47 UNIDAD DE MEDIDA
- 48 UNIDAD DE MEDIDA
- 49 UNIDAD DE MEDIDA
- 50 UNIDAD DE MEDIDA
- 51 UNIDAD DE MEDIDA
- 52 UNIDAD DE MEDIDA
- 53 UNIDAD DE MEDIDA
- 54 UNIDAD DE MEDIDA
- 55 UNIDAD DE MEDIDA
- 56 UNIDAD DE MEDIDA
- 57 UNIDAD DE MEDIDA
- 58 UNIDAD DE MEDIDA
- 59 UNIDAD DE MEDIDA
- 60 UNIDAD DE MEDIDA
- 61 UNIDAD DE MEDIDA
- 62 UNIDAD DE MEDIDA
- 63 UNIDAD DE MEDIDA
- 64 UNIDAD DE MEDIDA
- 65 UNIDAD DE MEDIDA
- 66 UNIDAD DE MEDIDA
- 67 UNIDAD DE MEDIDA
- 68 UNIDAD DE MEDIDA
- 69 UNIDAD DE MEDIDA
- 70 UNIDAD DE MEDIDA
- 71 UNIDAD DE MEDIDA
- 72 UNIDAD DE MEDIDA
- 73 UNIDAD DE MEDIDA
- 74 UNIDAD DE MEDIDA
- 75 UNIDAD DE MEDIDA
- 76 UNIDAD DE MEDIDA
- 77 UNIDAD DE MEDIDA
- 78 UNIDAD DE MEDIDA
- 79 UNIDAD DE MEDIDA
- 80 UNIDAD DE MEDIDA
- 81 UNIDAD DE MEDIDA
- 82 UNIDAD DE MEDIDA
- 83 UNIDAD DE MEDIDA
- 84 UNIDAD DE MEDIDA
- 85 UNIDAD DE MEDIDA
- 86 UNIDAD DE MEDIDA
- 87 UNIDAD DE MEDIDA
- 88 UNIDAD DE MEDIDA
- 89 UNIDAD DE MEDIDA
- 90 UNIDAD DE MEDIDA
- 91 UNIDAD DE MEDIDA
- 92 UNIDAD DE MEDIDA
- 93 UNIDAD DE MEDIDA
- 94 UNIDAD DE MEDIDA
- 95 UNIDAD DE MEDIDA
- 96 UNIDAD DE MEDIDA
- 97 UNIDAD DE MEDIDA
- 98 UNIDAD DE MEDIDA
- 99 UNIDAD DE MEDIDA
- 100 UNIDAD DE MEDIDA



ESQUEMA 63P
 PLANTA DE TRATAMIENTO
 SAN MARTIN TEPAMELCAN
 P U E B L A
 ALTERNATIVA "ZANJA LE EPIDORA"
 PLANTA DE CONJUNTO

C A P I T U L O - 7 -

SELECCION DE LA ALTERNATIVA MAS CONVENIENTE

En este capitulo se presenta el análisis aproximado de costos de cada alternativa de tratamiento, las cantidades estan expresadas en nuevos pesos.

7.1. ALTERNATIVA " LAGUNAS DE ESTABILIZACION ".

COSTO DE OBRA CIVIL (POR UNIDAD DE TRATAMIENTO).

CAJA DERIVADORA:	13,068.85
UNIDAD DE BOMBEO A BASE DE BOMBAS TORNILLO:	433,434.59
DESARENADOR:	101,320.61
LAGUNAS DE ESTABILIZACION:	41,359,893.00
TANQUE DE CONTACTO DE CLORO:	58,934.59
CASETA DE CLORACION:	397,500.00
CASETA DE OPERACION:	80,000.00
CONDUCCIONES:	555,697.73
COSTO DEL TERRENO:	<u>22,719,555.00</u>
INVERSION TOTAL POR CONSTRUCCION:	65,719,404.00
COSTO FINANCIERO (22%, 15 años):	15,190,619.14
COSTO POR m ³ TRATADO (NS/m ³):	
CONSIDERANDO QUE EL GASTO ES DE 270 l/s.	1.78

COSTO DE OPERACION.

ENERGIA:	153,402.67
CLORO:	481,440.00
SUELDOS:	384,000.00
MANTENIMIENTO:	<u>10,122.95</u>
COSTO TOTAL POR OPERACION:	1,028,965.20
COSTO OPERACION POR m ³ TRATADO (N\$/m ³):	0.12

COSTO TOTAL ANUAL:

N\$ 16,219,584.34

COSTO TOTAL POR m³ TRATADO

N\$ 1.90

7.2. ALTERNATIVA " ZANJA DE OXIDACION ".

COSTO DE OBRA CIVIL (POR UNIDAD DE TRATAMIENTO).

CAJA DERIVADORA:	13,068.85
UNIDAD DE BOMBEO A BASE DE BOMBAS TORNILLO:	448,737.56
DESARENADOR:	119,282.39
ZANJAS DE OXIDACION:	8,529,102.20
SEDIMENTADORES:	169,257.23
CARCAMO DE BOMBEO DE LODOS:	305,389.87
LECHOS DE SECADO:	131,389.87
TANQUE DE CONTACTO DE CLORO:	70,721.51
CASETA DE CLORACION:	397,500.00
CASETA DE OPERACION:	30,000.00
CONDUCCIONES:	76,703.00
COSTO DEL TERRENO:	<u>2,120,625.00</u>
INVERSION TOTAL POR CONSTRUCCION:	12,461,777.00
COSTO FINANCIERO (22%, 15 años):	2,880,459.90
COSTO POR m ³ TRATADO (N\$/m ³):	
CONSIDERANDO QUE EL GASTO ES DE 270 l/e	0.34

COSTO DE OPERACION.

ENERGIA:	3,835,066.80
CLORO:	481,440.00
SUELDOS:	240,000.00
MANUTENIMIENTO:	<u>100,114.02</u>
COSTO TOTAL POR OPERACION:	4,465,620.80
COSTO OPERACION POR m ³ TRATADO (NS/m ³):	0.55

COSTO TOTAL ANUAL: NS 7,537,080.70

COSTO TOTAL POR m³ TRATADO NS 0.89

Analizando cada alternativa se concluye que el proceso de tratamiento más económico es el de zanja de oxidación, en donde el costo aproximado por m³ tratado es de NS 0.89 y la inversión total para su construcción es de: NS 12,461,777.00

Mientras que la alternativa de lagunas de estabilización requiere una inversión total para su construcción de NS 65,719,404.00 y el costo aproximado por m³ tratado es de NS 1.90

Por lo tanto se concluye de manera inicial que el proceso más adecuado para el tratamiento de las aguas residuales de San Martín Texmelucan es el que utiliza zanjas de oxidación, por lo tanto la planta de tratamiento usará dicho proceso.

C O N C L U S I O N E S

En numerosas ciudades de nuestro país las aguas residuales que vierten de los sistemas de alcantarillado se vierten directamente en cuerpos o corrientes de agua que forman parte de los sistemas hidrológicos de una región, propiciando con ello graves problemas de contaminación.

Afortunadamente desde 1971, debido a las disposiciones legales que se han ido promulgando, las plantas de tratamiento ya son un componente obligado dentro de los sistemas de alcantarillado.

La función que tienen las plantas de tratamiento de aguas residuales es convertir el desecho crudo, en un efluente final que sea aceptable y que esté dentro de los requerimientos que señala la legislación nacional al respecto, sin embargo, es conveniente hacer notar, que algunas aguas tratadas tienen restricciones muy especiales para su reuso pues pueden conservar efectos perjudiciales para suelos y vegetales y también, riesgos sanitarios para la población.

Para poder hacer una elección sobre el proceso de tratamiento adecuado para cada caso en particular, es necesario conocer las características de calidad del agua residual a tratar y las características del terreno disponible para la instalación de la planta, y en base a ello determinar las posibles alternativas de tratamiento, posteriormente se deben realizar los anteproyectos de tipo funcional e hidráulico de cada alternativa y finalmente analizarlos dentro del ámbito de la funcionalidad y economía, realizando para ello los respectivos análisis financieros, los cuales servirán de apoyo para la toma de decisiones.

Es importante que las decisiones se tomen en base a los procesos ingenieriles similares a los presentados en este trabajo con el fin de justificar las inversiones a realizar.

El proceso de tratamiento que se seleccionó de las dos alternativas que se plantearon en esta tesis puede cumplir con la legislación nacional que en este trabajo se ha mencionado, además de que es la alternativa más económica.

Finalmente, es importante que se siga promoviendo la instalación de plantas de tratamiento en localidades urbanas y en las industrias, para evitar con ello trastornos ecológicos o desequilibrios en la capacidad natural de autodepuración de los cuerpos de agua que reciben estas descargas y la generación de enfermedades de tipo infeccioso que ponen en peligro la salud de las personas.

También es indispensable que las Autoridades correspondientes exijan el cumplimiento de todas las disposiciones legales que van encaminadas al control y conservación del ambiente, en especial al tratamiento y reuso del agua, y que además se apliquen las respectivas sanciones a quien haga caso omiso de la legislación, todo esto por el bien del ambiente y de la salud pública de nuestro país.

A N E X O S

ANEXO - I -

LEY GENERAL DEL EQUILIBRIO ECOLOGICO Y PROTECCION AL AMBIENTE

TITULO CUARTO PROTECCION AL AMBIENTE

CAPITULO II

Prevención y Control de la Contaminación del Agua y de los Ecosistemas Acuáticos

ARTICULO 117.- Para la prevención y control de la contaminación del agua se consideraran los siguientes criterios:

I. La prevención y control de la contaminación del agua, es fundamental para evitar que se reduzca su disponibilidad y para proteger los ecosistemas del país;

II. Corresponde al Estado y la sociedad prevenir la contaminación de ríos, cuencas, vasos, aguas marinas y demás depósitos y corrientes de agua, incluyendo las aguas del subsuelo;

III. El aprovechamiento del agua en actividades productivas susceptibles de producir su contaminación, conlleva la responsabilidad del tratamiento de las descargas, para reintegrarse en condiciones adecuadas para su utilización en otras actividades y para mantener el equilibrio de los ecosistemas;

IV. Las aguas residuales de origen urbano deben de recibir tratamiento previo a su descarga en ríos, cuencas, vasos, aguas marinas y demás depósitos o corrientes de agua incluyendo las aguas del subsuelo y.

V. La participación y corresponsabilidad de la sociedad es condición indispensable para evitar la contaminación del agua.

ARTICULO 118.- Los criterios para la prevención y control de la contaminación del agua serán considerados en:

I. El establecimiento de criterios sanitarios para el uso, tratamiento y disposición de aguas residuales, para evitar riesgos y daños a la salud pública;

II. La formulación de las normas técnicas que deberá satisfacer el tratamiento del agua para el uso y consumo humano;

III. Los convenios que celebre el Ejecutivo Federal para entrega de agua en bloque a los sistemas usuarios o a usuarios, especialmente en lo que se refiere a la determinación de los sistemas de tratamiento de

aguas residuales que deben instalarse;

IV. La restricción o suspensión de explotaciones y aprovechamientos que ordene la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, en los casos de disminución, escasez o contaminación de las fuentes de abastecimiento, o para proteger los servicios de agua potable;

V. Las concesiones, asignaciones, permisos y en general autorizaciones que deban tener los concesionarios, asignatarios o permisionarios, y en general los usuarios de las aguas propiedad de la nación, para infiltrar aguas residuales en los terrenos, o para descargarlas en otros cuerpos receptores distintos de los alcantarillados de las poblaciones;

VI. La organización, dirección y reglamentación de los trabajos de hidrología en cuencas, cauces y álveos de aguas nacionales, superficiales y subterráneas.

ARTICULO 119.- Para la prevención y control de la contaminación del agua corresponderá:

I. A la Secretaría:

a) Expedir, en coordinación con la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, y las demás autoridades competentes, las normas técnicas para el vertimiento de aguas residuales en redes colectoras, cuencas, cauces, vasos, aguas marinas y demás depósitos o corrientes de agua, así como para infiltrarlas en terrenos;

b) Emitir los criterios, lineamientos, requisitos y demás condiciones que deban satisfacerse para regular el alejamiento, la explotación uso o aprovechamiento de aguas residuales, a fin de evitar contaminación que afecte el equilibrio de los ecosistemas o sus componentes, y en su caso, en coordinación con la Secretaría de Salud, cuando se ponga en peligro la salud pública;

c) Expedir las normas técnicas ecológicas a las que se sujetará el almacenamiento de aguas residuales, con la intervención que en su caso compete a otras dependencias;

d) Dictaminar las solicitudes de permisos para infiltrar o descargar aguas residuales en terrenos o cuerpos distintos de los alcantarillados;

e) Fijar condiciones particulares de descarga cuando se trate de aguas residuales generadas en bienes y zonas de jurisdicción federal y de aquellas vertidas directamente en aguas de propiedad nacional;

f) Fijar condiciones particulares de descarga a quienes generen aguas residuales captadas por sistemas de alcantarillado, cuando dichos sistemas viertan sus aguas en cuencas, ríos, cauces, vasos y demás depósitos o corrientes de aguas de propiedad nacional, sin observar las normas técnicas ecológicas o, en su caso, las condiciones particulares

de descarga que hubiese filiado la secretaría;

g) Promover el reuso de aguas residuales tratadas en actividades agrícolas e industriales;

h) Determinar los procesos de tratamiento de las aguas residuales, considerando los criterios sanitarios que en materia de salud pública emita la Secretaría de Salud, en función del destino de esas aguas y las condiciones del cuerpo receptor, que serán incorporados en los convenios que celebra el Ejecutivo Federal para la entrega de agua en bloque a sistemas usuarios o a usuarios, conforme a la Ley Federal de Aguas;

i) Resolver sobre las solicitudes de autorización para el establecimiento de plantas de tratamiento y sus descargas conjuntas, cuando dichas descargas contaminantes provengan de dos o más obras, instalaciones o industrias de jurisdicción federal, tomando en consideración los criterios sanitarios establecidos por la Secretaría de Salud. Esta autorización únicamente podrá otorgarse cuando los efectos en las cuencas de aguas nacionales lo permitan, conforme a los usos determinados por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos; y

j) Promover la incorporación de sistemas de separación de las aguas residuales de origen doméstico de aquellas de origen industrial en los drenajes de los centros de población, así como la instalación de plantas de tratamiento para evitar la contaminación de aguas.

II. A la Secretaría, en coordinación con la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y la de Salud:

a) Expedir las normas oficiales mexicanas para el uso o aprovechamiento de aguas residuales;

b) Emitir opinión a la que deberá sujetarse la programación y construcción de nuevas industrias que puedan producir descargas contaminantes de aguas residuales, así como de las obras e instalaciones conducentes a purificar las aguas residuales de procedencia industrial en los casos de jurisdicción federal; y

c) Expedir las normas oficiales mexicanas que deberán observarse para el tratamiento de aguas residuales de origen urbano que se destinen a la industria y a la agricultura. Para el ejercicio de esta atribución, dichas dependencias tomarán como base los estudios de la cuenca y sistemas correspondientes.

III. A la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, resolver sobre las solicitudes de concesión, permiso o autorización que se formulen para la explotación, uso o aprovechamiento de aguas residuales, considerando los criterios y lineamientos, para la preservación del equilibrio ecológico;

IV. A la Secretaría expedir las normas técnicas sobre la ejecución de obras relacionadas con el alejamiento, tratamiento y destino de las

aguas residuales conducidas o no, por sistemas de alcantarillado, considerando los criterios sanitarios establecidos por la Secretaría de Salud; y

V. A los estados y municipios:

a) El control de las descargas de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado;

b) Requerir a quienes generen descargas a dichos sistemas y no satisfagan las normas técnicas ecológicas que se expidan, la instalación de sistemas de tratamiento;

c) Determinar el monto de los derechos correspondientes para que el municipio o autoridad estatal respectiva pueda llevar a cabo el tratamiento necesario, y en su caso, proceder a la imposición de las sanciones a que haya lugar, y

d) Llevar y actualizar el registro de las descargas a las redes de drenaje y alcantarillado que administrén, el que será integrado al registro nacional de descargas a cargo de la Secretaría.

ARTICULO 120.- Para evitar la contaminación del agua, quedan sujetos a regulación federal o local:

I. Las descargas de origen industrial;

II. Las descargas de origen municipal y su mezcla incontrolada con otras descargas;

III. Las descargas derivadas de actividades agropecuarias;

IV. Las descargas de desechos, sustancias o residuos generados en las actividades de extracción de recursos no renovables;

V. La aplicación de plaguicidas, fertilizantes y sustancias tóxicas;

VI. Las infiltraciones que afecten los mantos acuíferos; y

VII. El vertimiento de residuos sólidos en cuerpos y corrientes de agua.

ARTICULO 121.- No podrán descargarse o infiltrarse en cualquier cuerpo o corriente de agua o en el suelo o subsuelo, aguas residuales que contengan contaminantes, sin previo tratamiento y el permiso o autorización de la autoridad federal, o de la autoridad local en los casos de descargas de jurisdicción local o a los sistemas de drenaje y alcantarillado de los centros de población.

ARTICULO 122.- Las aguas residuales provenientes de usos municipales, públicos o domésticos y las de usos industriales o agropecuarios que se descarguen en los sistemas de alcantarillado de las poblaciones o en las cuencas, ríos, cauces, vasos y demás depósitos o corrientes,

de agua, así como las que por cualquier medio se infiltran en los suelos, deberán reunir las condiciones necesarias para prevenir:

- I. Contaminación de los cuerpos receptores;
- II. Interferencias en los procesos de depuración de las aguas; y
- III. Transtornos, impedimentos o alteraciones en los correctos aprovechamientos, o en el funcionamiento adecuado de los sistemas, y en la capacidad hidráulica en las cuencas, cauces, vasos mantos acuíferos y demás depósitos de propiedad nacional, así como de los sistemas de alcantarillado.

ARTICULO 123.- Todas las descargas en las redes colectoras, ríos, cuencas, vasos, aguas marinas y demás depósitos o corrientes de agua y los derrames de aguas residuales en los suelos o su infiltración en terrenos, deberán satisfacer las normas oficiales mexicanas que para el efecto se expidan, y en su caso, las condiciones particulares de descarga que determine la Secretaría o las autoridades locales. Corresponderá a quien genere dichas descargas, realizar el tratamiento previo requerido.

Quando dichas descargas, derrames o infiltraciones contengan materiales o residuos peligrosos, deberán contar con la autorización previa de la Secretaría.

ARTICULO 124.- Cuando las aguas residuales afecten o puedan afectar fuentes de abastecimiento de agua, la Secretaría lo comunicará a la Secretaría de Salud y promoverá ante la autoridad correspondiente, o su inmediata renovación, y en su caso, la suspensión del suministro.

ARTICULO 125.- La Secretaría, considerando los criterios sanitarios que en materia de salubridad general establezca la Secretaría de Salud, así como los usos de las cuencas de aguas nacionales determinados por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, determinará las condiciones particulares de descarga a los sistemas de tratamiento que deberá instalar las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal, para descargar aguas residuales.

ARTICULO 126.- Los equipos de tratamiento de las aguas residuales de origen urbano que diseñen, operen o administren los municipios, las autoridades estatales, o el Departamento del Distrito Federal, deberán cumplir con las normas técnicas ecológicas que al efecto se expidan.

ARTICULO 127.- La Secretaría y las Secretarías de Agricultura y Recursos Hidráulicos y de Salud, emitirán opinión, con base en los estudios de la cuenca y sistemas correspondientes, para la programación y construcción de obras e instalaciones de purificación de aguas residuales de procedencia industrial.

ARTICULO 128.- Las aguas residuales provenientes del alcantarillado urbano podrán utilizarse en la industria y en la agricultura, si se someten en los casos que se requiere al tratamiento que cumpla con las 300 AI.

normas oficiales emitidas por la Secretaría, en coordinación con las Secretarías de Agricultura y Recursos Hidráulicos y de Salud.

En los aprovechamientos existentes de aguas residuales en la agricultura, se promoverán acciones para mejorar la calidad del recurso, la reglamentación de los cultivos y las prácticas de riego.

ARTICULO 129.- El otorgamiento de asignaciones, autorizaciones, concesiones o permisos para la explotación, uso o aprovechamiento de aguas en actividades económicas susceptibles de contaminar dicho recurso, estará condicionado al tratamiento previo necesario de las aguas residuales que se produzcan.

ARTICULO 130.- La Secretaría resolverá sobre las solicitudes de autorización para descargar aguas residuales, sustancias o cualquier otro tipo de residuos en aguas marinas, fijando en cada caso las normas oficiales mexicanas, condiciones y tratamiento de las aguas y residuos, de acuerdo al reglamento correspondiente. Cuando el origen de las descargas provengan de fuentes móviles o de plataformas fijas en el mar territorial y la zona económica exclusiva, la Secretaría se coordinará con la Secretaría de Marina para la expedición de las autorizaciones correspondientes.

ARTICULO 131.- Para la protección del medio marino, el Ejecutivo Federal emitirá los criterios para la explotación, conservación y administración de los recursos naturales, vivos y abióticos, del lecho y el subsuelo del mar y de las aguas suprayacentes, así como los que deberán observarse para la realización de actividades de exploración y explotación en la zona económica exclusiva.

ARTICULO 132.- La Secretaría se coordinará con las Secretarías de Marina, de Energía, Minas e Industria Paraestatal, de Salud, de Comunicaciones y Transportes y de Pesca, a efecto de que dentro de sus respectivas atribuciones y competencias, intervengan para prevenir, controlar, vigilar y abatir la contaminación del medio marino, y preservar y restaurar el equilibrio de sus ecosistemas, con arreglo a lo que se establece en la presente Ley, la Ley Federal del Mar, los demás ordenamientos aplicables y las normas vigentes del derecho internacional.

ARTICULO 133.- La Secretaría y la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, con la participación que en su caso corresponda a la Secretaría de Salud conforme a otros ordenamientos legales, realizarán un sistemático y permanente monitoreo de la calidad de las aguas, para detectar la presencia de contaminantes o exceso de desechos orgánicos y aplicar las medidas que procedan o, en su caso, promover su ejecución. En los casos de aguas de jurisdicción local se coordinarán con las autoridades de los estados y municipios.

A N E X O - I I -

LEY GENERAL DEL EQUILIBRIO ECOLOGICO Y LA PROTECCION AL AMBIENTE

NORMAS OFICIALES MEXICANAS EN MATERIA DE PROTECCION AMBIENTAL

" Norma Oficial Mexicana NOM-PA-CCA-031/93, que establece los límites máximos permisibles de los parámetros contaminantes, para las descargas de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal provenientes de la industria o de los servicios de reparación y mantenimiento automotriz, gasolineras, tintorerías, revelado de fotografía y el tratamiento de aguas residuales ".

ARTICULO 10.- Se expide la norma oficial mexicana en materia de protección al ambiente NOM-PA-CCA-031/93 que establece los límites máximos permisibles de los parámetros de los contaminantes, para las descargas de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal, provenientes de la industria o de los servicios de reparación y mantenimiento automotriz, gasolineras, tintorerías, revelado de fotografía y el de tratamiento de aguas residuales.

ARTICULO 20.- Esta norma oficial mexicana es de observancia obligatoria para los responsables de las descargas de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal, provenientes de la industria o de los servicios a que se refiere el artículo anterior.

ARTICULO 30.- Para los efectos de esta norma oficial mexicana se considerarán, además de las definiciones contenidas en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, las siguientes:

AGUAS RESIDUALES: Líquido de composición variada proveniente de los usos domésticos, de fraccionamientos, agropecuario, industrial, comercial, de servicios de cualquier otro uso, que por este motivo haya sufrido degradación de su calidad original.

AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES O DE LOS SERVICIOS: Aquellas que provienen de los procesos de extracción, beneficio, transformación, generación de bienes de consumo o de sus actividades complementarias o de los servicios a que se refiere el artículo 10 de esta norma oficial mexicana.

AGUAS RESIDUALES URBANAS O MUNICIPALES: Aquellas que resulten de la combinación de aguas residuales domésticas, comerciales y de servicios públicos o privados, así como industriales en el caso de los procesos que las generan se localicen en centros de población y se viertan a un sistema de drenaje y alcantarillado operado por la autoridad competente.

CONDICIONES PARTICULARES DE DESCARGA DE AGUAS RESIDUALES: Conjunto de los parámetros físicos, químicos y biológicos, así como los de sus niveles máximos permisibles en una descarga de aguas residuales, determinados en función de un punto final de descarga, de acuerdo con el uso al que esté destinado el cuerpo receptor con el fin de asegurar el bienestar de la población y el equilibrio ecológico.

CUERPOS RECEPTORES: Lagos, lagunas, acuíferos, redes colectoras, con excepción de los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal; ríos o sus afluentes directos o indirectos, permanentes o intermitentes; presas, cuencas, cauces, canales, embalses, cenotes, manantiales, lagunas litorales, estuarios, esteros, marismas, aguas marinas y demás depósitos o corrientes de agua así como el suelo o el subsuelo.

DEPOSITAR: Acción de colocar o arrojar materiales o residuos en algún cuerpo receptor o en sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal, que incluyen los procesos de infiltración e inyección.

MUESTRA COMPUESTA: La que resulta de mezclar varias muestras simples.

MUESTRA SIMPLE: Aquella tomada ininterrumpidamente durante el periodo necesario para completar un volumen proporcional al caudal, de manera que resulte representativo de las descargas de aguas residuales medido éste en el sitio y en el momento del muestreo.

SISTEMA DE DRENAJE Y ALCANTARILLADO URBANO O MUNICIPAL: Red colectora integrada por el conjunto de dispositivos o instalaciones que tienen como propósito recolectar y conducir las aguas residuales urbanas o municipales, pudiendo incluir la captación de aguas pluviales.

ARTICULO 40.- Los límites máximos permisibles de los parámetros de los contaminantes, para las descargas de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal, provenientes de la industria o de los servicios a que se refiere el artículo 10. de esta norma oficial mexicana, son los que resulten aplicables en función de los contaminantes generados en el proceso industrial o de servicio de que se trate, de entre los siguientes:

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES

PARAMETROS	LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES	
	PROMEDIO DIARIO	INSTANTANEO
Temperatura.....	--	40C(313K)
Potencial de Hidrógeno (unidades de pH).....	6-9	6-9
Sólidos Sedimentables (ml/l).....	5.00	10.00
Grasas y Aceites (mg/l).....	70.00	140.00
Conductividad eléctrica (micro mhos/cm).....	10000.00	15000.00
Aluminio (mg/l).....	10.00	20.00
Arsénico (mg/l).....	2.00	4.00
Cadmio (mg/l).....	0.50	1.00
Cianuros (mg/l).....	1.00	2.00
Cobre (mg/l).....	5.00	10.00
Cromo hexavalente (mg/l).....	0.50	1.00
Cromo total (mg/l).....	2.50	5.00

Fluor (mg/l).....	30.00	60.00
Mercurio (mg/l).....	0.01	0.02
Niquel (mg/l).....	4.00	8.00
Plata (mg/l).....	1.00	2.00
Plomo (mg/l).....	1.00	2.00
Zinc (mg/l).....	6.00	12.00
Fenoles (mg/l).....	5.00	10.00
Sustancias Activas al Azul de Metileno (mg/l).	30.00	60.00

No se deberán descargar o depositar en los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal, sustancias o residuos considerados peligrosos en las normas oficiales mexicanas correspondientes, sustancias sólidas o pastosas que puedan causar obstrucciones al flujo de dichos sistemas, así como los que puedan solidificarse, precipitarse o aumentar su viscosidad a temperaturas de entre 5 C (278 K) a 40 C (313 K) o lodos provenientes de plantas de tratamiento de aguas residuales.

ARTICULO 5o.- Cuando los autoridades del Departamento del Distrito Federal, Estatales o Municipales en el ámbito de su competencia, identifiquen descargas que apesar del cumplimiento de los límites máximos permisibles establecidos en el artículo 4o. de esta norma técnica ecológica, causen afectos negativos en las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales o en la calidad que estas deben cumplir antes de su vertido al cuerpo receptor, de acuerdo con sus ordenamientos legales, se fijarán condiciones particulares de descarga, en las que se podrán señalar límites máximos permisibles más estrictos, para los parámetros previstos en el propio artículo cuarto y, en su caso, además límites máximos permisibles para aquellos parámetros que se consideren aplicables a la descarga como puede ser, entre otros, los siguientes:

- Alcalinidad/Acidez.
- Calor.
- Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅ total).
- Demanda Química de Oxígeno (DQO).
- Fósforo.
- Metales pesados.
- Nitrógeno.
- Sólidos disueltos.
- Sólidos suspendidos.
- Turbiedad.
- Acilonitrilo.
- Acroleína.
- Compuestos alifáticos halogenados.
- Compuestos aromáticos monocíclicos y policíclicos.
- Esteres del ácido ftálico.
- Eteres.
- Isoforona.
- Nitrosaminas.
- Plaguicidas.

ARTICULO 6o.- Los responsables de las descargas, en cumplimiento de los ordenamientos legales que resulten aplicables, deberán incluir en

los reportes de la calidad de las aguas residuales, a que se refiere el artículo 80. de esta norma oficial mexicana, los valores de los parámetros de los contaminantes que resulten procedentes de conformidad con lo previsto en los artículos 40. y 50. de esta norma oficial mexicana.

ARTICULO 70. - Los valores de los parámetros de los contaminantes, en las descargas de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal, provenientes de la industria o de los servicios a que se refiere esta norma oficial mexicana, se obtendrán del análisis de muestras compuestas, que resulten de la mezcla de las muestras simples, tomadas en volúmenes proporcionales al caudal, medido éste en el sitio y en el momento del muestreo, de acuerdo con la siguiente tabla:

HORAS POR DÍA QUE OPERA EL PROCESO GENERADOR DE LA DESCARGA	NUMERO DE MUESTRAS	INTERVALO ENTRE TOMA DE MUESTRAS SIMPLES (HORAS)	
		MINIMO	MAXIMO
hasta 8	3	2.0	4
mas de 8 y hasta 12	4	2.6	4
mas de 12 y hasta 18	4	4.0	6
mas de 18 y hasta 24	5	4.5	6

En el caso de que durante el tiempo de operación del proceso industrial o del servicio generador de la descarga, ésta no se presente en forma continua, el responsable de dicha descarga deberá presentar a consideración de la autoridad competente, la información mediante la cual se describa el régimen de operación de la misma y el programa de muestreo para la medición de los parámetros contaminantes.

ARTICULO 80.-El reporte de los valores de los parámetros contaminantes de las descargas de aguas residuales del giro industrial o de servicio de que se trate, obtenidos mediante el análisis de las muestras compuestas a que se refiere el artículo anterior, se integrará en los terminos que establezcan las disposiciones legales aplicables.

ARTICULO 90.- Para determinar los valores de los parámetros contaminantes previstos en esta norma oficial mexicana, se aplicarán los métodos de análisis establecidos en las normas oficiales mexicanas aplicables o, en su caso, las normas oficiales mexicanas que expida la Secretaría.

ARTICULO 100.- Esta norma oficial mexicana será revisada periódicamente, de conformidad con el proceso jurídico-administrativo establecido con objeto de actualizar los límites máximos permisibles de los parámetros de los contaminantes, para las descargas de aguas residuales previstos en la misma, de acuerdo con el desarrollo tecnológico en la materia y a los requerimientos que la autoridad determine.

ARTICULO 110.- El incumplimiento a las disposiciones contenidas en

el presente acuerdo será sancionados conforme a los ordenamientos legales que resulten aplicables.

" Norma Oficial Mexicana NOM-PA-CCA-032/93, que establece los límites máximos permisibles de los parámetros de los contaminantes en las aguas residuales de origen urbano o municipal para su disposición mediante riego agrícola "

ARTICULO 10.- Se expide la Norma Oficial Mexicana NOM-PA-CCA-032/93 que establece los límites máximos permisibles de los parámetros de contaminantes en las aguas residuales de origen urbano o municipal para su disposición mediante riego agrícola.

ARTICULO 20.- Esta Norma Oficial Mexicana es de observancia obligatoria para el responsable de las descargas de aguas residuales de origen urbano o municipal, que cuenten con la aprobación de la autoridad competente para disponer dichas aguas residuales mediante riego agrícola.

ARTICULO 30.- Para los efectos de esta Norma Oficial Mexicana se considerarán, además de las definiciones contenidas en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, las siguientes:

I.-AGUAS RESIDUALES URBANAS O MUNICIPALES: Aquellas que resultan de la combinación de aguas residuales domésticas, fraccionamientos, comerciales y de servicios públicos o privados, así como industriales, en el caso de que los procesos que las generan se localicen en centros de población y se viertan a un sistema de drenaje y alcantarillado operado por autoridad competente.

II.-DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES: Acción de usar, aprovechar o descargar las aguas residuales.

III.-MUESTRA COMPUESTA: La que resulta de mezclar varias muestras simples.

IV.-MUESTRA SIMPLE: Aquella tomada ininterrumpidamente durante el período necesario para completar en su caso, un volumen proporcional al caudal, de manera que la muestra compuesta resulte representativa de la descarga de aguas residuales, medido éste en el sitio y en el momento del muestreo.

V.-RESPONSABLE DE LA DESCARGA: Autoridades estatales o municipales u organismos públicos o privados encargados de la operación del sistema de drenaje y alcantarillado urbano o municipal.

VI.-RIEGO AGRICOLA: Acción de aportar al suelo la humedad necesaria para el desarrollo de los cultivos que puede realizarse mediante inundación y surcos y que tiene como efecto la infiltración.

ARTICULO 40.- Los límites máximos permisibles de los parámetros contaminantes para las aguas residuales de origen urbano o municipal que se disponen mediante riego agrícola, son los que a continuación se indican:

PARAMETROS FISICOS
Y QUIMICOS

NIVELES MAXIMOS PERMISIBLES

Potencial Hidrógeno (Unidades de pH).....	6.5 a 8.5
Conductividad Electrica (mmhos/cm).....	2,000.00
Aluminio (mg/l).....	0.20
Antimonio (mg/l).....	0.10
Arsenico (mg/l).....	0.10
Boro (mg/l).....	0.75
Cadmio (mg/l).....	0.01
Cianuro (mg/l).....	0.02
Cobre (mg/l).....	0.20
Cromo (mg/l).....	0.01
Hierro (mg/l).....	5.00
Fluoruros (mg/l).....	1.00
(como Fluor)	
Manganeso (mg/l).....	0.02
Niquel (mg/l).....	0.05
Plomo (mg/l).....	0.50
Selenio (como selenato) (mg/l).....	0.02
Zinc (mg/l).....	2.00

ARTICULO 50.- En el caso de que la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología determine que a pesar del cumplimiento de los límites máximos permisibles establecidos en el artículo 40. de esta norma oficial mexicana, se cause efectos negativos en el bienestar de la población o en el equilibrio ecológico, al fijar las condiciones particulares de descarga a que se refiere el artículo 123. de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, la Secretaría podrá señalar límites máximos permisibles mas estrictos para los parámetros previstos en dicho artículo y, en su caso, además límites máximos permisibles para, entre otros, los siguientes parámetros:

- Acrilonitrilo.
- Acroleína.
- Coliformes fecales.
- Compuestos alifáticos y alifáticos halogenados
- Compuestos aromáticos, monocíclicos y policíclicos.
- Demanda Bioquímica de Oxígeno. (DBO₅).
- Esteres.
- Esteres del Acido ftálico.
- Fosforo total.
- Grasas y Aceites.
- Isoforona.
- Metales pesados.
- Nitrosaminas.
- Nitrogeno total.
- Plaguicidas.
- Temperatura.

ARTICULO 60.- Los valores de los parámetros físicos y químicos de las aguas residuales que se utilicen en el riego agrícola a que se re-

fieren los artículos 4o y 5o, se obtendrán del análisis de muestras compuestas, que resulten de la mezcla de cinco muestras simples, tomadas estas en volúmenes proporcionales al caudal, medido éste en el sitio y en el momento del muestreo. El intervalo entre la toma de muestras simples no deberá ser menor de 4.5 horas ni mayor que 6 horas.

ARTICULO 7o.- El reporte de los valores de los parámetros de los contaminantes de las descargas de aguas residuales, a que se refieren los artículos 4o y 5o obtenidos mediante el análisis de las muestras compuestas a que se refiere el artículo anterior, se integrará en los términos que establezcan las disposiciones legales aplicables, por el responsable de la descarga.

ARTICULO 8o.- Para determinar los valores de los parámetros de los contaminantes previstos en esta Norma Oficial Mexicana, se aplicarán los métodos de análisis establecidos en las Normas Oficiales Mexicanas aplicables o en su caso, en las Normas Oficiales Mexicanas que expida la Secretaría.

ARTICULO 9o.- Esta Norma Oficial Mexicana será revisada periódicamente, de conformidad con el procedimiento jurídico-administrativo establecido con el objeto de actualizar los límites máximos permisibles de los parámetros de los contaminantes para las descargas de aguas residuales previstos en la misma, de acuerdo con el desarrollo tecnológico de la materia y a los requerimientos que la autoridad determine.

ARTICULO 10o.- El incumplimiento de las disposiciones contenidas en el presente acuerdo, será sancionado conforme lo dispuesto en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente y los demás ordenamientos legales que resulten aplicables.

"Norma Oficial Mexicana NOM-PA-CCA-033/93, que establece las condiciones, para el uso de aguas residuales de origen urbano o municipal o de la mezcla de estas con la de los cuerpos de agua, en el riego agrícola".

ARTICULO 1o.- Se expide la Norma Oficial Mexicana NOM-PA-CCA-033/93 que establece las condiciones, para el uso de aguas residuales de origen urbano o municipal o de la mezcla de estas con la de los cuerpos de agua, en el riego agrícola.

ARTICULO 2o.- Esta Norma Oficial Mexicana es de observancia obligatoria en todo el territorio nacional para:

I. Las autoridades responsables de otorgar las autorizaciones, permisos o concesiones para el uso o aprovechamiento de las aguas residuales en el riego agrícola.

II. Cualquier usuario de las aguas residuales de origen urbano municipal en el riego agrícola.

ARTICULO 3o. Para los efectos de esta Norma Oficial Mexicana se consideraran, además de las definiciones contenidas en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, las siguientes:

I. AGUAS RESIDUALES URBANAS o MUNICIPALES: Aquellas que resultan de

la combinación de aguas residuales domésticas, fraccionamientos, comerciales y de servicios públicos o privados, así como industriales, en el caso de que los procesos que las generan se localicen en centros de población y se viertan a un sistema de drenaje y alcantarillado operado por autoridad competente u organismo autorizado para tal fin.

II. CUERPOS DE AGUA: Lagos, lagunas, acuíferos, redes colectoras, ríos y sus afluentes directos e indirectos, permanentes o intermitentes, presas, embalses, cenotes, manantiales, lagunas litorales, estuarios, esteros, marismas, aguas marinas y demás depósitos o corrientes de agua.

III. HORTALIZAS: Acelga, ajo, berro, betabel, brocoli, cebolla, cilantro, col, coliflor, epasacte, espinaca, hongo, lechuga, pápalo, perejil, quelite, quintonil, rabano, hierbabuena, zanahoria, pepino, calabacita, jitomate, tomatillo, tomate verde o de cáscara, con excepción de las cinco últimas cuando se siembren con espaldera. Se equiparán a las hortalizas los siguientes frutos: fresa, jícama, melón, sandía y zarzamora.

IV. HORTOFRUTICOLAS: Las señaladas en la fracción III anterior y todas las demás hortalizas y frutos en general.

V. MUESTRA SIMPLE: Aquella tomada ininterrumpidamente durante el período necesario para completar en su caso, un volumen proporcional al caudal, de manera que la muestra compuesta resulte representativa de la descarga de aguas residuales, medido este en el sitio y en el momento del muestreo.

VI. RIEGO AGRÍCOLA: Acción de aportar al suelo la humedad necesaria para el desarrollo de los cultivos, que puede realizarse mediante inundación y surcos y que tiene como efecto la infiltración del agua.

VII. USUARIO: Persona física o moral que utiliza las aguas residuales en riego agrícola.

ARTICULO 40.- Las restricciones de las aguas residuales de origen urbano o municipal o de la mezcla de estas con las de los cuerpos de agua, que se dispongan a través de su uso en el riego de hortalizas de consumo crudo, en lo relativo a parámetros bacteriológicos se clasifican en los siguientes tipos para efectos de determinar las clases de cultivos no permitidos

I.- TIPO 1.- La que contenga menos de 1,000 coliformes totales por cada 100 ml. y ningún huevo de helminto viable por litro de agua.

II.- TIPO 2.- La que contiene de 1 a 1,000 coliformes fecales por cada 100 ml. o cuando más un huevo viables de helminto por litro de agua.

III.- TIPO 3.- La que contiene de 1,001 a 100,000 coliformes fecales por cada 100 ml.

IV.- TIPO 4.- La que contiene más de 100,000 coliformes fecales por cada 100 ml.

ARTICULO 50.- La Secretaría de Recursos Hidráulicos a través de la Comisión Nacional del Agua, sujetara el otorgamiento de autorizaciones, permisos o concesiones para el uso de aguas residuales de origen urbano o municipal o de la mezcla de estas con la de los cuerpos de agua en riego agrícola, a las condiciones que a continuación se indican:

TIPO DE RIEGO	TIPO DE AGUA	INTERVALO MINIMO ENTRE EL ULTIMO RIEGO Y LA COSECHA.	CULTIVOS NO PERMITIDOS
I N U N D A C I O N	1	20	Los señalados en el art.- 30. Fracc. III, excepto ajo, pepino, jícama, melón y sandía.
	2	20	Los señalados en el art.- 30. fracc. III excepto el melon y sandia.
	3	20	Los señalados en el art.- 30. fracc. III.
	4	20	Los señalados en el art.- 30. fracc. IV.
S U R C O	1	15	Los señalados en el art.- 30. fracc. III, excepto ajo, pepino, jícama, melón y sandía, así como el tomate verde o de cascara.
	2	20	Libre cultivo.
	3	20	Los señalados en el art.- 30. fracc. III, excepto melón, y sandía.
	4	20	Los señalados en el art.- 30. fracc. IV.
A S P E R S I O N	1	20	Los señalados en el art.- 30. fracc. III excepto ajo, pepino, jícama, melon, y sandía.
	2, 3, 4.	20	Los señalados en el art.- 30. fracc. IV.

ARTICULO 80.- Para los efectos del artículo anterior la Secretaría de Recursos Hidráulicos, a través de la Comisión Nacional del Agua, previo al otorgamiento de autorizaciones, permisos o concesiones, realizará los análisis de las aguas residuales a fin de determinar la concentración de coliformes fecales, totales y huevos de helmintos y con base en los resultados de dichos análisis, determinará las condiciones a que se sujetará su uso en riego agrícola.

ARTICULO 79.- Los usuarios de las aguas residuales de origen urbano o municipal o de la mezcla de estas con la de los cuerpos de agua en riego agrícola, observarán las condiciones que sobre este tipo de riego, intervalo mínimo entre el último riego y la cosecha y cultivos permitidos se establezcan por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos de acuerdo con el artículo anterior, en la autorización, permiso o concesión correspondiente.

ARTICULO 80.- Los valores de los parámetros bacteriológicos, a los que el artículo 50., se obtendrán del análisis de una muestra simple de agua residual.

ARTICULO 90.- Para determinar los valores de los parámetros de los contaminantes previstos en esta Norma Oficial Mexicana, se aplicarán los métodos de análisis establecidos en las Normas Oficiales Mexicanas o en las disposiciones legales aplicables.

ARTICULO 100.- La vigilancia y el cumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos a través de la Comisión Nacional del Agua.

ARTICULO 110.- Esta Norma Oficial Mexicana será revisada periódicamente, de conformidad con el procedimiento jurídico-administrativo, establecido al efecto, con el objeto de actualizar de acuerdo con el desarrollo tecnológico en la materia y a los requerimientos que la autoridad determine.

ARTICULO 120.- El incumplimiento de los usuarios de las aguas residuales de origen urbano o municipal o de la mezcla de estas con la de los cuerpos de agua en el riego agrícola, a las disposiciones contenidas en el presente acuerdo, dará lugar a la revocación de la correspondiente autorización, permiso o concesión.

ANEXO - III -

NORMAS OFICIALES MEXICANAS EN MATERIA DE PREVENCION AMBIENTAL
 SOBRE LA PREVENCION Y CONTROL DE LA CONTAMINACION DEL AGUA
 (DIARIO OFICIAL DE LA FEDERACION, 28 DE JUNIO DE 1993)

C L A V E D E L A N O R M A	N O M B R E D E L A N O R M A
NOM-PA-CCA-001-09	LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LAS CENTRALES TERMoeLECTRICAS CONVENCIONALES.
NOM-PA-CCA-002-09	LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA PRODUCTORA DE AZUCAR DE CAÑA
NOM-PA-CCA-003-09	LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA DE REFINACION DE PETROLEO CRUDO, SUS DERIVADOS Y PETROQUIMICA BASICA.
NOM-PA-CCA-004-09	LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LAS INDUSTRIAS DE FABRICACION DE FERTILIZANTES EXCEPTO LAS QUE PRODUZCAN ACIDO FOSFORICO COMO PRODUCTO INTERMEDIO.
NOM-PA-CCA-005-09	LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LAS INDUSTRIAS DE FABRICACION DE PRODUCTOS PLASTICOS Y POLIMEROS SINTETICOS.

NOM-PA-CCA-000-03

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LAS INDUSTRIAS DE FABRICACION DE HARINAS.

NOM-PA-CCA-007-09

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA DE INDUSTRIA DE LA CERVEZA Y DE LA MALTA.

NOM-PA-CCA-008-03

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LAS INDUSTRIAS DE FABRICACION DE ASBESTOS DE CONSTRUCCION.

NOM-PA-CCA-009-03

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA ELABORADORA DE LECHE Y SUS DERIVADOS.

NOM-PA-CCA-010-03

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA DE MANUFACTURA DE VIDRIO PLANO.

NOM-PA-CCA-011-03

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA EN PRODUCTOS DE VIDRIO PRETENSADO Y SOPLADO.

NOM-PA-CCA-012-03

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA DE FABRICACION DE CAUCHO SINTETICO, LLANTAS Y CAMARAS.

- NOM-PA-CCA-013-93 LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA DEL HIERRO Y ACERO.
- NOM-PA-CCA-014-93 LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA TEXTIL.
- NOM-PA-CCA-015-93 LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA DE CELULOSA Y PAPEL.
- NOM-PA-CCA-016-93 LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA DE BEBIDAS GASEOSAS.
- NOM-PA-CCA-017-93 LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA DE ACABADOS METALICOS.
- NOM-PA-CCA-018-93 LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA DE LAMINACION, EXTRUCCION Y ESTRAJE DE COBRE Y SUS ALEACIONES.
- NOM-PA-CCA-019-93 LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA DE IMPRONACION DE PRODUCTOS DE ASERRADERO.
- NOM-PA-CCA-020-93 LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA DE ASBESTOS TEXTILES, MATERIALES DE FRICCION Y SELLADORES.

NOM-PA-CCA-021-03

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA DEL CURTIDO Y ACABADO DE PIELS.

NOM-PA-CCA-022-03

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA DE MATANZA DE ANIMALES Y EMPACADO DE CARNICOS.

NOM-PA-CCA-023-09

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA DE ENVASADO DE CONSERVAS ALIMENTICIAS.

NOM-PA-CCA-024-03

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA ELABORADORA DE PAPEL A PARTIR DE CELULOSA VIRGEN.

NOM-PA-CCA-025-03

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES Y PROCEDIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA ELABORADORA DE PAPEL A PARTIR DE FIBRA CELULOSA RECICLADA.

NOM-PA-CCA-026-03

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE LOS PARAMETROS DE LOS CONTAMINANTES Y LAS CONDICIONES PARA LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE RESTAURANTES O DE HOTELES, A CUERPOS RECEPTORES.

NOM-PA-CCA-027-03

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE LOS PARAMETROS DE LOS CONTAMINANTES, PARA LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DEL BENEFICIO DEL CAFE A CUERPOS RECEPTORES.

NOM-PA-CCA-028-09

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE LOS PARAMETROS DE LOS CONTAMINANTES, PARA LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA DE REPARACION Y ENVASADO DE CONSERVAS DE PESCADOS Y MARISCOS Y DE LA INDUSTRIA DE PRODUCTOS DE HARINA Y ACEITE DE PESCADO A CUERPOS RECEPTORES.

NOM-PA-CCA-029-09

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE LOS PARAMETROS DE LOS CONTAMINANTES, PARA LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE HOSPITALES A CUERPOS RECEPTORES.

NOM-PA-CCA-030-09

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE LOS PARAMETROS DE LOS CONTAMINANTES, PARA LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA DE JABONES Y DETERGENTES A CUERPOS RECEPTORES.

NOM-PA-CCA-031-09

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE LOS PARAMETROS DE LOS CONTAMINANTES, PARA LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES A LOS SISTEMAS DE DRENAJE Y ALCANTARILLADO URBANO O MUNICIPAL, PROVENIENTES DE LA INDUSTRIA O DE LOS SERVICIOS DE MANTENIMIENTO O REPARACION AUTOMOTRIZ, GASOLINERAS, TINTORERIAS, REVELADO DE FOTOGRAFIAS Y EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

NOM-PA-CCA-032-09

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE LOS PARAMETROS DE LOS CONTAMINANTES EN LAS AGUAS RESIDUALES DE ORIGEN URBANO O MUNICIPAL PARA SU DISPOSICION MEDIANTE EL RIEGO AGRICOLA.

NOM-PA-CCA-033-09

QUE ESTABLECE LAS CONDICIONES PARA EL USO DE AGUAS RESIDUALES DE ORIGEN URBANO O MUNICIPAL, O DE LA MEZCLA DE ESTAS CON LA DE LOS CUERPOS DE AGUA, EN RIEGO AGRICOLA.

ANEXO - IV -

LEY DE PROTECCION AL AMBIENTE Y AL EQUILIBRIO ECOLOGICO DEL ESTADO DE PUEBLA

TITULO CUARTO DE LA PROTECCION AL AMBIENTE

CAPITULO II

Prevención y Control de la Contaminación del Agua

ARTÍCULO 97.- Para la prevención y control de la contaminación del agua, se considerarán los siguientes criterios:

I. La prevención y control de la contaminación del agua, es fundamental para evitar que se reduzca su disponibilidad y para proteger los ecosistemas del Estado.

II. Corresponde al Estado, sus Municipios y a la sociedad prevenir, la contaminación de ríos, cuencas, vasos y demás depósitos y corrientes de agua, incluyendo las aguas del subsuelo;

III. El aprovechamiento del agua en actividades productivas susceptibles de contaminarla, conlleva la responsabilidad del tratamiento de las descargas, ya sea para su reuso o para reintegrarlas en condiciones adecuadas para su utilización en otras actividades y para mantener el equilibrio de los ecosistemas;

IV. Las aguas residuales de origen urbano deben de recibir tratamiento previo a su descarga en ríos, cuencas, vasos, y demás depósitos o corrientes de agua incluyendo las aguas del subsuelo.

V. La participación y responsabilidad de la sociedad es condición indispensable para evitar la contaminación del agua.

ARTÍCULO 98.- Las normas para la prevención y control de la contaminación del agua, serán consideradas en:

I. El establecimiento de normas sanitarias para el uso, tratamiento y disposición de aguas residuales o de condiciones particulares de descarga, para evitar riesgos y daños a la salud pública;

II. Las concesiones, asignaciones, permisos y en general autorizaciones que deban obtener los concesionarios, asignatarios o permisionarios, y en general los usuarios de las aguas de jurisdicción estatal y las de jurisdicción Federal, asignadas al Estado o a los Municipios, para infiltrar aguas residuales en los terrenos, o para descargarlas

en otros cuerpos receptores distintos de los alcantarillados de los centros de población.

III. La formulación de los planes de desarrollo, urbano industrial y agropecuario.

IV. El diseño y operación de sistemas de agua potable, alcantarillado y tratamiento de aguas residuales.

V. Las aplicación de las normas para el adecuado tratamiento de las aguas para el uso y consumo humano.

ARTICULO 99.- Para evitar la contaminación del agua, el Estado y los Municipios regularán:

I. Las descargas de origen industrial, comercial, agropecuario y de servicios, que se viertan a los sistemas de alcantarillado de los centros de población o a los cuerpos de agua de jurisdicción estatal, así como de las industrias que sean abastecidas mediante la red de agua potable.

II. Las descargas de origen municipal y su mezcla con otras descargas.

III. El vertimiento de residuos en cuerpos y corrientes de agua, y en los sistemas de drenaje y alcantarillado.

IV. La disposición final de los residuos generados en los sistemas de tratamiento de agua.

V. La aplicación y uso de plaguicidas, fertilizantes, sustancias tóxicas y otros que no sean de competencia federal.

ARTICULO 100.- Para la prevención y control de la contaminación del agua corresponderá:

I. A la Secretaría:

a) Llevar con el apoyo de otras dependencias, entidades y de los municipios, el control de las descargas de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado que operen en la entidad, para que sean integrados al Registro Nacional de Descargas, en términos del Artículo 119 fracción V, inciso d) de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente.

b) Requerir a quienes pretendan descargar a dichos sistemas y no satisfagan las normas oficiales mexicanas que se expidan, la instalación de sistemas de tratamiento de sus aguas residuales, o en su caso, la aceptación del municipio para tomar a su cargo dicho tratamiento en la que se haga constar que el usuario cubra las cuotas o derechos correspondientes.

c) Determinar el monto de los derechos correspondientes que deberán

pagar quienes descarguen sus aguas a los sistemas de drenaje y alcantarillado, para que la dependencia o entidad estatal respectiva o los municipios puedan llevar a cabo el tratamiento necesario, y en su caso, proceder a la imposición de las sanciones a que haya lugar.

d) Promover y regular el uso de tecnología apropiada para el reuso de aguas residuales generadas en viviendas, unidades habitacionales, y asentamientos humanos, donde no haya sistemas de alcantarillado.

II. A los municipios:

a) Llevar y actualizar el registro de las descargas a las redes de drenaje y alcantarillado que administren y proporcionarlo a la Secretaría para que sea integrado al Registro Nacional de Descargas a cargo de la Federación.

b) Observar las condiciones generales de descargas que fije la Federación a las aguas residuales vertidas por los sistemas de drenaje y alcantarillado en cuerpos corrientes de agua de propiedad federal.

c) Promover el reuso de aguas residuales tratadas para la prestación de servicios públicos, así como las que provengan de los sistemas de drenaje y alcantarillado, siempre que cumplan con las normas técnicas de calidad.

ARTICULO 101.- No podran descargarse o infiltrarse en cualquier cuerpo o corriente de agua de jurisdicción estatal o a los sistemas de drenaje y alcantarillado de los centros de población, con excepción de las domésticas, aguas residuales que contengan contaminantes, sin previo tratamiento y sin el permiso o autorización de la Secretaría o de los Municipios, según corresponda.

ARTICULO 102.- Los responsables de las descargas de aguas residuales, deberán tratarlas previamente a su vertido en cuerpos o corrientes de aguas de jurisdicción estatal o en los sistemas de drenaje y alcantarillado, con excepción de las aguas residuales domésticas, para ajustar su calidad a las normas oficiales mexicanas y, en su caso a las condiciones particulares de descarga. Asimismo, deberán registrar sus descargas ante la Secretaría o los municipios, según corresponda.

ARTICULO 103.- Las aguas residuales provenientes de usos municipales, domésticos, comerciales y de servicios públicos o privados, así como de industriales y las agropecuarias, que se descargan en los sistemas de drenaje y alcantarillado de los centros de población o en cualquier cuerpo o corriente de agua de jurisdicción estatal, deberán reunir las condiciones necesarias para prevenir:

I.- Contaminación de los cuerpos receptores.

II.- Interferencia en los procesos de depuración de las aguas.

III.- Trastornos, impedimentos o alteraciones en los aprovechamientos de las aguas o en el funcionamiento adecuado y en la capacidad de

los sistemas hidrológicos, así como de los sistemas de drenaje y alcantarillado de los centros de población.

ARTICULO 104.- Todas las descargas de aguas residuales en cuerpos o corrientes de agua de jurisdicción estatal, o en los sistemas de drenaje y alcantarillado de los centros de población, con excepción de las aguas residuales domésticas, deberán satisfacer las normas oficiales mexicanas que para tal efecto expida la federación y, en su caso, las condiciones particulares de descarga que determine la Secretaría de Desarrollo Social en el caso del Artículo 119 fracción I, inciso f) de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente o las Autoridades Estatales o Municipales. Corresponderá a quien genere dichas descargas, realizar el tratamiento previo requerido.

Cuando dichas descargas contengan materiales o residuos peligrosos, deberá contarse con la autorización previa de la Secretaría de Desarrollo Social.

ARTICULO 105.- Cuando las aguas residuales afecten o puedan afectar fuentes de abastecimiento de agua potable, la Secretaría lo comunicará a la Secretaría de Salud del Gobierno del Estado y promoverá ante la autoridad correspondiente, su inmediata revocación y en su caso, la suspensión del suministro.

ARTICULO 106.- Los equipos y sistemas de tratamiento de las aguas residuales de origen urbano que diseñen, operen o administren las dependencias o entidades estatales y municipales, o los particulares, deberán cumplir con las normas técnicas ecológicas que al efecto expida la federación.

ARTICULO 107.- El otorgamiento de asignaciones, autorizaciones, concesiones o permisos para la explotación, uso o aprovechamiento de aguas de jurisdicción estatal, o las asignadas o concesionadas para la prestación de servicios públicos en actividades económicas que puedan contaminar dicho recurso, estará condicionado al tratamiento previo necesario de las aguas residuales que se produzcan o descarguen.

ARTICULO 108.- La Secretaría, con el apoyo de los municipios correspondientes, se coordinará con las Secretarías de Desarrollo Social, de Agricultura y Recursos Hidráulicos, y de Pesca, por medio de sus delegaciones en el Estado, para realizar un sistemático y permanente monitoreo de la calidad de las aguas de jurisdicción estatal y de las aguas federales, asignadas o concesionadas al Estado o a los Municipios para detectar la presencia de contaminantes o exceso de desechos orgánicos y aplicar las medidas que procedan o en su caso promover su ejecución.

La información que se reciba, será incorporada al Sistema Nacional de Información de la Calidad de las Aguas que establezca la Federación, en los términos de los acuerdos de coordinación respectivos.

A N E X O - V -

D	TUBO CLASE J						
	T9	D9	T3	D3	T2	D2	PESO Kg/m
150	10 0	170 00	8 5	167 00	6 5	163 00	10 01
200	10 0	220 00	8 5	217 00	6 5	213 00	13 17
250	10 5	271 00	8 5	267 00	6 5	263 00	17 19
300	13 0	326 00	11 0	322 00	9 0	318 00	25 81
350	15 0	380 00	13 0	376 00	11 0	372 00	34 49
400	17 0	434 00	15 0	430 00	13 0	426 00	44 69
450	19 0	488 00	17 0	484 00	15 0	480 00	56 20
500	21 0	542 00	19 0	538 00	17 0	534 00	69 73
600	25 5	651 00	23 5	647 00	21 5	643 00	100 54
750	31 5	813 00	29 0	808 00	27 0	804 00	155 31
900	39 0	978 00	35 5	971 00	33 5	967 00	225 03

D	TUBO CLASE B 12 S						
	T9	D9	T3	D3	T2	D2	PESO Kg/m
150	10 5	171 00	9 0	168 00	7 0	164 00	10 54
200	11 0	222 00	9 5	219 00	7 5	215 00	13 87
250	12 5	275 00	10 5	271 00	8 5	267 00	20 62
300	15 0	330 00	13 0	326 00	11 0	322 00	29 74
350	17 5	385 00	15 5	381 00	13 5	377 00	40 51
400	20 0	440 00	18 0	436 00	16 0	432 00	52 95
450	22 5	495 00	20 5	491 00	18 5	487 00	67 05
500	25 0	550 00	23 0	546 00	21 0	542 00	82 81
600	30 0	660 00	28 0	656 00	26 0	652 00	119 13
750	37 5	825 00	35 0	820 00	33 0	816 00	186 32
900	45 0	990 00	42 5	985 00	40 5	981 00	269 47

D1 DIAMETRO INTERIOR NOMINAL
 D2 DIAMETRO DE ASIENTO PARA ANILLO
 D3 DIAMETRO INTERMEDIO
 D9 DIAMETRO EXTERIOR
 T2 ESPESOR MINIMO
 T3 ESPESOR INTERMEDIO
 T9 ESPESOR MAXIMO

TABLA I-A DIMENSIONES DE TUBERIA DE FIBRO-CEMENTO

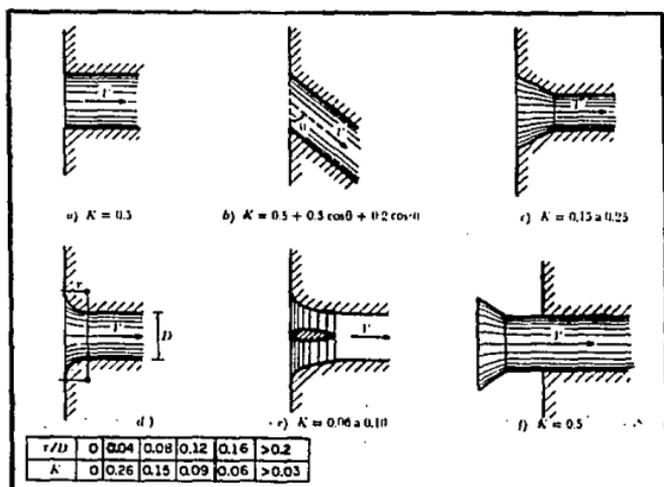


FIGURA 1.A COEFICIENTES DE PERDIDA POR ENTRADA PARA DIFERENTES FORMAS

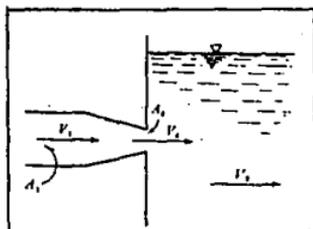


FIGURA 2.A PERDIDA POR SALIDA

$\frac{A_2}{A_1}$	K
0.1	0.83
0.2	0.84
0.3	0.85
0.4	0.87
0.5	0.88
0.6	0.90
0.7	0.92
0.8	0.94
0.9	0.965
1	1.0

TABLA 2-A COEFICIENTES DE PERDIDA POR SALIDA.

Medida Nominal mm.	Diámetro Exterior mm.	RD-26		RD-32.5		RD-41		RD-54	
		Espesor de Pared mm.	Diámetro Interior mm.	Espesor de Pared mm.	Diámetro Interior mm.	Espesor de Pared mm.	Diámetro Interior mm.	Espesor de Pared mm.	Diámetro Interior mm.
25	33.4	1.7	30.0	-	-	-	-	-	-
32	42.2	1.8	38.6	-	-	-	-	-	-
38	48.3	2.1	44.1	1.7	44.9	-	-	-	-
50	60.3	2.5	55.3	2.2	55.9	1.7	58.9	-	-
60	73.0	3.0	67.0	2.4	68.2	2.0	69.0	-	-
75	88.9	3.6	81.7	2.9	83.1	2.4	84.1	1.7	85.5
90	101.6	4.1	93.4	3.3	95.0	2.7	96.2	1.8	98.0
100	114.3	4.6	105.1	3.7	106.9	3.0	108.3	2.0	110.3
125	142.3	5.7	129.9	4.5	132.3	3.7	133.9	2.4	136.5
150	168.3	6.9	154.5	5.5	157.3	4.3	159.7	2.8	162.7
200	219.1	8.9	201.3	7.1	204.9	5.6	207.9	3.6	211.9
250	273.0	11.1	250.8	8.9	255.2	7.1	258.8	4.5	264.0
300	323.9	13.2	297.5	10.6	302.7	8.3	307.3	5.4	313.1

TABLA 3-A DIMENSIONES DE TUBERIA DE P.V.C. (REF.9).

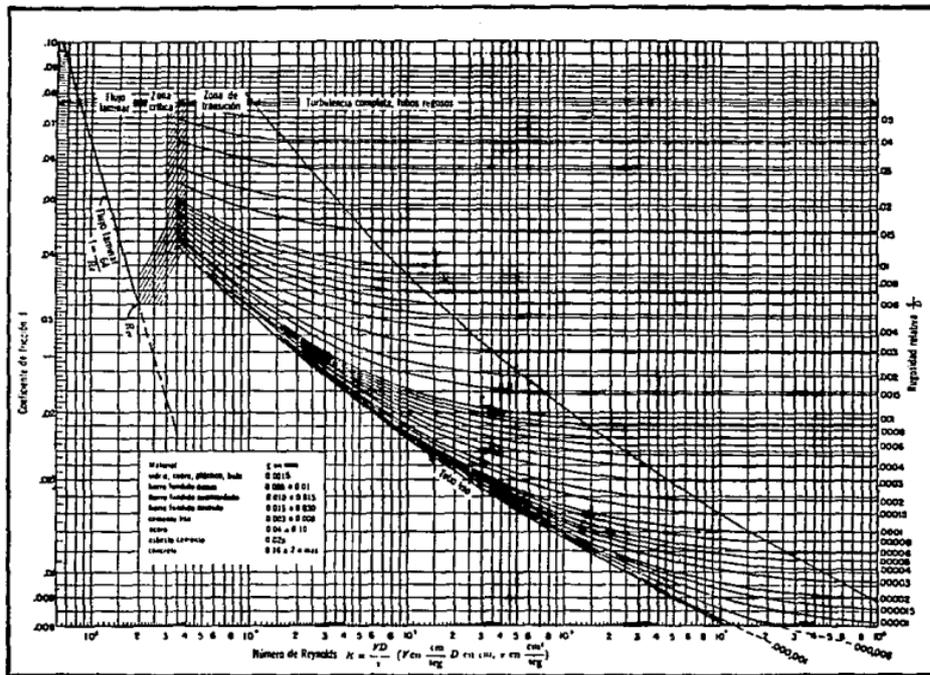


FIGURA 3.A COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA CUALQUIER TIPO Y TAMAÑO DE TUBO; DIAGRAMA UNIVERSAL DE MOODY

θ	4 a 5°	7°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	60°	75°	80°
K	0.060												
	0.005	0.16	0.16	0.18	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.30	0.32	0.34	0.35

TABLA 4-A COEFICIENTE DE PERDIDA POR REDUCCION GRADUAL DE ANGULO θ , SEGUN KISIELIEV. REF.C143

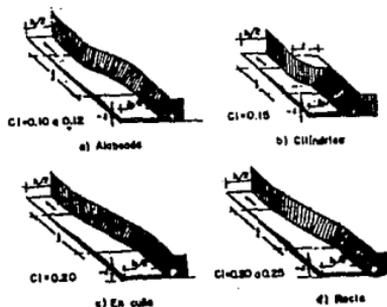
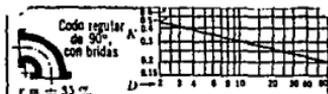
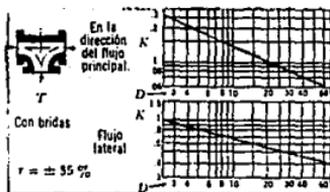


FIGURA 4-A TIPOS DE CONTRACCIONES EN CANALES Y COEFICIENTES DE PERDIDA REF.C231



NOTA: EL DIAMETRO D CORRESPONDE AL NOMINAL Y SE MIDE EN CENTIMETROS.

FIGURA 5-A COEFICIENTES DE PERDIDA PARA LOS CODOS. REF.[14]



NOTA: EL DIAMETRO D CORRESPONDE AL NOMINAL Y SE MIDE EN CENTIMETROS.

FIGURA 6-A COEFICIENTES DE PERDIDA PARA BIFURCACIONES. REF.[14]

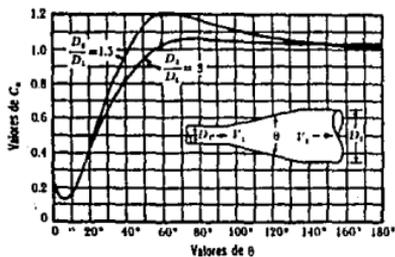


FIGURA 7-A COEFICIENTES DE PERDIDA PARA AMPLIACIONES GRADUALES. REF.[14]

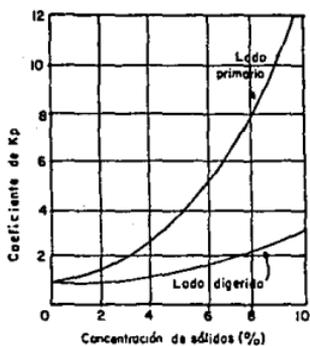


FIGURA 8-A COEFICIENTES K_p PARA LODOS REF.[15]

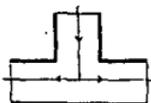


FIGURA 9-A PARA BIFURCACIONES DONDE EL FLUJO SE DIVIDE $K=1.0$ SEGUN "EISECKE and BLADGET - TEXAS COLLEGE."

REFERENCIAS.

- [1]. Alejandro Herrera Hdez; "Saneamiento del río Atoyac en el estado de Puebla", Memorias del VI congreso nacional de saneamiento ambiental. Queretaro, Gro. Agosto de 1988.
- [2]. Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática; "XI Censo nacional de población y vivienda, Puebla, resultados definitivos", INEGI. 1991.
- [3]. Secretaría de Gobernación y Gobierno del Estado de Puebla; "Municipios de Puebla", colección de la enciclopedia de los municipios de México. 1988.
- [4]. Metcalf and Eddy, Inc.; "Tratamiento y depuración de aguas residuales". edit. Labor. 1985.
- [5]. Harold E. Babbitt; "Alcantarillado y tratamiento de aguas negras" edit. Continental. 1962.
- [6]. "Normas Oficiales Mexicanas en materia de Protección Ambiental; NOM-PA-CCA-031-93, NOM-PA-CCA-032-93, NOM-PA-CCA-033-93. Diario oficial de la federación, 28 de junio de 1993.
- [7]. Gobierno Federal; "Ley general del equilibrio ecológico y la protección al ambiente". Diario Oficial de la Federación, 10. marzo de 1988.
- [8]. Gobierno constitucional del estado de Puebla; "Ley de protección al ambiente y al equilibrio ecológico del estado de Puebla". Periódico oficial del gobierno constitucional del estado de Puebla, 22 de noviembre de 1991.

- [9]. Ing. Enrique Cesar Valdez e Ing. Luis A. Gutiérrez Morales: "Abastecimiento de agua potable"; Div. de Ingeniería civil, topografía y geodesica, dpto. de ingeniería sanitaria, facultad de Ingeniería, UNAM.
- [10]. Ing. Jorge Luis Lara Gonzales; "Alcantarillado"; Div. de Ingeniería civil, topográfica y geodesica, depto. de Ingeniería sanitaria, facultad de Ingeniería, UNAM.
- [11]. Secretaría de Recursos Hidráulicos; "Estudio sobre sistemas económicos de tratamiento de aguas residuales adecuadas a las condiciones nacionales"; segunda etapa. 1975.
- [12]. WPCF: "Wastewater treatment plant design: a manual of practice MOP/8". Water Pollution Control Federation. 1977.
- [13]. Christopher R. Schulz y Daniel A. Okun; "Tratamiento de aguas residuales para países en desarrollo", edit. Limusa. 1990.
- [14]. Ing. Gilberto Sotelo Avila; "Hidráulica general"; edit. Limusa. 1990.
- [15]. Ing. Aurelio Hdez. Muñoz; "Depuración de aguas residuales". Madrid. 1990.
- [16]. Duncan Mara; "Sewage treatment in hot climates", John Wiley & Sons. 1980.
- [17]. I.H.Y. Tebutt; "Fundamentos de control de calidad del agua". edit. Limusa. 1990.
- [18]. R.S. Ramalho; "Tratamiento de aguas residuales", España. 1991.

- [19]. Secretaria de Acentamientos Humanos y Obras Públicas; "Normas técnicas para el proyecto de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales". 1981.
- [20]. Ing. Ildeu Duarte Filho; "Diseño de lagunas de estabilización", Centro de información científica y técnica de la universidad de la Habana, Cuba. 1972.
- [21]. N.J. Horan, John Wiley; "Biological wastewater treatment systems", 1990.
- [22]. Geo. Clifford White; "Handbook of chlorination", Van Nostrand Reinhold Company. 1972.
- [23]. Ing. Gilberto Sotelo Avila; "Apuntes de hidráulica II", div. de ingeniería civil, topográfica y geodésica, depto. de hidráulica, facultad de ingeniería. UNAM. 1989.
- [24]. Gordon Maskew Fair, John Charles Geyer, Daniel Alexander Okun; "Purificación de aguas y tratamiento y remoción de aguas residuales, volumen-2", edit. Limusa. 1971.
- [25]. H.W. Parker; "Wastewater systems engineering", Prentice-Hall, inc. 1975.
- [26]. Ing. Humberto Gardea Villegas "Aprovechamientos hidroeléctricos y de bombeo", div. de ingeniería civil, topográfica y geodésica, dpto. de hidráulica, facultad de ingeniería, UNAM. 1990.