

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**Facultad de Ingeniería Ambiental**



**“ Proyecto Integral de Alcantarillado y  
Tratamiento de Aguas Servidas para  
Ciudad Pachacutec - Ventanilla  
1ra Etapa ”**

**T E S I S**

**Para optar el Título Profesional de :  
INGENIERO SANITARIO**

**Javier Eduardo Pajares Rivera  
Jaime Kuok Tung Luy Foster**

**CIMA - PERU**

**1992**

A mis Padres, por su  
constante comprensión y  
apoyo.

Jaime

A mis Padres, porque  
de ellos heredé la  
perseverancia en conseguir  
mis metas.

Javier

Los tesistas desean hacer llegar su agradecimiento al Ing. Otto Cabrera, sin cuya valiosa ayuda no se hubiese desarrollado la presente tesis; al Ing. Pablo Paccha por su asesoría; a los Srs. Wilfredo Fernández y Hubert Peralta por su apoyo en los dibujos; a los Srs. José Moreno y Luis Pareja por su colaboración en las consultas realizadas en la biblioteca de la FIA; al Sr. Humberto Zevallos, gran amigo personal; y finalmente a todos aquellos que de alguna forma sirvieron de estímulo para concluir este trabajo.

## INDICE

	<b>RESUMEN</b> .....	XVI
<b>I</b>	<b>INTRODUCCION</b> .....	1
	1.1 Objeto del estudio.....	1
	1.2 Antecedentes del proyecto.....	2
<b>II</b>	<b>GENERALIDADES</b> .....	6
	2.1 Ubicación geográfica, límites y extensión.....	6
	2.2 Geología - Características físicas del terreno.....	10
	2.3 Clima.....	10
	2.4 Estudio de suelos.....	11
	2.5 Vías de comunicación.....	20
	2.6 Importancia.....	21
	2.7 Actividades a desarrollarse en el área del proyecto.....	22
<b>III</b>	<b>CARACTERISTICAS URBANAS DEL PROYECTO</b> .....	23
	3.1 Bases del diseño.....	23
	3.2 Zonificación.....	25
	3.3 Sectorización.....	28
	3.4 Uso del suelo y equipamiento.....	28
	3.5 Sistema vial.....	36
	3.6 Etapas de habilitación.....	36

3.7	Financiamiento de la habilitación.....	43
<b>IV</b>	<b>DEMANDA DE AGUA POTABLE.....</b>	<b>46</b>
4.1	Introducción.....	46
4.2	Objetivos del estudio.....	49
4.3	Documentos básicos.....	49
4.4	Criterios de diseño.....	50
<b>V</b>	<b>EL AGUA RESIDUAL.....</b>	<b>69</b>
5.1	Definición.....	69
5.2	Composición cuantitativa.....	70
5.3	Composición cualitativa.....	72
5.4	Aspectos de salud pública relacionados a las aguas residuales.....	93
<b>VI</b>	<b>SISTEMA DE ALCANTARILLADO.....</b>	<b>106</b>
6.1	Introducción.....	106
6.2	Objetivos del proyecto.....	107
6.3	Generalidades del diseño.....	108
6.4	Teorías de la hidráulica de canales relacionadas al dimensionamiento de colectores-Criterio de Tensión Tractiva y Velocidad Máxima de Flujo.....	113
6.5	Criterios de diseño.....	155
6.6	Planteamiento integral.....	164
6.7	Diseño del sistema de Interceptores y Emisores (1°Etapa).....	172
<b>VII</b>	<b>TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS.....</b>	<b>191</b>
7.1	Introducción.....	191
7.2	Objetivos.....	192

7.3	Ubicación de las zonas de tratamiento....	194
7.4	Alternativas de tratamiento de aguas servidas.....	197
7.5	Lagunas de estabilización.....	212
7.6	Diseño de lagunas de estabilización facultativas.....	318
<b>VIII OPERACION Y MANTENIMIENTO EN LAGUNAS</b>		
	<b>FACULTATIVAS.....</b>	<b>352</b>
8.1	Introducción.....	352
8.2	Personal necesario.....	354
8.3	Operación del sistema.....	355
8.4	Mantenimiento del sistema.....	379
8.5	Aspectos de salud pública y seguridad....	386
8.6	Instalaciones y equipamiento necesario...	389
8.7	Plan de mediciones y determinaciones....	393
<b>IX</b>	<b>REUSO DE LAS AGUAS SERVIDAS.....</b>	<b>398</b>
9.1	Introducción.....	398
9.2	Situación actual del reuso de desagües en agricultura en el Perú.....	401
9.3	Criterio de calidad del reuso de desagües.....	404
9.4	Otros aspectos de salud pública relacionados con el reuso de desagües.....	435
9.5	El reuso de desagües y la legislación peruana.....	437
9.6	Conceptos generales en agricultura.....	444
9.7	Principales métodos de riego con aguas	

	servidas.....	468
9.8	Criterios de selección de cultivos.....	472
9.9	Aplicación del reuso del desagüe en Ciudad Pachacútec.....	477
9.10	Posibilidades del reuso de desagües en acuicultura en Ciudad Pachacútec.....	484
<b>X</b>	<b>ESPECIFICACIONES TECNICAS DE EJECUCION DE OBRA.....</b>	<b>486</b>
10.1	Instalación de líneas de alcantarillado..	486
10.2	Obras de concreto.....	509
10.3	Obras metálicas.....	532
10.4	Construcción de lagunas de estabilización.....	537
<b>XI</b>	<b>METRADOS, COSTOS Y PRESUPUESTOS.....</b>	<b>548</b>
11.1	Red de Alcantarillado-1ra Etapa.....	549
11.2	Lagunas de estabilización-1ra Etapa.....	589
<b>XII</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>601</b>
	<b>ANEXO N°1.....</b>	<b>614</b>
	<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>615</b>



## RELACION DE CUADROS

- III-1 Cuadro de Sectorización General.
- III-2 Cuadro de Población-Superficie y cantidad total de lotes.
- III-3 Area total del terreno.
- III-4 Area total de diseño.
- IV-1 Zonas de presión.
- IV-2 Requerimientos totales de agua potable.
- IV-3 Cuadro de Sectorización (1°Etapa).
- IV-4 Cuadro resumen de demanda de agua potable por sectores (1°Etapa).
- IV-5 Cuadro resumen de demanda de agua potable por zonas de presión (1°Etapa).
- V-1 Cantidad de agua residual de origen doméstico producida por vivienda en diversos países.
- V-2 Composición de los desagües.
- V-3 Heces humanas sin orina, Orina humana.
- V-4 Sustancias que causan olores en los desagües, sus características y concentraciones máximas.
- V-5 Características usuales de los desagües domésticos.

- V-6 Características de las aguas residuales en algunas ciudades de Sudamérica.
- V-7 Organismos patógenos en aguas residuales.
- V-8 Características epidemiológicas de los agentes patógenos excretados clasificados según su forma de transmisión en el medio ambiente.
- V-9 Relación del agente patógeno con el huésped y posibles vías de transmisión de las infecciones relacionadas con excretas.
- VI-1 Valores de tensión tractiva a diferentes diámetros de tuberías (para tirantes de 0.20D).
- VI-2 Tabla de caudales y pendientes mínimas (SEDAPAL).
- VI-3 Tabla de caudales y pendientes mínimas (para tirantes de 0.20D).
- VI-4 Tensión tractiva para tubos parcialmente llenos admitiendo valores para tubo lleno.
- VI-5 Cuadro resumen de caudales de desagüe por Zonas de Drenaje.
- VI-6 Interceptores y caudales de desagüe por Zonas de Drenaje.
- VI-7 Cuadro resumen de caudales de desagüe por sectores (1°Etapa).
- VI-8 Caudales de desagüe en los interceptores A, B, C, D, E y Emisor #1 - Zona de Drenaje III - 1°Etapa.
- VI-9 Cálculos hidráulicos - Interceptor A.

- VI-10 Cálculos hidráulicos - Interceptor B.
- VI-11 Cálculos hidráulicos - Interceptor C (1ª Etapa).
- VI-12 Cálculos hidráulicos - Interceptor C (Etapa final).
- VI-13 Cálculos hidráulicos - Interceptor C (1ª Etapa).
- VI-14 Cálculos hidráulicos - Interceptor C (Etapa final).
- VI-15 Cálculos hidráulicos - Interceptor D (1ª Etapa).
- VI-16 Cálculos hidráulicos - Interceptor D (Etapa final).
- VI-17 Cálculos hidráulicos - Interceptor E (1ª Etapa).
- VI-18 Cálculos hidráulicos - Interceptor E (Etapa final).
- VI-19 Cálculos hidráulicos - Emisor #1 (1ª Etapa).
- VI-20 Cálculos hidráulicos - Emisor #1 (Etapa final).
- VII-1 Eficiencia del tratamiento en distintas unidades.
- VII-2 Eliminación prevista de microorganismos excretados en varios sistemas de tratamiento de aguas residuales.
- VII-3 Ventajas y desventajas de varios sistemas de tratamiento de desagües.
- VII-4 Costo estimado de construcción de sistemas de tratamiento de desagües.
- VII-5 Costo estimado de tratamiento de agua residual por persona.
- VII-6 Profundidades recomendadas para lagunas

- facultativas.
- VII-7 Areas superficiales y profundidades mínimas para lagunas (Estado de Sao Paulo).
- VII-8 Porcentajes de reducción acumulada de DBO<sub>5</sub> y coliformes para varios sistemas de lagunas.
- VII-9 Principales reacciones biológicas y exigencias ambientales en una laguna de estabilización.
- VII-10 Relación DBO<sub>total</sub>/DBO<sub>soluble</sub> para varias cargas.
- VIII-1 Ficha diaria de control operacional para lagunas facultativas.
- VIII-2 Parámetros a medirse en operación de rutina en lagunas de estabilización.
- VIII-3 Volumen para muestras y preservación.
- IX-1 Calificación sanitaria porcentual de productos agrícolas procedentes de mercados de Lima y Callao en dos periodos de muestreo según épocas estacionales.
- IX-2 Presencia de protozoarios y helmintos de interés sanitario en productos agrícolas de los mercados de Lima Metropolitana (Abril-Junio, 1987).
- IX-3 Directrices recomendadas sobre la calidad microbiológica de las aguas residuales empleadas en agricultura.
- IX-4 Supervivencia de bacterias de significación sanitaria en suelos de la Pampa de San Juan - 1969.
- IX-5 Coliformes fecales en los ríos.

- IX-6 Clasificación de los cursos de agua y de las zonas costeras del País - Límites bacteriológicos y de DBO.
- IX-7 Clasificación simplificada de las aguas de riego.
- IX-8 Concentraciones admisibles de diversos elementos y compuestos en agua para riego.
- IX-9 Componentes de interés en el tratamiento de agua residual y en riego con agua residual regenerada.
- IX-10 Incremento característicos de la concentración de diversas sustancias inorgánicas producido por la utilización del agua para uso doméstico.
- IX-11 Parámetros de importancia en irrigación encontrados en los desagües de varias ciudades.
- IX-12 Precios pagados por los agricultores en Marzo de 1991 por diferentes elementos nutritivos.
- IX-13 Tolerancia relativa de los cultivos agrícolas a la salinidad.
- IX-14 Tolerancia relativa al Boro de diversos cultivos agrícolas.

## RELACION DE FIGURAS

- II-1 Ubicación del Departamento de Lima.
- II-2 Ubicación de la Provincia de Lima.
- II-3 Ubicación del Area del Proyecto en Lima Metropolitana.
- IV-1 Esquema integral de abastecimiento de agua potable (1ra Etapa).
- IV-2 Esquema integral de abastecimiento de agua potable (1ra y 2da Etapa).
- VI-1 Corrosión en colectores de desagüe resultado de la generación de sulfatos.
- VI-2 Esquema de caudales previstos en 1ª Etapa y Etapa final - Interceptores A,B,C,D,E y Emisor #1.
- VII-1 Ecosistema en una laguna.
- VII-2 Esquemas de los procesos biológicos en una laguna facultativa.
- VII-3 Fases de la digestión anaerobia.
- VII-4 Algas de importancia en tratamiento de desagües.
- IX-1 Medidas de control para reducir riesgos sanitarios para el reuso de agua.
- IX-2 Producción de Maíz en función al aporte de

Nitrógeno (California 1976).

- IX-3 Rendimientos obtenidos en riegos con efluentes de lagunas de estabilización secundaria y aguas blancas (Tacna).
- IX-4 Clasificación de los suelos según su textura.
- X-1 Especificaciones técnicas de relleno.
- X-2 Cama de apoyo para tuberías.
- X-3 Detalle de canaletas y armadura de techo para buzones.
- X-4 Buzón tipo I (para diámetros de hasta 600 mm), según diseño de SEDAPAL.
- X-5 Buzón tipo I con diseño de caída especial.
- X-6 Buzón tipo I con diseño de caída especial.
- X-7 Prueba de nivelación.
- X-8 Instalación de tubería de CSN para desagüe - prueba de filtración.

## RESUMEN

La presente tesis trata acerca del Proyecto de la Red de Alcantarillado y Planta de Tratamiento de Aguas Servidas para Ciudad Pachacútec en su Primera Etapa de habilitación urbana, la que se encuentra incluida dentro de un esquema integral.

Proyectar esta Ciudad, planificada previamente a su poblamiento, nos permite innovar en los diseños y aplicar la experiencia acumulada de la solución de los problemas debidos al desordenado crecimiento de las ciudades del País, a fin de brindar los servicios indispensables a sus futuros habitantes.

Se ha dado especial énfasis a los aspectos sanitarios involucrados en el diseño de las redes colectoras y la depuración de los desagües, buscando las soluciones más óptimas sin descuidar el objetivo principal: la prevención de la salud.

Se presentan justificaciones técnicas tendientes a la revisión y modificación de los actuales parámetros de diseño en el campo del alcantarillado, para permitir la reducción del costo de las obras y beneficiar de ese modo a una mayor población, aumentando las coberturas de servicio hasta alcanzar niveles adecuados.

Por otro lado, se discuten las posibilidades del reuso de los efluentes tratados, encuadrando a esta actividad dentro de una visión permanentemente interesada en la salud pública.

Se sugiere, finalmente, una revisión de la actual reglamentación nacional en lo que se refiere al reuso de los efluentes tratados para fines agrícolas, de acuerdo a recientes directrices emitidas por la OMS.



## CAPITULO I

### INTRODUCCION

#### 1.1 OBJETO DEL ESTUDIO

El objeto del presente estudio es el proponer la solución integral, en base a los parámetros que en capítulos posteriores se detallan, de la evacuación y tratamiento final de las aguas servidas del Proyecto Especial Ciudad Pachacútec, en su Primera Etapa.

Para este efecto, se pretende el diseño que proporcione la alternativa más económica, eficiente y sanitariamente adecuada , tratando en lo posible de

aprovechar las características topográficas de la zona y el uso de sistemas apropiados de recolección y tratamiento de desagües.

Por ello se proponen ciertas consideraciones de diseño que no necesariamente se ajustan a las normas vigentes del País. Cada uno de estos criterios está ampliamente sustentado a lo largo del desarrollo de la presente tesis, poniendo especial énfasis en nuestras condiciones particulares.

Finalmente, se discuten las ventajas del reuso de los desagües tratados para su aprovechamiento en la agricultura, evaluando los aspectos sanitarios que en esta actividad se han de tener en cuenta, y sugiriendo las alternativas de cultivos cuyos consumos ocasionen menores riesgos a la salud humana.

## 1.2 ANTECEDENTES DEL PROYECTO

El Proyecto "Ciudad Pachacútec", a desarrollarse en el Distrito de Ventanilla, incorporará 2,791 Has. aproximadamente al crecimiento y desarrollo urbano de Lima Metropolitana.

El terreno fue identificado como terreno eriazó por la Dirección General de Catastro Rural del Ministerio de Agricultura y designado como área de expansión urbana con fines de vivienda.

Por Decreto Supremo No 010-88-VC se incorporó al Plan

Nacional de Vivienda el Proyecto Especial con el mismo nombre, creado simultáneamente, para ejecutar la totalidad de los estudios y obras en diferentes etapas siendo éstas:

a) Estudio de Pre-Factibilidad de la Ciudad:

En 1988 el INADUR recibió el encargo del Ministerio de Vivienda y Construcción de estudiar a nivel de prefactibilidad el proyecto, mediante la Resolución Ministerial N° 065-88-VC-1200.

El estudio del INADUR consideró la factibilidad de un asentamiento en el área del Distrito de Ventanilla destinado a aproximadamente a 250,000 habitantes; éste plantea criterios de diseño y conceptualiza la realización de la Ciudad. Plantea la estructura y localización de la ciudad en cuanto a:

- Organización espacial (sectorización).
- Zonificación.
- Sistema vial.
- Equipamiento.
- Tipología de habitación de vivienda.
- Estudio preliminar de suelos.
- Estudio de prefactibilidad de servicios.

El anteproyecto consideró 26,618 lotes de vivienda para 263,985 hab., con densidades promedio de 286 hab./Ha. bruta y de 629 hab./Ha. neta.

Según este estudio, el proyecto se habría de realizar en 6 etapas :

- 1<sup>ra</sup> De campamentos.
- 2<sup>da</sup> De inicio del asentamiento.
- 3<sup>ra</sup> De habilitación progresiva.
- 4<sup>ta</sup> De expansión.
- 5<sup>ta</sup> De consolidación.
- 6<sup>ta</sup> De integración.

Actuando en tres frentes:

- Habilitación Urbana.
- Organización poblacional.
- Asentamiento de familias y actividades.

Para la Segunda Etapa (de inicio del asentamiento), a fin de atender las necesidades de 20,000 habitantes (4,000 familias), es imprescindible contar con el abastecimiento asegurado de agua, debiendo para lo siguiente ejecutarse obras de recarga y regulación en el valle del Chillón.

Paralelamente, INADUR encargó a la compañía

MICHELENA, REPETTO y Asociados, realizar un Estudio Preliminar de Mecánica de Suelos. Otra gestión a su cargo fue de la obtención de prefactibilidad de servicios de Agua Potable, Alcantarillado y Energía Eléctrica para el área urbana del Proyecto.

- b) Elaboración del Anteproyecto General de Habilitación Urbana de la Ciudad.
- c) Elaboración del Proyecto Integral de Urbanismo, Arquitectura e Ingeniería (por etapas).
- d) La ejecución por etapas de las obras de Infraestructura Básica y Habilitación Urbana y edificación de viviendas y equipamiento.

El estudio de prefactibilidad mencionado ha servido de base para la elaboración por parte del Proyecto Especial "Ciudad Pachacútec", del Proyecto General de Habilitación de la ciudad, actualmente en su fase final de formulación.

Sin embargo, la necesidad de iniciar las obras en el más breve plazo, ha llevado a desarrollar en paralelo el Proyecto Integral de las Obras Básicas de la Ciudad, así como el proyecto de las primeras etapas de habilitación urbana.

El terreno materia del Proyecto fue inscrito en los reglamentos de propiedad de inmuebles a favor del Estado, en razón de la Resolución No 367-88-VC-5600, emitida por el Ministerio de Vivienda y Construcción.

**CAPITULO II**  
**GENERALIDADES**

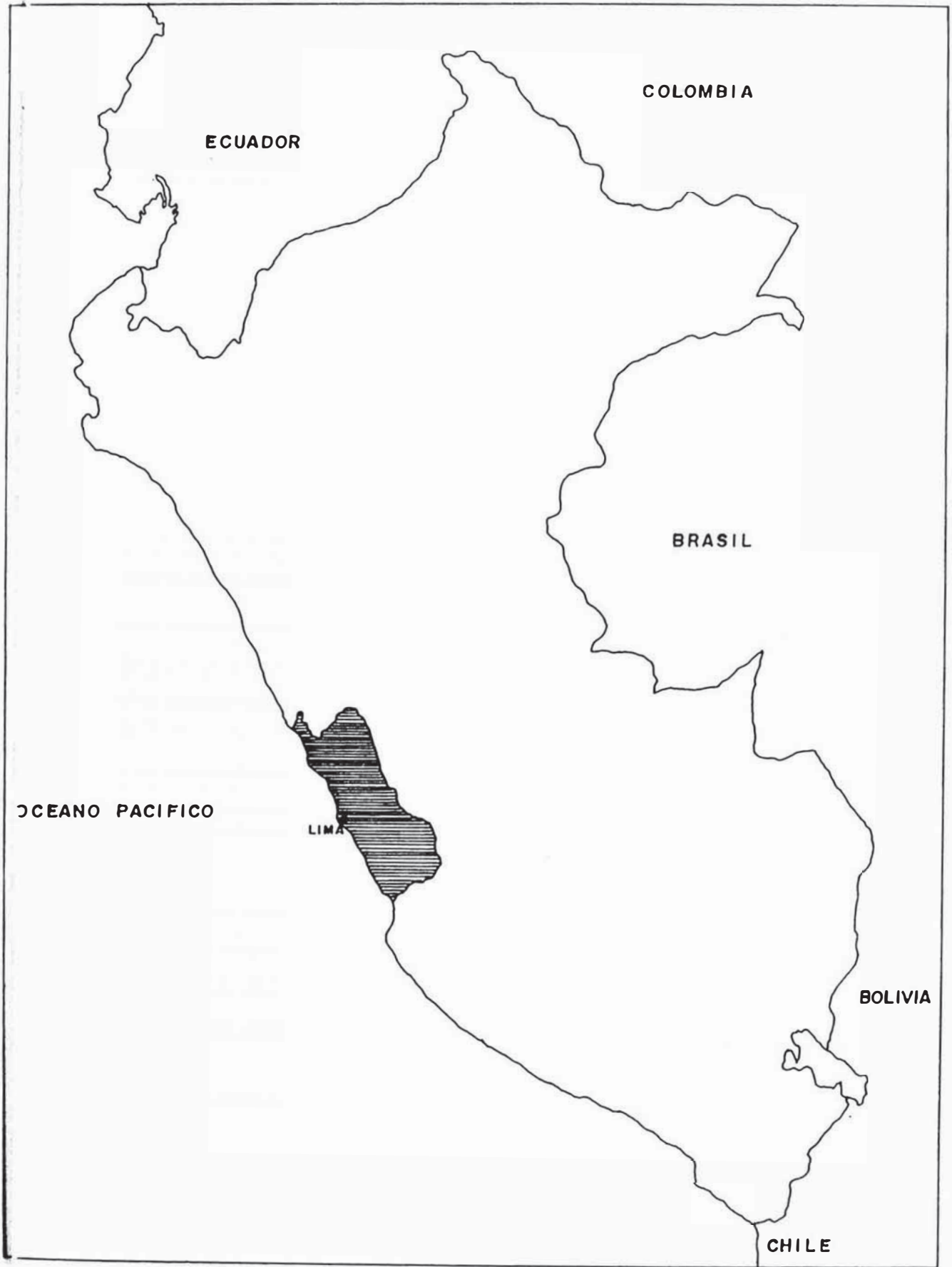
**2.1 UBICACION GEOGRAFICA, LIMITES Y EXTENSION**

El terreno que involucra el Proyecto se encuentra ubicado sobre la ladera Oeste del denominado Cerro Grande, al Norte del balneario de Ventanilla y al Sur de las faldas de los Cerros Orara y Piedras Gordas.

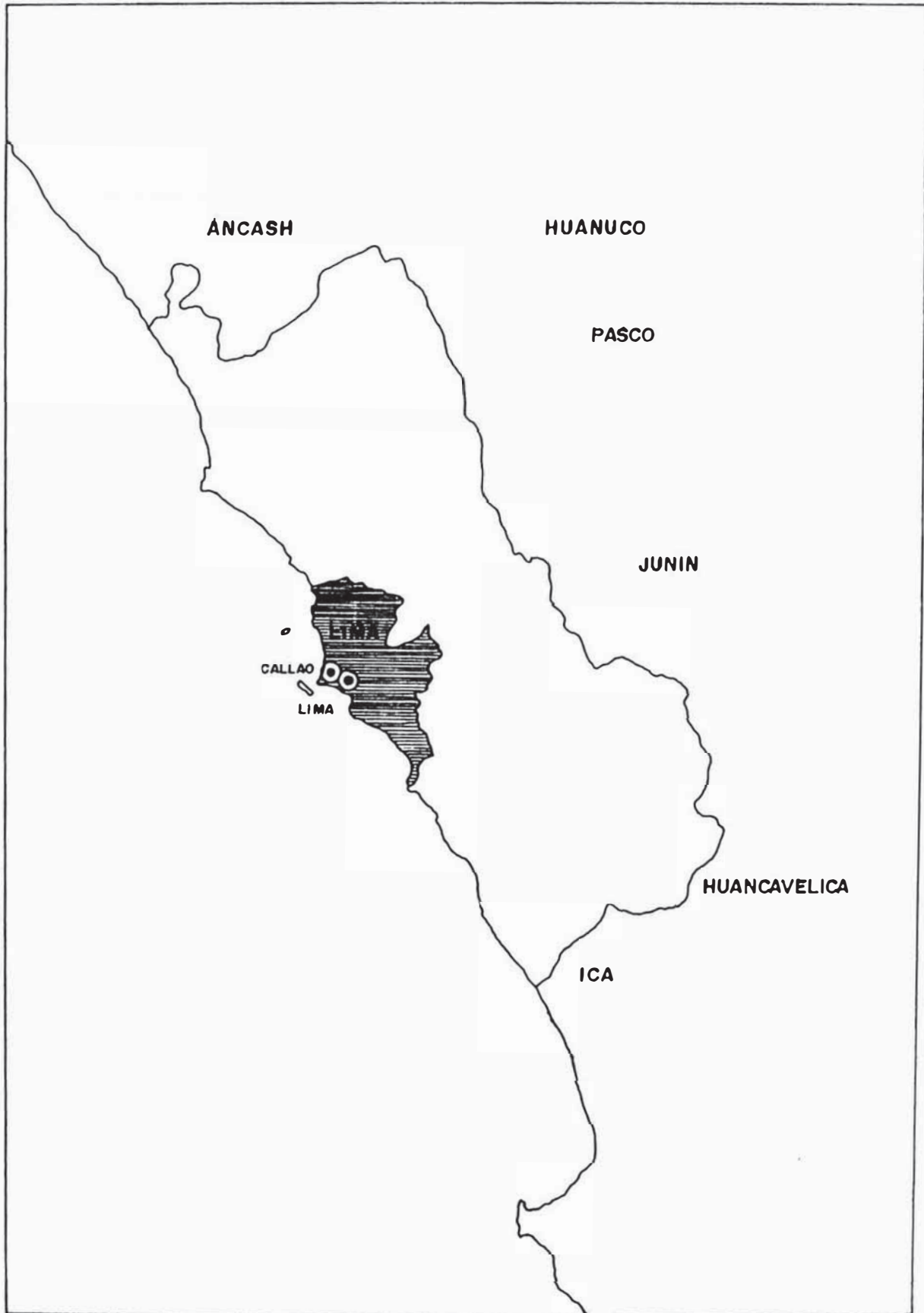
Sus límites son: al Noreste por el tramo de la carretera Panamericana Norte (desde su empalme con la carretera a Ventanilla , cruce del Zapallal, hasta 5 Km. al Norte), al Sureste con la carretera que une la

FIG. II - 1

UBICACION DEL DEPARTAMENTO DE LIMA



# UBICACION DE LA PROVINCIA DE LIMA





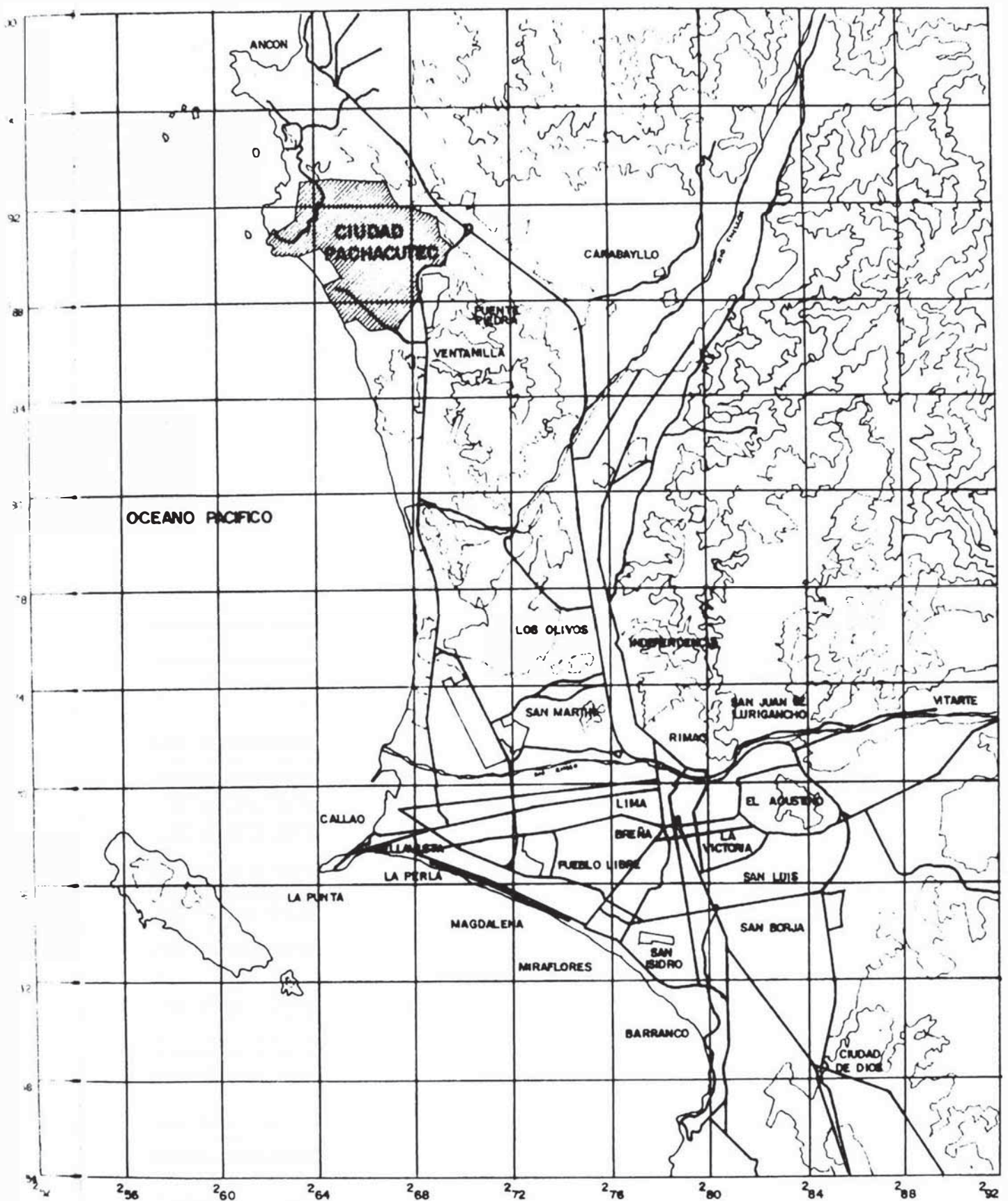


FIG. II - 3

UBICACION DEL AREA DEL PROYECTO EN  
LIMA METROPOLITANA

Panamericana Norte con la localidad de Ventanilla (aproximadamente 4 Km.) , por el Oeste con el Océano Pacífico y al Norte con el Cerro El Pato, Piedras Gordas y Orara.

Su extensión es de 2,791 Has., con un área de habilitación urbana de 1,331 Has., de forma irregular, a habilitar en zonas de topografía y factibilidad de servicios adecuados.

## **2.2 GEOLOGIA-CARACTERISTICAS FISICAS DEL TERRENO**

El área del Proyecto se ubica en terrenos que van desde la cota 50 m. hasta la 300 m. sobre el nivel del mar, en una planicie de pie de monte que se ubica entre las llanuras marinas y las colinas altas de los cerros Grande, Orara y Piedras Gordas. Esta planicie presenta una topografía variable con pendientes que van desde 8% al 25%, con suelos arenosos de origen eólico en su mayoría .

En el extremo Oeste, sobre las faldas del Cerro El Pato, el suelo presenta mayor consolidación y dureza, y en los límites con el mar los acantilados de roca del Cerro El Pato , la Playa Playuela y otra más pequeña.

## **2.3 CLIMA**

La zona está sometida a la acción de condiciones

microclimáticas tipificadas por ser semiárida bañada por brisas marinas con nubosidad permanente durante el invierno y elevada humedad durante todos los meses del año. Los vientos, de variada intensidad, aunque predominantemente moderados, tienen una orientación predominante N25E; y en cuanto a las precipitaciones, sólo se presentan garúas invernales cuando la saturación y humedad relativa ha llegado a su máximo. Las características climatológicas de la zona son semejantes a la de Lima, por lo que las temperaturas oscilan entre 14 °C en invierno y 28 °C en verano.

#### **2.4 ESTUDIO DE SUELOS**

Con fecha 15-3-88 se firmó el contrato entre INADUR y Michelena, Repetto y Asociados S.A. para el estudio preliminar de mecánica de suelos de 1300 Has de extensión en la zona de Ventanilla, el mismo que comprendería:

- Investigaciones de campo, considerando 15 sondeos a 5m. de profundidad y 35 sondeos a 3m.
- Registro de perfil estratigráfico de cada uno de los sondeos.
- Ensayos del laboratorio.
- Informe Final.

De este último acápite, hemos extraído las conclusiones a la que llegó la firma antes mencionada, las cuales serán tomadas en consideración de manera

general, para los fines del presente Proyecto.

a) Suelos del área

De acuerdo a las investigaciones realizadas, el íntegro del área está comprendida por suelos arenosos, constituidos principalmente por arenas limpias y en algunos lugares con un contenido de finos que le da una pequeña cohesión.

El origen de los suelos es principalmente eólico, sin embargo, en algunos lugares se han encontrado suelos arenosos de origen marino que están en proceso de erosión por el viento.

Los suelos de origen eólico, en todos los casos investigados, se encuentran sueltos por lo menos hasta 1m. de profundidad y en algunos casos hasta 1.50m. por debajo de la profundidad indicada; la arena se encuentra de medianamente densa a densa y en condiciones de soportar estructuras convencionales.

En uno sólo de los sondeos ejecutados se ha encontrado sorpresivamente roca maciza a 3m. de profundidad, a pesar de que el área en la que se efectuó el sondeo es relativamente plana y no se encuentra cercano a ningún afloramiento. Este hallazgo deberá influenciar en la programación del estudio de suelos definitivo dado que una profundidad tan cercana de la roca puede

originar costos sorpresivamente altos en el movimiento de tierras, excavación de zanjas e incluso en la colocación de postes de iluminación.

**b) Topografía del área**

En líneas generales la topografía del terreno es muy ondulada y para un anteproyecto a un nivel mayor del que se prepara, habrá de ser necesario un levantamiento preciso, probablemente haciendo uso de procedimientos modernos para la restitución aerofotogramétrica. Igualmente, cuando se estudien alternativas de menor costo para el desarrollo urbano, el estudio de las mismas no podrá ser ejecutado con rapidez si no se cuenta con sistemas computarizados en las cuestiones topográficas.

Una cuestión en la que deberá tomarse especial cuidado es la concerniente a los límites utilizables del terreno, debido a que en algunos casos éstos estarán limitados por acantilados que requieren de medidas de seguridad para evitar accidentes de vehículos y personales. En otros casos el límite de utilización estará dado por elevaciones abruptas inutilizables para fines urbanistas; sin embargo deberá buscárseles alguna finalidad con el fin de

evitar asentamientos humanos informales.

**c) Materiales de construcción**

En la zona se ha encontrado canteras diversas y abundantes, sobre todo para los siguientes materiales de construcción :

- Arena eólica con bajo contenido de sales.
- Roca maciza de buena calidad que da origen a piedras de gran tamaño.
- Roca fracturada, que al ser sometida a voladura dará origen a diversos tamaños, desde rocalla con tamaño cercano a la grava hasta piedras de  $1/2 \text{ m}^3$  de volumen; este material puede ser utilizado para la formación de pircas.
- No se han detectado en las profundidades investigadas material que puede ser utilizado como afirmado.

**d) Cortes y Rellenos**

Una recomendación importante será la relativa a la que se debe procurar que el diseño urbanístico considere el menor movimiento de tierra posible, especialmente los cortes, dado que el material es arenoso y todo corte tenderá a erosionar si no es debidamente protegido .

Cuando sea inevitable el realizar un corte,

deberá dársele a la pendiente cortada una inclinación no mayor de  $30^\circ$ . El terreno así expuesto por el corte deberá ser protegido con pircas de piedras para evitar su erosión por el viento. Deberá preverse, además, que en las inmediaciones del borde superior del corte se establezca una área de seguridad con un ancho igual a la altura del corte y que tendrá como finalidad evitar poner en peligro la estabilidad del talud. En esta área de seguridad no deberán colocarse pistas, ni veredas y menos aún construcciones.

Los rellenos que se requieran podrán ser ejecutados con el material existente en la zona, pero los taludes de los rellenos deberán ser tratados de manera similar a los antes descritos para los taludes de los cortes.

**e) Condiciones de cimentación**

Las condiciones de cimentación del área son de regulares a buenas, siempre y cuando la profundidad de cimentación alcance y atraviese la arena suelta antes citada, hasta llegar a la arena medianamente densa. La capacidad de carga a partir de un metro de profundidad se puede clasificar como mediana, variando según la zona entre 1 y 2 Kg/cm<sup>2</sup>. La profundidad promedio que

deberá ser utilizada para el diseño deberá fijarse a partir de un programa de investigación definitivo.

Para la cimentación de estructuras construídas con los sistemas modernos denominados MECANOS y ALBANILERIA ARMADA, deberá procurarse ubicar estas estructuras fuera de la zonas de arena suelta, dado que la cimentación de estas obras suelen ser losas armadas superficiales.

f) **Recomendaciones Adicionales**

***Problemas Ingenieriles del Diseño y Construcción.***

Una obra de esta magnitud, con estas condiciones de suelos y de topografía, no tiene precedentes en diseño y construcción en nuestro País. Por esta razón podría suceder que, por falta de experiencia, se cometan algunos errores en cualquiera de la fases del diseño y construcción, si es que no se reúne al suficiente número de profesionales capacitados que puedan tomar decisiones en forma corporativa y sobre la base de discusiones técnicas previas. Es el caso que el área presenta concentraciones importantes de sales, incluyendo sulfatos y cloruros solubles, los cuales se presentan dentro del terreno en forma errática y en cantidades muy variables. En algunas zonas el



contenido de éstas es bajo y no afectará ni al concreto ni a los elementos metálicos; sin embargo en otras partes, el contenido de sales es tan elevado que además de ser altamente agresivas al concreto y elementos metálicos, podrán afectar la resistencia del subsuelo al humedecerse por cualquier motivo. Como la zonificación del terreno según contenidos de sales se presenta dificultosa, por los costos que demandaría realizar estudios de suelos específicos de agresividad de sales en la gran extensión del Proyecto, será recomendable considerar las condiciones más desfavorables, ya que no se puede arriesgar a que fallen estructuras de concreto y edificaciones, aunque éstas representen un porcentaje bajo del total. Teniendo en cuenta lo mencionado se recomienda utilizar cementos especiales resistentes a los sulfatos (tipos II,V ó Atlas puzolánico tipo IPM) en todas las estructuras y elementos de concreto que estén en contacto con el subsuelo, para contrarrestar el ataque de los sulfatos solubles. Asimismo, todos los elementos metálicos en contacto con el suelo, se deben recubrir con emulsiones asfálticas, pinturas especiales u otros similares, para evitar el ataque de los cloruros solubles.

Los items que siguen ilustran algunos de los puntos que se prevee puedan ser problemas a resolver en el diseño y construcción.

### *Diseño y Construcción de Servicios de Agua y Desagüe.*

En primer lugar podría presentarse problemas con las excavaciones de zanjas, porque hemos observado en el campo que en las arenas sueltas no se es posible la excavación de zanjas de la manera convencional, ya que en las arenas medianamente densas a densas las zanjas expuestas se derrumban rápidamente con la exposición al sol y a las vibraciones que causa el paso de los vehículos.

Otro problema es el hecho de que las cargas hidráulicas que ocasionan los desniveles topográficos, pueden someter a las tuberías de agua y desagüe a esfuerzos inusuales, por lo que las especificaciones del proyecto deberán tener en cuenta este hecho.

Se debe advertir que en este tipo de materiales arenosos, la rotura de una tubería de agua de presión de por ejemplo 4" a 6" de diámetro, ubicada en pendiente, puede reducir a escombros en contadas horas un sector importante de zona urbanizada y reemplazarla por una quebrada

producida por la erosión del agua.

Además, lo explicado en el ítem anterior indica la necesidad de emplear tuberías y estructuras de concreto usando cementos resistentes a la acción de los sulfatos. De no poderse fabricar los tubos con estos cementos especiales, éstos deberán recubrirse con emulsión asfáltica o pinturas impermeables, de forma tal que se evite el contacto directo con el suelo; adicionalmente se prepararán camas de arena limpia de sales, recubriendo el perímetro de las tuberías en un ancho mínimo de 15 cm.

#### **Riego de Jardines y Arborización.**

El suelo es suavemente permeable y no podrá ser posible utilizar los sistemas convencionales de riego por gravedad, sin correrse el riesgo de que ocurran accidentes con el agua de riego con similares efectos a los causados en el ejemplo anteriormente dado para la tubería de agua.

#### **Programación de Obra.**

Finalmente, se recomienda estudiar el orden que se va a seguir para el diseño y construcción por etapas de las obras previstas, tomando en cuenta la influencia del costo de las primeras etapas en las construcciones.

## 2.5 VÍAS DE COMUNICACION

La accesibilidad al terreno se logra aprovechando las vías existentes tales como la carretera Panamericana Norte, Carretera a Ventanilla y vías de ingreso al Balneario de Ventanilla, Santa Rosa y el Complejo Recreacional Playa Hondable. A partir de estos accesos, aprovechando las mejores condiciones topográficas, se plantea el ingreso a la zona del Proyecto.

El acceso "A" se logra ingresando desde la playa, en un punto coincidente con la parte central del terreno y desde el cual se dan las menores pendientes (6% a 10%).

El acceso "B" comienza desde un punto de la vía de ingreso al Balneario de Ventanilla para llegar al área industrial de explotación minera no metálica.

El acceso "C" se logra partiendo desde la Carretera Ventanilla a 700 mts. del intercambio del Zapallal, cuyo desarrollo permite llegar a la cota 200 metros sobre el nivel de mar .

El acceso "D" se inicia desde la Carretera Panamericana Norte a través de la prolongación de las vías existentes del asentamiento poblacional "Villa los Reyes".

El acceso "E" se inicia desde la Carretera Panamericana Norte para llegar hasta el abra formada por los Cerros Orara y Grande en la cota 250 metros sobre el nivel del mar.

## 2.6 IMPORTANCIA

Es necesario relevar que, la importancia principal de la construcción y desarrollo de la Ciudad Pachacútec, es la consecuencia lógica de las actividades propias de un asentamiento de este tipo. En base a los objetivos que se persiguen, se pretende que la Ciudad sea autónoma en su abastecimiento y actividades, para permitir que su población se beneficie con ello. Se busca, simultáneamente, que provoque el descongestionamiento de Lima Metropolitana, en el comercio, educación, trabajo y servicios esenciales para los ciudadanos.

Es también la oportunidad para la aplicación de nuevos conceptos en lo que se refiere a la Ingeniería Sanitaria, tomando como punto de partida las experiencias en anteriores habilitaciones, modificando los parámetros tradicionalmente aceptados y aplicados bajo normas de SEDAPAL, que en la mayor parte de los casos derivan en sobredimensionamiento y altos costos de construcción. La esencia de la vivienda social para una población de una clase media baja a baja, obliga a los proyectistas a romper con los esquemas anticuados y buscar aquellos que permitan optimizar los diseños, en los aspectos técnicos y económicos.

## 2.7 ACTIVIDADES A DESARROLLARSE EN EL AREA DEL PROYECTO

Las actividades a desarrollarse en la Ciudad serán:

- Vivienda (residencial, comercial e industrial).
- Comercio.
- Industria ( de pequeña y mediana industria).
- Recreación.
- Servicios (de salud, administrativos, etc).
- Educación (niveles primarios, secundarios y superior).
- Trabajo.
- Actividades culturales.

## CAPITULO III

### CARACTERISTICAS URBANAS DEL PROYECTO

#### 3.1 BASES DEL DISEÑO

Como se mencionó en el capítulo anterior, el Proyecto Especial tuvo como base un anteproyecto elaborado por INADUR, en el cual se plasmaron los conceptos que se vienen desarrollando actualmente. En este estudio, que consideró factible la habilitación de cerca de 27,000 lotes para 260,000 habitantes, se trabajó en función de una idea muy generalizada del asentamiento, por lo que en el manejo del Proyecto definitivo de la Ciudad, se hace

imposible cumplir con estas tan ambiciosas metas.

Las características topográficas y la concepción urbana establecida, han dispuesto que se defina de forma concreta, la habilitación de 23,239 lotes para una población estimada de 156,390 habitantes (tomando como base una composición familiar de 5 personas por hogar).

Los criterios de diseño que se han empleado para hacer de Ciudad Pachacútec un elemento de unidad urbana son los siguientes:

- Adaptación del trazado urbano a la fisiografía del terreno a fin de obtener bajos costos de habilitación.
- Flexibilidad de la zonificación a fin de permitir la adaptación y posteriores ajustes para lograr la integración y complementariedad de las actividades económicas y ofrecer una mayor gama de alternativas de uso del suelo al poblador.
- Manejar los recursos para la dotación de la infraestructura básica tanto para la habilitación residencial como para la productiva (industrial) en forma paralela y equilibrada, que permita un desarrollo progresivo, económico y social de la población.
- Construcción de la infraestructura básica y un centro urbano que operen como elementos polarizadores y articuladores del crecimiento



urbano.

### 3.2 ZONIFICACION

Dadas las características de la ubicación del terreno, su topografía, calidad del suelo, posibilidad de accesibilidad, conexión e integración con el resto de la ciudad de Lima y el aprovechamiento de sus recursos potenciales, se estructuró la zonificación del uso del suelo del nuevo asentamiento, teniendo en cuenta estas consideraciones de tal forma que las áreas destinadas al desarrollo de actividades económicas se localizan y ubican estratégicamente en el territorio, según su especialidad:

- a) La actividad pesquera, ubicada a lo largo del litoral desde los acantilados al Norte de la Playa Ventanilla hasta los límites del acceso "A" (ingreso principal del asentamiento).
- b) La actividad de producción pecuaria localizada sobre la cota 250 m. sobre el nivel del mar, y en las faldas del Cerro Orara, que permite el acceso a través de la vía "E" hacia la Panamericana Norte.  
  
Su localización permitiría la expansión del área de esta actividad sobre la cota 300 en la falda del cerro, si la demanda futura así lo exigiera.
- c) La pequeña y mediana industria se localiza sobre

las faldas del Cerro Grande bajo la cota 250m. sobre el nivel del mar y en una ubicación que permite relacionarse en un extremo con el área pecuaria y en el otro con el área de servicios al parque automotor, el área de almacenamiento y distribución de bienes de consumo. En sus extremos queda servida por las vías de ingreso C, D y E. Esta área especializada no implica que toda actividad queda circunscrita a ella, puesto que a lo largo de vías estratégicas y en lugares vecinos a las áreas residenciales se localizan lotes para la pequeña industria y desarrollo de actividades industriales elementales a nivel familiar.

- d) El área de Extracción Minera no metálica se localiza al extremo sur del asentamiento habilitado por la vía "B"; esta área de explotación queda bordeada en uno de los extremos por lotes que permiten desarrollar actividades conexas a esta explotación y la industria de la construcción.
- e) El área residencial se extiende alrededor de una parte central del terreno asignado en unidades residenciales cuya lotización se adecúa a las condiciones topográficas del terreno.
- f) El área destinada al Centro Comercial Administrativo y de Gobierno del asentamiento se

ubica en la parte central del terreno y que estratégicamente permite una integración espacial con las actividades económicas.

- g) El área de almacenamiento y comercialización de productos alimenticios, así como el área de servicios del parque automotor y terminales terrestres, se ubica al extremo sureste con acceso directo de las vías "B" y "C" y queda conectada al área de la pequeña y mediana industria, pecuaria, metal-mecánica, extractiva.
- h) El área destinada al Hospital General se ubica en una zona que pueda atender tanto a la población de la ciudad como a la población del Cono Norte.
- i) El área para el Cementerio se localiza de tal forma que sirva al nuevo asentamiento y al resto de la población del distrito de Ventanilla.
- j) El área de recreación se localiza en el área ribereña como expansión del balneario actual de Ventanilla. Tanto esta área como el área destinada al Parque Zonal están destinadas a servir a la nueva Ciudad como a la población del Cono Norte. La ubicación del Parque Zonal tiene también como función servir de barrera de protección de los vientos dominantes.

### **3.3 SECTORIZACION**

La Ciudad Pachacútec es parte de un distrito de planeamiento que se ha dividido en 12 "sectores", cada uno de las cuales está formado por dos ó más "barrios", los mismos que están sub-divididos en "grupos residenciales", identificados según el cuadro III-1.

Los grupos residenciales tienen lotes destinados a usos de vivienda, comercio y pequeños talleres, obteniéndose una densidad bruta de 188 habitantes por hectárea (excluyéndose para el cálculo de ésta última, las áreas del equipamiento distrital a nivel de todo el asentamiento).

### **3.4 USO DEL SUELO Y EQUIPAMIENTO**

#### **a) Uso Residencial**

El grupo residencial diseñado comprende un conjunto de manzanas que alberga a una población promedio de 2000 habitantes, correspondiendo a 400 familias, en una superficie aproximada de 11 has., obteniéndose una densidad bruta de 188 hab./ha.

Dicha población se distribuye en lotes de dimensiones variables según categoría de usos (unifamiliares, bifamiliares, y multifamiliares). Así se tiene el R4 unifamiliar localizado

CUADRO III - 1

CUADRO DE SECTORIZACION GENERAL						
SECTOR	BARRIO	GRUPO RESIDENCIAL	POBLACION Hub.	SUPERFICIE TOTAL Hus.	DENSIDAD BRUTA Hub./Hus.	No TOTAL DE LOTES
A	I II III	5,6,7,8 1,2,3,4,5,6 1,2,3,4	23,875	112.14	215	3,382
B	IV	1,2,3,4	4,550	38.36	120	996
C	VI VII	1a,1b,2,3,4,5 1,2,3,4,5	21,890	92.87	235	2,990
D	VIII IX	1,2,3,4 1,2,3,4,5	13,245	70.75	190	1,867
E	X XI	1,2,3,4 1,2,3a,3b,4	20,390	81.62	250	2,205
F	XII XIII	1,2,3,4,5,6,7 1,2,3,4,5	19,760	111.45	180	2,915
G	XIV XV	1,2,3,4 1,2,3,4,5	16,405	84.31	195	2,317
H	XVI XVII	1a,1b,2,3,4 1,2	9,295	57.90	160	1,670
I	XVIII	1,2	2,525	19.20	130	425
J	XX XXI	1,2,3,4,5,6 2,3	13,475	59.41	225	1,976
K	XXII	1,2,3,4	2,345	32.19	70	582
L	XXV XXVI	1,2,3 1a,1b,2a,2b,5	8,635	67.75	130	1,669
12	22	97	156,390	827.95	188	22,994
AREA LIBRE				119.72		-
EQUIP. DISTRIT. Y SECTORIAL				20.37		171
ZONA INDUSTRIAL				16.00		51
OTROS USOS				178.93		6
EQUIPAMIENTO PERIFERICO				9.66		17
AREA RECREACIONAL				158.31		-
TOTALES				1,330.94		23,239

Fuente: Ref.57

predominantemente hacia el interior del grupo residencial, alrededor del parque local, con lotes de 120 y 160 m<sup>2</sup>; el R4B bifamiliar en lotes de 180 m<sup>2</sup>; el R5 multifamiliar en lotes de 400 m<sup>2</sup>. También se ha considerado en función de la Zonificación Global el I1R4 como vivienda-taller o vivienda-comercio en lotes de 180 y 200 m<sup>2</sup>, como mínimo.

Asimismo, el C1 para comercio local. Por cada grupo residencial se diseña un área destinada a industria elemental o pequeña industria I1 en lotes de 450 m<sup>2</sup>.

#### HABITANTE PROMEDIO POR LOTE

CLAVE	COMP. FAMIL. HAB. x HOGAR	HOGARES POR LOTE	POBLACION HAB. x LOTE
R4, C1, I1R4	5	1	5
R4B	5	2	10
R5, CE	5	10	50

Además se preveen pequeños comercios locales y vecinales que por su compatibilidad con la residencia y su menor envergadura se ubican dentro de cada grupo residencial.

Por otro lado, el desarrollo de la pequeña y mediana industria, la producción pecuaria

CUADRO III - 2

CUADRO DE POBLACION - SUPERFICIE  
Y CANTIDAD DE TOTAL DE LOTES

TIPOLOGIA		POBLACION Hab.	SUPERFICIE Has.	CANTIDAD DE LOTES
LOTES DE VIVIENDA UNIFAMILIAR	R4	67630	180.26	13526
LOTES DE VIVIENDA BIFAMILIAR	R4B	42110	74	4211
LOTES DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR	R5	28800	72.4	576
LOTES DE VIVIENDA TALLER	I1R4	12215	44.23	2443
LOTES DE VIVIENDA COMERCIO	C1	4285	18.44	857
LOTES DE COMERCIO ESPECIALIZADO	CE	1350	1.78	27
LOTES DE INDUSTRIA	I	-	50.8	842
LOTES DE EDUCACION	E	-	21.28	105
LOTES COMERCIALES	C	-	47.94	454
LOTES DE SALUD	H	-	20.56	20
LOTES DE USOS ESPECIALES	OU	-	178.93	178
TOTALES		156390	710.62	23239

Fuente: Ref. 57

(básicamente avícola), pesquera y la explotación de canteras para la fabricación de materiales de construcción, requieren de un comercio especializado y complementario para lo cual se han designado áreas cercanas a dichas zonas productivas que tengan acceso directo a las vías principales.

Complementando la actividad de producción industrial y artesanal que se desarrollará en la totalidad de la ciudad, se localiza un área de 15 has. aproximadamente, destinado a un campo ferial cuyo carácter y uso es un elemento de complementación con la actividad económica del Cono Norte de Lima Metropolitana.

#### **b) Uso Comercial**

Los lotes para uso comercial se han definido en varios niveles: Distrital, Sectorial, Barrial y Vecinal.

A nivel distrital se precisan áreas destinadas a concentrar un comercio intensivo y de abastecimiento a la población (Mercado Mayorista y Mercados Zonales), así como un eje o corredor de Comercio Distrital (CS) que se desarrolla en la vía de cota 200, caracterizada por ser un comercio complementario, de apoyo y servicio a las demás actividades urbanas.



CUADRO III - 3

AREA TOTAL DEL TERRENO	
DESCRIPCION	SUPERFICIE (Has.)
AREA DE DISEÑO Y GRANDES EQUIPAMENTOS	1330.94
AREA DE SANEAMIENTO FISICO - LEGAL	325.00
AREA FRANJA DE SEGURIDAD Y CORDON ECOLOGICO	150.00
AREAS PROPUESTAS DE EXPANSION URBANA	150.00
AREAS NO UTILIZABLES PARA FINES DE VIVIENDA	835.06
TOTAL	2791.00

Fuente: Ref. 57

CUADRO III - 4

AREA TOTAL DE DISEÑO		
DESCRIPCION	SIMBOLO	SUPERFICIE (Has.)
AREA DE VIVIENDA	R4,R4B,R5,11R4,C1	391.11
AREA DE INDUSTRIA	11,12,13	50.80
AREA DE COMERCIO	C	47.94
AREA DE EDUCACION	E	21.28
AREA DE SALUD	H	20.56
AREA DE USOS ESPECIALES	O.U.	178.93
AREA DEL PROYECTO		710.62
AREA DE RECREACION		156.53
AREA DE CIRCULACION PISTAS Y VEREDAS		368.56
AREA LIBRE PARQUES Y JARDINES		95.23
AREA TOTAL DE DISEÑO		1330.94

Fuente: Ref. 57

c) Uso Industrial

La lotización para uso industrial está destinada principalmente al establecimiento de locales industriales, los que se califican como de pequeña industria, con nivel de molestia y contaminación mínima y no perjudicial para la salud.

En base a esta finalidad y dentro de una zonificación estratégicamente localizada (industria de construcción, metal-mecánica, avícola, pecuaria, artesanal y actividades conexas), se destinan lotes en áreas adecuadas para el desarrollo de estas actividades.

Se destina igualmente una zona de intercambio de productos regionales para la localización de grandes almacenes y depósitos relacionados con el terminal terrestre de carga y pasajeros.

Por lo demás, se considera importante la promoción de la actividad artesanal y la pequeña industria manufacturera, cuyas características no molestas son compatibles con la vivienda y el comercio designándose el uso de I1 e I1R4 para estas actividades dentro de los grupos residenciales, formando subsistemas o circuitos productivos en cadena según el tipo de actividad a desarrollarse.

El equipamiento social básico que requiera la nueva población, así como otros servicios indispensables para el funcionamiento urbano, son considerados como usos especiales. Para tal fin se ha identificado los requerimientos de equipamiento educativo, salud y recreación además de otros locales institucionales, culturales, comunales, de seguridad, de transportes y comunicaciones.

La disposición racional del equipamiento dentro del conjunto urbano responde a las necesidades de integrar subsistemas urbanos según niveles y jerarquías, que faciliten la interrelación de las mismas, maximizando su uso en función a la complementación, apoyo y servicio que se genera entre ellos, así como a su fácil accesibilidad desde los diferentes sectores residenciales.

La propuesta, por lo demás, define un Centro Cívico Institucional y comercial como el corazón de la futura Ciudad entre las vías cota 100 y 200, área que sirve de nexo entre las actividades propias del asentamiento y las realizadas en la zona de playa a nivel de Ciudad Norte. Las áreas de equipamiento desde el nivel central hasta el barrio totalizan un 14 % del área total en la Ciudad.

### **3.5 SISTEMA VIAL**

El sistema vial troncal del asentamiento se estructura a partir de los puntos en que las vías de acceso, que lo conecten e interrelacionen con Lima Metropolitana, llegan a los límites del terreno y son coincidentes con altitudes de 100, 150, 200, y 250 m. sobre el nivel del mar. Es a partir de estos puntos que se desarrollan las vías más importantes siguiendo la cota natural del terreno.

Se conectan estas vías entre sí transversalmente con una red de segunda jerarquía cada 300m., que se desarrollan diagonalmente entre cotas.

El trazado de estos dos tipos de vías en que su pendiente no será mayor de 6%, permite organizar una malla o red vial entre las cuales queda definido el grupo residencial del asentamiento en donde el trazo de vías locales de menor importancia, por frecuencia de uso, acepten tener mayores pendientes entre tramos muy cortos de recorrido.

### **3.6 ETAPAS DE HABILITACION**

La habilitación urbana del nuevo asentamiento se plantea dentro de los términos de una estrategia en que las consideraciones de ejecución de los trabajos y las modalidades de asentamiento de la población, tengan un

desarrollo racional en el cumplimiento de sus etapas de tal forma que gradualmente permitan generar las condiciones apropiadas para el establecimiento de una base que dé sustento a la economía familiar en un área donde crecerá una población de cerca de 160,000 habitantes.

Este movimiento gradual se impulsa con la ejecución de dos de las principales vías de acceso que son: el acceso "A" y el acceso "C", que iniciados paralelamente en sus puntos extremos y opuestos terminan encontrándose en el centro del asentamiento, en donde se construyen dos avenidas perimetrales concéntricas que encierran al corazón de la nueva Ciudad Pachacútec (Av. Camino del Inca y Av. Pachacútec).

Asimismo, se aseguró el abastecimiento provisional de agua con el tendido a un línea matriz que partiendo del cruce de El Zapallal recorre paralelo al acceso "C" y llega a un primer reservorio situado sobre la cota 230 m.s.n.m., desde donde en etapas posteriores de crecimiento de la Ciudad se bombeará agua a niveles superiores para abastecer nuevas áreas de expansión. Es preciso recalcar que se necesita explotar una fuente de agua a fin de asegurar el abastecimiento definitivo de la Ciudad, pues la alternativa anterior no es de carácter permanente.

La evacuación de los desagües es otra de las obras contempladas dentro del esquema principal a fin de

asegurar condiciones de salubridad para la población. Se proyecta construir una red de Interceptores Generales para el servicio de los sectores y un sistema de tratamiento por Lagunas de Estabilización a fin de aprovechar las aguas servidas depuradas con fines agrícolas y de forestación.

El abastecimiento de energía eléctrica que satisfaga las exigencias tanto de iluminación como la fuerza motriz para la industria a establecer, están aseguradas. El tendido de la red debe producirse paralelamente a la producción de postes que se fabrican en la misma Ciudad.

La ejecución de estas cuatro obras de infraestructura básica que se ha dado en llamarlas Obras Previas, constituyen la espina dorsal en la que se estructurará una secuencia de proyectos paralelos que articularán la creación de las mejores condiciones para el asentamiento poblacional.

Paralelamente al cumplimiento de la ejecución de las vías principales y los proyectos de agua, desagüe y energía que completan la etapa de Obras Previas, se preparan los proyectos de los sectores "E", "F" y "G", que comprenderán la elaboración de expedientes técnicos de Vivienda, Red Vial, Agua Potable, Alcantarillado y Energía Eléctrica al interior de los mismos. De forma similar se preparan los Proyectos y habilitación del área industrial para ser coincidente que al término de las Obras Previas se inicie la producción de la industria de

la construcción que abastezca la edificación de las nuevas viviendas.

En igual forma, se ha puesto en ejecución un proyecto de arborización de las principales vías de ingreso: Plaza Pachacútec y Parque "Cachito", la barrera de protección ambiental que defenderá a la Ciudad de los vientos dominantes.

Simultáneamente se incentiva la posesión y ocupación de lotes en áreas dentro de la Ciudad, por parte de los organismos e instituciones de Gobierno Central para que estén en condiciones de poder atender oportunamente las necesidades que demanda la nueva población.

Puestos en marcha estos proyectos y/o actividades se habría terminado la Primera Etapa, dándose inicio a la Segunda Etapa. Con la llegada de las familias que ocuparán los sectores con Proyectos de habilitación y éstas ejecuten sus obras gracias al financiamiento que sus cooperativas obtengan, habrá comenzado el proceso de poblamiento y desencadenamiento de actividades complementarias que se desarrollan, una dinámica que imprimirá características propias al asentamiento.

Naturalmente, estas características requerirán de la implementación de múltiples nuevos proyectos e incentivos, así como la ampliación y/o correcciones que se ejecutarán en los momentos y etapas en que las condiciones sean propicias.

Las etapas de habilitación quedan resumidas así:

**a) Obras Previas**

- 1.- *Construcción de vías de acceso y principales*
  - Acceso "A".
  - Av. Caminos del Inca.
  - Av. Fachacútec.
  - Av. "150" (Antisuyo y Collasuyo).
  - Av. "200".
  - Acceso "C".
- 2.- *Tendido de la Red Matriz de Agua.*
- 3.- *Construcción del Reservorio de Agua Potable R1 de 2,700 m3.*
- 4.- *Tendido de Redes Eléctricas en accesos y avenidas.*
- 5.- *Construcción de Redes Principales de Alcantarillado.*
- 6.- *Construcción de Lagunas de Estabilización.*

**b) Primera Etapa:**

- 1.- *Proyectos de Habilitación Urbana de los sectores "E", "F" y "G":*
  - Construcción de Avenidas Principales al interior de los sectores.
  - Lotización.
  - Construcción de Viviendas.
- 2.- *Habilitación Zona Industrial (1) ZIC:*
  - Construcción de Av. de los Materiales.
  - Lotización.



3.- *Lotización de áreas para el equipamiento y servicios distritales.*

4.- *Arborización:*

- Acceso "A".
- Av. Pachacútec, Caminos del Inca, 150.
- Plaza Pachacútec y Cachito.
- Barrera de defensa ambiental y parque zonal.

5.- *Programas de asentamiento poblacional.*

**c) Segunda Etapa**

1.- *Habilitación Urbana de los sectores de vivienda perimetrales a los "E", "F" y "G".*

2.- *Habilitación de la Zona Industrial (2) ZIG.*

**d) Tercera Etapa**

1.- *Construcción de Plazas Pachacútec y Cachito.*

2.- *Construcción de Locales de Equipamiento.*

- Educación.
- Salud.
- Abastecimiento.

**e) Relación de Proyectos Prioritarios**

1.- *Urbanización*

- General.
- Industrial (1) y (2).
- Sectores "E", "F" y "G".

- Viviendas entre Avs. Pachacútec y Caminos del Inca.
- Equipamiento Central Distrital.

2.- *Vías Principales.*

- Acceso A.
- Acceso C.
- Av. Pachacútec.
- Av. 200.
- Av. 150.
- Av. Caminos del Inca.
- Av. De los Constructores.
- Av. De los Materiales

3.- *Infraestructura Básica.*

- Abastecimiento de Agua.
- Reservorio de Agua Potable.
- Red General de Desagüe.
- Lagunas de Oxidación y Reuso de Aguas Servidas.
- Energía Eléctrica.

4.- *Arborización.*

- Avenidas y Accesos principales.
- Plaza Pachacútec y Cachito.
- Barrera de defensa Ambiental.
- Parque Zonal.

5.- *Equipamiento.*

- Plaza Pachacútec.
- Plaza Cachito.

- Parque Zonal.
- 6.- *Asentamiento Poblacional.*
- 7.- *Organización y Desarrollo Comunal.*
- 8.- *Financiamiento para el establecimiento de pequeñas y medianas industrias.*
- 9.- *Productivos especiales:*
  - Piscigranjas, viveros, huertos familiares.
  - Recuperación de sólidos de basura.
  - Bio-energía eólica y solar.

### **3.7 FINANCIAMIENTO DE LA HABILITACION**

Frente a la magnitud de las obras que deben ejecutarse y los escasos recursos que dispone el Estado para completar la habilitación urbana de la Ciudad, han quedado definidas por prioridad las obras a ejecutarse en las diferentes etapas.

Es necesario establecer, al llegar a este punto, que el vínculo que une al Estado con el Proyecto Especial sólo abarca la ejecución de las llamadas Obras Previas, así como de las obras que se hagan necesarias para cubrir las necesidades de las posteriores etapas de habilitación de la Ciudad, a nivel general, con recursos provenientes del FONAVI. Es por ello que el compromiso del Proyecto con la población a asentarse es el de entregar como obra física el conjunto que abarca la ejecución de Avenidas principales, Redes Matrices de Agua Potable, Reservorios,

Redes Principales de Alcantarillado, Lagunas de Estabilización, Redes Eléctricas principales (de mediana tensión) y Subestaciones Eléctricas. El Proyecto, paralelamente, elaborará los Proyectos de habilitación urbana al interior de cada sector (viviendas modelo, pistas, redes secundarias de Agua, Desagüe y Energía Eléctrica), que serán entregados a las Cooperativas, las cuales se encargarán de obtener el financiamiento para la ejecución de estas obras, contando con la asesoría técnica permanente de nuestra entidad.

Quedando sentadas las bases con que se vienen desarrollando el Proyecto Especial, se ha creído por conveniente unificar el concepto de las llamadas Obras Previas con el de Primera Etapa, las que conjuntamente se les denominará en adelante como Primera Etapa.

Asimismo, se considera oportuno desarrollar paralelamente a las obras anteriormente nombradas por un lado, una labor de promoción para la venta de lotes de vivienda, industria, comercio, talleres, etc., y por otro incentivar y dar seguridad a los futuros pobladores de que las condiciones del asentamiento cubrirán sus expectativas. Acciones éstas que tienen como objetivo permitir captar parte de los recursos que se requieran para la terminación de las Obras Previas y atraer inversiones para la construcción de conjuntos habitacionales. Otro de los objetivos a cumplir es consolidar la expectativa generada a la población de

contar con los servicios que organismos del Estado e instituciones particulares le ofrezcan en el área.

La venta de lotes se promocionará fundamentalmente para ser adquiridos por grupos de familias organizadas bajo la forma organizativa de cooperativas de vivienda o asociación provivienda; de forma tal que resulte conveniente y seguro realizar las inversiones adecuadas a los organismos financieros, así como también a los usuarios poder obtener condiciones más blandas de amortización de préstamos.

Con el objeto de asegurar al poblador la facilidad de contar en el área de su residencia con los servicios que brindan los organismos estatales del Gobierno Central y local, así como otras instituciones de servicio, tanto públicas como privadas, se ofertará a éstas lotes de terrenos, estratégicamente ubicados en el área para que puedan construir sus dependencias y ofrecer los servicios que demanda y necesita la población. De esta forma se espera cubrir parte de los costos de inversión y brindar facilidades a una nueva población.

## CAPITULO IV

### DEMANDA DE AGUA POTABLE

#### 4.1 INTRODUCCION

El fin de desarrollar el presente capítulo es sólo el de aportar al tema central algunas consideraciones muy generales acerca del planteamiento integral de Agua Potable para "Ciudad Pachacútec", prescindiendo de un análisis profundo y detallado del sistema adoptado.

Desde la fase de anteproyecto de la Ciudad, en 1988, SEDAPAL otorgó la fuente definitiva de abastecimiento mediante la explotación del acuífero del valle del

Chillón. La firma Binnie & Partners, quien asesora a SEDAPAL en el manejo de este acuífero, estableció la necesidad de llevar a cabo un Proyecto de Recarga Inducida en este valle. Posteriormente, en 1991, SEDAPAL suscribe una minuta de entendimiento con una misión de la Agencia Internacional de Cooperación del gobierno del Japón (JICA) para realizar un "Estudio sobre el Proyecto de Abastecimiento de Agua en las regiones de Lurín y Chillón", en un plazo de 2 años. Este estudio determinará las posibilidades de explotación del acuífero mencionado, de donde se desprende que los recursos de agua potable necesarios para "Ciudad Pachacútec" no pueden ser obtenidos de forma inmediata.

La necesidad de hacer factible la habilitación de una Primera Etapa en la Ciudad, hizo posible la elaboración por parte de SEDAPAL, en 1989, de un planteamiento que preveía el abastecimiento provisional de agua hacia "Ciudad Pachacútec", a partir de la línea de impulsión de 12" que abastece al A.A.H.H. "Jerusalén". Contemplaba la ejecución de una línea de conducción de 16" y 3400 metros de longitud hasta un reservorio apoyado de cabecera de 2700 m<sup>3</sup> de capacidad, ubicado dentro de los límites de la Ciudad. El caudal provisional obtenible sería de 105 lps.

La ejecución de este planteamiento, dentro de las llamadas "Obras Previas de Promoción", se llevó a cabo entre 1989 y 1990, con la única modificación en el diámetro de la línea de conducción de 16", la cual fue

instalada con tubería de 12", lo que limitó la capacidad de transporte de agua a 55 lps.

Ante este hecho, que impedía cumplir con los compromisos adquiridos con los adjudicatarios, y la imperiosa necesidad de contar con una fuente definitiva, se recurrió a un nuevo planteamiento por parte del Proyecto Especial, el cual integra a la Ciudad con los A.A.H.H. "Jerusalén y anexos".

En base a los términos en que SEDAPAL aprueba este planteamiento, el Proyecto Especial tendría derecho a contar con un caudal de hasta 155 lps, el cual cubre las necesidades de agua potable para la Primera Etapa.

De esta forma queda sin efecto el abastecimiento provisional otorgado por SEDAPAL a la Ciudad, comprometiéndose el Proyecto Especial a restituir el caudal usufructuado de los asentamientos mencionados, al iniciarse la explotación de pozos en el valle del Chillón, a la terminación de los estudios en la zona por parte de JICA y SEDAPAL.

Como se ha podido apreciar, en la definición de la Primera Etapa ha tenido primordial importancia la seguridad de contar con una fuente definitiva de abastecimiento. Esta Primera Etapa, que comprende los sectores "E", "F" y "G", involucra a 5549 lotes (42,155 habitantes.)

El Proyecto de Agua Potable, a nivel de estudio integral, abarca el servicio de la totalidad de la



población a asentarse en la Ciudad, basándose en el Plan Director elaborado por los urbanistas.

El desarrollo de las posteriores etapas de habilitación depende exclusivamente de la explotación del acuífero del Chillón, con la cual se asegurará el servicio total de la Ciudad hasta alcanzar los objetivos del Plan Urbano.

#### **4.2 OBJETIVOS DEL ESTUDIO**

- a) Dotar de condiciones de salubridad al asentamiento en formación.
- b) Impulsar el desarrollo económico de la Ciudad, otorgando las condiciones indispensables al comercio e industrias a asentarse.
- c) Hacer factibles las etapas de habilitación proyectadas.

#### **4.3 DOCUMENTOS BASICOS**

- a) Estudio de Pre-factibilidad - INADUR 1987.
- b) Plan Director de la Ciudad Pachacútec 1989-1990.
- c) Oficio No 046-88/VC-8300-0000 SEDAPAL 1988.
- d) Carta No 078-89/VC-8300-31000 SEDAPAL 1989.
- e) Informe No 002-90/VC-8300-31000 SEDAPAL 1990.
- f) Carta No 058-91/VC-8300-30000 SEDAPAL 1991.

#### **4.4 CRITERIOS DE DISEÑO**

##### **a) Características Generales de la Ciudad**

Como ya se ha explicado en capítulos anteriores, el proyecto se desarrolla en un área de 2791 Has., de las cuales se requieren para fines de diseño 1331 Has.

La población total a asentarse, en base a la suposición de una composición familiar de 5 habitantes, es de 156,390 habitantes, que ocuparán 21,640 lotes de vivienda (unifamiliares, bifamiliares, multifamiliares, viviendas-taller y viviendas-comercio) y que encontrarán ocupación en el comercio, salud, industria y educación, haciendo en total de 23,239 lotes.

El poblador promedio es de clase trabajadora, de estrato social medio y bajo, en su mayor parte empleados, artesanos y obreros.

Las industrias primordialmente serán de promoción de la actividad artesanal y pequeña industria manufacturera, así como de extracción, pesquera y pecuaria.

##### **b) Dotación y Factores de Diseño**

Las dotaciones adoptadas para Agua Potable, según los tipos de zonificación urbana, son como

se indican a continuación:

TIPO DE ZONIFICACION	DOTACION
RESIDENCIAL, VIVIENDA TALLER O VIVIENDA COMERCIO	150 Lts/hab/día
INDUSTRIAL	1 Lt/seg/Ha.
COMERCIAL	8 Lts/m <sup>2</sup> /día (0.9 lts/seg/Ha)
EDUCACION	-
SALUD	600 Lts/día/cama
OTROS USOS	0.5 Lts/seg/Ha.
ZONA DE RECREACION Y PARQUES	2 Lts/m <sup>2</sup> /día (0.2 lts/seg/Ha)

Las consideraciones tomadas en cuenta para la fijación de las dotaciones arriba señaladas han sido:

- En el caso de la dotación residencial neta, se ha optado por este valor a fin de brindar un eficiente servicio de agua potable, a un costo y cantidad razonables, estableciendo valores acordes a la actual realidad del servicio en Lima Metropolitana; y ante la incertidumbre de contar o no con los recursos suficientes de abastecimiento en el acuífero del Chillón, objeto de estudio a la fecha.
- Para la zona industrial, en la que se ha previsto la instalación de pequeña y mediana industria, se emplea el valor propuesto por

SEDAPAL para industrias livianas, según su reglamento.

- Para el caso de la zona comercial, se considera justificable el uso de una dotación de 8 Lts/m<sup>2</sup>/día, en vista de los diversos tipos de comercio que se establecerán en la Ciudad.
- Debido a que la población estudiantil será en su gran mayoría residente en la Ciudad, no se considera dotación para escuelas y colegios, habiéndose asumido en la dotación doméstica el consumo que pudieran requerir.
- El valor de la dotación para hospitales ha sido extraído del Reglamento Nacional de Construcciones.
- La dotación asignada para Equipamiento (Otros Usos) proviene del producto de un consumo de 150 Lts/hab./día y una densidad de 300 hab/Ha.
- El valor para el consumo por riego de áreas verdes está establecido por el Reglamento Nacional de Construcciones.

El principal punto, el de la dotación doméstica neta, ha sido ya empleado en el Proyecto de los A.A.H.H. "Jerusalén y anexos", aprobado por SEDAPAL en 1986. Casos similares, de dotaciones

netas entre 70 y 180 Lts/hab/día (promedio de 100 Lts/hab/día), han sido considerados en el Plan Maestro de la ciudad de Trujillo elaborado por GTZ . Remitiéndonos a países desarrollados, el promedio de dotación doméstica neta para las ciudades alemanas, en 1980, era de 151 Lts/hab./día; en los E.E.U.U. este valor se encuentra en 190 Lts/hab./día.

Si bien es cierto, las características urbanas de Ciudad Pachacútec no permiten compararla en organización y servicios a un asentamiento humano, se debe tener en cuenta que una dotación per cápita de 150 Lts/día representa una cantidad adecuada en función del área de los lotes (de 140 a 200 m<sup>2</sup>) y la densidad proyectada en ellos (5 Hab/familia). Otro punto a favor de la dotación fijada es la propuesta del uso intensivo de inodoros de descarga reducida, recientemente introducidos al mercado nacional, que permitirán un consumo más racional del agua potable. Adicionalmente a estos factores, la esencia de una habilitación de viviendas de interés social, implica la optimización de los recursos existentes y la búsqueda de soluciones económicas, aliviando el empleo de normas de diseño que conduzcan a elevados costos de infraestructuras de abastecimiento de agua y

alcantarillado.

Las variaciones de consumo previstas para Ciudad Pachacútec son:

ZONIFICACION	K1	K2
RESIDENCIAL Y EQUIPAMIENTO	120% Q <sub>p</sub>	220% Q <sub>p</sub>
INDUSTRIAL	170% Q <sub>p</sub>	200% Q <sub>p</sub>

Los valores de las máximas demandas diaria y horaria para la zona residencial y de equipamiento son similares a los usados por SENAPA (K1=1.2-1.5 Q<sub>p</sub>, K2=1.8 Q<sub>p</sub>), en el Plan Maestro de Trujillo (K1=1.3 Q<sub>p</sub>, K2=2 Q<sub>p</sub>) y en el Plan Maestro de Arequipa (K1=1.2 Q<sub>p</sub>, K2=2.16 Q<sub>p</sub>) Se ha dejado de lado el factor máximo horario sugerido por SEDAPAL (K2= 2.6 Q<sub>p</sub>) por considerarse demasiado elevado.

**c) Zonificación del servicio**

En base al Plan Director, y tomando en consideración la accidentada topografía de la zona, que se eleva desde la cota cero hasta la cota 300 m.s.n.m., se ha visto por conveniente dividir a la Ciudad en dos zonas de servicio:

**ZONA BAJA** (desnivel de 0 a 200 m.s.n.m)

Población aproximada: 94,020 habitantes.

ZONA ALTA (desnivel de 200 a 300 m.s.n.m)

Población aproximada: 62,370 habitantes.

Estas zonas de servicio, a su vez, estarán subdivididas en subzonas de presión (ver cuadro IV-1), con el fin de asegurar presiones adecuadas. Para una mejor visualización de esta disposición, el plano de Zonificación de Servicio de Agua Potable da una mejor idea del planteamiento.

**d) Requerimientos Totales de Agua Potable**

En concordancia con las dotaciones fijadas para cada tipo de zonificación se han evaluado los requerimientos totales de agua potable para Ciudad Pachacútec, al alcanzar su saturación (ver Cuadro IV-2).

Como se puede apreciar, la Ciudad requerirá un caudal de agua en máximo diario de 617.89 lps, por lo que los pozos a perforarse en Puente Piedra y Chillón deben poseer un rendimiento total de 823.85 lps, para 18 horas de bombeo por día.

Gracias a que la Primera Etapa de la Ciudad será abastecida a partir de pozos en la zona de Puente Piedra, el rendimiento de los pozos en el valle del Chillón, requerido para las etapas

CUADRO IV - I

ZONAS DE PRESION

ZONA	SUBZONA	DESNIVEL	SISTEMA DE CONTROL	COTA PIEZOMETRICA	PRESION DE SALIDA
BAJA	I	200-175	R - 1	225	30 m.
	II	175-145	VALVULA REDUCTORA	195	15 m.
	III	145-115	VALVULA REDUCTORA	165	20 m.
	III-1	115-85	VALVULA REDUCTORA	135	20 m.
	III-2	85-50	VALVULA REDUCTORA	100	15 m.
	III-3	50-15	VALVULA REDUCTORA	65	15 m.
ALTA	IV	260-230	R - 2 , R - 3	280	20 m.
	V	230-200	VALVULA REDUCTORA	250	20 m.



CUADRO IV - 2

REQUERIMIENTOS TOTALES DE AGUA POTABLE						
ZONIFICACION	POBLACION	AREA (Ha)	DOTACION	Qp lps	Qmd lps	Qmb lps
R4,R4B,R5,I1R4,C1	156390 hab.	391.11	150 lts/hab/dia	271.51	325.81	597.32
I		50.80	1 lt/seg/Ha	50.80	86.36	101.60
C		47.94	0.9 lt/seg/Ha	43.15	43.15	43.15
B		21.28	-	-	-	-
H	700 camas	20.56	600 lts/dia/cama	4.86	4.86	4.86
OU		178.93	0.5 lts/seg/Ha	89.47	107.36	196.82
ZRP		251.76	0.2 lts/seg/Ha	50.35	50.35	50.35
TOTAL	156390 hab.			510.14	617.89	994.10

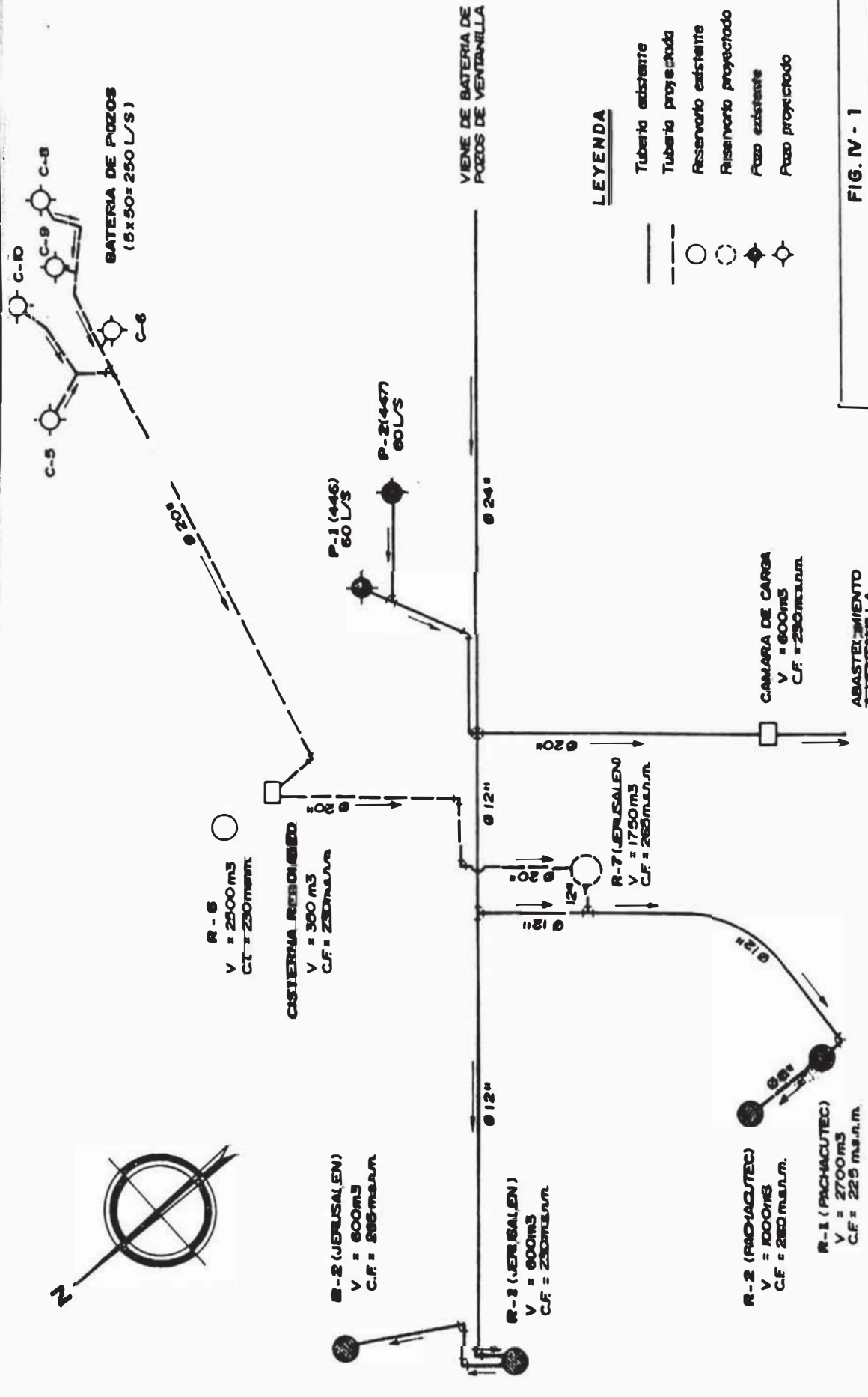
restantes será de 668.85 lps (823.85-155.00), para un bombeo de 18 horas diarias.

e) **Fuentes de abastecimiento**

Como ya se hizo mención en la introducción, la Ciudad hará uso de dos fuentes subterráneas de abastecimiento, para alcanzar los requerimientos totales de agua potable.

La primera y la más inmediata para su explotación, hace necesaria la perforación de 5 pozos en la zona de Puente Piedra, fuente que corresponde originalmente a los A.A.H.H. "Jerusalén y anexos". El proyecto definitivo para estos asentamientos fue elaborado en 1986, sin encontrar a la fecha el financiamiento necesario para lograr la terminación de las obras, habiéndose sólo construido dos de los nueve pozos proyectados, y una línea de impulsión de 12", que transporta agua desde pozos pertenecientes a Ventanilla (justamente es de esta línea de la cual la Ciudad se abastece provisionalmente).

En relación a los pozos de Puente Piedra, cuyo rendimiento se estima en 50 lps cada uno, SEDAPAL manifiesta que si el Proyecto Especial cumple con las condiciones siguientes podrá considerarse oficialmente un "Proyecto Integrado

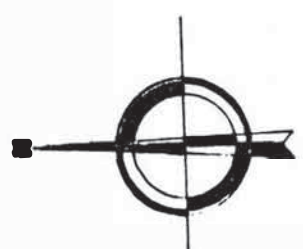


**LEYENDA**

- Tubería existente
- - - Tubería proyectada
- Reservorio existente
- Reservorio proyectado
- ◆ Pozo existente
- ◆ Pozo proyectado

**FIG. IV - 1**

**AGUA POTABLE**  
**ABASTECIMIENTO AA. HH. "JERUSALEN Y ANEXOS"**  
**Y CIUDAD PACHACUTEC**  
**ESQUEMA INTEGRAL**  
**1° Etapa**



R-9  
(V=650 m<sup>3</sup>)

R-8  
(V=1100 m<sup>3</sup>)



R-4  
(V=300 m<sup>3</sup>)

R-2  
(V=600 m<sup>3</sup>)



R-5

R-3

R-2  
(PACHACUTEC)  
(V=1000 m<sup>3</sup>)

R-1  
(PA CRUCUTEC)  
(V=2700 m<sup>3</sup>)

R-6  
(V=2500 m<sup>3</sup>)



R-1  
(V=450 m<sup>3</sup>)



Pozos (5x90=250 L/S)

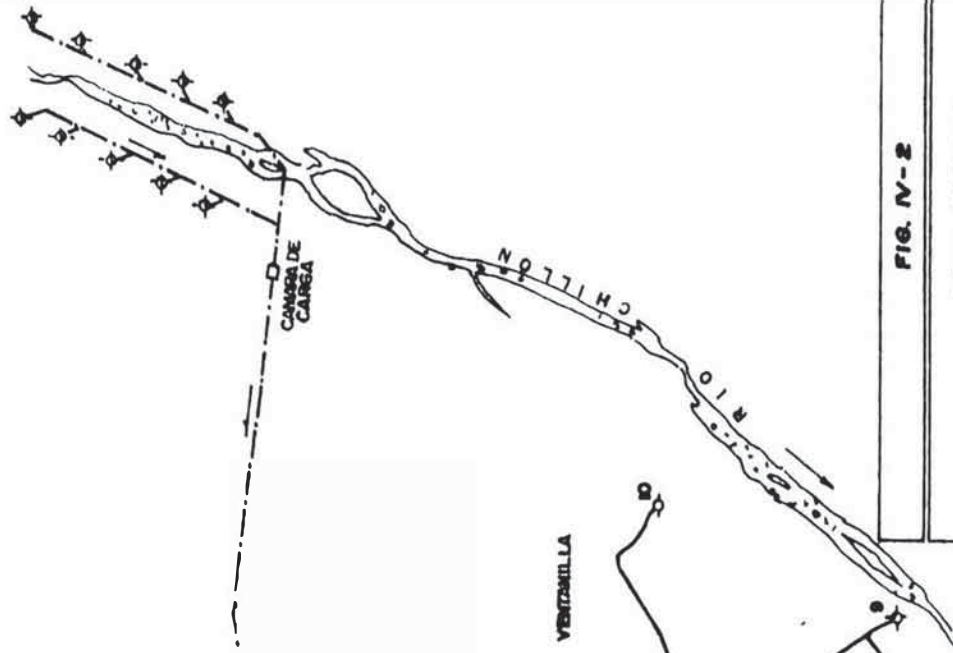


P-1  
60 L/S

P-2  
60 L/S



CISTERNA RESERVOIR  
(V=350 m<sup>3</sup>)



CANSA DE CAUSA

Paso VENTAMILLA

CARRERA PANAMERICANA NORTE

CANSA DE CAUSA  
VENTAMILLA

**LEYENDA**

- Tuberia existente
- - - - - Tuberia proyectada 1ª Etapa
- · - · - · - Tuberia proyectada 2ª Etapa
- Reservoir Existente
- Reservoir proyectado
- ▲ Pasa existente
- ◄ Pozo proyectado 1ª Etapa
- ◄ Pozo proyectado 2ª Etapa

FIG. N-2

AGUA POTABLE  
ABASTECIMIENTO A LA H. "JERUSALEN Y ANEXOS"  
Y CIUDAD PACHACUTEC  
ESQUEMA INTEGRAL  
1ª y 2ª ETAPAS

de Abastecimiento de Agua Potable para Ciudad Pachacútec y los A.A.H.H. anexos de Jerusalén":

- El Proyecto Especial Ciudad Pachacútec gestionará el financiamiento para la ejecución de las siguientes obras, correspondientes al proyecto de abastecimiento de agua de "Jerusalén y anexos":

- Perforación y equipamiento de los pozos C-5, C-6, C-8, C-9, C-10.
- Instalación de las líneas de impulsión entre los pozos y la estación de rebombeo adyacente al reservorio R6 proyectado.
- Construcción y equipamiento de la estación de rebombeo adyacente al reservorio R6 proyectado.
- Instalación de la línea de impulsión entre la estación de rebombeo adyacente al reservorio R6 proyectado y el reservorio R7, también proyectado.
- Construcción y equipamiento del reservorio R7.

- Del rendimiento previsto de los pozos, el Proyecto Especial podrá usufructuar un caudal de hasta 155 lps. De esta forma, a partir del reservorio R7, el Proyecto

Especial instalará una línea de empalme de 12" hacia la línea de conducción de 12" existente (tendida para empalmar a la línea de impulsión a "Jerusalén" y el reservorio de 2700 m<sup>3</sup> en Ciudad Pachacútec). Como consecuencia, se perderá la facultad de seguir aprovechando el caudal provisional asignado por SEDAPAL en 1989.

De este planteamiento oficialmente aprobado por SEDAPAL en 1991, el Proyecto Especial viene ejecutando la perforación de los pozos mencionados. El caudal establecido (155 lps) servirá para abastecer a una Primera Etapa de habilitación, ya definida, y cuyos detalles se explicarán posteriormente.

De otro lado, la segunda y principal fuente de agua subterránea para Ciudad Pachacútec, continúa siendo el valle del Chillón, en Etapa de estudio en la actualidad. Es a partir de su explotación que podrá conseguirse el abastecimiento de las posteriores etapas de habilitación, para las cuales se requieren un rendimiento de los pozos a perforarse de 668.85 lps. Adicionalmente, esta fuente será la que permita suplir el caudal aprovechado de los pozos de Puente Piedra; es así que tendrá que obtenerse un rendimiento de 823.85 lps

(668.85+155), para abastecer a Ciudad Pachacútec y a los A.A.H.H. "Jerusalén y anexos".

**f) Habilitación de los servicios - Primera Etapa**

La urgente necesidad de iniciar las obras de habilitación urbana a fin de poblar progresivamente la Ciudad, obliga a definir una Primera Etapa, que cuente con el servicio de agua potable de manera definitiva.

En vista de la posibilidad de aprovechar los 155 lps otorgados por SEDAPAL, se estableció que esta Primera Etapa este conformada por los Sectores que figuran en el cuadro IV-3.

Estos sectores, que en conjunto involucran a 5549 lotes y 42155 habitantes (ver cuadros IV-4, IV-5), requieren de las siguientes demandas:

CAUDAL PROMEDIO:	96.22 lps
CAUDAL MAXIMO DIARIO:	116.31 lps
CAUDAL MAXIMO HORARIO:	195.86 lps

Aparte del factor limitante acerca de la demanda, se ha tenido en cuenta lo siguiente:

- El Esquema de Organización Espacial establecido dentro del marco integral del Plan Director del Proyecto, que fija la habilitación prioritaria de la Plaza

CUADRO IV - 3

CUADRO DE SECTORIZACION - 1ra ETAPA

SECTOR BARRIO	TIPO DE USOS DE SUELO												CU	ZUF		
	R4	R3B	R3	C1	9	45	18	90	I	C	%	AREA(Ha)				
G. RESIDENCIAL	# LOTES	POBLACION	# LOTES	POBLACION	# LOTES	POBLACION	# LOTES	POBLACION	# LOTES	POBLACION	# LOTES	POBLACION	AREA(Ha)	AREA(Ha)	AREA(Ha)	AREA(Ha)
E-X-1	96	480	81	810	8	400	9	45	18	90	0.37	-	0.08	0.20	0.58	
E-X-2	115	575	109	1090	11	560	10	50	-	-	-	-	1.30	0.14	1.00	
E-X-3	184	920	13	130	23	1150	-	-	44	220	0.45	-	0.48	0.07	0.56	
E-X-4	219	1096	17	170	22	1100	-	-	41	205	0.45	-	0.08	0.06	1.16	
E-XI-1	164	820	60	600	39	1960	7	35	33	165	0.40	0.43	0.08	0.09	1.02	
E-XI-2	153	765	64	640	9	450	1	5	14	70	-	0.04	0.16	0.07	0.78	
E-XI-3a	67	335	49	490	13	660	8	40	-	-	-	-	-	0.09	0.32	
E-XI-3b	116	580	54	540	8	400	8	40	22	110	0.49	0.22	0.09	-	0.75	
E-XI-4	130	650	61	610	16	800	-	-	-	-	-	-	0.68	0.10	0.97	
F-XII-1	184	920	22	220	-	-	7	35	-	-	-	0.29	0.08	0.10	1.03	
F-XII-2	168	840	15	150	-	-	14	70	-	-	-	-	0.08	0.37	0.84	
F-XII-3	197	985	34	340	-	-	6	30	22	110	0.30	-	0.08	0.11	0.70	
F-XII-4	153	765	15	150	-	-	14	70	48	240	1.03	-	0.08	0.09	2.10	
F-XII-5	161	805	53	530	-	-	20	100	23	115	0.41	-	1.05	0.27	1.33	
F-XIII-1	114	570	70	700	24	1200	4	20	12	60	-	-	0.65	0.09	0.70	
F-XIII-2	116	580	49	490	12	600	17	85	10	50	-	0.40	0.08	0.08	2.75	
F-XIII-3	154	770	71	710	7	350	23	115	-	-	-	0.64	0.52	0.08	0.98	
G-XIV-1	-	-	5	50	-	-	1	5	319	1596	-	0.21	0.07	0.97	1.40	
G-XIV-2	56	475	94	940	-	-	8	40	-	-	-	-	0.08	-	0.34	
G-XV-1	100	600	74	740	11	660	12	60	30	150	0.97	-	0.08	0.11	0.90	
G-XV-2	165	825	88	880	11	550	17	85	38	190	1.29	-	0.08	0.25	1.27	
G-XV-3	56	275	69	690	16	800	13	65	18	90	0.47	0.41	0.66	0.43	1.75	
EQUIPAMIENTO DISTRITAL SUR	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.69	-	2.41	6.50	
EQUIPAMIENTO DISTRITAL NORTE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.65	-	2.51	6.50	
<b>TOTALES</b>	<b>2906</b>	<b>14530</b>	<b>1167</b>	<b>11670</b>	<b>230</b>	<b>11600</b>	<b>199</b>	<b>996</b>	<b>692</b>	<b>3460</b>	<b>6.63</b>	<b>5.18</b>	<b>6.15</b>	<b>8.70</b>	<b>36.58</b>	



CUADRO IV - 4

CUADRO RESUMEN DE DEMANDA DE AGUA POTABLE POR SECTORES  
PRIMERA ETAPA

SECTOR	# LOTES	POBLACION (hab.)	Qp (lps)	Qmd (lps)	Qmh (lps)
E-X-1	223	1825	3.84	4.75	8.13
E-X-2	251	2265	4.20	5.00	9.00
E-X-3	277	2420	4.80	5.96	10.33
E-X-4	311	2570	5.17	6.39	11.02
E-XI-1	324	3570	7.24	8.76	15.13
E-XI-2	245	1930	3.59	4.26	7.65
E-XI-3a	139	1515	2.74	3.27	5.95
E-XI-3b	219	1670	3.74	4.66	7.71
E-XI-4	210	2060	3.80	4.52	8.15
F-XII-1	216	1175	2.56	2.98	5.07
F-XII-2	200	1060	2.20	2.60	4.63
F-XII-3	271	1465	3.04	3.77	6.46
F-XII-4	251	1225	3.63	4.77	7.26
F-XII-5	271	1550	3.51	4.36	7.31
F-XIII-1	226	2550	4.62	5.50	9.98
F-XIII-2	211	1805	4.08	4.72	7.89
F-XIII-3	265	1945	4.20	4.88	8.30
G-XIV-1	335	1650	3.82	4.49	7.84
G-XIV-2	198	1455	2.60	3.10	5.63
G-XV-1	251	2000	4.68	6.07	9.88
G-XV-2	351	2530	6.06	7.87	12.78
G-XV-3	186	1920	4.74	5.78	9.46
EQUIPAMIENTO DISTRITAL SUR	78	-	3.31	3.55	4.75
EQUIPAMIENTO DISTRITAL NORTE	40	-	4.05	4.30	5.55
<b>TOTAL</b>	<b>5549</b>	<b>42155</b>	<b>96.22</b>	<b>116.31</b>	<b>195.86</b>

**CUADRO IV - 5**

**CUADRO RESUMEN DE DEMANDA DE AGUA POTABLE POR  
ZONAS DE PRESION - PRIMERA ETAPA**

**ZONA ALTA - SUBZONA DE PRESION IV : 230-260 m.s.n.m.**

<b>SECTOR</b>	<b># LOTES</b>	<b>POBLACION (hab.)</b>	<b>Qp (lps)</b>	<b>Qmd (lps)</b>	<b>Qmh (lps)</b>
G-XV-1	173	1005	2.33	3.03	4.91
G-XV-2	147	950	1.72	2.05	3.70
<b>SUBTOTAL</b>	<b>320</b>	<b>1955</b>	<b>4.05</b>	<b>5.08</b>	<b>8.61</b>

**ZONA ALTA - SUBZONA DE PRESION V : 200-230 m.s.n.m.**

<b>SECTOR</b>	<b># LOTES</b>	<b>POBLACION (hab.)</b>	<b>Qp (lps)</b>	<b>Qmd (lps)</b>	<b>Qmh (lps)</b>
F-XIII-3	153	1085	2.51	2.89	4.81
G-XIV-1	267	1340	3.03	3.59	6.41
G-XIV-2	198	1455	2.60	3.10	5.63
G-XV-1	78	995	2.35	3.04	4.97
G-XV-2	204	1580	4.34	5.82	9.08
G-XV-3	112	670	2.52	3.13	4.64
<b>SUBTOTAL</b>	<b>1012</b>	<b>7125</b>	<b>17.35</b>	<b>21.57</b>	<b>35.54</b>

**ZONA BAJA - SUBZONA DE PRESION I : 175-200 m.s.n.m.**

<b>SECTOR</b>	<b># LOTES</b>	<b>POBLACION (hab.)</b>	<b>Qp (lps)</b>	<b>Qmd (lps)</b>	<b>Qmh (lps)</b>
E-X-1	223	1825	3.84	4.75	8.13
E-X-2	83	675	1.23	1.47	2.64
E-XI-1	286	3375	6.65	7.93	13.88
E-XI-2	50	300	0.53	0.63	1.15
F-XIII-1	114	1420	2.58	3.07	5.58
F-XIII-2	197	1690	3.82	4.42	7.40
F-XIII-3	112	860	1.69	1.99	3.49
G-XIV-1	68	310	0.79	0.90	1.43
G-XV-3	74	1250	2.22	2.65	4.82
<b>SUBTOTAL</b>	<b>1207</b>	<b>11705</b>	<b>23.35</b>	<b>27.81</b>	<b>48.52</b>

**CUADRO IV - 5 (CONTINUACION)**

**ZONA BAJA - SUBZONA DE PRESION II : 145-175 m.s.n.m.**

<b>SECTOR</b>	<b># LOTES</b>	<b>POBLACION (hab.)</b>	<b>Qp (lps)</b>	<b>Qmd (lps)</b>	<b>Qmh (lps)</b>
E-X-2	168	1590	2.97	3.53	6.36
E-X-3	180	1780	3.44	4.22	7.42
E-XI-1	38	195	0.59	0.83	1.25
E-XI-2	195	1630	3.06	3.63	6.50
E-XI-3a	74	845	1.56	1.85	3.37
E-XI-3b	219	1670	3.74	4.66	7.71
F-XII-4	159	785	1.86	2.42	3.92
F-XII-5	76	420	1.02	1.37	2.18
F-XIII-1	112	1130	2.04	2.43	4.40
F-XIII-2	14	115	0.26	0.30	0.49
EQUIPAMIENTO DISTRITAL SUR	33	-	0.95	1.05	1.53
EQUIPAMIENTO DISTRITAL NORTE	40	-	4.05	4.30	5.55
<b>SUBTOTAL</b>	<b>1308</b>	<b>10160</b>	<b>25.54</b>	<b>30.59</b>	<b>50.68</b>

**ZONA BAJA - SUBZONA DE PRESION III: 115-145 m.s.n.m.**

<b>SECTOR</b>	<b># LOTES</b>	<b>POBLACION (hab.)</b>	<b>Qp (lps)</b>	<b>Qmd (lps)</b>	<b>Qmh (lps)</b>
E-X-3	97	640	1.36	1.74	2.91
E-X-4	311	2570	5.17	6.39	11.02
E-XI-3a	65	670	1.18	1.42	2.58
E-XI-4	210	2060	3.80	4.52	8.15
F-XII-1	131	750	1.78	2.05	3.40
F-XII-2	157	845	1.83	2.15	3.81
F-XII-3	169	825	1.92	2.43	4.00
F-XII-4	92	440	1.77	2.35	3.34
F-XII-5	195	1130	2.49	2.99	5.13
EQUIPAMIENTO DISTRITAL SUR	45	-	2.36	2.50	3.22
<b>SUBTOTAL</b>	<b>1472</b>	<b>9930</b>	<b>23.66</b>	<b>28.54</b>	<b>47.56</b>

**ZONA BAJA - SUBZONA DE PRESION III-1 : 85-115 m.s.n.m.**

<b>SECTOR</b>	<b># LOTES</b>	<b>POBLACION (hab.)</b>	<b>Qp (lps)</b>	<b>Qmd (lps)</b>	<b>Qmh (lps)</b>
F-XII-1	85	425	0.78	0.93	1.67
F-XII-2	43	215	0.37	0.45	0.82
F-XII-3	102	640	1.12	1.34	2.46
<b>SUBTOTAL</b>	<b>230</b>	<b>1280</b>	<b>2.27</b>	<b>2.72</b>	<b>4.95</b>

<b>TOTAL</b>	<b>5549</b>	<b>42155</b>	<b>96.22</b>	<b>116.31</b>	<b>195.86</b>
--------------	-------------	--------------	--------------	---------------	---------------

Pachacútec y la zona perimetral a ella y de la lotización denominada "Mil Viviendas" (F-XII grs 1,2,3,4,5), incluyendo su ampliación, así como la zona alta sobre la avenida 200 hasta la cota 260 m.s.n.m.

- La ejecución de las "Obras Previas de Promoción". Como se explicó en su oportunidad, la infraestructura existente de estas obras será aprovechada al ejecutarse las obras del planteamiento de abastecimiento conjunto de Ciudad Pachacútec y "Jerusalén y anexos".

CAPITULO V  
EL AGUA RESIDUAL

**5.1 DEFINICION**

El agua residual o desagüe es un término usado para caracterizar los desechos provenientes de los diversos usos de las aguas tales como domésticos, comerciales, industriales, agrícolas, etc.

Estos desagües se clasifican en dos tipos: Industriales y Domésticos.

Los desagües industriales son resultantes de los procesos y operaciones de transformación y agua de

enfriamiento. La variabilidad de las características de los desechos industriales es inmensa y corresponde con la multiplicidad de procesos y productos que se elaboran en las diferentes industrias.

Los desagües domésticos provienen principalmente de residencias y edificios públicos o comerciales, que se arrojan a través de los aparatos sanitarios, lavanderías y cocinas. Las variaciones dependen de las condiciones socioeconómicas del lugar, así como las costumbres, climas y otros factores típicos de la comunidad. Sin embargo, se puede decir que estos desagües tienen características bien definidas, en contraposición con los desagües industriales.

En el presente estudio incidiremos en la caracterización de los desagües domésticos por ser estos los que predominarán en el sistema.

## **5.2 COMPOSICION CUANTITATIVA**

La cantidad de desagüe producido diariamente puede variar grandemente no sólo de una comunidad a otra (ver **CUADRO V-1**), sino también dentro de una comunidad, en función de:

- Los hábitos y condiciones socioeconómicas de la población.
- La existencia de conexiones clandestinas.
- La construcción, estado de conservación y el

CUADRO V - 1

**CANTIDAD DE AGUA RESIDUAL DE ORIGEN DOMESTICO  
PRODUCIDA POR VIVIENDA EN DIVERSOS PAISES**

<b>Pais</b>	<b>Volumen de agua (lt/hab/dia)</b>
Arabia Saudita	158
Brasil	150-300
Costa Rica	262-379
Cuba	190-225
Ecuador	100
Ghana	90-145
India	100-250
Israel	80-415
Japon	250
Mauricio	63-144
Nigeria	80
Nueva Zelandia	226-230
Peru	140
Rhodesia del Sur	7-77

Fuente: Ref. 17

mantenimiento de las redes de alcantarillado que implican una menor o mayor infiltración.

- El clima.
- El costo del agua distribuída.
- La medición del agua distribuída.
- La calidad del agua distribuída en la red de abastecimiento.
- La presión en la red de abastecimiento.
- El estado de conservación de los aparatos sanitarios.

El caudal de aguas residuales no es constante durante el tiempo, manteniéndose bajo durante la madrugada, y empezando a aumentar paulatinamente desde las 5 a.m. con un pico entre las 10 y 14 horas. Después de estos horarios, disminuye gradualmente hasta alcanzar otro pico entre las 17 y 20 horas. En los días laborables, los caudales de agua residual no son los mismos que en los días feriados. Se puede por ejemplo, anotar los días de lavado de ropa y advertir un aumento de la cantidad de agua residual en el momento del final del primer tiempo de un partido televisado.

### **5.3 COMPOSICION CUALITATIVA**

Los desagües domésticos contienen principalmente heces, orina y aguas servidas originadas por el aseo personal, lavado de ropas, utensilios, pisos, etc. De un



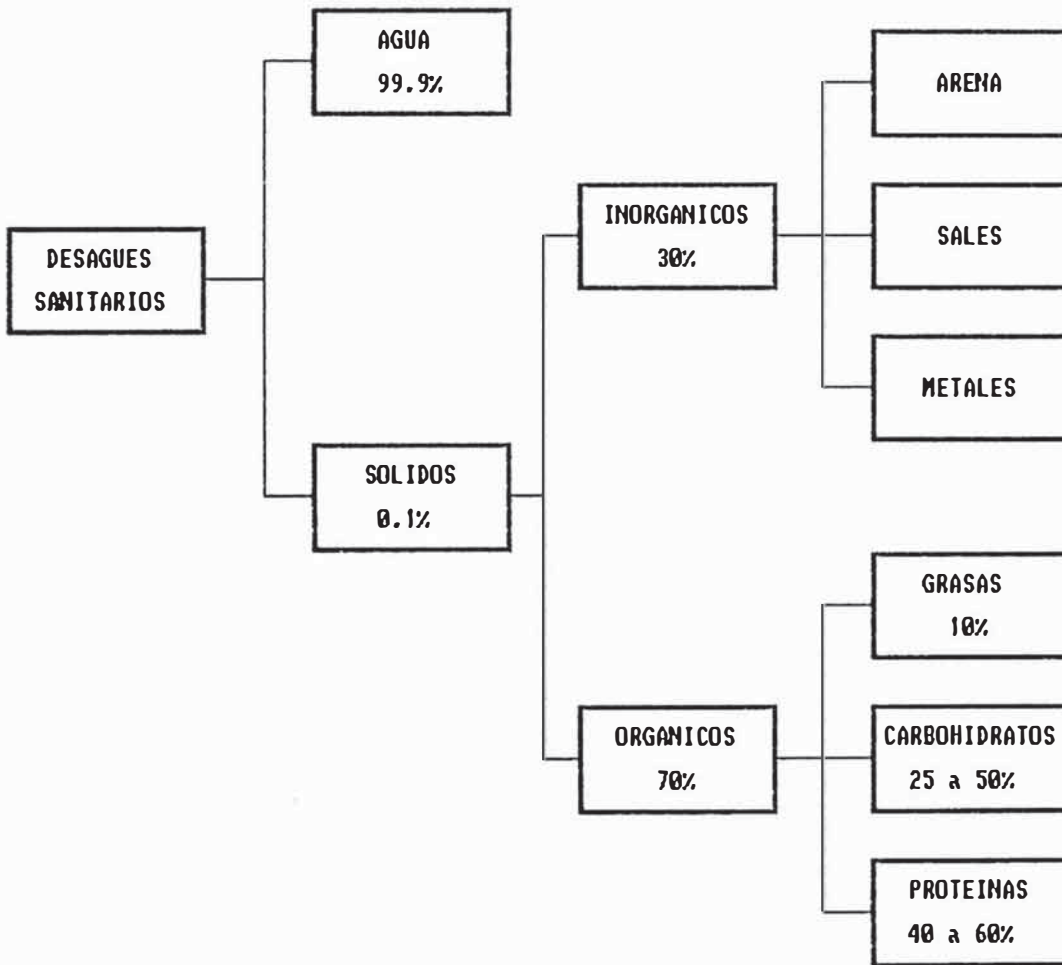
modo general se puede decir que se componen aproximadamente , de 99.9% de agua y 0.1% de sólidos en peso seco (**ver CUADRO V-2**), con un peso específico aproximado de 1001 kg/m<sup>3</sup>, ligeramente superior al del agua. El líquido en sí es nada más que un medio de transporte de las innumerables sustancias orgánicas, inorgánicas y microorganismos eliminados por el hombre diariamente. Los sólidos son cerca de 70% orgánicos (proteínas, carbohidratos y grasas) y 30 % inorgánicos (arenas, sales y metales); éstos son los responsables del deterioro de la calidad del cuerpo de agua que recibe los desagües.

Las aguas residuales recién producidas se presentan como un líquido turbio, de coloración obscura, olor inofensivo, que puede contener sólidos en suspensión de gran dimensión (heces, trapos, recipientes de plástico) y de pequeña dimensión (heces parcialmente desintegradas y papeles), así como sólidos no sedimentables. En climas tropicales, el desagüe puede perder rápidamente el OD contenido en ellas inicialmente, volviéndose séptico. Este presenta un olor desagradable, debido al desprendimiento de gas Sulfuroso (H<sub>2</sub>S) y *mercaptans*. Las aguas residuales son de un contenido extremadamente peligroso, debido principalmente a la presencia de un gran número de microorganismos patógenos causantes de varias enfermedades.

Es tan grande el número de diferentes sustancias que

CUADRO V - 2

COMPOSICION DE LOS DESAGUES



Fuente: Ref.77

### CUADRO V - 3

#### HECES HUMANAS SIN ORINA

##### CANTIDAD APROXIMADA

135-270 gr por persona y por día (peso húmedo)  
35-70 gr por persona y por día (peso en seco)

##### COMPOSICION APROXIMADA

Contenido de humedad	66-80%
Contenido de materia orgánica (en seco)	88-97%
Nitrogeno (en seco)	5-7%
Fosforo (en P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> ) (en seco)	3-5,4%
Potasio (en K <sub>2</sub> O) (en seco)	1-2,5%
Carbono	40-55%
Calcio (en CaO)	4-5%
Cociente C/N	5-10%

#### ORINA HUMANA

##### CANTIDAD APROXIMADA

Volumen 1 - 1.3 lts por persona y por día  
Sólidos secos 50 - 70 gr por persona y por día

##### COMPOSICION APROXIMADA

Contenido de humedad	93-96%
Contenido de materia orgánica (en seco)	65-85%
Nitrogeno (en seco)	15-19%
Fosforo (en P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> ) (en seco)	2,5-5%
Potasio (en K <sub>2</sub> O)(en seco)	3-4,5%
Carbono (en seco)	11-17%
Calcio (en CaO)(en seco)	4,5-6%

Fuente: Ref. 17

componen a los desagües que es imposible nombrarlas todas; es por ello que para caracterizar al desagüe se utilizan ciertos parámetros cuyos valores nos permiten conocer su grado de polución.

a) **Características Físicas**

En la caracterización de los desagües es importante conocer la temperatura, concentración y clases de sólidos principalmente.

La temperatura juega un papel preponderante en los desechos domésticos, y su aumento acelera la descomposición de la materia orgánica, aumenta el consumo de oxígeno para la oxidación y disminuye la solubilidad del oxígeno y otros gases; así como la densidad, viscosidad y tensión superficial disminuyen por este efecto. Al disminuir la temperatura se modifican la velocidad de sedimentación de las partículas en suspensión y la transferencia de oxígeno en los procesos biológicos de tratamiento. En general, la temperatura del desagüe está por encima de la del aire, a excepción de los meses más calientes del verano, y la del agua de abastecimiento (debido a la adición de agua caliente procedente de las viviendas o actividades industriales); siendo su rango entre 20 y 25 °C. Debe tenerse presente que fluctuaciones importantes de temperatura pueden producir un alto porcentaje

de mortalidad de la vida acuática y perturbaciones en los sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Los sólidos presentes en el agua residual proceden del agua de abastecimiento, uso industrial y doméstico y del agua de infiltración. Los sólidos domésticos incluyen los procedentes de inodoros, fregaderos, baños, lavaderos, trituradores de basura y ablandadores. En general, éstos se encuentran en suspensión, coloidales y disueltos, y éstos en aguas residuales se oxidan consumiendo el Oxígeno Disuelto, sedimentando al fondo de los cuerpos receptores donde modifican el habitat natural y afectan la biota acuática.

El color y la turbidez indican de inmediato y aproximadamente, el estado de descomposición del desagüe o su condición. Una tonalidad ceniza, acompañada de alguna turbidez es típica de un desagüe fresco; un color prieto es típico de desagüe viejo y de una descomposición parcial.

Los olores característicos de los desagües son causados por los gases formados en el proceso de descomposición de la materia orgánica ( ver CUADRO V-4 ). Hay dos tipos principales de olores bien característicos: olor de moho, razonablemente soportable, típico de desagüe

CUADRO V - 4

SUSTANCIAS QUE CAUSAN OLORES EN LOS DESAGUES, SUS CARACTERISTICAS Y CONCENTRACIONES MAXIMAS			
SUSTANCIAS	FORMULAS	CONCENTRACION MAXIMA (ppm)	OLOR CARACTERISTICO
ALIL MERCAPTANA	CH <sub>2</sub> CH.CH <sub>2</sub> .SH	0.00005	A AJO
AMONIACO	NH <sub>3</sub>	0.037	AGUDO
BENZIL MERCAPTANA	C <sub>6</sub> H <sub>5</sub> CH <sub>2</sub> .SH	0.00019	DESAGRADABLE
CORO	Cl <sub>2</sub>	0.01	IRRITANTE
CLOROFENOL	Cl.C <sub>6</sub> H <sub>4</sub> .OH	0.00018	MEDICINAL
CROFIL MERCAPTANA	CH <sub>3</sub> .CH:CH.CH <sub>2</sub> .SH	0.000029	DESAGRADABLE
DIFENIL SULFURO	(C <sub>2</sub> H <sub>5</sub> ) <sub>2</sub> S	0.000048	DESAGRADABLE
ETIL MERCAPTANA	CH <sub>3</sub> .CH <sub>2</sub> .SH	0.00019	A REPOLLO PODRIDO
ETIL SULFURO	(C <sub>2</sub> H <sub>5</sub> ) <sub>2</sub> S	0.00025	NAUSEABUNDO
SULFURO DE HIDROGENO	H <sub>2</sub> S	0.0011	A HUEVO PODRIDO
METIL MERCAPTANA	CH <sub>3</sub> .SH	0.0011	A PODRIDO
METIL SULFURO	(CH <sub>3</sub> ) <sub>2</sub> S	0.0011	A VEGETALES PODRIDOS
PIRIDINA	C <sub>6</sub> H <sub>5</sub> N	0.0037	DESAGRADABLE, IRRITANTE
ESCATOL	C <sub>9</sub> H <sub>9</sub> N	0.0012	FECAL, NAUSEABUNDO
DIOXIDO DE AZUFRE	SO <sub>2</sub>	0.009	IRRITANTE
TIO CRESOL	CH <sub>3</sub> .C <sub>6</sub> H <sub>4</sub> .SH	0.0001	DESAGRADABLE
TIOCRENOL	C <sub>6</sub> H <sub>5</sub> .SH	0.000062	NAUSEABUNDO

Fuente: Ref. 5

fresco; y olor de huevo podrido, insoportable, típico de desagüe viejo o séptico, que ocurre debido a la formación de gas sulfhídrico proveniente de la descomposición de lodos contenidos en los desechos.

**b) Características Químicas**

A diferencia de las aguas naturales, las aguas residuales han recibido sales inorgánicas y materia orgánica de la preparación de los alimentos y del metabolismo humano principalmente, y toda clase de materiales que se descartan por los desagües e imparten propiedades especiales a las aguas servidas; además es necesario incluir biocidas, detergentes y desinfectantes.

Los compuestos inorgánicos agregados a las aguas durante su uso son principalmente: sales, nutrientes, trazas de elementos y tóxicos.

Las Sales generalmente están en solución y contribuyen a aumentar la salinidad del agua. El aumento de sales disueltas durante cada uso del agua puede alcanzar de 300 a 350 ppm. Los cloruros en concentraciones superiores a 500 ppm interfieren en los procesos biológicos. La excreta humana y en especial la orina, contienen cloruros en cantidades iguales a los consumidos

con los alimentos y el agua; esta cantidad en promedio es cerca de 6 gr/persona/día. Los sulfatos en concentraciones de más de 300 ppm, atacan al hormigón, así como las sales de Magnesio, Cloruros de Amonio y Hierro. Una alta dureza (debida a sales de Calcio y Magnesio) provoca la formación de sarro (incrustaciones) en las tuberías.

El Nitrógeno agregado en las proteínas principalmente, y el Fósforo en compuestos orgánicos, y los detergentes, son nutrientes que promueven el crecimiento de organismos productores autótrofos en aguas receptoras de desechos. El Nitrógeno presente en el agua residual reciente se encuentra principalmente en la forma de úrea y materia proteica. Las aguas residuales domésticas, algunos desechos industriales y de actividades pecuarias son ricas en nutrientes.

Minerales como Hierro, Calcio, Cobre, Potasio, Sodio, Magnesio, Manganeso, etc, son esenciales a la actividad microbiana. En ocasiones, especialmente en desechos industriales, hay deficiencias de uno o más de estos elementos y la actividad microbiológica es inhibida.

Los Tóxicos afectan a los microorganismos y a los procesos de tratamiento y provienen de



productos farmacéuticos, químicos y biocidas, así como de aguas residuales industriales de pequeños talleres e industrias. Algunos tóxicos comunes son Plomo, Cromo, Zinc, Mercurio, Cianuro, Cadmio, Acidos, Bases Fuertes, derivados del petróleo y biocidas. Sin embargo, algunos de estos metales son necesarios para el desarrollo de la vida biológica y su ausencia en cantidades suficientes podría limitar el crecimiento de las algas.

En las aguas residuales, los gases son productos de la descomposición biológica de la materia orgánica y de la transferencia desde la atmósfera. Los gases en las aguas residuales son: Oxígeno Disuelto, Bióxido de Carbono, Metano, Amoníaco y Acido Sulfhídrico.

El Oxígeno Disuelto se disuelve desde la atmósfera y de la actividad fotosintética de las algas. Hay muy poco de éste en el producto cloacal fresco y ninguno en aguas residuales sépticas.

El Dióxido de Carbono ( $\text{CO}_2$ ) en el agua, es producido durante la respiración de microorganismos en aguas residuales y como producto de la descomposición biológica. Su concentración es función del pH y el equilibrio químico del agua; también se puede encontrar

Monóxido de Carbono (CO).

El Metano ( $\text{CH}_4$ ) es el principal subproducto de la descomposición anaerobia de materia orgánica. Se encuentra en condiciones anaerobias donde hay descomposición en condiciones anóxicas. Normalmente no se encuentra en altas concentraciones en el agua residual, porque pequeñas cantidades de Oxígeno son tóxicas para los organismos responsables de la producción del Metano.

El Amoniacó ( $\text{NH}_3$ ) o Amonio ( $\text{NH}_4$ ) dependen del pH de las aguas. Valores altos de pH favorecen la presencia del gas  $\text{NH}_3$ , especialmente por encima de 9. Es el resultado de la descomposición biológica de compuestos nitrogenados.

El Sulfuro de Hidrógeno ( $\text{H}_2\text{S}$ ) altera el pH de las aguas y produce corrosión en las alcantarillas. Este se produce en condiciones anaerobias cuando predomina la formación de ácidos y no hay producción de Metano, por la descomposición de la materia orgánica que contiene Azufre o por la reducción de Sulfitos y Sulfatos minerales.

La materia orgánica de las aguas residuales está representada por hidratos de carbono (azúcares, almidones), proteínas, grasas, úrea, celulosa, lignina, orgánicos sintéticos, etc. La

identificación y medida de cada compuesto resulta dispendiosa y no es necesario este grado de detalle. Se han ideado métodos para medir la materia orgánica en conjunto, en base a la demanda de oxígeno para su oxidación o el contenido total de carbono.

El poder orgánico de un desagüe es normalmente expresado en términos de la demanda de oxígeno requerida por la materia orgánica durante la oxidación. Los parámetros más comúnmente usados son la Demanda Química de Oxígeno (DQO), donde el desagüe se oxida por reacciones químicas; y la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), donde los desagües son biológicamente oxidados a través de la degradación bacteriana. La Demanda de Oxígeno después de 5 días debido a la degradación es el parámetro más usado ( $DBO_5$ ) desde que su medición en un razonable corto período de tiempo tiene valores muy próximos a los de la Demanda Bioquímica de Oxígeno último ( $DBO_u$ ). Otros parámetros como la DTO (Demanda Total de Oxígeno),  $DTeO$  (Demanda Teórica de Oxígeno) y el COT (Carbono Orgánico Total) pueden ser también medidos si es importante su evaluación. La relación existente entre la DBO y la DQO nos puede indicar de forma aproximada si las características del desagüe son propias de

uno doméstico o uno industrial. Así, si la relación entre la DBO/DQO es cada vez menor el desagüe tiene características más cercanas a la de uno industrial que uno doméstico. La DQO es normalmente más alta que la DBO, por el hecho que existe más materia orgánica que puede ser oxidada por oxidantes químicos que por microorganismos. En las aguas servidas típicas el valor de la DBO es del 40 al 80% de la DQO.

Otra relación a tener en cuenta para la viabilidad del tratamiento biológico es la que existe entre DBO/N/P que se recomienda sea de 100/5/1 (relación en peso) como la necesaria para mantener un balance adecuado de materia orgánica y nutrientes para este tipo de tratamiento.

La contribución de DBO<sub>5</sub> per cápita al desagüe puede variar desde 25 gr/día en países subdesarrollados en Africa a 60gr/día en Estados Unidos y Europa. Mara da un rango de 23 gr DBO<sub>5</sub>/hab/día en Kenya hasta 78 gr DBO<sub>5</sub>/hab/día en E.E.U.U. En áreas modestas en Sudáfrica y Zambia, se han medido valores de 30 y 36 grs. de DBO<sub>5</sub>/hab/día. ; Gloyna asimismo sugiere 50 gr DBO<sub>5</sub>/hab/día para países en desarrollo como una alternativa segura. Según Imhoff, en Alemania este valor es de 60 gr DBO<sub>5</sub>/hab/día y en Francia

es de 57 gr DBO<sub>5</sub>/hab/día. El Banco Mundial recomienda para países en desarrollo de climas cálidos una contribución de 40gr DBO<sub>5</sub>/hab/día, aplicable para desarrollos urbanos en formación, como es el caso nuestro. En términos de la concentración en el agua residual, la DBO<sub>5</sub> varía entre 100 a 450 ppm.

Estos ejemplos incluyen el volumen de aguas servidas per cápita que tiene mayor importancia que las variaciones en la dieta en el DBO del desagüe. En realidad, la cantidad de heces producidas per cápita en países en desarrollo tiende a ser mayor que la que se produce en el mundo desarrollado en términos de peso húmedo (en promedio 400 gr. contra 150 gr.). De cualquier forma, debido a la mayor dieta proteínica de los Países Occidentales y la mayor dieta en fibras en Países en Desarrollo, el DBO<sub>5</sub> per cápita diario de excreta es casi igual.

La carga orgánica total producida por una comunidad puede ser estimada por el número de población servida, estudios de producción probable de DBO<sub>5</sub> per cápita, y la contribución de establecimientos comerciales e industriales.

Cuando no exista un contribuyente industrial significativo (como en Ciudad Pachacútec), la carga de DBO<sub>5</sub> de una industria puede ser

incorporada en el cálculo de la producción doméstica considerando a la industria en términos de población equivalente. Cuando las contribuciones industriales sean grandes, deben ser consideradas separadamente, para calcular la carga orgánica total del sistema. A pesar que no es recomendable generalizar en vista de las amplias variaciones que pueden ser esperadas debido a las diferentes costumbres sociales, religión, etc, la contribución de DBO<sub>5</sub> per cápita de 40 gr/día con una contribución de desagüe de cerca de 100 lts/hab/día, es probablemente un valor inicial razonable cuando hay servicio domiciliario de agua potable a pesar que el flujo puede ser considerado bajo.

**c) Características Biológicas**

En las aguas residuales se pueden encontrar diversas especies de microorganismos procedentes de actividades desarrolladas por el hombre a su metabolismo. La preparación de alimentos, lavado de pisos y utensilios, el aseo personal, la evacuación de heces y orina, contribuyen con microorganismos a las aguas residuales. Se distinguen dos grupos de bacterias y microorganismos en las aguas residuales: organismos saprofitos capaces de desdoblar

CUADRO V - 5

<b>CARACTERISTICAS USUALES DE LOS DESAGUES DOMESTICOS</b>	
<b>PARAMETRO</b>	<b>CONTRIBUCION UNITARIA</b>
	<b>INTERVALOS DE VALORES DE CONTRIBUCION DE DESAGUES (g/per capita/dia)</b>
DBO5	45-54
DQO	(1.6 a 1.9) x DBO5
SOLIDOS TOTALES	170-220
SOLIDOS EN SUSPENSION	70-145
SOLIDOS DISUELTOS	50-150
ARENA (inorganica 0.2 m m.)	5-12
GRASAS	10-30
ALCALINIDAD como CaCO3	20-30
CLORUROS	4-8
NITROGENO TOTAL como N	5-12
NITROGENO ORGANICO	( ~ 0.4) x N - total
NITROGENO AMONIACAL	( ~ 0.6) x N - total
NITROGENO EN FORMA DE NITRITO	-
NITROGENO EN FORMA DE NITRATO	-
FOSFORO TOTAL como P	0.8-4
FOSFORO ORGANICO	( ~ 0.3) x P - total
FOSFORO INORGANICO (orto y polifosfato)	( ~ 0.7) x P - total
<b>M. ORGANISMOS PRESENTES EN LOS DESAGUES DOMESTICOS (POR 100 ml. DE DESAGUE)</b>	
TOTAL DE BACTERIAS	1.0E9 - 1.0E10
COLIFORMES FECALES	1.0E6 - 1.0E9
STREPTOCOCOS FECALES	1.0E5 - 1.0E6
SALMONELA TIFOSA	10 - 1.0E4
CISTOS DE PROTOZOARIOS	> 1000
HUEVOS DE HELMINTOS	> 1000
VIRUS	100 - 10000

Fuente: Ref. 77

**CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES EN  
ALGUNAS CIUDADES DE SUDAMERICA**

PARAMETROS	BACIA DA APAE, STA FE DO SUL 1983 (a)	LAGUNAS DE CIAT PALMIRA COLOMBIA (b)	MERIDA VENEZUELA (c)	MEXICO D.F. MEXICO (c)	PALMIRA COLOMBIA (c)	COMAS LIMA (d)	SURCO LIMA (d)	TACNA (e)	SAN JUAN LIMA (f)
SOLIDOS TOTALES (ppm)	469	1193	408	987	593	2500	1130	1120-1390	568-1298
SOLIDOS DISUELTOS TOTALES (ppm)	319	604		820	331	1300	815	840-1140	48-370
SOLIDOS DISUELTOS FIJOS (ppm)	163								6-56
SOLIDOS DISUELTOS VOLATILES (ppm)	156								
SOLIDOS EN SUSPENSION TOTALES (ppm)	150	589		167	262	1200	315	210-285	
SOLIDOS EN SUSPENSION FIJOS (ppm)	35	248							
SOLIDOS EN SUSPENSION VOLATILES (ppm)	115	341							
SOLIDOS VOLATILES TOTALES (ppm)	271	567	178	218	321				268-798
SOLIDOS FIJOS TOTALES (ppm)	198	626	230	769	272			2-8-9.5	
SOLIDOS SEDIMENTABLES (mL/l)		5.4	4	3	2.7	30	3.6		
DBO5 (ppm)	254	224	219	301	167	130	165	278	95-285
DQO (ppm)	466	795	364	430	361	140	227		220-436
DBO5 (ppm)		369							
NITROGENO (COMO N-TOTAL) (ppm)	40		34.5	21	21	212	42.6	48	
NITROGENO ORGANICO (ppm)	9.5		14.5	9	8.4				8.9-23.1
NITROGENO AMONIAICAL (ppm)	30		20	12	12.6	11.3	33.4		10.59-39.6
NITRITOS (ppm)	0.43		0.02		0.004				0.16
NITRATOS (ppm)	0.01		0.03		0.056	1.5	0.5		0.102
FOSFORO (COMO P TOTAL) (ppm)			5.8	29	15.4	2.6	1.1		2.87-6.45
ALCALINIDAD (CaCO3) (ppm)								92-234	181-296
ACEITES Y GRASAS (ppm)				96	32	40	56		
COLIFORMES FECALES (NMP/100 mL)	4.30E+07							4.3E6-1.7E7	9.3E6-23E7
pH	6.8-7.4	7.6	7.5		7.2	6.6	6.9	6-7.55	7.2-7.8
CAUDAL (lts)	1.47					0.94	3.89		
TEMPERATURA (C)		26.4			24.6				
TURBIDEZ (U.T.)					145				
CLORUROS (ppm)			72		38.9	240	102	99-138	76.4-155
COLI TOTAL (NMP/100ml)						2.40E+07	2.40E+07	1.23E7 - 3.8E7	1.5E7 - 6E7
HABITANTES	980								
SAL MONELLAS (NMP/100 mL)								47-666	

Fuentes: (a) Ref 77, (b) Ref 9, (c) Ref. 12, (d) Ref.13, (e) Ref.33, (f) Ref.38



compuestos orgánicos mediante procesos de óxido-reducción y son huéspedes normales en el intestino humano; y patógenos o patógenos ocasionales, representados por enterobacterias, protozoarios y helmintos. Los patógenos son los que tienen mayor importancia para la salud humana, si se considera que son capaces de ocasionar enfermedades. Específicamente las bacterias, protozoarios y nemátodos son más frecuentes cuando ocurren infestaciones; el cuadro V-7 ilustra acerca de los patógenos más importantes y las enfermedades que producen.

Personas sanas son portadoras de microorganismos patógenos y pueden originar brotes de enfermedades como fiebre tifoidea, diarreas, amebiasis, etc, por contacto directo, consumo de aguas contaminadas o contacto indirecto. De esta forma los portadores sanos siempre están expulsando microorganismos en las heces que pueden infectar personas o individuos sanos.

Algunos ejemplos de microorganismos son: *Escherichia* y *Aerobacter* entre las bacterias saprofitas, *Proteus* y *Klebsiella* entre las bacterias patógenas ocasionales, y *Shiguella* y *Salmonella* entre las bacterias patógenas. La *Escherichia coli* presenta numerosas especies, algunas de ellas enteropatógenas y otras

CUADRO V - 7

ORGANISMOS PATOGENOS EN AGUAS RESIDUALES

ORGANISMOS	ENFERMEDAD	OBSERVACIONES
Salmonellas S. Paratyphi S. typhi	Fiebre tifoidea Fiebre paratifoidea	Bacteria, varios serotipos de salmonellas, se encuentran en aguas residuales y contaminadas, de riego y corrales de ganado, reservorio en el hombre. Control con saneamiento y tratamiento de agua.
Shigellas S. dysenteriae S. boydii S. sonnei S. flexneri	Disenteria Bacilar	Bacteria, hay varios serotipos. Se encuentran en aguas residuales y contaminadas. Reservorio en el hombre. Control con saneamiento y disposicion adecuada de heces, manejo cuidadoso de alimentos.
Escherichia coli (Enteropatogeno enterotoxico)	Gastroenteritis	Bacteria enteropatogena y enterotoxica pocos serotipos, afecta a infantes y adultos. Control de la evacuacion de heces, preparacion de alimentos e higiene personal.
Bacilus antracis	Antrax	Bacteria, las esporas resisten la desinfeccion. Contacto con pieles contaminadas e ingestion de carne. Control mejorando practicas de higiene.
Mycobacterium Tuberculosis	Tuberculosis	Bacteria, aislada en aguas residuales de sanatorios. Infeccion cutanea por contacto con aguas contaminadas tuberculosis pulmonar por ingestion. Control mejorar condiciones sociales, vacunas, higiene, etc.
Vibrio cholerae	Colera	Bacteria. El reservorio es el hombre. Las heces evacuan la bacteria y contamina aguas y alimento. Del lejano oriente ha llegado a Europa Africa y America originando varias epidemias. Control de disposicion de excretas y saneamiento ambiental.
Virus entericos	Diarreas	Varios grupos de virus son evacuados en las aguas residuales. Reservorio en el hombre mas comun. Control no establecido.
Virus	Hepatitis Poliomielitis	Hepatitis A, transmitida por agua mal filtrada, poliomieltis por virus tipo 1, 2 y 3. Reservorio el hombre. Se evacuan en las excretas, las aguas residuales pueden contribuir a la transmision.

ORGANISMOS	ENFERMEDAD	OBSERVACIONES
Entamoeba histolitica	Disentoria amebiana	Protozooario parasito, los quistes sobreviven en ambientes adversos. Reservorio el hombre. Los trofozoitos son evacuados en las heces. Control saneamiento ambiental y disposicion de excretas.
Giardia lamblia	Giardiasis	Protozooario parasito, reservorio el hombre, evacuacion en las heces. Control de disposicion de excretas higiene personal y saneamiento del agua.
Schistosomas S. mansoni S haemotobium S. japonicum S. intercalatum	Bilharzia	Reservorio principal el hombre, Interaccion entre agua, briomphalaria y hombre en la metamorfosis del schistosoma, los huevos salen en las heces, llegan al agua, incuban y sale el miracidio, este parasita el caracol de donde sale la cercaria que penetra la piel del hombre migran y maduran y se aparean e inician la produccion de huevos. Control disposicion de heces, reproduccion del caracol y proteccion de contacto directo con aguas infectadas.
Taenia saginata T.solium	Teniasis	Parasito,Reservorio la persona infectada los huevos se descargan en las heces, Transmision ingestion de carne de res infectada mal cocinada, o de cerdo, alimentos contaminados con huevos de heces.
Ascaris lumbricoides	Ascariasis	Helminto parasito. Reservorio el hombre .Los huevos son expulsados en las heces. Afecta principalmente a la infancia. Control: disposicion adecuada de las heces y uso de calzado.
Necator americanus	Anquilostomiasis	Nematodo parasito, reservorio el hombre, elimina huevos en las heces. Las larvas se desarrollan en el suelo, penetran la piel. Control: disposicion de excreta, uso de calzado, proteccion del suelo.
Trichuris thichiura	Tricuriasis	Nematodo parasito,reservorio el hombre elimina huevos en las heces. Control: mejorar la disposicion de excretas.
Yersinia enterocolitica Y. pseudotuberculosis	Yersiniosis	Dispersion mundial,individuos infectados expulsan la yersinia en las heces, Transmision por contacto directo, no hay un reservorio especifico. Control disposicion de heces y proteccion de abastecimiento de agua.

Fuente: Ref. 10

enterotóxicas.

En las aguas residuales los microorganismos saprofitos degradan la materia orgánica en compuestos simples utilizando o no Oxígeno Disuelto, y los microorganismos patógenos agregados a las aguas mueren rápidamente al encontrarse en un medio o habitat extraño. Los patógenos, sin embargo, sobreviven un tiempo suficientemente prolongado para infectar a otros usuarios del agua.

En general, las características biológicas de las aguas residuales se miden en pruebas para organismos indicadores como el NMP y conteo total de bacterias.

Los organismos coliformes no son dañinos al hombre y son útiles para destruir la materia orgánica en los procesos biológicos de tratamiento de las aguas residuales. Los patógenos que son evacuados por los seres humanos que se ven afectados por alguna enfermedad en particular, son difíciles de aislar y su número es escaso, por lo que se utiliza al grupo coliforme como indicador de contaminación fecal, ya que sus características de supervivencia de su medio ambiente y su índice de eliminación instantánea o paulatina en los procesos de tratamiento son similares, en

general.

Dentro del grupo coliforme, la *Aerobacter* y ciertas especies de *Escherichia* pueden crecer en el suelo por lo que la presencia de coliforme no siempre representa contaminación con residuos humanos. La *Escherichia coli* es netamente un microorganismo de origen fecal y por ello es que su determinación es preferida sobre los demás coliformes, sin embargo, son indicadores menos satisfactorios de los virus excretados y tiene uso muy limitado cuando se trata de protozoarios y helmintos, para los cuales no existen indicadores seguros.

El desagüe crudo puede contener cerca de  $10^8$  a  $10^{11}$  NMP/100 ml de coliformes totales, y de  $10^6$  a  $10^8$  NMP/100 ml de coliformes fecales.

#### **5.4 ASPECTOS DE SALUD PUBLICA RELACIONADOS A LAS AGUAS RESIDUALES**

##### **a) Infecciones causadas por agentes patógenos excretados**

Los virus patógenos, bacterias, protozoarios y helmintos, se escapan del cuerpo de personas infectadas en sus excretas y pueden pasar a otras por medio de la boca (es decir, cuando comen verduras contaminadas) o de la piel (como

en el caso de los anquilostomas y esquistosomas). Las excretas y las aguas residuales contienen generalmente elevadas concentraciones de agentes patógenos excretados, sobre todo en los países donde predominan las enfermedades diarreicas y los parásitos intestinales. Muchas de esas infecciones de importancia para la salud pública se transmiten de varias formas; las características de los agentes causales también varían (ver CUADRO V-8) y son de gran importancia para determinar en qué circunstancias se puede fomentar o controlar una infección con las prácticas de aprovechamiento de aguas residuales. Feachem y colaboradores han dividido las infecciones causadas por agentes patógenos excretados en cinco categorías, según sus características de transmisión en el medio ambiente, como se indica a continuación.

Las infecciones de la categoría I son causadas por agentes patógenos infecciosos en el momento de la excreción ("no latentes"<sup>1</sup>), que se caracterizan por una baja dosis infectiva media

---

1

Un periodo de latencia es el intervalo transcurrido entre la excreción de un agente patógeno y el momento en que puede convertirse en microorganismo infectivo para un nuevo huésped vertebrado. El concepto se aplica sólo a ciertos helmintos porque la latencia de todos los virus, bacterias y protozoarios excretados es nula.

CUADRO V - 8

CARACTERÍSTICAS EPIDEMIOLÓGICAS BÁSICAS DE LOS AGENTES PATÓGENOS EXCRETADOS CLASIFICADOS SEGUN SU FORMA DE TRANSMISION EN EL MEDIO AMBIENTE								
Agente patógeno	Carga excretada	Latencia	Persistencia	Multiplicación fuera del huésped huésped	Dosis infecciosa media (D150)	Inmunidad importante	Reservorio no humano importante	Huésped Intermedio
<b>CATEGORIA I</b>								
Eterovirus	1 000 000 000	0	3 meses	No	B	SI	No	Ninguno
Virus de la hepatitis A	1 000 000	0	?	No	B	SI	No	Ninguno
Potavirus	1 000 000	0	?	No	B	SI	No	Ninguno
Basillidium coli	?	0	?	No	B	No	SI	Ninguno
Entamoeba histolytica	1 000 000	0	25 días	No	B	No	No	Ninguno
Giardia lamblia	1 000 000	0	25 días	No	B	No	SI	Ninguno
Enterobius vermicularis	De ordinario no se encuentra en las heces	0	7 días	No	B	No	No	Ninguno
Hymenolepis nana	?	0	1 mes	No	B	SI	No	Ninguno
<b>CATEGORIA II</b>								
Campylobacter fetus spp jejuni	1 000 000 000	0	7 días	SI	A	?	SI	Ninguno
Escherichia coli patogena	1.0E + 08	0	3 meses	SI	A	SI	No	Ninguno
Salmonella								Ninguno
S. typhi	1.0E + 08	0	2 meses	SI	A	SI	No	Ninguno
Otras salmonelas	1.0E + 08	0	3 meses	SI	A	No	SI	Ninguno
Shigella spp	1 000 000 000	0	1 mes	SI	M	No	No	Ninguno
Vibrio cholerae	1 000 000 000	0	1 mes	SI	A	SI	No	Ninguno
Yersinia enterocolitica	1 000 000	0	3 meses	SI	A	No	SI	Ninguno
<b>CATEGORIA III</b>								
Ascaris lumbricoides	1 000	10 días	1 año	No	B	No	No	Ninguno
Anquilostomas	100	7 días	3 meses	No	B	No	No	Ninguno
Strongyloides stercoralis	10	3 días	3 semanas (mucho más cuando esta en una etapa en que pueda sobrevivir solo en el medio)	SI	B	SI	No	Ninguno
Trichuris trichiura	1 000	20 días	8 meses	No	B	No	No	Ninguno
<b>CATEGORIA IV</b>								
Taenia saginata y T. solium	1 000	2 meses	8 meses	No	B	No	No	La vaca o el cerdo
<b>CATEGORIA V</b>								
Clonorchis sinensis	100	6 meses	vida del pez	SI	B	No	SI	Caracol y peces
Diphyllobothrium latum	1 000	2 meses	vida del pez	No	B	No	SI	Copepodos y peces
Fasciola hepatica	?	2 meses	4 meses	SI	B	No	SI	Caracol y plantas acuaticas
Fasciolopsis buski	1 000	2 meses	?	SI	B	No	SI	Caracol y plantas acuaticas
Gastrodiscoides hominis	?	2 meses (?)	?	SI	B	No	SI	Caracol y plantas acuaticas
Heterophyes heterophyes	?	6 semanas	vida del pez	SI	B	No	SI	Caracol y peces
Metagonimus yokogawai	?	6 semanas	vida del pez	SI	B	No	SI	Caracol y peces
Paragonimus westermani	?	4 meses	vida del cangrejo	SI	B	No	SI	caracol y cangrejo o langostinos
Schistosoma								
S. haematobium	4/mililitro de orina	5 semanas	2 días	SI	B	SI	No	caracol
S. japonicum	40	7 semanas	2 días	SI	B	SI	SI	caracol
S. mansoni	40	4 semanas	2 días	SI	B	?	No	caracol
Leptospiira spp	orina (?)	0	7 días	No	B	SI	SI	Ninguno

Fuente: Ref. 54

y no se pueden multiplicar en el medio ambiente. Esta categoría abarca virus y protozoarios excretados y los helmintos *Enterobius vermicularis* (lombriz blanca u oxiuro) e *Hymenolepis nana* (tenia enana). La transmisión de estos agentes patógenos ocurre sobre todo mediante transmisión directa de una persona a otra en su medio doméstico inmediato, sobre todo cuando predominan el hacinamiento y los malos hábitos de higiene personal, aunque el tiempo de supervivencia de los virus y protozoarios excretados puede ser suficientemente prolongado para que constituya un peligro para la salud en sistemas de utilización de excretas y aguas residuales.

Los agentes patógenos que causan infecciones de la categoría II son las bacterias excretadas; al igual que los agentes causales de las infecciones de la categoría I, son infectivos en el momento de la excreción. Su mayor dosis infectiva media significa que, por lo general, deben ingerirse en grandes números para poder causar enfermedad, pero pueden multiplicarse fuera del huésped, por ejemplo, en los alimentos o en la leche. Se transmiten comúnmente en el medio doméstico inmediato, pero sus grandes cualidades de persistencia en el medio ambiente



significan que pueden sobrevivir por periodos más prolongados que exigen ciertas vías de transmisión y, por tanto, constituir riesgos para la salud en los sistemas de utilización de excretas y aguas residuales. Existen casos bien documentados, por ejemplo, de epidemias de cólera causadas por riego de cultivos de verduras con aguas residuales sin tratar.

Las enfermedades de la categoría III son causadas por nemátodos intestinales transmitidos por el suelo, que no necesitan huésped intermedio. Sus huevos exigen un periodo de latencia para desarrollarse en el medio ambiente antes de que puedan causar infección. Por otra parte, la dosis infecciosa mínima es un solo microorganismo y estos parásitos se ven muy poco afectados por la inmunidad del huésped. Los más importantes son las ascárides *Ascaris lumbricoides*, los anquilostomas *Ancylostoma duodenale* y *Necator americanus*, y los tricocéfalos *Trichuris trichiura*. Todos se transmiten fácilmente mediante el uso de excretas y aguas residuales en estado bruto o insuficientemente tratadas en la agricultura; en realidad, son los agentes patógenos excretados de mayor preocupación para la salud pública en los sistemas de aprovechamiento en agricultura.

Las infecciones de la categoría IV son causadas por *Taenia saginata* y *Taenia solium*. Para su transmisión, una vaca o un cerdo (respectivamente) debe ingerir primero huevos viables antes de que el hombre pueda infectarse al comer la carne mal cocida de animales infectados. Una posible vía para la transmisión de esas enfermedades es el riego de praderas con aguas residuales.

Las infecciones de la categoría V son causadas por helmintos acuáticos que requieren uno o dos huéspedes acuáticos intermedios; el primero de éstos es el caracol, en el que el agente patógeno se multiplica asexualmente, y el segundo (si hay alguno) es un pez o un macrófito acuático. Muchos de estos helmintos tienen una distribución geográfica limitada y su transmisión se fomenta sólo en zonas endémicas con el uso de excretas y aguas residuales en estado bruto o insuficientemente tratadas en acuicultura, y el consumo de pescado o verduras acuáticas crudos o mal cocidos. El uso en agricultura no es importante, excepto en el sentido de que todos los sistemas de riego pueden facilitar la transmisión de la esquistosomiasis.

En la clasificación anterior, las infecciones de

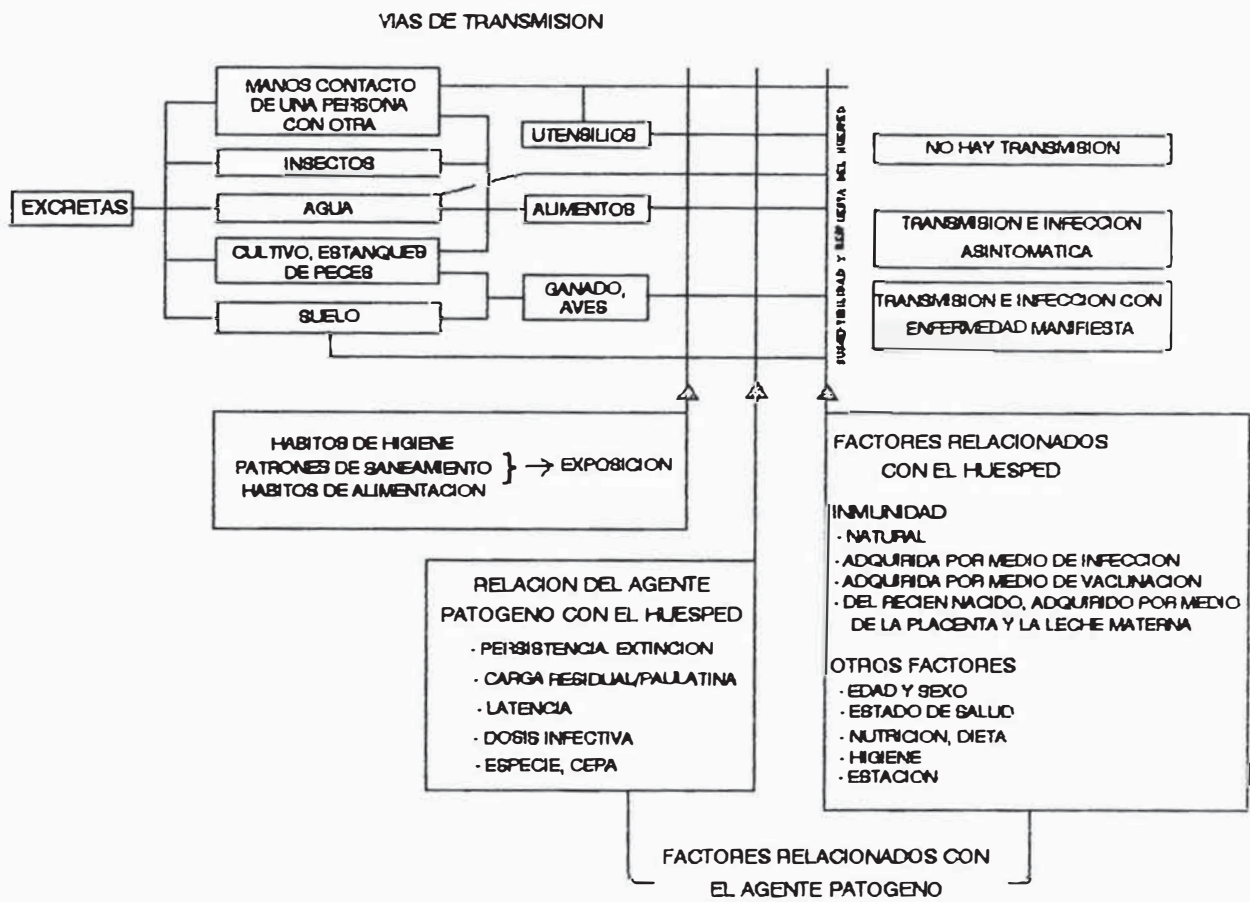
las categorías III a V son causadas por helmintos excretados. Estos necesitan un tiempo después de la excreción para ser infectivos para el hombre y ese periodo de latencia transcurre en el suelo , el agua o un huésped intermedio. Muchos de ellos persisten en el medio ambiente, con periodos de supervivencia que oscilan entre varias semanas y algunos años. Los sistemas de utilización de excretas y aguas residuales son importantes mecanismos de transmisión de muchas de estas enfermedades y, por tanto, una medida de importancia para su control en el medio ambiente es el tratamiento eficaz de excretas, aguas residuales y lodos derivados de éstas antes de utilizarlos..

b) Factores que intervienen en la transmisión de las enfermedades

Muchos factores afectan la medida en la cual el riesgo potencial que causa un agente patógeno en las aguas residuales puede convertirse en un riesgo real de transmisión de enfermedades (ver CUADRO V - 9). Para que el uso de excretas y aguas residuales en agricultura o acuicultura represente un riesgo real para la salud, deberán existir todas las condiciones enumeradas a continuación:

CUADRO V - 9

## RELACION DEL AGENTE PATOGENO CON EL HUESPED Y POSIBLES VIAS DE TRANSMISION DE LAS INFECCIONES RELACIONADAS CON EXCRETAS



Fuente: Ref.54

1<sup>ro</sup> Una dosis infectiva de un agente patógeno excretado llega al campo o al estanque o el agente patógeno se multiplica en esos dos lugares para formar una dosis infectiva;

2<sup>do</sup> La dosis infectiva llega al huésped humano;

3<sup>ro</sup> El huésped se infecta; y

4<sup>to</sup> La infección causa enfermedad o fomenta su transmisión.

El riesgo es meramente potencial si no existe la cuarta condición. El uso de excretas o aguas residuales en agricultura o acuicultura será de importancia para la salud pública sólo si causa excesiva incidencia o prevalencia de enfermedades o intensidad de infección.

Ciertas características de un microorganismo patógeno dado tenderán a incrementar el riesgo probable y la importancia que para la salud pública tiene su transmisión mediante el aprovechamiento de aguas residuales. Shuval y colaboradores han señalado las siguientes:

- Persistencia por periodos prolongados en el medio ambiente;
- Prolongado periodo de latencia o etapa de desarrollo;
- Baja dosis infectiva;

- Poca inmunidad del huésped;
- Mínima transmisión simultánea por medio de otras vías como los alimentos, el agua y los malos hábitos de higiene personal o doméstica.

Partiendo de esta base, es de esperar que las helmintiasis de las categorías III a V, causadas por los agentes patógenos más persistentes, con el mayor periodo de latencia y dosis infectivas muy bajas y a los que la inmunidad del huésped es poca, estén entre las que representan el mayor riesgo real ocasionado por el aprovechamiento de aguas residuales.

Donde es elevado el índice de transmisión por otras vías, como ocurre a menudo con muchas de las infecciones fecales transmitidas por vía oral ( categorías I y II ), un reducido índice de transmisión por aprovechamiento de aguas residuales puede tener poca importancia relativa. Las aguas residuales no son un medio tan eficaz de transmisión de enfermedades causadas por virus entéricos pertenecientes a la categoría II, pese a que éstos son moderadamente persistentes y tienen bajas dosis infectivas. Por lo general, la transmisión de diferentes orígenes en el hogar es tan intensa que la mayoría de los lactantes adquiere

inmunidad permanente en los primeros años de vida, de modo que hay pocas posibilidades de que ocurra un número excesivo de casos de enfermedad como resultado de una mayor exposición por causa del aprovechamiento de aguas residuales.

Por tanto, los conocimientos que se tienen actualmente sobre la transmisión de los agentes patógenos excretados sugieren que la infección helmíntica es el riesgo más importante para la salud, que la virosis es la menos importante y que las enfermedades bacterianas y protozoarias se encuentran entre los dos extremos. Sin embargo, sólo las pruebas epidemiológicas permiten confirmar la validez de este modelo teórico.

c) **Medidas de Protección Sanitaria**

Tradicionalmente, se han practicado varios métodos de disposición de desagües como: vertimiento directo a cuerpos naturales de agua, tratamiento de aguas residuales y vertimiento de los efluentes a cuerpos de agua o al suelo; y disposición de las aguas residuales en el suelo. Todos los métodos de disposición señalados ofrecen el riesgo de verter patógenos al ambiente que puede reinfectar a otros individuos. La disposición directa de aguas

residuales aporta microorganismos patógenos que contaminan las aguas y el suelo, crea riesgos a la salud de los usuarios de estos cuerpos de aguas ya sea para bebida, recreación o cría de peces. Es por ello que el tratamiento de los desagües se hace imprescindible para disminuir los focos de infección de enfermedades, sea el vertimiento de los efluentes tratados a un cuerpo receptor o al suelo.

En los últimos años, el interés en el uso de aguas residuales para riego de cultivos en regiones áridas y semiáridas por la escasez de otras fuentes de agua y la necesidad de incrementar la producción local de alimentos, se ha acrecentado. Las ventajas consecuentes han avalado esta práctica, pero al mismo tiempo han provocado la aparición de ciertas normas que tratan de evitar el riesgo que el uso de desagüe implica en la salud pública.

Se pueden tomar cuatro medidas principales para proteger la salud al aprovechar las aguas residuales, a saber: tratamiento de éstas, restricción de cultivos, control de las clases de empleo de las aguas residuales y de la exposición de las mismas y fomento de la higiene. De éstas, el tratamiento de los desagües y la restricción de cultivos han sido



las más ampliamente adoptadas en los sistemas de aprovechamiento controlado.

En el tratamiento para aprovechamiento se exige la eliminación de agentes patógenos como los helmintos, operación para la cual no son muy eficaces los métodos convencionales. Por lo tanto, al diseñar algún sistema de tratamiento de aguas residuales para fines de aprovechamiento debe saberse hasta qué punto hay que eliminar los agentes patógenos excretados. Este límite es fijado en función del uso o los usos que se les dará a las aguas residuales tratadas, de manera que la calidad de éstas cumpla con objetivos específicos.

## CAPITULO VI

### SISTEMA DE ALCANTARILLADO

#### 6.1 INTRODUCCION

El Proyecto Integral de Alcantarillado para la "Ciudad Pachacútec" se ha basado, como en el caso del Proyecto de Agua Potable, en el Plan Director planteado por el departamento de Arquitectura, y por los diseños viales propuestos por el departamento de Ingeniería. Por tanto, es notable el vínculo que este Proyecto tiene con sus similares y su dependencia para su elaboración.

Determinados ya los límites de una Primera Etapa de habilitación urbana, propuesta por el Esquema de Organización Espacial y avalada por el Proyecto de Agua Potable, el Proyecto de Alcantarillado en base a su planteamiento integral desarrollará los diseños correspondientes a los sectores involucrados.

## **6.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO**

Beneficiar a toda la población de la Ciudad de un servicio de recolección de aguas servidas, con el fin de prevenir las enfermedades que tienen como vía de transmisión el agua.

Aprovechar las características topográficas del terreno, a fin de disponer de un sistema de evacuación por gravedad, para minimizar los costos y evitar los problemas que provocarían los sistemas por bombeo.

Flexibilizar el servicio de alcantarillado, a fin de que cada sector de vivienda evacúe sus desagües de forma independiente hacia los Interceptores, si las condiciones topográficas y de orden urbano lo permiten, para evitar problemas posteriores ocasionados por el sistema cooperativo de obras de habilitación urbana.

Proveer a la Ciudad de un sistema de evacuación de aguas servidas eficiente y económico, para lograr el

objetivo de un conjunto habitacional de interés social.

### **6.3 GENERALIDADES DEL DISEÑO**

En la elaboración de este Proyecto se pretende como uno de los objetivos, el lograr un diseño eficiente y barato, tomando en consideración las condiciones socioeconómicas de los futuros pobladores, y los recursos técnicos que se tienen a mano para alcanzar este fin.

Es así que se emplean criterios distintos a los sugeridos por las normas nacionales, basados en la experiencia y la investigación. Primordialmente, se han empleado tres criterios de diseño sobre los cuales se basa el Proyecto Integral de Alcantarillado de Ciudad Pachacútec.

El primer criterio se refiere al caudal de aguas servidas per cápita. Como se detalló en el capítulo IV, la dotación doméstica neta de agua por poblador se estableció en 150 lts/día, con factores de demandas máximas diaria y horaria en 120% y 220% del caudal promedio, respectivamente. En cuanto a la contribución al sistema de alcantarillado, se fija en el 80% del caudal de agua potable consumido correspondiente al máximo anual de la demanda horaria; de esta forma se obtiene un caudal de desagüe doméstico neto de 264 lts/hab/día. De considerar el caudal total de evacuación de desagües (excluyendo la aportación de la zona industrial),

analizando el cuadro IV-2, se afectaría a la sumatoria de los caudales máximos horarios (842.15 lps) con el factor de contribución (0.8), resultando un caudal pico de desagüe de 372 lts/hab/día. Este valor podría compararse a sus similares usados por SEDAPAL y SENAPA, pues debido a la ambigüedad de sus reglamentos, ellos sugieren la posibilidad que la dotación doméstica de agua incluye el consumo para otros tipos de zonificación (comercial, educación y equipamiento).

SEDAPAL considera que la contribución al desagüe es del 90% del agua distribuída; así, con la dotación de 250 lts/hab/día y un factor máximo horario de 260% del caudal promedio, se obtiene un caudal pico de desagüe de 585 lts/hab/día. Paradójicamente, la firma Engineering Science realizó en 1980 una evaluación en el sistema de alcantarillado de Lima Metropolitana, por encargo de SEDAPAL, encontrando que la contribución al sistema era en realidad de 71% de la producción de agua, con datos recogidos en los colectores Comas, Callao, Costanera, Surco, #6(Av. Faucett y Av. Perú), #19 y San Juan de Miraflores. El 29% restante de la producción de agua no retornada en el agua residual se reparte en fugas en el sistema de distribución, pérdidas consuntivas (riego de áreas verdes), exfiltración del sistema de alcantarillado y sistemas privados de disposición de aguas servidas. Disgregando este porcentaje, existía un desperdicio de 20% de la producción de agua potable, asumiéndose que el

9% remanente podría cubrirse por uso consuntivo, en vista de la ausencia de lluvias en el área, escasa exfiltración y pocos sistemas privados de desagüe. En este mismo estudio se obtuvieron valores máximos y mínimos de desagüe, siendo de 160% y 67% respectivamente, en relación al caudal medio de aguas residuales.

Si nos remitimos a las normas de SENAPA, esta empresa también considera una dotación de agua de 250 lts/hab/día (para poblaciones de más de 50,000 habitantes), pero con un factor máximo horario de 180% del caudal medio y una contribución al desagüe de 80%, lo que nos arroja un valor máximo de caudal de aguas residuales de 360 lts/hab/día.

La contribución de agua potable al alcantarillado, según Fair-Geyer-Okun es de 60 a 70% del agua distribuída; Metcalf lo estima en 70%, mas casi todos los investigadores sugieren una contribución de 80%, por lo que el valor de SEDAPAL, como lo demuestra su propio plan de evaluación, es alto para ser considerado como parámetro de diseño.

GTZ asume que la dotación de agua potable se encuentra entre 100 y 300 lts/hab/día, con un promedio de 150 lts/hab/día. Al realizar el Plan Maestro de la Ciudad de Trujillo, consideraron un factor máximo horario de 200% del caudal promedio y una contribución al desagüe de 80%, por lo que el rango de caudal de aguas servidas por habitante estaría entre 160 y 480 lts/día.

En el Brasil, el caudal de desagüe varía entre 90 y 210 lts/hab/día en ciudades del interior de Sao Paulo; en las de mayor crecimiento demográfico, entre 80 y 300 lts/hab/día. Gloyna asume un caudal promedio en el Perú de 140 lts/hab/día.

De este análisis se desprende que los criterios para el cálculo de los caudales de desagüe empleados para Ciudad Pachacútec se juzgan razonables, si consideramos que el valor pico de desagüe per cápita es bastante cercano al sugerido por SENAPA y se encuentra dentro del rango sugerido por GTZ.

Refiriéndonos al valor de factor punta, Babbit presenta una fórmula que relaciona el caudal máximo y el promedio de desagües:

$$\frac{Q_{max}}{Q_{med}} = \frac{5}{P^{0.2}}$$

siendo "P" la población en miles de habitantes.

Engineering Science corrigió este valor en el estudio anteriormente señalado, llegando a la siguiente relación:

$$\frac{Q_{max}}{Q_{med}} = \frac{5}{P^{0.17}}$$

Por tanto, si consideramos la población aproximada de la Ciudad en 160,000 habitantes, por la relación de Babbit se obtiene un factor punta de 181%, y por la

modificada de Engineering Science, de 211% .

De aquí se puede notar la similitud que existe entre el valor del factor máximo horario ( $K_2=220\% Q_p$ ) y el factor punta ( $FP=211\%Q_p$ ), por lo que se justifica que el cálculo de los caudales de desagüe se haga en base al consumo de agua en máximo horario.

El segundo criterio es acerca del diámetro mínimo a emplearse en los colectores secundarios. La concepción urbana impuesta (que impide el desborde poblacional), las fuertes pendientes de la zona y el empleo de Interceptores que evitan grandes caudales de desagüe en los tramos secundarios, nos permiten el empleo de tubería de 150 mm. (6"), descartando lo normado por SEDAPAL (diámetro mínimo de 200 mm.).

El tercer y último criterio es la aplicación de conceptos poco conocidos y usados en el dimensionamiento de redes colectoras de desagüe. Se trata de los criterios de "Tensión Tractiva" y "Velocidad Máxima de flujo", que vienen empleándose en países como E.E.U.U. y Brasil. Aunque su estudio data de muchos años atrás, no es sino hasta la actualidad que se han desarrollado expresiones que permiten su fácil entendimiento y aplicación.

Finalmente, se establece un periodo de diseño de 20 años, al término de los cuales se estima que la Ciudad habrá alcanzado la población de saturación proyectada por los urbanistas. Esto justifica la ejecución de las obras de alcantarillado por etapas, priorizando la instalación



de los servicios en una Primera , cuya capacidad atenderá los requerimientos de la población involucrada y diseñada de forma que sirva para posteriores , si el Planteamiento Integral así lo dispone.

#### 6.4 TEORIAS DE LA HIDRAULICA DE CANALES RELACIONADAS AL DIMENSIONAMIENTO DE COLECTORES - CRITERIOS DE TENSION TRACTIVA Y VELOCIDAD MAXIMA DE FLUJO

La experiencia acumulada durante muchos años en el campo de la hidráulica de canales ha recomendado el uso de fórmulas como las de Manning, Ganguillet-Kutter y Prandtl-Colebrook, para ser normalmente usadas en el dimensionamiento de tuberías para alcantarillado. Existen de la misma forma ciertas consideraciones sobre las reacciones bioquímicas que se generan en el desagüe durante su transporte, con el fin de prevenir la formación de gases indeseables sobre todo en zonas planas, donde la velocidad en las tuberías es relativamente baja. La principal preocupación es acerca del Acido Sulfídrico ( $H_2S$ ), que puede causar olores, toxicidad y corrosión en las paredes de la tubería.

Los sólidos que son propios del desagüe, se componen de partículas orgánicas e inorgánicas con diversos tamaños y pesos específicos. Las partículas más pesadas pueden ser arrastradas en el fondo, mientras que las finas se mueven en suspensión y los materiales livianos

flotan en la superficie del agua residual. De forma tradicional, se ha asumido que la acción de autolimpieza para afrontar el aspecto de la deposición de materiales sólidos, se obtiene a partir de una velocidad mínima del fluido, independientemente del diámetro de la tubería. Debido al hecho que el mecanismo básico de la acción de autolimpieza es una fuerza hidrodinámica ejercida sobre las paredes del conducto por el escurrimiento de los desagües, se recomienda el uso del concepto de "Tensión Tractiva", en sustitución del de velocidad de autolimpieza.

a) El Acido Sulfhídrico en las Tuberías de Desagüe

Gracias a que el desagüe fresco tiene una cantidad apreciable de Oxígeno Disuelto, frecuentemente las redes colectoras secundarias de desagüe no presentan problemas relativos al Acido Sulfidrico ( $H_2S$ ). A medida que el desagüe circula por la red a través de grandes extensiones, a veces a velocidades bajas, la concentración de Oxígeno Disuelto disminuye de manera gradual, prevaleciendo las condiciones anaerobias en el desagüe y propiciando la presencia del  $H_2S$ , cuyos efectos se notan principalmente en los colectores troncales, Interceptores y Emisores.

El  $H_2S$  es un gas que se encuentra regularmente

en la naturaleza, muy conocido por su olor. Puede ser producido por la descomposición de algunas especies de materia orgánica, especialmente la Albúmina. Su toxicidad es causa de muerte por su exhalación en los colectores; existe información que una concentración de 300 ppm en el aire es letal.

Cuando los colectores son construídos con materiales que no son inmunes al ataque del Acido Sulfúrico, como el Concreto, Asbesto-Cemento o Acero, ocurrirá una corrosión gradual.

La corrosión de las tuberías está generalmente asociada a los climas tropicales, donde la tasa de actividad biológica es más intensa. Sin embargo, también se presentan serios problemas de este tipo en Inglaterra, Alemania y Suecia, con temperaturas predominantemente bajas. Así, se puede concluir que los problemas de corrosión pueden presentarse en cualquier clima, si la DBO fuera alta y/o las condiciones del flujo en el colector fueran inadecuadas (pendientes bajas).

La presencia de sulfitos en el desagüe puede ser debida a la descarga directa de desagües industriales a los colectores, con altos valores de DBO. En el caso de las aguas residuales domésticas, es causada por la acción bacteriológica de los Sulfatos que se encuentran

en el agua potable, y cuya concentración aumenta con el uso que el hombre da a la misma. Una de las características de la generación de los sulfitos es que su ocurrencia es temporal.

Los factores que influyen para la producción de los sulfitos son:

- La cantidad de Azufre existente en los compuestos orgánicos y sulfitos que normalmente se encuentran en el agua residual.
- La temperatura del desagüe, ya que a 15 °C es prácticamente inexistente la presencia del H<sub>2</sub>S, mientras que a 38 °C alcanza su valor más alto.
- El pH del desagüe cumple una función esencial con respecto a la proporción del H<sub>2</sub>S presente.

% H <sub>2</sub> S	pH
99	5
91	6
76	6.5
50	7
24	7.5
9	8
1	9

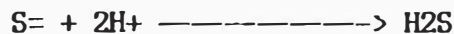
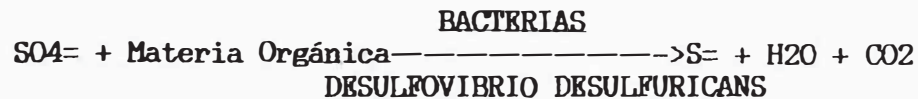
- La ausencia de Oxígeno Disuelto en el

desagüe. La presencia de valores entre 0.1 y 1 ppm impedirá la producción del H<sub>2</sub>S.

- La baja velocidad del agua residual.

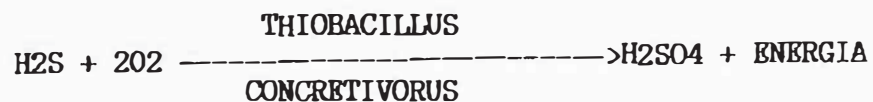
La actividad biológica es concentrada en una película de limo que se desarrolla en la superficie sumergida de los colectores. La generación de sulfitos es pequeña y frecuentemente despreciada. Estas reacciones ocurren en condiciones estrictamente anaerobias, que son favorables al proceso.

Como las bacterias necesitan de Oxígeno para consumir la materia orgánica, al no disponer de él, ciertas especies (*Desulfovibrio desulfuricans*, *Spirillum* y *Microspira aestauri*) logran Oxígeno del ión Sulfato (SO<sub>4</sub><sup>=</sup>), reduciéndolo a ión Sulfito (S<sup>=</sup>). La ionización de éste en el agua produce el H<sub>2</sub>S.



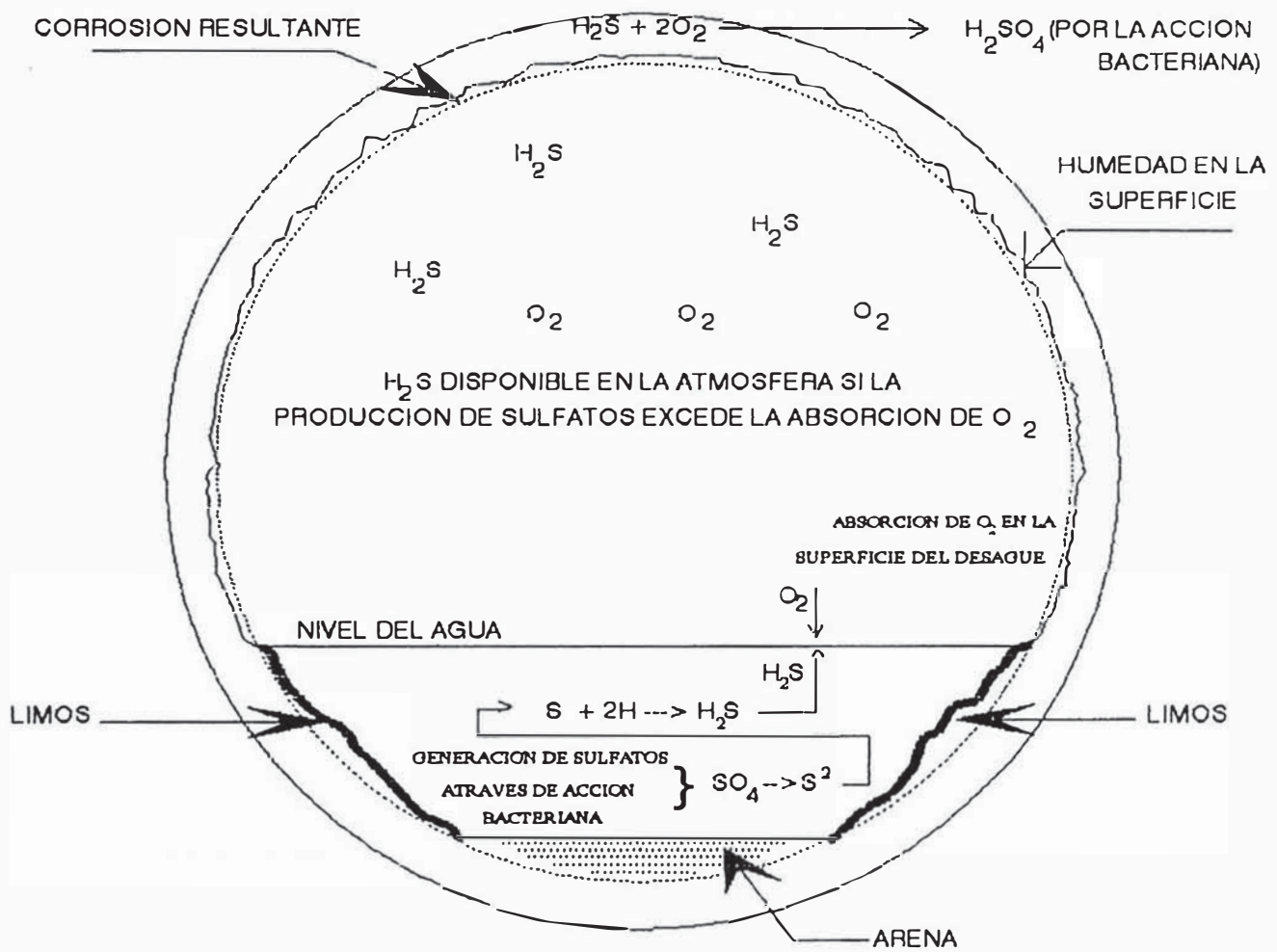
Al no existir Oxígeno, el H<sub>2</sub>S generado en esta película de limo escapa para la parte superior de la tubería, a través del desagüe. Una pequeña

parte del H<sub>2</sub>S se pierde por la ventilación natural del colector, mientras la mayor parte es absorbida por la capa de humedad condensada existente en la bóveda superior de la tubería, donde es oxidada bacteriológicamente por sulfobacterias, resultando en la formación de Acido Sulfúrico (H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>).



El Acido Sulfúrico (H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>) formado causa elevada corrosión en materiales vulnerables; en el caso de colectores de concreto, éste reacciona con la cal formando Sulfato de Calcio (CaSO<sub>4</sub>), haciendo que el concreto pierda su resistencia. La tubería podrá colapsar cuando reciba mayores cargas.

Cuando las velocidades de flujo son insuficientes para asegurar la autolimpieza, se provoca la deposición de sólidos y un acentuado desenvolvimiento de limos en las superficies mojadas, disminuyendo más aún la velocidad y originándose problemas de corrosión, pues en esa película de limo se desarrollan condiciones anaerobias favorables al proceso. Esta película está formada por microbios filamentosos y



## CORROSION EN COLECTORES DE DESAGUE RESULTADO DE LA GENERACION DE SULFATOS

Figura VI - 1

Fuente: Ref.36

material gelatinoso (zoogleia), donde se encuentran muchas bacterias menores. Cuando la velocidad es muy baja, puede alcanzar un espesor de 3 mm. o más; cuando es alta puede tener menos de 0.25 mm.

Pomeroy y Davy observaron que la tasa de producción de H<sub>2</sub>S es proporcional a la temperatura y la DBO del desagüe. Para prevenir la generación del H<sub>2</sub>S, citamos el modelo desarrollado por Pomeroy - Davy, muy usado en la actualidad, y conocido como la "Fórmula Z":

$$Z = \frac{DBO_e}{S^{1/2} Q^{1/3}} * \frac{P}{b} \dots\dots\dots (6.1)$$

donde:

Z = Indicador de la tendencia para la ocurrencia de sulfatos (mg.s<sup>1/3</sup>/l.m.)

DBO<sub>e</sub> = DBO efectiva = DBO \* 1.07<sup>(T-20)</sup>

DBO = Demanda bioquímica de Oxígeno a 20 °C y 5 días (ppm)

T = Temperatura (°C) promedio en el mes más caliente

S = Pendiente de la tubería (m/m)

Q = Caudal de desagüe (m<sup>3</sup>/s)

P = Perímetro mojado (m)

b = Longitud de superficie del líquido (m)



Pomeroy recomienda que para obtener los máximos valores de "Z" (para evitar la presencia de H<sub>2</sub>S), las temperaturas medias deben ser tomadas en los 3 meses más calientes del año, y la DBO media de las máximas de 6 horas consecutivas durante un día. Esto es debido a que los valores de DBO varían considerablemente con respecto a la DBO media en las mismas proporciones en que varía el caudal pico con respecto al caudal medio, encontrándose que la DBO máxima ocurre un poco después del caudal pico, y de manera similar acontece entre la DBO y el caudal mínimos. También se ha encontrado que el valor de la DBOe es máximo a medio tubo, por lo que se recomienda el control de sulfatos a este tirante. Se han realizado estudios que demuestran que a 20 °C, el período del día en que el valor de la DBOe excede el máximo para evitar la generación de sulfatos es similar al que está por debajo de esta DBO marginal.

Ludwig afirma que para una DBOe media de 250 ppm y cuando el caudal inicial es un tercio del caudal final, la velocidad mínima deberá ser de 0.7 m/s. Para valores de DBOe mayores a 250 ppm es preciso un dimensionamiento más cuidadoso.

Al observar los datos obtenidos en San Juan y otros distritos de Lima, los valores de DBO

máximo no superan las 300 ppm pudiéndose contemplar un valor razonable de 250 ppm, en promedio.

Las condiciones para que la generación de Sulfuro de Hidrógeno sea probable se basan en valores límites para "Z". Según Pomeroy - Davy, un valor de "Z" debajo de 16400  $\text{mg}\cdot\text{s}^{1/3}/\text{lt}\cdot\text{m}$ . nos asegura la no presencia del  $\text{H}_2\text{S}$ , mientras que a valores superiores a 32800 se espera la formación de este gas de forma común. Los valores entre 16400 y 32800 marcan la condición marginal para la generación. Otros autores, como Takahashi y Paintal, sugieren el valor límite de "Z" en 24600; Ludwig y Almeida recomiendan valores de 32800 para caudales hasta de  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  y de 20000 para caudales mayores.

Pomeroy efectuó observaciones para valores de "Z" de 49200 que dieron por resultado la presencia de olores de tiempo en tiempo, con un rápido ataque a las estructuras de concreto en puntos de turbulencia y con significativa corrosión en otras zonas, previendo el colapso de tuberías de 25 mm. de espesor de paredes en 25 años. Para valores de "Z" iguales o mayores de 82000, supone el colapso en 5 a 10 años.

El propio investigador reconoce que para pequeños caudales, la fórmula "Z" puede indicar

la formación de  $H_2S$  donde en realidad no ocurre y que, por otro lado, para grandes caudales la fórmula puede no indicar su presencia, existiendo el gas en los colectores. Sin embargo, la aplicación de su fórmula ha dado buenos resultados.

b) **La Deposición de Materia Sólida en Tuberías de Alcantarillado**

La materia sólida en el desagüe está compuesta de partículas orgánicas e inorgánicas, las que debido al efecto de gravedad y al tener densidades mayores al agua, se depositan en el fondo de las tuberías.

Es difícil el estudio de la deposición de estas partículas por el hecho que el caudal de desagüe es permanentemente variable. Las partículas se depositan en las horas de menor contribución, cuando la velocidad es baja.

La experiencia ha demostrado que con velocidades de flujo de 0.15 m/s se ocasiona la deposición de partículas orgánicas. Además, la región de deposición de materiales sólidos se establece bajo la relación  $Y/D \leq 0.15$ .

c) La Velocidad de Autolimpieza para el Dimensionamiento de Colectores

En vista que el caudal de desagüe es variable con el tiempo, el tirante y la velocidad en la tubería también varían. Como ya se hizo notar, si el desagüe escurre a velocidad baja durante las horas de menor contribución, los materiales sólidos pueden depositarse en el fondo del colector. La tubería debe ser proyectada para que el flujo alcance una velocidad mínima de escurrimiento, suficiente para asegurar la acción de autolimpieza en horas de mayor contribución.

Se ha llegado a establecer que la velocidad de autolimpieza varía de acuerdo a:

- Diámetro de la tubería; para diámetros menores la velocidades son menores, y viceversa.
- Altura de la lámina de la tubería; aumentando la lámina también aumenta la velocidad.
- Diámetro de las partículas y sus pesos específicos.

Las velocidades mínimas para el movimiento de partículas granulares en función del diámetro son:

Partículas de arena con diámetro de 0.2mm.

VELOCIDAD MINIMA (m/s)	DIAMETRO DE LA TUBERIA (mm)
0.2	100-400
0.3	400-1200

Partículas de arena con diámetros de 1mm.

VELOCIDAD MINIMA (m/s)	DIAMETRO DE LA TUBERIA (mm)
0.40	100-200
0.50	200-800
0.60	800-1200

Para partículas de material cohesivo estas velocidades mínimas son:

Partículas con diámetro de 0.2 mm.

VELOCIDAD MINIMA (m/s)	DIAMETRO DE LA TUBERIA (mm)
0.8	100-200
0.9	200-400
1.0	400-800
1.1	800-1200

Partículas de diámetros 1mm.

VELOCIDAD MINIMA (m/s)	DIAMETRO DE LA TUBERIA (mm)
1.7	100
1.8	200
1.9	300
2.0	400
2.1	500
2.2	500-700
2.3	700-1000
2.4	1000-1200

En los desagües se considera insignificante la presencia de materiales cohesivos, por lo que realmente interesa respetar los valores de velocidades mínimas para partículas de arena, y en especial, para diámetros de 1mm. De los análisis se desprende que una velocidad de 0.5 m/s nos otorga un límite de seguridad para diámetros comúnmente empleados. Es de particular importancia este aspecto, por el hecho de que el suelo de Ciudad Pachacútec es predominantemente arenoso, estimándose que el ingreso de este material a los colectores será significativo.

El criterio tradicional ha sido proyectar los colectores con pendientes que aseguren una velocidad mínima de 0.60 m/s, con escurrimiento a media sección y a sección llena (SENAPA, SEDAPAL). En esas condiciones, para tirantes

menores de medio tubo, la velocidad será menor de 0.60 m/s y para láminas mayores, la velocidad será mayor (SENAPA además considera una velocidad mínima de 0.6 m/s para un flujo correspondiente al 50% del caudal máximo). También se destaca que en las normas de las referidas instituciones no se establece un límite mínimo de tirante.

Para Metcalf-Eddy, una velocidad media de 0.30 m/s es generalmente suficiente para prevenir la deposición de partículas orgánicas en el desagüe, mientras que para lograr el mismo efecto con las partículas inorgánicas (arena), la velocidad media deberá ser de 0.75 m/s. La WPCF recomienda que el flujo en las tuberías debe ser proyectado a fin de adquirir velocidades superiores a 0.91 m/s, a pesar que en Estados Unidos se ha usado velocidades de 0.46 m/s a tubo lleno.

Según Paes Leme y Macedo, las partículas pesadas de 0.2 mm. de diámetro se depositan a velocidades menores que 0.15 m/s y son dislocadas y transportadas a velocidades sobre 0.40 m/s (incluso en proyectos recientemente implementados en Brasil, se consideró una velocidad de 0.3 m/s en horas de menor consumo, sin haberse comprobado perjuicio en la red). Con

un límite de velocidad mínimo de 0.15 m/s en horas de mínima contribución, la autolimpieza está garantizada, siempre que en la hora pico se alcance una velocidad de 0.6 m/s con una lámina o tirante del 20% del diámetro.

Los detritos pequeños que fluctúan en el desagüe pueden adherirse a las paredes de la tubería, cuando el tirante y la velocidad son pequeños. Estos detritos pueden ser dislocados por la acción de fluctuación que aumenta con la altura de la lámina o a través de una velocidad adecuada. La experiencia también ha demostrado que en los casos en que la lámina es pequeña mas la velocidad es alta, son raros los casos de sedimentación de material sólido en las tuberías.

Según las normas brasileñas la relación mínima "Y/D" deberá ser de 0.20 con un tirante correspondiente al caudal mínimo (hora de menor contribución) para asegurar el arrastre de estos detritos, siempre que se alcance una velocidad de 0.5 m/s. Si la velocidad fuese mayor, se pueden tolerar tirantes menores. Si esta relación de tirante-diámetro fuese menor a 0.20D es preciso aumentar la pendiente hasta alcanzar la velocidad mínima de 0.5 m/s.

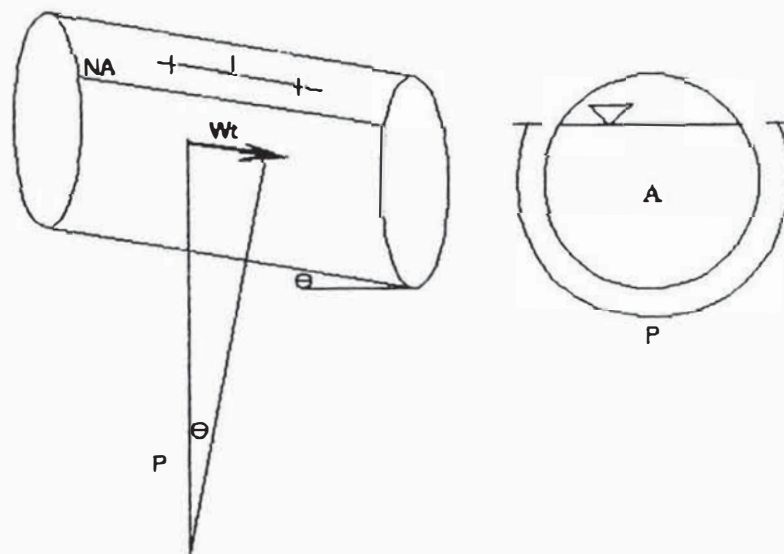
Para este caso, que se presenta con frecuencia



en tramos iniciales, SEDAPAL dispone que se deben diseñar los colectores con una pendiente mínima de 10 %. para los 300 m. iniciales, independientemente del diámetro empleado, para favorecer los pequeños caudales evacuados.

d) El Concepto de Tensión Tractiva

La Tensión Tractiva es una fuerza tangencial ejercida sobre la pared del conducto por el líquido que escurre a través de él.



La tensión tractiva media  $\sigma$ , para un flujo uniforme, representa el valor medio de la tensión a lo largo del perímetro mojado del conducto.

$$\sigma = \frac{Wt}{P \cdot l} = \frac{W \cdot \text{Sen}\theta}{P \cdot l} = \frac{\gamma \cdot A \cdot l \cdot \text{Sen}\theta}{P \cdot l}$$

$$\sigma = \gamma \cdot R_H \cdot \text{Sen}\theta = \gamma \cdot R_H \cdot S$$

$$\sigma = \gamma \cdot R_H \cdot S \dots \dots \dots (6.2)$$

*pues, para  $\theta \approx 0$ ,  $\text{Sen}\theta \approx \text{Tan}\theta = S$*

Donde:

- $\sigma$  : Tensión Tractiva media (N/m<sup>2</sup>)
- $R_H$ : Radio Hidráulico (m)
- $S$  : Pendiente de la tubería (m/m)
- $W$  : Peso de un tramo "l" del líquido que escurre (N)
- $Wt$ : Componente tangencial de P (N)
- $\theta$  : Angulo de inclinación del conducto (grados)
- $\Gamma$  : Peso específico del líquido (10<sup>4</sup> N/m<sup>3</sup> para desagüe)
- $l$  : Longitud diferencial de tubería (m)

Las experiencias efectuadas a diversos valores de tirantes, indicaron que la máxima tensión tractiva ocurre cerca a la generatriz inferior del tubo, mientras la mínima se presenta en la superficie del líquido. Esta variación tiende a ser menor cuando la relación "Y/D" es mayor, por lo que en láminas mayores de media sección la tensión tractiva tiende a ser uniforme a lo

largo del perímetro mojado. Para láminas menores, hay una mayor variación de tensiones a lo largo del perímetro mojado.

Reid y Yang observaron que el desarrollo de la película de limo estaba relacionado con la tensión tractiva y que existe un límite crítico a partir del cual no se formaría esta película formadora de Sulfuro de Hidrógeno. El control de ésta es de fundamental interés para la generación del gas, pues la ausencia de la película implica ninguna o pequeña formación del  $H_2S$ .

#### *Relación con el arrastre de materiales sólidos*

La tensión tractiva mínima es justamente aquella que permite el movimiento de las partículas depositadas en las tuberías. Su valor es determinado a través de experimentos en campo o laboratorio, pues depende del peso específico de la partícula y el líquido, las dimensiones de la partícula y la viscosidad del líquido.

De las partículas inorgánicas se destacan la arena, la arcilla y el sílice. En el caso de la arena, como partícula no cohesiva, en tuberías con pendientes positivas, está sujeta a dos fuerzas: una debida a la tensión tractiva del líquido y otra debido a su peso, las que tienden

a mover a la partícula.

Debido a la presencia de grasas y materia orgánica, generalmente el desagüe contiene concentraciones de partículas en suspensión menores de 0.04% y la suma de las partículas en suspensión y coloidales son frecuentemente menores de 0.1%.

Las tuberías de desagüe deben ser proyectadas de modo de evitar la deposición de la materia orgánica. Para partículas orgánicas de 1mm. y peso específico de 1.01, la tensión crítica fue calculada en 0.0015 N/m<sup>2</sup>; para un tamaño de 10 mm., la tensión crítica alcanza un valor de 0.006 N/m<sup>2</sup>. En los proyectos de estaciones de tratamiento de desagües, las partículas orgánicas son de 1mm. y peso específico mayor o igual a 1.001 gr/cm<sup>3</sup>.

Dunn, analizando líquidos con altos contenidos de sílice y arcilla, obtuvo un valor de tensión crítica de 24 N/m<sup>2</sup>. Sin embargo, es preciso recordar que estas partículas que poseen propiedades cohesivas se encuentran en pequeñas concentraciones en el agua residual, por lo que se desprecia su presencia a menos que las condiciones de la zona lo exijan así.

Por ello, para el análisis de materiales orgánicos e inorgánicos en el desagüe, se

concluye que son las partículas de arena las que merecen mayor atención para la autolimpieza de los colectores. Para este estudio se recomienda trabajar con partículas de arena de diámetros variando de 0.2 a 1mm. Los valores recomendados por varias fuentes, coinciden en respetar una tensión tractiva mínima de 1.0 N/m<sup>2</sup> a 3.9 N/m<sup>2</sup>. Cabe destacar que estos valores de tensiones tractivas mínimas son usados para condiciones de tubo lleno.

En el Brasil, un proyecto de norma que se viene usando desde 1983, dicta que este valor que asegura la autolimpieza debe ser mayor o igual a 1 N/m<sup>2</sup>, considerando un tirante mínimo de 0.20D. Para nuestro caso, al no existir experiencias que puedan otorgarnos valores confiables, analizaremos valores de tensión tractiva mínima a ser recomendados.

#### Relación con la prevención de generación de H<sub>2</sub>S

En vista que el valor de la tensión tractiva es función de la pendiente del colector, del tirante y del diámetro, existe una relación directa con el concepto de generación de sulfuro de hidrógeno. Al efectuar la combinación de la fórmula "Z" de Pomeroy-Davy y la de Manning, resulta la siguiente expresión:

$$Z = \frac{DBOe}{S^{1/2} * Q^{1/3}} * \frac{P}{b} \rightarrow S^{1/2} = \frac{DBOe}{Z * Q^{1/3}} * \frac{P}{b} \quad (\text{POMEROY-DAVY})$$

$$V = \frac{R_H^{2/3} * S^{1/2}}{n} \quad (\text{MANNING})$$

$$V = \frac{R_H^{2/3} * DBOe}{Z * n * Q^{1/3}} * \frac{P}{b} \quad (\text{INGRESANDO } S^{1/2})$$

$$V = \frac{R_H^{2/3} * DBOe}{Z * n * A^{1/3} * V^{1/3}} * \frac{P}{b}$$

$$V = \left( \frac{DBOe}{Z * n} * \frac{P}{b} \right)^{3/4} * \frac{R_H^{1/2}}{A^{1/4}} \quad \dots \dots \dots (6.3)$$

donde:

- V : Velocidad de flujo (m/s)
- DBOe: DBO efectiva (ppm).  $DBOe = 1.07^{(T-20)} * DBO$
- T : Temperatura Ambiente (°C)
- Z : Indicador de ocurrencia de Sulfuro de Hidrógeno ( $mg \cdot s^{(1/3)} / lt \cdot m$ )
- n : Coeficiente de rugosidad de Manning  
( $n = 0.013$ )
- R<sub>H</sub> : Radio hidráulico (m)
- A : Area mojada (m<sup>2</sup>)
- P : Perímetro mojado (m)
- b : Longitud de la superficie del líquido (m)
- S : Pendiente del colector (m/m)
- Q : Caudal (m<sup>3</sup>/s)

Si además tomamos en cuenta las expresiones para el escurrimiento de tuberías parcialmente llenas:

$$R_H = \frac{D}{4} * \frac{(\theta - \text{Sen}\theta)}{\theta}$$

$$y = \frac{D}{2} * (1 - \text{Cos}\frac{\theta}{2})$$

$$A = \frac{D^2}{8} * (\theta - \text{Sen}\theta)$$

$$P = \frac{D * \theta}{2}$$

$$b = D * \text{Sen}\frac{\theta}{2}$$

Donde :

- D : Diámetro de la tubería (m)
- $\theta$  : Angulo de abertura (radianes)
- y : Tirante (m)

Obtenemos la expresión siguiente:

$$V = 0.5 * \left( \frac{DBO_e}{n * Z} * \frac{(\theta - \text{Sen}\theta)^{1/3} * \theta^{1/3}}{\text{Sen}(\theta/2)} \right)^{3/4} \dots (6.4)$$

Como se expresó anteriormente, la región de deposición de sólidos está bajo un tirante de 0.15D , por lo que se hace imprescindible asumir

un tirante mínimo que será fijado en 0.20D.

En el caso más común tendremos un valor crítico de "Z" igual a 32800, DBO igual a 250 ppm, temperatura máxima de 25 °C y una relación y/D de 0.20 ; la conjugación de estos valores en la fórmula (6.4) nos arroja un valor de velocidad mínima de 0.58 m/s. Un aumento de temperatura, DBO • tirante incrementará esta velocidad, que es independiente del diámetro de la tubería. Así, con una DBO de 300 ppm, la velocidad mínima sube a 0.66 m/s.

Cabe resaltar que si efectuamos por separado los cálculos correspondientes a la velocidad por las fórmulas de Manning y Pomeroy-Davy , obtendremos valores diferentes con los mismos datos, por lo que se presenta la fórmula (6.4) como el valor común de coincidencia entre ambas. Lo cierto es que la fórmula "Z" sólo nos proporciona la comprobación de la generación • no del H<sub>2</sub>S, basada en las condiciones hidráulicas de la alcantarilla; no debe ser tomada como punto de partida en los cálculos hidráulicos, pues la similar de Manning es confiable de acuerdo a datos experimentales.

De acuerdo a las evaluaciones realizadas por la CETESB, el valor de la Tensión Tractiva mínima debería ser 1 N/m<sup>2</sup>, ya que a una DBO de 250 ppm



y un tirante mínimo de  $0.20D$ , no se generan sulfatos y se logra el arrastre de sólidos para diámetros mayores o iguales a 300 mm. ; y a una DBO de 300 ppm , hace lo propio para diámetros mayores o iguales a 550 mm. Ellos estiman que debido al hecho que en los colectores secundarios no se presentan problemas de generación de sulfatos (diámetros de 150 a 250 mm.), es posible trabajar con este valor de Tensión Tractiva mínima.

Sin embargo, hemos revisado cuidadosamente la deducción que ellos hacen al combinar la ecuación de Manning y la fórmula "Z", encontrando un error en la fórmula final, que en realidad debería ser similar a la fórmula (6.4). En el cuadro VI-1 se analizan valores diferentes de Tensión Tractiva para distintos diámetros de tuberías.

Como se puede apreciar, estamos en capacidad de sugerir que este concepto se aplique para valores de Tensión Tractiva mínima de  $2 \text{ N/m}^2$ , siempre que la DBO no supere el valor de 250 ppm, lo cual es poco probable si nos remitimos a los datos reportados en el capítulo anterior.

Es importante señalar que varios investigadores consideran valores de Tensión Tractiva mínima entre  $1.5$  y  $3.9 \text{ N/m}^2$  , para prevenir la

CUADRO VI - 1

**VALORES DE TENSION TRACTIVA A DIFERENTES  
DIAMETROS DE TUBERIAS  
(para tirantes de 0.20D)**

D(mm)	DBO 250 ppm			DBO 300 ppm		
	Smin (m/Km)	Qmin(lps)	$\delta$ (N/m <sup>2</sup> )	Smin (m/Km)	Qmin(lps)	$\delta$ (N/m <sup>2</sup> )
150	11.9	1.5	2.2	15.7	1.7	2.8
200	8.1	2.6	2	10.7	3	2.6
250	6.0	4.1	1.8	8	4.6	2.4
300	4.7	5.8	1.7	6.2	6.7	2.3
350	3.9	7.9	1.6	5.1	9.1	2.1
400	3.2	10.4	1.6	4.3	11.9	2.1
450	2.8	13.1	1.5	3.6	15	2
500	2.4	16.2	1.5	3.2	18.6	1.9
550	2.1	19.6	1.4	2.8	22.5	1.8
600	1.9	23.3	1.4	2.5	26.7	1.8
650	1.7	27.4	1.3	2.2	31.4	1.7
700	1.5	31.7	1.3	2	36.4	1.7

presencia de  $H_2S$ , así como que la lámina en las tuberías de desagüe no debe exceder los  $2/3$  del diámetro de la tubería, pues el aire en la superficie libre permite la ventilación y la aereación del desagüe, dificultando el desenvolvimiento de condiciones anaerobias.

Por otro lado, nos permitimos analizar la tabla de SEDAPAL de pendientes y caudales mínimos que corresponden a una velocidad de 0.60 m/s; hemos agregado la columna de tirantes y valor "Z" de generación de sulfatos, aplicando la fórmula de Pomeroy-Davy a un valor de DBO de 250 ppm. Como vemos en el cuadro VI-2, los valores de "Z" superan en 2 veces al límite de generación de  $H_2S$ , fijado en 32800. De seguir con estos criterios este gas estará comúnmente presente en las tuberías de concreto. Es también importante remarcar que los cálculos representan resultados teóricos, que deben ser corroborados con evaluaciones de campo.

Habiendo justificado el uso de 2 N/m<sup>2</sup> como valor mínimo de Tensión Tractiva, se modifica el cuadro VI-2, manteniendo constante este valor y considerando un tirante igual a 0.20D, con lo cual la velocidad mínima va en aumento con el diámetro del colector (ver cuadro VI-3).

CUADRO VI - 2

TABLA DE CAUDALES Y PENDIENTES MINIMAS (SEDAPAL)					
D (mm)	S <sub>min</sub> (m/Km)	Q <sub>min</sub> (lps)	y/D	V (m/s)	Z
200	4	19	0.75	0.75	50603
250	2.9	30	0.77	0.74	53041
300	2.2	42	0.76	0.73	53335
350	1.6	58	0.81	0.69	65537
400	1.3	75	0.82	0.68	67679
450	1.2	96	0.8	0.71	60379
500	1	120	0.82	0.69	67230

CUADRO VI - 3

TABLA DE CAUDALES Y PENDIENTES MINIMAS (para tirantes de 0.20D)				
D (mm)	Q <sub>min</sub> (lps)	S <sub>min</sub> (m/Km)	V (m/s)	Z
200	2.6	8.3	0.58	32394
250	4.2	6.6	0.61	30826
300	6.3	5.5	0.63	29602
350	8.8	4.7	0.64	28606
400	11.7	4.2	0.66	27769
450	15.2	3.7	0.67	27052
500	19	3.3	0.68	26426
550	23.4	3	0.69	25872
600	28.3	2.8	0.70	25377
650	33.6	2.6	0.71	24929
700	39.5	2.4	0.72	24522

Relación con la velocidad de autolimpieza

Como los valores de Tensión Tractiva crítica para un proyecto de colectores de desagüe varían entre 1.0 a 3.9 N/m<sup>2</sup>, para impedir tanto la formación del H<sub>2</sub>S como la sedimentación de partículas, se ha llegado a establecer una relación con la velocidad de autolimpieza en las tuberías.

Es también necesario recalcar que los valores mencionados por Yao y Paintal fueron determinados para flujos a sección llena; así, si es necesario aplicar estos valores para dimensionar tuberías a sección parcialmente llena, se tiene que considerar lo siguiente:

$$\sigma = \gamma * R_H * S \dots \dots \dots (6.5)$$

$$\sigma_P = \gamma * R_{HP} * S \dots \dots \dots (6.6)$$

(6.5) se utiliza para conductos a sección llena

(6.6) se utiliza para conductos a sección  
parcialmente llena

si dividimos (6.6) ÷ (6.5) tenemos:

$$\frac{\sigma_P}{\sigma} = \frac{\gamma * R_{HP} * S}{\gamma * R_H * S}$$

ya que la pendiente de la tubería y la densidad del desagüe son iguales en ambos casos:

$$\sigma_p = \frac{R_{HP}}{R_H} * \sigma \dots \dots \dots (6.7)$$

Se efectuaron cálculos a diversos tirantes, que variaron de 0.20D a 0.75D, con valores de tensión tractiva a tubo lleno de 0.6 a 2 N/m<sup>2</sup>, de lo que se concluyó que para tirantes menores a medio tubo las tensiones tractivas son menores que sus respectivas para tubo lleno, y para tirantes superiores a medio tubo, estos valores son mayores (Ver cuadro VI-4).

Si se combinan las fórmulas de Manning y de Tensión Tractiva se obtiene:

$$Q = \frac{A * R_H^{2/3} * S^{1/2}}{n} \rightarrow V = \frac{R_H^{2/3} * S^{1/2}}{n} \dots \dots \dots (6.8)$$

$$\sigma = \gamma * R_H * S \rightarrow S = \frac{\sigma}{\gamma * R_H} \dots \dots \dots (6.9)$$

(6.9) en (6.8):

CUADRO VI-4

TENSION TRACTIVA PARA TUBOS PARCIALMENTE LLENOS ADMITIENDO VALORES PARA TUBO LLENO				
Y/D	R <sub>hp</sub> / R <sub>H</sub>	VALORES DE $\delta$ (N/m <sup>2</sup> )		
		$\delta = 1.0$	$\delta = 1.5$	$\delta = 2.0$
0.20	0.47	0.47	0.71	0.94
0.30	0.68	0.68	1.02	1.36
0.40	0.86	0.86	1.29	1.72
0.50	1.00	1.00	1.50	2.00
0.60	1.11	1.11	1.67	2.22
0.70	1.19	1.19	1.79	2.38
0.75	1.21	1.21	1.82	2.42

$$V = \frac{R_H^{1/6}}{n} * \left(\frac{\sigma}{\gamma}\right)^{1/2} \dots \dots \dots (6.10)$$

donde:

V : Velocidad de flujo (m/s)

n : Coeficiente de Manning

R<sub>H</sub> : Radio medio hidráulico (m)

σ : Tensión tractiva (N/m<sup>2</sup>)

Γ : Peso específico del desagüe (10<sup>4</sup> N/m<sup>3</sup>)

Con la aplicación de la fórmula (6.10) se comprueba que la velocidad de flujo en las tuberías es directamente proporcional al diámetro del colector, es decir, cuando mayor el diámetro de la tubería mayor será la velocidad de flujo.

Se demostró que para partículas de arena de 0.2 mm de diámetro, con Tensiones Tractivas de 0.6 a 1 N/m<sup>2</sup>, se consigue alcanzar la velocidad mínima para su arrastre; para partículas de 1mm, se requiere de un valor de Tensión Tractiva de 0.8 N/m<sup>2</sup>.

Así, combinando los conceptos de control de H<sub>2</sub>S y autolimpieza, en Brasil se escogió el valor de tensión tractiva de 1 N/m<sup>2</sup> como mínimo; en nuestro caso, el valor de 2 N/m<sup>2</sup> nos brinda



efectiva seguridad para su aplicación. El criterio de Tensión Tractiva se torna más económico para el dimensionamiento de colectores de menor diámetro, y en los de mayor diámetro habrá necesidad de pendientes mayores para el control de H<sub>2</sub>S.

En el aspecto constructivo se hace necesario aclarar que no son recomendables pendientes menores a 0.8%.

**e) La Velocidad Máxima en los Colectores de Desagüe**

Existen en la actualidad dos consideraciones a ser tenidas en cuenta al fijar un valor para la velocidad máxima en colectores de desagüe, a saber: el arrastre de aire y la erosión de las paredes internas de la tubería.

La primera consideración se presenta en tramos de fuerte pendiente, con tuberías parcialmente llenas, donde ocurre la mezcla de líquido con las burbujas de aire. Estas últimas aparecen al presentarse tramos de pendientes acentuadas, cuando el líquido (que todavía no contiene burbujas de aire) se acelera por acción de la gravedad, aumentando la velocidad de escurrimiento; la capa límite, hasta entonces laminar, comienza a tornarse turbulenta.

El arrastre de aire ocurre solamente después del afloramiento de esta capa límite turbulenta, debido al hecho que antes de su aparición, el escurrimiento encima de esta capa se comporta casi de acuerdo con el potencial de velocidades, teniendo por ello velocidades bajas y reducido índice de turbulencia. Luego de formada, la capa empieza a crecer hasta aproximarse a la superficie, aumentando el índice de turbulencia y generando fluctuaciones turbulentas capaces de vencer las fuerzas de tensión superficial. Esta turbulencia provoca el lanzamiento de gotas del líquido, las cuales al caer de vuelta al medio líquido, forman burbujas de aire. Una vez que éstas se incorporan al líquido, son arrastradas por el escurrimiento.

Es necesario diferenciar que el aire arrastrado en forma de burbujas es un proceso físico de aprisionamiento de éstas por el líquido a través de la tensión superficial, mientras que el aire disuelto en el desagüe (O.D.) es un fenómeno físico-químico que se basa en la adsorción de moléculas de aire por moléculas de agua.

Volkart, en 1982, evaluó diversos diámetros de tuberías con diferentes pendientes (hasta un máximo de inclinación de  $45^\circ$ ), encontrando que la concentración de aire debido a las burbujas

(C) dependía del número de Boussinesq, y que la mezcla de líquido y aire se presenta cuando este número alcanza el valor de 6.0. En consecuencia, existirá una velocidad límite o crítica ( $V_c$ ), debajo de la cual no se producirá la mezcla de las fases:

$$B = \frac{V}{\sqrt{g \cdot R_H}}$$

como  $B = 6.0$ :

$$V_c = 6 \cdot \sqrt{g \cdot R_H} \dots \dots \dots (\alpha)$$

La importancia de limitar la velocidad de escurrimiento al valor de  $V_c$  radica en que al producirse la mezcla líquido-aire, se observará un aumento en el área de la sección transversal del flujo, debido a la superposición de dos factores: la disminución de la velocidad y la reducción de la masa específica de la mezcla. El incremento del área traerá consigo el aumento del tirante, con lo que habrán oscilaciones irregulares de la superficie libre (fenómeno "slug flow") alcanzándose a la generatriz superior del tubo, lo que podría ocasionar permutaciones aleatorias entre el escurrimiento libre y forzado, sometiendo a la tubería de

desagüe a presiones de trabajo para las cuales no ha sido diseñada, con la posibilidad de colapso.

La velocidad crítica ha sido analizada para diferentes diámetros y tirantes, encontrándose que todas superan los 3 m/s.

La segunda consideración es acerca de la limitación de la velocidad máxima para evitar la erosión por abrasión, por lo que este valor crítico depende del material de fabricación de la tubería y de las características del material transportado por el desagüe, y en especial, de la arena.

Metcalf-Eddy y la WPCF, en el exterior; y SEDAPAL y SENAPA, en nuestro medio, reglamentan que la velocidad máxima no deberá sobrepasar los 3 m/s para que no se presenten los problemas descritos. En el Brasil, actualmente, la SAEC y el proyecto RAS establecen este valor límite en 4 m/s; la SABESP en 6 m/s; y la ABNT en función de la fórmula de Boussinesq (ecuación  $\alpha$ ).

Con el fin de evaluar la erosión en colectores de desagüe, Lysne analizó tuberías de PVC y concreto, con concentraciones medias de arena de 0.8 a 1.6% , y a velocidades de 2.5, 4.5 y 5.5 m/s. Concluyó que la erosión disminuye con el

aumento de velocidad, independientemente del material de la tubería. Justificó esta aseveración por el hecho que el aumento de velocidad trae consigo el incremento de la turbulencia, que tiende a reducir el contacto entre la superficie del tubo y el material erosivo.

Otras investigaciones llevadas a cabo por García, realizadas en campo, en tuberías de concreto transportando aguas pluviales (algunas de las cuales recibían desagüe), apoyaron lo afirmado por Lysne al no encontrar erosión significativa en colectores funcionando entre 14 y 20 años, con velocidades entre 7 y 12 m/s, y constatando que en ningún colector se presentó la rotura de la tubería o falla de las obras.

De acuerdo a lo citado, y teniendo en cuenta que el transporte de arena en los colectores de desagüe es insignificante en relación a sus similares para aguas pluviales, Tomoyuki y Hisasi sugieren un valor máximo de velocidad de escurrimiento en 10 m/s. Este límite difiere en la realidad de Ciudad Pachacútec, teniendo en cuenta que el suelo de la zona es arenoso, y este material puede ingresar en mayor proporción que lo asumido por estos investigadores.

A falta de investigaciones más concluyentes

acerca del estudio del fenómeno de la erosión de las tuberías por velocidades elevadas, sugerimos el empleo de una velocidad máxima de 4 m/s. Este límite será de gran importancia por las fuertes pendientes que presenta la Ciudad Pachacútec, lo que traerá consigo la simplificación de la ejecución de las obras y una reducción considerable del costo de las mismas.

Asimismo, el tirante máximo no deberá sobrepasar el 75 % del diámetro de la tubería, para permitir una adecuada ventilación en los colectores, prever un aumento no considerado del caudal de desagüe y permitir conservar un área transversal libre en el escurrimiento en el caso de una elevación del tirante debida a la mezcla del liquido y el aire.

f) Dimensionamiento de Colectores aplicando Tensión Tractiva

Se precisa para el dimensionamiento de tuberías el uso de tres fórmulas esenciales:

$$\text{CONTINUIDAD} \dots\dots\dots Q = V * A \dots\dots\dots (6.11)$$

$$\text{MANNING} \dots\dots\dots V = \frac{R_H^{2/3} * S^{1/2}}{n} \dots\dots\dots (6.12)$$

$$\text{TENSION. TRACTIVA} \dots\dots\dots \sigma = \gamma * R_H * S \dots\dots\dots (6.13)$$

La combinación de ellas nos dará expresiones para estimar las pendientes mínimas y máximas. Así, si elevamos al cubo la expresión de Manning:

$$V^3 = \left( \frac{R_H^{2/3} * S^{1/2}}{n} \right)^3$$

$$V^3 = \frac{R_H^2 * S^{3/2}}{n^3}$$

Y multiplicando por la velocidad en ambos miembros:

$$V^4 = \frac{R_H^2 * S^{3/2} * V}{n^3}$$

$$V^4 = \frac{R_H^2 * S^{3/2}}{n^3} * \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{R_H^{1/2} * S^{3/8}}{n^{3/4}} * \left( \frac{Q}{A} \right)^{1/4}$$

$$V = \left( \frac{R_H^2}{A} \right)^{1/4} * \frac{S^{3/8} * Q^{1/4}}{n^{3/4}} \dots \dots (6.14)$$

Si llamamos "M" a la siguiente expresión:

$$M = \left( \frac{R_H^2}{A} \right)^{1/4} = \left( \frac{\theta - \text{Sen}\theta}{2 * \theta^2} \right)^{1/4} \dots (6.15)$$

Para un tirante  $y/D = 0.2$ , el valor de  $M = 0.60$ .  
 Si incluimos este valor en la fórmula (6.14) y además  $n=0.013$  (para tuberías de concreto):

$$V = 15.60 * S^{3/8} * Q^{1/4} \dots (6.16)$$

Siendo:

- V = Velocidad (m/s)
- S = Pendiente del colector (m/m)
- Q = Caudal (m<sup>3</sup>/s)

Despejando el valor de  $R_H$  de la expresión (6.15):

$$R_H = M^2 * A^{1/2} = 0.36 * A^{1/2}$$

Incluyendo este valor en la fórmula de Tensión Tractiva:

$$\sigma = \gamma * R_H * S = \gamma * (0.36 * A^{1/2}) * S$$

$$\sigma = 0.36 * \gamma * \left( \frac{Q}{V} \right)^{1/2} * S$$



Introduciendo la expresión (6.16) :

$$\sigma = 0.36 * \gamma * \left( \frac{Q}{15.6 * S^{3/8} * Q^{1/4}} \right)^{1/2} * S$$

Ingresando el valor de  $\Gamma = 10000 \text{ N/m}^3$ :

$$\sigma = 911.47 * Q^{3/8} * S^{13/16} \dots \dots \dots (6.17)$$

Despejando el valor de S :

$$S = \left( \frac{\sigma}{911.47 * Q^{3/8}} \right)^{16/13} \dots \dots \dots (6.18)$$

Para el valor mínimo de  $\sigma = 2 \text{ N/m}^2$  :

$$S = 0.00053 * Q^{-6/13}$$

La expresión para la pendiente mínima queda entonces como sigue:

$$S_{\min} = 0.00053 * Q^{-6/13} \dots \dots \dots (6.19)$$

Para S en (m/m) y Q en (m<sup>3</sup>/s)

$$S_{\min} = 12.85 * Q^{-6/13} \dots \dots \dots (6.20)$$

Para S en (%) y Q en (lps)

Para los efectos del diseño, hemos considerado un límite de velocidad mínima variable de

acuerdo a los diámetros, siendo el valor menor igual a 0.58 m/s, para un diámetro de 200 mm. Este valor respeta el criterio de Tensión Tractiva mínima asumida en 2 N/m<sup>2</sup>.

Como ya se hizo mención en el ítem anterior, limitaremos la velocidad máxima a 4 m/s; asimismo el tirante máximo no deberá sobrepasar el 75% del diámetro de la tubería, para permitir una adecuada ventilación en los colectores y preveer un aumento no considerado de desagüe.

Por tanto, si en la expresión (6.16), introducimos el valor de la velocidad igual a 4 m/s:

$$S_{\text{max}} = 0.0266 * Q^{-2/3} \dots \dots \dots (6.21)$$

Siendo: S en (m/m) y Q en (m<sup>3</sup>/s)

$$S_{\text{max}} = 2660.58 * Q^{-2/3} \dots \dots \dots (6.22)$$

Siendo: S en (m/Km) y Q en (lps).

## 6.5 CRITERIOS DE DISEÑO

### a) Cálculos Hidráulicos

El caudal de diseño de desagüe será el que se obtenga al aplicar un factor de contribución del 80% del agua consumida en máximo horario.

El coeficiente de rugosidad (n) será igual a 0.013, correspondiente a tuberías de concreto simple normalizado (CSN).

El diseño de los colectores se ceñirá a las condiciones hidráulicas de flujo inicial, final y a tubo lleno, de tal forma que se cumpla con lo siguiente:

#### Condición Inicial

Caudal Inicial (Qi) = 0.4\*Qdiseño

Tirante mínimo (Yi) ≥ 0.20D

Velocidad mínima (Vi) ≥ 0.58 m/s

Indicador del H<sub>2</sub>S (Z) < 32800 (mg.s<sup>1/3</sup>)/(lts.m)

De alcanzarse velocidades mayores a la mínima, se podrán aceptar tirantes menores al mínimo establecido, siempre que se cumpla que Z<32800.

#### Condición Final

Caudal Final (Qf) = Qdiseño

Tirante máximo (Yf) ≤ 0.50D (Interceptores)

Tirante máximo (Yf) ≤ 0.75D (Emisores)

Velocidad máxima (Vf)  $\leq 4$  m/s

Indicador del H<sub>2</sub>S (Z)  $< 32800$  (mg.s<sup>1/3</sup>)/(lts.m)

Condición de Flujo a tubo lleno

Velocidad máxima (V)  $\leq 4$  m/s

Indicador del H<sub>2</sub>S (Z)  $< 32800$  (mg.s<sup>1/3</sup>)/(lts.m)

El caudal a tubo lleno será aquel que corresponda a un tirante de 0.82D.

Con respecto a las condiciones mínimas, nos hemos basado en recomendaciones efectuadas por Ludwig, para evitar la generación de sulfatos en los años iniciales de operación de un colector.

Es de gran interés este detalle por el hecho que la habilitación progresiva de las redes de alcantarillado no permitirá contar con el caudal de saturación proyectado desde un inicio, generando problemas de operación.

También es conveniente señalar que la adopción de un tirante mínimo de 0.20D sólo será aplicable en el diseño de los Interceptores y Emisores, en vista que el escaso caudal evacuado y el comprobado hecho que no se presentan problemas relativos al H<sub>2</sub>S hacen innecesaria su aplicación en los colectores secundarios.

El procedimiento de cálculo manual prevee los siguientes pasos:

1<sup>ro</sup> Los datos necesarios son: caudales inicial y final, pendiente del colector y posible diámetro.

2<sup>do</sup> Se comprueba mediante las fórmulas (6.20) y (6.22), las pendientes mínimas y máximas para esos caudales, a fin de comprobar si ésta es la adecuada dentro de los rangos ya mencionados.

3<sup>ro</sup> Se calcula el tirante y la velocidad del tramo, evaluando si el diámetro considerado cumple con los límites mínimos y máximos establecidos.

4<sup>to</sup> Se comprueba que el valor de Tensión Tractiva supere los 2 N/m<sup>2</sup>.

5<sup>to</sup> Se comprueba que el valor de "Z" no supere los 32800 (mg\*s<sup>1/3</sup>)/(lts.m).

Para el seguimiento de estos pasos se ha empleado un programa que permite obtener estos valores en esa misma secuencia. El listado se presenta en el anexo No 1.

#### Procedimiento de llenado de hoja de cálculo

Para llevar una adecuada secuencia de comprobación para el dimensionamiento de colectores, se presenta una hoja de cálculo de la red de alcantarillado, elaborada por los autores.

La comprobación del cumplimiento de las

restricciones hidráulicas dadas anteriormente se hará para las condiciones de  $Q_{inicial}$ ,  $Q_{final}$  y caudal a tubo lleno. SEDAPAL emplea un cuadro similar, pero en el que sólo se efectúan chequeos de velocidad a condiciones reales y a tubo lleno, sin poner ninguna atención a las condiciones iniciales de operación, que no siempre son las que coinciden con las condiciones reales. SENAPA, en cambio, obliga a un chequeo de tirante a condiciones reales (75% de tirante como máximo) y a otro de velocidad al 50% del caudal de diseño (0.60 m/s como mínimo); este estilo de chequeo de las condiciones hidráulicas se presenta más flexible para casos de habilitaciones como la nuestra.

La presente hoja de cálculo combina ambos criterios, a fin de evitar problemas de operación al inicio y para preveer aumentos imprevistos de caudal en el futuro.

El procedimiento para el llenado de la hoja es el siguiente :

**1<sup>ro</sup>** Se ingresan los datos correspondientes a un tramo (nombre de calle, buzón de partida, cotas de tapa y fondo , buzón de llegada y longitud del tramo).

**2<sup>do</sup>** Se adiciona la descarga al tramo, el

diámetro probable y el caudal acumulado (que es la suma del caudal aguas arriba y el caudal de descarga al tramo).

3<sup>ro</sup> Se ingresa la pendiente en el tramo, luego de comprobar que se encuentra ubicada entre los valores de pendientes mínima y máxima.

4<sup>to</sup> Para establecer las condiciones iniciales, se calcula el caudal inicial como un 40% del caudal de diseño y se hallan los valores de tirante (que debe ser no menor de 20%), velocidad (no menor de 0.58 m/s), Tensión Tractiva (no menor de 2 N/m<sup>2</sup>) y "Z" (no mayor de 32800).

5<sup>to</sup> Para establecer las condiciones finales, el caudal final es el caudal de diseño, calculando los mismos parámetros del cuarto punto. El tirante máximo permitido será de 50 %, para Interceptores; y de 75 % para Emisores, mientras que la velocidad máxima será 4 m/s.

6<sup>to</sup> Se establecen condiciones de tubo lleno, hallándose el máximo caudal de transporte, velocidad y "Z".

#### **b) Cámaras de Inspección**

Se proyectarán cámaras de inspección en todos los empalmes de colectores, cambios de dirección, pendiente y diámetro.

La separación máxima entre cámaras de inspección

será:

- Para tuberías de 200 mm.(8") a 250 mm.(10") de diámetro.....80m.
- Para tuberías de 300 (12") a 600 mm.(24") de diámetro.....100m.
- Para tuberías de diámetros mayores.....150m.

La profundidad mínima de las cámaras de inspección será la que permita un recubrimiento de 1.00 m sobre la clave del tubo.

En los puntos de cambio de diámetro en la línea, debidos a variaciones de la pendiente o a aumentos de caudal, las cámaras de inspección se diseñarán de manera que las tuberías coincidan en la clave, cuando el cambio sea menor a mayor diámetro; y en el fondo, cuando el cambio sea de mayor a menor diámetro.

Para tuberías menores de 400 mm. (16") de diámetro, si el tramo inmediato aguas abajo por mayor pendiente puede llevar el mismo caudal en menor diámetro, posteriormente no se usará este menor diámetro igual al tramo aguas arriba.

En las cámaras de inspección en que las tuberías no lleguen a un mismo nivel, se deberán proyectar caídas cuando la descarga o altura de caída con respecto al fondo de la cámara sea mayor a 1.00 metro.



En los buzones se instalarán tapas de concreto armado, que cuenten con un orificio, a fin de brindar una ventilación adecuada a los colectores.

Todas las cámaras de inspección deberán cumplir con las especificaciones de SEDAPAL, así como el cemento usado en la elaboración del concreto deberá ser Atlas puzolánico tipo IPM, de acuerdo a las recomendaciones del Estudio de Suelos.

**c) Ubicación de Tuberías**

Se presentarán las secciones transversales de todas las calles del Proyecto, con la ubicación acotada y a escala de todos los servicios públicos, tanto existentes como proyectados y en relación a ellos se fijarán las posiciones definitivas de las tuberías a instalarse.

En las calles de 20m. de ancho o menos se proyectará una línea de alcantarillado en el eje de la vía; en las calles y avenidas mayores de 20m. de ancho, se proyectará una línea de alcantarillado a cada lado de la calzada excepto si por el reducido número de conexiones, SEDAPAL justifique el uso de una sola línea.

La línea de alcantarillado podrá ubicarse en la vereda si el ancho de la misma lo permite y no hay posibilidad de interferencia con otros

servicios públicos, pero la distancia mínima entre el límite de propiedad y el plano vertical tangente al tubo deberá ser como mínimo de 2 metros.

En el caso de los Interceptores éstos se ubicarán de preferencia aprovechando el jardín central de la sección, en las avenidas principales; esto con el fin de permitir la mayor protección de la tubería en una zona que no soportará el tránsito vehicular, y evitar la rotura de pistas en el caso de futuras operaciones de mantenimiento o reparación. De cualquier forma, el recubrimiento del relleno será de 1m. como mínimo, medido de la clave del tubo al nivel de pavimento.

Las tuberías de alcantarillado se ubicarán con respecto a otros servicios públicos en forma tal que la menor distancia de ellos medida entre los planos verticales tangentes respectivos sea:

- A tubería de agua potable .....0.80m.
- A canalización de regadío.....0.80m.
- A cables eléctricos, telefónicos, etc...1.00m.
- A otros colectores de desagüe.....1.80m.

En caso de posible interferencia con otros servicios públicos, se deberá coordinar con las

Empresas afectadas la protección adecuada.

En los puntos de cruces de colectores de desagüe con tuberías de agua potable, el diseño deberá preferiblemente contemplar el pase de éstas por encima de aquéllas, a una distancia mínima de 0.25 metros, medida entre los planos horizontales tangentes respectivos. En el diseño se debe indicar que el punto de cruce deberá coincidir con el centro de un tubo de agua con el objeto de evitar que la unión quede próxima al colector.

Si por razón de niveles no es posible proyectar la tubería de agua potable en forma que cruce sobre un colector de desagüe en la forma descrita anteriormente y es imprescindible proyectarla cruzándola por la parte inferior, será preciso diseñar un recubrimiento con concreto en el colector sobre una longitud de 1.50 m centradas en relación al punto de cruce.

Las tuberías serán de concreto simple normalizado (CSN), desechando el empleo de tubería de PVC por sus altos costos en relación a las de concreto, y por la ausencia en el mercado de este tipo de tubería en diámetros mayores a 300 mm.

Debido a la agresividad del suelo en algunas zonas, el Estudio de Suelos recomendó la

fabricación de tuberías de concreto con cemento puzolánico tipo IPM; en su defecto las tuberías deberán recubrirse con emulsiones asfálticas y considerar una capa de arena limpia de sales que cubra el perímetro del tubo en un ancho no menor a 15 cm.

## 6.6 PLANTEAMIENTO INTEGRAL

### a) Descripción General

El planteamiento integral adoptado para el presente proyecto toma en consideración dos aspectos importantes: la favorable topografía, con desniveles que van desde la cota 350 a la 0 m.s.n.m.; y el desarrollo urbano planteado.

A fin de proponer una solución integral del manejo de los desagües de la futura Ciudad, se ha dividido ésta en 5 Zonas de Drenaje, las cuales adoptarán sistemas de tratamiento adecuados al volumen a depurar y a las características topográficas predominantes.

Aunque la intención original del proyecto es de proponer una solución con sistema de recolección por gravedad, éste no es aplicable en zonas que posean cotas inferiores a 30 m.s.n.m., debido a que la principal zona de tratamiento se extiende en una área que tiene como límites cotas entre

10 y 35 m.s.n.m., y por las características topográficas de la zona que permitiría el paso de un emisor. En este problema se encuentran los sectores J-XX-1,2,3,5,6 y J-XXI-2,3 que tendrían una población a la saturación de 10,445 habitantes. Para ello se plantea diseñar una estación de bombeo y una línea de impulsión en las futuras etapas a fin de transportar los desagües a la zona de tratamiento antes mencionada.

Para efectos del presente estudio, se proponen los diseños de los sistemas de recolección (el cual se caracteriza por ser íntegramente por gravedad) que componen la Primera Etapa, con el fin de cumplir lo establecido en los lineamientos del Plan Director en que ésta sea la zona que impulse el desarrollo de la futura Ciudad.

**b) Zonas de Drenaje y Cuadros de Aportes**

Como ya se adelantó en el ítem anterior, se han previsto cinco Zonas de Drenaje (ver plano). Estas, que a continuación se detallan (ver cuadros VI-5 y VI-6), poseen zonas de tratamiento independientes.

CUADRO VI - 5

CUADRO RESUMEN DE CAUDALES DE DESAGUE  
POR ZONAS DE DRENAJE

ZONA DE DRENAJE I

SECTOR	# LOTES	POBLACION (hab.)	Qp (lps)	Qmd (lps)	Qmh (lps)	Qd (lps)
A-I-5,6,7,8	957	6430	18.85	23.05	38.93	31.14
A-III-2,4	432	2590	7.60	9.28	15.68	12.54
<b>SUBTOTAL</b>	<b>1389</b>	<b>9020</b>	<b>26.45</b>	<b>32.33</b>	<b>54.61</b>	<b>43.69</b>

ZONA DE DRENAJE II

SECTOR	# LOTES	POBLACION (hab.)	Qp (lps)	Qmd (lps)	Qmh (lps)	Qd (lps)
A-II-1	210	1415	4.15	5.07	8.57	6.86
A-II-2	346	2720	7.98	9.75	16.47	13.18
A-II-3	249	1900	5.57	6.81	11.50	9.20
A-II-4	192	1400	4.11	5.02	8.48	6.78
A-II-5,6	486	4385	12.86	15.72	26.55	21.24
A-III-1,3	500	3000	8.80	10.75	18.16	14.53
B-IV-1	261	1380	4.05	4.95	8.36	6.69
C-VI-1a	231	1870	5.48	6.70	11.32	9.06
C-VI-1b	212	1430	4.20	5.13	8.66	6.93
C-VI-2	356	2380	6.98	8.53	14.41	11.53
C-VI-3	345	2890	8.47	10.36	17.50	14.00
C-VI-4,5	405	3510	10.29	12.58	21.25	17.00
C-VII-5	210	1550	4.54	5.56	9.38	7.50
D-VIII-1	290	2325	6.82	8.33	14.08	11.26
D-VIII-2,3	366	2610	7.65	9.36	15.80	12.64
D-VIII-4	216	1500	4.40	5.38	9.08	7.26
EQUIPAMIENTO C	53	-	4.27	5.12	9.39	7.51
D-IX-3	114	750	2.20	2.70	4.54	3.63
D-IX-4,5	325	2170	6.36	7.78	13.14	10.51
L-XXV-1	280	1610	4.72	5.77	9.75	7.80
<b>SUBTOTAL</b>	<b>5647</b>	<b>40795</b>	<b>123.90</b>	<b>151.37</b>	<b>256.39</b>	<b>205.11</b>

CUADRO VI - 5 (continuacion)

ZONA DE DRENAJE III

SECTOR	# LOTES	POBLACION (hab.)	Qp (lps)	Qmd (lps)	Qmh (lps)	Qd (lps)
B-IV-1	200	1060	3.11	3.80	6.42	5.14
B-IV-2	225	1215	3.56	4.36	7.36	5.89
B-IV-3	172	375	1.10	1.34	2.27	1.82
B-IV-4	134	510	1.50	1.83	3.09	2.47
C-VII-1	355	2785	8.17	9.98	16.86	13.49
C-VII-2	289	1695	4.97	6.08	10.26	8.21
C-VII-3	339	2065	6.05	7.40	12.50	10.00
C-VII-4	243	1715	5.03	6.15	10.38	8.30
D-IX-4,5	28	110	0.32	0.39	0.67	0.54
D-IX-1,2,3	526	3780	11.08	13.55	22.89	18.31
E-X-1,2	474	4090	7.64	9.35	16.73	13.38
E-X-3,4	588	4990	9.63	12.01	21.01	16.81
E-XI-1,2	569	5500	10.47	12.66	22.42	17.93
E-XI-3a,3b,4	568	5245	9.90	12.07	21.43	17.14
F-XII-1,2,3,4,5	1209	6475	13.73	17.27	29.52	23.62
F-XII-6,7	250	1420	4.16	5.09	8.60	6.88
F-XIII-1,2,3	702	6300	12.01	14.21	25.28	20.22
G-XIV-1,2	533	3105	6.07	7.24	13.12	10.50
G-XIV-3,4	504	4080	11.96	14.63	24.70	19.76
G-XV-1,2,3	788	6450	14.70	18.94	31.34	25.07
G-XV-4,5	495	2690	7.90	9.64	16.29	13.03
INSTITUTO NACIONAL DE SALUD DEL NINO	1	-	2.08	2.08	2.08	1.66
J-XX-4	379	3025	8.87	10.84	18.32	14.66
K-XXII-1,2	276	1335	3.91	4.79	8.08	6.46
K-XXII-3,4	305	1010	2.96	3.62	6.12	4.90
L-XXV-2,3	479	2825	8.28	10.13	17.10	13.68
L-XXVI-1a,5	411	1705	5.00	6.11	10.32	8.26
L-XXVI-1b,2a,2b	401	1955	5.73	7.01	11.84	9.47
EQUIPAMIENTO DISTRITAL SUR	78	-	2.01	2.25	3.45	2.76
EQUIPAMIENTO DISTRITAL NORTE	40	-	2.75	3.00	4.25	3.40
<b>SUBTOTAL</b>	<b>11561</b>	<b>77510</b>	<b>194.65</b>	<b>237.82</b>	<b>404.70</b>	<b>323.76</b>

ZONA DE DRENAJE IV

SECTOR	# LOTES	POBLACION (hab.)	Qp (lps)	Qmd (lps)	Qmh (lps)	Qd (lps)
J-XX-1	244	1460	4.28	5.23	8.84	7.07
J-XX-2,3,5,6	999	6995	20.51	25.07	42.35	33.88
J-XXI-2,3	352	1995	5.85	7.15	12.08	9.66
<b>SUBTOTAL</b>	<b>1595</b>	<b>10450</b>	<b>30.64</b>	<b>37.45</b>	<b>63.27</b>	<b>50.62</b>

CUADRO VI - 5 (continuación)

ZONA DE DRENAJE V

SECTOR	# LOTES	POBLACION (hab.)	Q <sub>q</sub> (lps)	Q <sub>mi</sub> (lps)	Q <sub>mh</sub> (lps)	Q <sub>d</sub> (lps)
F-XII-6,7	305	1725	5.06	6.18	10.44	8.35
F-XIII-4,5	447	3250	9.53	11.65	19.68	15.74
H-XVI-1a	242	1295	3.80	4.84	7.84	6.27
H-XVI-1b	137	750	2.20	2.89	4.54	3.83
H-XVI-2	305	3335	9.78	11.95	20.19	18.15
H-XVI-3,4	648	3395	9.95	12.17	20.56	18.45
H-XVII-1	183	895	2.62	3.21	5.42	4.34
H-XVII-2	262	1510	4.43	5.41	9.14	7.31
I-XVIII-1,2	418	2460	7.21	8.82	14.89	11.91
HOSPITAL GENERAL	1	-	2.78	2.78	2.78	2.22
MERCADO MAYORISTA	1	-	5.36	5.36	5.36	4.29
ZONA INDUSTRIAL	51	-	16.00	27.20	32.00	25.60
EQUIPAM. BARRIO	17	-	2.35	2.81	5.16	4.13
TERMINAL TERRESTRE	1	-	3.08	3.70	6.78	5.42
<b>SUBTOTAL</b>	<b>3018</b>	<b>18615</b>	<b>84.15</b>	<b>108.57</b>	<b>164.78</b>	<b>131.82</b>
<b>TOTAL</b>	<b>23210</b>	<b>158390</b>	<b>459.79</b>	<b>567.54</b>	<b>943.75</b>	<b>755.00</b>



CUADRO VI - 8

**INTERCEPTORES Y CAUDALES DE DESAGUE POR ZONAS DE DRENAJE**

**ZONA DE DRENAJE I**

INTERCEPTOR	RECTORER DE VIVIENDA	CAUDAL (lps) DRENADO	CAUDAL (lps)			BUZON DE RECEPCION	BUZON DE DESCARGA
			AGUAS ARRIBA	OTROS INTERCEPTORES	ACUMULADO		
EMISOR # 5	A-III-2,4	12.54	0.00	0.00	43.69	T-1	ZONA DE TRATAMIENTO
	A-I- 5,6,7,8	31.14					
<b>CAUDAL TOTAL</b>		<b>43.69</b>					

**ZONA DE DRENAJE II**

INTERCEPTOR	RECTORER DE VIVIENDA	CAUDAL (lps) DRENADO	CAUDAL (lps)			BUZON DE RECEPCION	BUZON DE DESCARGA
			AGUAS ARRIBA	OTROS INTERCEPTORES	ACUMULADO		
F	B-IV-1	6.69	0.00	0.00	6.69	F-1	R-1
	L-XXV-1	7.80	6.69	0.00	14.49	F-4	
	A-II-5,6	21.24	14.49	0.00	35.73	F-14	
	C-VI-4,5	17.00					
	EQUIPAM.C	7.51					
	C-VI-3	14.00	35.73	0.00	74.24	F-18	
	A-III-1,3	14.53	74.24	0.00	88.77	F-25	
	A-II-3	9.20	88.77	0.00	97.97	F-28	
	C-VI-2	11.53					
	C-VI-1b	6.93					
	A-II-4	6.78					
	A-II-1	6.86	97.97	0.00	130.07	F-31	
EMISOR # 3	A-II-2	13.18	0.00	130.07	143.25	R-1	ZONA DE TRATAMIENTO
	D-VIII-1	11.26	143.25	0.00	154.51	R-3	
	D-VIII-2,3	12.64	154.51	0.00	167.15	R-8	
G	C-VII-5	7.50					S-1
	C-VI-1a	9.06					
	D-VIII-4	7.26	0.00	0.00	23.82	G-1	
	D-IX-4,5	10.51	23.82	0.00	34.33	G-6	
EMISOR # 4	D-IX-3	3.63	0.00	34.33	37.96	S-1	ZONA DE TRATAMIENTO
<b>CAUDAL TOTAL</b>		<b>205.11</b>					

CUADRO VI - 6 (continuación)

ZONA DE DRENAJE III

INTERCEPTOR	SECTORES DE VIVIENDA	CAUDAL (l/s)	CAUDAL (l/s)			BOZON DE RECEPCION	BOZON DE DISCARGA
			DRENAJO	AGUAS AERIAS	OTROS INTERCEPTORES ACUMULADO		
H	B-IV-4	2.47	0.00	0.00	2.47	H-1	J-1
	LXXVI-1a,5	8.26	2.47	0.00	10.73	H-4	
	C-VII-2	8.21	10.73	0.00	18.94	H-8	
	C-VII-3	7.49	18.94	0.00	26.43	H-12	
I	B-IV-1	5.14					J-3
	B-IV-2,3	7.71		0.00	26.53	I-1	
	L-XXV-2,3	13.68	0.00	0.00	29.04	I-5	
	C-VII-3	2.51	26.53	0.00	63.77	J-3	
J	C-VII-4	8.30	0.00	55.47	63.77	J-3	D-4
A	E-X-1,2	13.38	0.00	0.00	13.38	A-1	D-1
B	E-XI-1,2	17.93					D-1
	EQUIPAMIENTO DISTRIT. NORTE	3.40	0.00	0.00	21.33	B-1	
K	K-XXII-3,4	4.90	0.00	0.00	4.90	K-1	C-1
	L-XXVI-1b,2a,2b	9.47					
	K-XXII-1,2	6.46					
	G-XV-4,5	13.03	4.90	0.00	33.86	K-5	
L	C-VII-1	13.49					C-1
	G-XIV-3,4	19.76	0.00	0.00	33.25	L-1	
C	G-XIV-1,2	10.50	0.00	67.11	77.61	C-1	D-4
	G-XV-1,2,3	25.07					
	F-XIII-1,2,3	20.22	77.61	0.00	122.90	C-9	
	EQUIPAMIENTO DISTRIT. SUR	2.76	0.00	34.71	37.47	D-1	
D	E-X-3,4	16.81					EM-1
	E-XI-3a,3b,4	17.14	37.47	186.67	258.09	D-4	
	F-XII-1,2,5	13.09					
	J-XX-4	5.06	258.09	0.00	276.24	D-13	
	D-IX-4,5	0.54					
	D-IX-1,2,3	18.31	276.24	0.00	295.09	D-15	
J-XX-4	9.60	295.09	0.00	304.69	D-18		
E	F-XII-6,7	6.88					EM-9
	F-XII-3,4	10.53	0.00	0.00	17.41	E-1	
EMISOR #1	INST. NACIONAL DEL NINO	1.66	0.00	304.69	306.35	EM-1	ZONA DE TRATAMIENTO

CAUDAL TOTAL 323.76

CUADRO VI - 6 (continuación)

ZONA DE DRENAJE IV

INTERCEPTOR	RECTORIAS DE VIVIENDA	CAUDAL (lps)				BUZON DE RECEPCION	BUZON DE DESCARGA
		DRENADO	AGUAS ARRIBA	OTROS INTERCEPTORES	ACUMULADO		
LINEA DE IMPULSION	J-XXI-23	9.66				W-1	
	J-XX-23,5,6	33.88					
	J-XX-1	7.07	0.00	0.00	50.62		
<b>CAUDAL TOTAL</b>		<b>50.62</b>					

ZONA DE DRENAJE V

INTERCEPTOR	RECTORIAS DE VIVIENDA	CAUDAL (lps)				BUZON DE RECEPCION	BUZON DE DESCARGA
		DRENADO	AGUAS ARRIBA	OTROS INTERCEPTORES	ACUMULADO		
M	H-XVI-1a	6.27	0.00	0.00	6.27	M-1	U-1
	MERCADO MAYORISTA	4.29	6.27	0.00	10.56	M-4	
	P-XIII-4	9.11	10.56	0.00	19.67	M-8	
	P-XIII-5	6.64	19.67	0.00	26.31	M-13	
EMISOR # 2	F-XII-6,7	8.35	0.00	26.31	34.66	U-1	ZONA DE TRATAMIENTO
N	H-XVII-2	7.31				N-1	V-1
	I-XVIII-1,2	11.91	0.00	0.00	19.22		
	HOSPITAL GENERAL	2.22	19.22	0.00	21.44		
	H-XVII-1	4.34					
	H-XVI-3,4	16.45	21.44	0.00	42.23		
	H-XVI-1b	3.63					
H-XVI-2	16.15						
	EQUIPAMIENTO BARRIO TERMINAL TERRESTRE	4.13					
		5.42	42.23	0.00	71.56	N-25	
EMISOR # 8	ZONA INDUSTRIAL	25.60	0.00	71.56	97.16	V-1	ZONA DE TRATAMIENTO
<b>CAUDAL TOTAL</b>		<b>131.82</b>					

## 6.7 DISEÑO DEL SISTEMA DE INTERCEPTORES Y EMISORES

### PRIMERA ETAPA

#### a) Descripción

El Proyecto Especial "Ciudad Pachacútec" ha adquirido el compromiso de ejecutar las obras principales de Agua Potable, Alcantarillado, Energía Eléctrica y Red Vial en el asentamiento; así como otorgar a cada asociación los proyectos de habilitación de estos servicios, para su ejecución por ellos mismos, en el interior de cada sector de vivienda.

Por ello, el Proyecto es responsable de las obras necesarias para posibilitar las condiciones indispensables para el poblamiento de la Ciudad. Así, la infraestructura principal abarca la construcción de Líneas Matrices de Agua, Estaciones de Bombeo, Reservorios, Interceptores de Desagüe, Lagunas de Estabilización, Avenidas Principales, Líneas Primarias de Energía Eléctrica y Estaciones de Energía.

Es por ello que el Proyecto de Alcantarillado, después de haber desarrollado el diseño de colectores secundarios de cada sector, ha podido definir el diseño de Interceptores y Emisores. Estos cumplirán la función de permitir la

descarga de los desagües a partir de puntos proyectados, localizados en cada sector de vivienda previamente. Los Interceptores, previstos de manera integral, cumplen con otorgar flexibilidad operativa en el supuesto caso que, si alguna cooperativa situada en una zona más alta ejecuta su habilitación del servicio de Alcantarillado, no dependa de la terminación de las mismas obras en otros sectores de cotas menores, con las consecuentes ventajas económicas y técnicas.

Habiendo dado el marco global dentro del cual se encuadra el Proyecto de Alcantarillado, ilustraremos la metodología y diseños que corresponden a la Primera Etapa de esta Obra.

**b) Diseño de Colectores Secundarios - Primera Etapa**

Como ya se hizo mención anteriormente, nos limitaremos tan sólo al desarrollo del sistema de alcantarillado de la Primera Etapa de la Ciudad. Esta Primera Etapa reúne a los sectores mostrados en el cuadro VI-7, pertenecientes todos a la Zona de Drenaje III (ver cuadros VI-5 y VI-6).

El diseño de colectores secundarios se ha desarrollado sobre los planos del Proyecto de Arquitectura de cada sector, que entrega los

CUADRO VI - 7

CUADRO RESUMEN DE CAUDALES DE DESAGUE POR SECTORES  
PRIMERA ETAPA

SECTOR	# LOTES	POBLACION (hab.)	Qp (lps)	Qmd (lps)	Qmh (lps)	Qd (lps)
E-X-1	223	1825	3.64	4.55	7.93	6.34
E-X-2	251	2265	4.00	4.80	8.80	7.04
E-X-3	277	2420	4.69	5.85	10.22	8.18
E-X-4	311	2570	4.94	6.16	10.79	8.63
E-XI-1	324	3570	7.04	8.56	14.93	11.94
E-XI-2	245	1930	3.43	4.10	7.49	5.99
E-XI-3a	139	1515	2.68	3.21	5.89	4.71
E-XI-3b	219	1670	3.59	4.51	7.56	6.05
E-XI-4	210	2060	3.63	4.35	7.98	6.38
F-XII-1	216	1175	2.35	2.77	4.86	3.89
F-XII-2	200	1060	2.03	2.43	4.46	3.57
F-XII-3	271	1465	2.90	3.63	6.32	5.06
F-XII-4	251	1225	3.21	4.35	6.84	5.47
F-XII-5	271	1550	3.24	4.09	7.04	5.63
F-XIII-1	226	2550	4.48	5.36	9.84	7.87
F-XIII-2	211	1805	3.53	4.17	7.34	5.87
F-XIII-3	265	1945	4.00	4.68	8.10	6.48
G-XIV-1	335	1650	3.54	4.21	7.56	6.05
G-XIV-2	198	1455	2.53	3.03	5.56	4.45
G-XV-1	251	2000	4.50	5.89	9.70	7.76
G-XV-2	351	2530	5.81	7.62	12.53	10.02
G-XV-3	186	1920	4.39	5.43	9.11	7.29
EQUIPAMIENTO DISTRITAL SUR	78	-	2.01	2.25	3.45	2.76
EQUIPAMIENTO DISTRITAL NORTE	40	-	2.75	3.00	4.25	3.40
TOTAL	5549	42155	88.91	109.00	188.55	150.83

trazados, lotización y zonificación de éstos. Los perfiles de calles, del mismo modo, se han basado en las rasantes diseñadas por el departamento de Red Vial.

En vista que el presente trabajo no considera relevante presentar el desarrollo de cada sector al detalle, con sus perfiles y plantas, ilustraremos de modo conciso el desarrollo planteado para Alcantarillado en cada sector, incidiendo en la ubicación de los puntos de descarga y sus caudales evacuados (ver Plano).

c) Diseño de Interceptores y Emisores - Primera Etapa

Tomando como base el Planteamiento Integral ya presentado, los diseños correspondientes a la Primera Etapa consideran la ubicación de las tuberías de desagüe en las avenidas principales, aprovechando los jardines centrales de las mismas (eje central de la vía).

De acuerdo al cuadro VI-8, los Interceptores y Emisores necesarios para la Primera Etapa son los que se ubican en las siguientes avenidas:

-**Interceptor A**, Av. Pachacútec Izquierda (desde el cruce con la Avenida 150 Izquierda hasta el cruce con la Avenida Acceso "A").

CUADRO VI - 8

CAUDALES DE DESAGUE EN LOS INTERCEPTORES A,B,C,D,E  
Y EMISOR # 1 - ZONA DE DRENAJE III  
(PRIMERA ETAPA)

INTERCEPTOR	SECTORES DE VIVIENDA	DRENADO	CAUDAL (lps)			ACUMULADO	BUZON DE RECEPCION	BUZON DE DESCARGA
			AGUAS ARRIBA	INTERCEPTORES OTROS				
A	E-X-1,2	13.38	0.00	0.00	13.38	A-1	D-1	
B	E-XI-1,2	17.93						
	EQUIPAMIENTO DISTRITAL NORTE	3.40	0.00	0.00	21.33	B-1	D-1	
C	G-XIV-1,2	10.50	0.00	0.00	10.50	C-1		
	G-XV-1,2,3	25.07						
	F-XIII-1,2,3	20.22	10.50	0.00	55.79	C-9	D-4	
D	EQUIPAMIENTO DISTRITAL SUR	2.76	0.00	34.71	37.47	D-1		
	E-X-3,4	16.81						
	E-XI-3a,3b,4	17.14	37.47	55.79	127.21	D-4		
	F-XII-1,2,5	13.09	127.21	0.00	140.30	D-13	EM-1	
E	F-XII-3,4	10.53	0.00	0.00	10.53	E-1	EM-9	
<b>TOTAL DRENADO</b>					<b>150.83</b>			



-**Interceptor B**, Av. Pachacútec Derecha, desde el cruce con la Avenida 150 Derecha hasta el cruce con la Avenida Acceso "A".

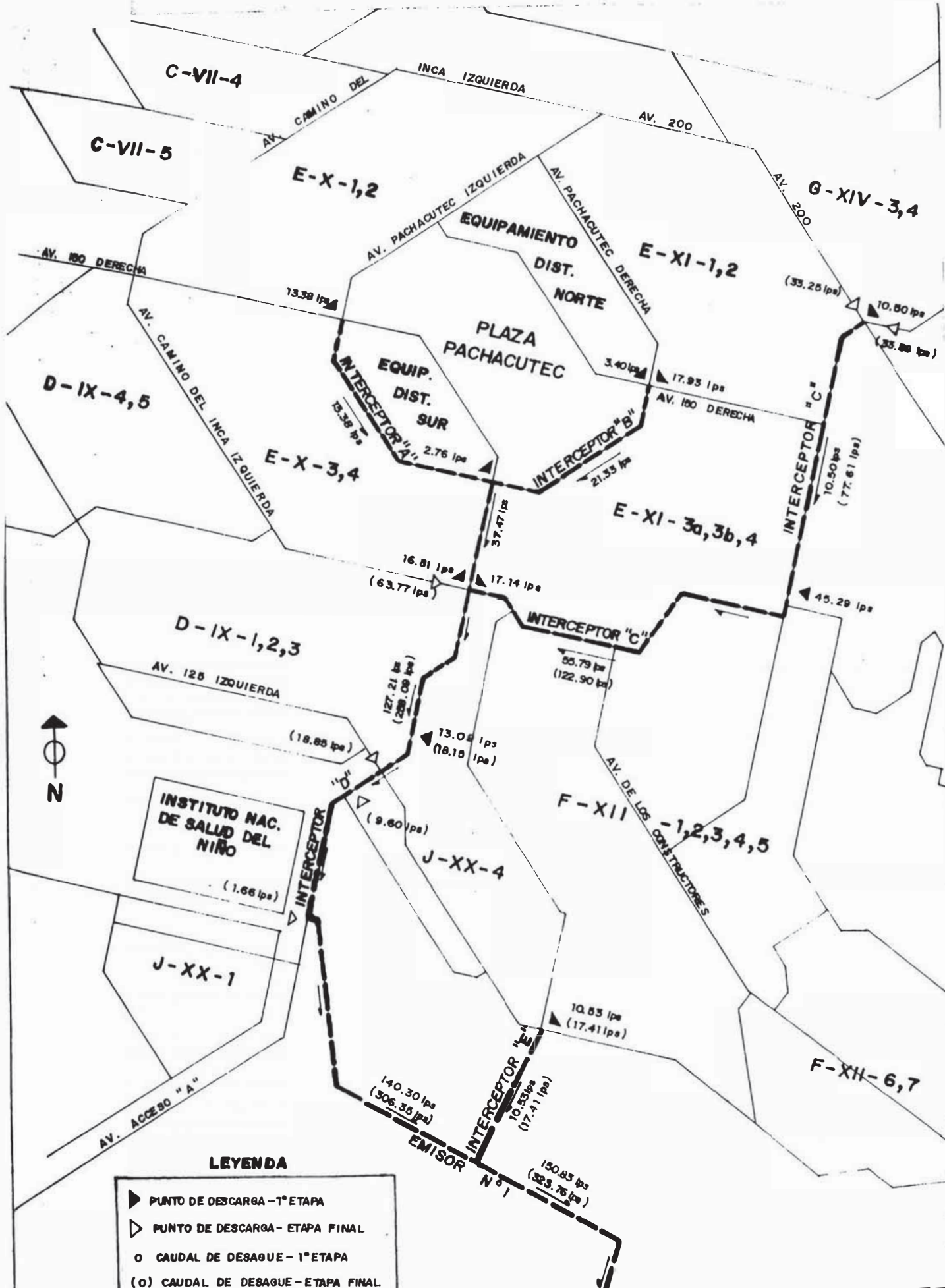
-**Interceptor C**, Av. Camino del Inca Derecha, desde su origen en el cruce con la Avenida 200 hasta su fin en el cruce con la Avenida Acceso "A".

-**Interceptor D**, Av. Acceso "A", desde su inicio en el cruce con las Avenidas Pachacútec, Derecha e Izquierda, hasta su progresiva KM 1+016.13.

-**Interceptor E**, que empalma al buzón 115, perteneciente a la red de colectores secundarios del sector F-XII-1,2,3,4,5 , al buzón EM-9 del Emisor #1.

-**Emisor #1**, desde el cruce con la Avenida Acceso "A" (progresiva KM 1+016.13) hasta la zona de tratamiento proyectada, aladaña a las lagunas existentes de Ventanilla.

Los planos muestran el diseño, en planta y perfil longitudinal de cada uno de estos colectores. Al revisar el cuadro VI-6 y la figura VI-2, se puede observar la importancia de los Interceptores C, D y E, los cuales recibirán caudales adicionales a los estimados a la Primera Etapa, cuando la Ciudad alcance su saturación urbana; lo que no sucederá con los



**LEYENDA**

▶	PUNTO DE DESCARGA - 1ª ETAPA
▷	PUNTO DE DESCARGA - ETAPA FINAL
○	CAUDAL DE DESAQUE - 1ª ETAPA
(○)	CAUDAL DE DESAQUE - ETAPA FINAL

**FIG. VI-2.**  
**ESQUEMA DE CAUDALES PREVI-  
 STOS EN 1ª etapa Y etapa  
 final - INTERCEPTORES A, B, C,  
 D, E y EMISOR N° 1**

al tratamiento

## CAPITULO VII

### TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS

#### 7.1 INTRODUCCION

El tratamiento de los desagües, antes del lanzamiento de éstos en cualquier cuerpo de agua o en el suelo, se hace imprescindible para mantener las condiciones de salud en la población y la ecología del medio ambiente.

Por estos motivos, además del hecho de existir una legislación sanitaria que impide la descarga directa de los efluentes de manera indiscriminada, presentamos un estudio y análisis de los distintos sistemas de

tratamiento, con sus ventajas y desventajas en función de las características que presenta la Ciudad Pachacútec.

## 7.2 OBJETIVOS

- a) Prevenir y reducir la diseminación de enfermedades transmisibles causadas por los microorganismos patógenos.
- b) Conservar las fuentes de abastecimiento de agua para uso doméstico, industrial y agrícola.
- c) Preservar las aguas para baño y otros propósitos recreativos.
- d) Preservar la fauna y flora acuáticas.
- e) Alcanzar los límites necesarios para el reuso de las aguas servidas para agricultura, de acuerdo a las Directrices de la OMS.

El grado necesario a ser alcanzado en un determinado tratamiento de desagües sanitarios varía de un lugar a otro y depende de:

- a) Los usos preponderantes de las aguas receptoras.
- b) La capacidad del cuerpo de agua en asimilar, por dilución y autodepuración, el líquido tratado.
- c) Las exigencias legales establecidas por los órganos de control para las descargas en el cuerpo receptor o para el reuso de estas aguas

servidas.

- d) Los tipos de cultivos y sistemas de riego, en los casos que la disposición final llegue a una área agrícola.

En nuestro caso los desagües serán preponderantemente domésticos, pues el diseño urbano previsto considera una zona industrial en la parte Suroriental del asentamiento, que no forma parte de la Primera Etapa y que tendrá un tratamiento particular. Pese a esta salvedad, aún podemos encontrar lotes industriales dentro de la Primera Etapa, pero que representan a pequeñas empresas manufactureras como las de artesanía, cueros, metal-mecánica, etc, que no producen un significativo caudal de evacuación en comparación con el que sí aportan los lotes de vivienda.

Debido a la proximidad del asentamiento al mar, se podría pensar en la evacuación de las aguas servidas en éste, pero esta idea se desechó por los siguientes motivos:

- a) La posibilidad cercana de la instalación de un Terminal Pesquero colindante a los linderos del Proyecto.
- b) La habilitación de balnearios en la Costa.
- c) El tiempo y los costos que llevaría proyectar en Emisor Submarino.

En vista de lo expuesto, y por contar con áreas eriazas dentro de los límites del Proyecto, así como parcelas agrícolas y una zona de desarrollo ecológico, se

ve la posibilidad de realizar el tratamiento a las aguas servidas, para su posterior reuso.

### 7.3 UBICACION DE LAS ZONAS DE TRATAMIENTO

Para la ubicación de las zonas de tratamiento de los desagües producidos en la Ciudad, se ha tomado en cuenta la definición de las Zonas de Drenaje desarrolladas en el capítulo anterior.

En vista de la escasez de áreas disponibles para este fin dentro del perímetro de la Ciudad, con condiciones topográficas adecuadas, se ve la necesidad de independizar el tratamiento siguiendo los conceptos que provocaron la sectorización del servicio de alcantarillado.

La Zona de Drenaje I, que contará con una población futura estimada en 9020 habitantes, con una evacuación de desagües de 43.69 lps, es tal vez la que mayores dificultades provoca en la elección de un sistema de tratamiento por la abrupta topografía que caracteriza el área (acantilados). Queda descartado el empleo de alguna alternativa de depuración de aguas residuales que sugiera el uso de áreas amplias (lagunas de estabilización). Se deben realizar comparaciones técnicas y económicas entre los distintos tipos de tratamientos a fin de encontrar la solución más adecuada.

Para el tratamiento de los caudales evacuados por la

Zona de Drenaje II (205.11 lps), para una población futura de 40795 habitantes, se ha destinado una zona relativamente cercana al casco urbano (250 m), con cotas que varían entre 85 y 70 msnm. El área presenta características topográficas más o menos adecuadas (pendiente aproximada del terreno : 13%), y se ha proyectado en ese lugar para aprovechar los efluentes tratados para el desarrollo de la franja ecológica en el sector occidental de la Ciudad.

La Zona de Drenaje III (cuya Primera Etapa involucra una población de 42155 habitantes) es la más importante entre las cinco determinadas, pues descargará los desagües de 77510 habitantes, que aportarán un caudal futuro de aguas servidas de 323.76 lps. Para el tratamiento de éstas en la Primera Etapa (que es objeto de la presente tesis), con un caudal estimado de 150.83 lps, se ha previsto el desarrollo de una alternativa de tratamiento en un área de 18 Ha, limitada entre las cotas 10 y 40 msnm. Esta zona se presenta bastante flexible para el uso de sistemas de depuración de aguas servidas que ocupan áreas significativamente extensas, teniendo además una distancia al casco urbano de 450 a 500 m. Una información más detallada de las características de ésta se presenta posteriormente en este mismo capítulo. El problema se presenta en el futuro cuando la población y sus servicios alcancen el nivel de saturación proyectado; por ello, en la elección del sistema de tratamiento se

debe tener en cuenta este hecho.

El tratamiento del desagüe en la Zona de Drenaje IV se ha definido hacerse integrando el caudal evacuado de sus 10450 habitantes (50.62 lps) a su similar de la Zona III, debido a que no existen áreas aprovechables en las cercanías, además que la cota de su buzón final es cercana a 0 msnm. Se debe indicar que el nivel freático a esta cota está entre 10 y 20 cm de la superficie, por lo que si se pudiera contar con una zona independiente para el tratamiento tendrían que desarrollarse paralelamente operaciones de drenaje.

La Zona de Drenaje V tiene definida un área independiente para la depuración ubicada a 400 m. del casco urbano, entre las cotas 120 y 100 msnm. Como en el caso de la Zona de Drenaje II, en su ubicación ha intervenido la necesidad de irrigar el cordón ecológico de la Ciudad en la zona oriental de ella.

Otra opción que podría reducir la necesidad de tratar los desagües de las Zonas de Drenaje III (en la Segunda Etapa) y IV, en el área definida líneas arriba, podría ser el uso de un terreno ubicado entre la carretera de acceso a la Ciudad y el desvío que da ingreso a las playas de Ventanilla. El proyecto, propuesto por PRONADRET, consistiría en la recuperación de áreas agrícolas (toda esa zona es pantanosa debido al alto nivel freático) mediante el drenaje de las aguas subsuperficiales; también incluye la construcción de



lagunas de estabilización para tratar parte del desagüe producido en Ciudad Pachacútec, y usarlo para la irrigación de extensas y nuevas áreas agrícolas. Aunque hasta la fecha no existe acuerdo formal alguno entre el Proyecto Especial y el Ministerio de Agricultura para llevar a cabo este planteamiento, es menester recordar que la financiación del primero depende en gran porcentaje de fondos provenientes de FONAVI, el que en su reglamento limita la facultad de ejecutar obras fuera de los límites de la Ciudad. De cualquier forma, es una opción abierta y una solución al problema que se presentará no sólo por la escasez de áreas para tratamiento dentro de nuestros linderos, sino también por el destino de los efluentes tratados.

#### **7.4 ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS**

En el tratamiento de las aguas servidas se pueden definir claramente tres procesos principales: el físico, el químico y el biológico.

En los procesos físicos principalmente se aprecia la remoción de las sustancias físicamente separables del líquido o que no se encuentran disueltas. Así, se puede lograr la remoción de sólidos gruesos, decantables y flotantes.

Los procesos químicos incluyen la adición de productos, que ha sido la causa principal de la menor

aplicación de este proceso. Sin embargo, cuando con el empleo de procesos físicos y/o biológicos no se logra una adecuada depuración de los desagües, se consideran de necesario uso. Estos procesos químicos son: floculación, precipitación química, oxidación química, cloración y neutralización (o corrección del pH).

Son considerados como procesos biológicos aquellos que dependen de la acción de microorganismos presentes en el desagüe. Estos procuran reproducir, en dispositivos racionalmente proyectados, los fenómenos biológicos observados en la naturaleza, condicionándolos en una área y tiempo económicamente justificables. Los principales procesos biológicos son: oxidación biológica y digestión de lodos.

Si llegáramos a realizar una clasificación de los procesos de tratamiento en función de los fenómenos de remoción, podríamos citar algunos sistemas de tratamiento como:

**Remoción de sólidos gruesos en suspensión**

- Cribas.
- Rejas.
- Desintegradores.

**Remoción de sólidos gruesos sedimentables**

- Desarenadores.
- Centrifugadores.

**Remoción de aceites, grasas y sustancias flotantes análogas**

- Trampas de grasas.
- Tanques de flotación.
- Decantadores con removedores de espuma.

**Remoción de material menudo en suspensión**

- Tanques de flotación.
- Tanques de precipitación química.
- Filtros de arena.

**Remoción de sustancias orgánicas disueltas, semidisueltas y finamente divididas**

- Irrigación de grandes superficies.
- Campos de nitrificación con fines agrícolas.
- Campos de nitrificación sin fines agrícolas.
- Filtros biológicos.
- Lagunas de Estabilización.
- Tanques de Lodos Activados.
- Tanques Sépticos.
- Zanjas de oxidación total.

**Remoción de olores y control de enfermedades transmisibles (remoción de patógenos)**

- Cloración.
- Reagentes químicos.
- Instalaciones biológicas.

Al clasificar estos procesos en función de la eficiencia de las unidades podemos distinguir cuatro tipos de tratamiento principales: preliminar, primario,

secundario y terciario.

#### **Tratamiento Preliminar**

- Remoción de sólidos gruesos.
- Remoción de grasas.
- Remoción de arena.

#### **Tratamiento Primario**

- Decantación.
- Flotación.
- Digestión de lodos.
- Secado de lodos.
- Sistemas compactos (decantación y digestión).

#### **Tratamiento Secundario**

- Filtración biológica.
- Procesos de lodos activados.
- Decantación intermedia o final.
- Lagunas de estabilización (pudiendo constituirse en un tratamiento "unitario").

#### **Tratamiento Terciario**

- Lagunas de maduración.
- Desinfección.
- Remoción de Nutrientes.
- Remoción de complejos orgánicos.

El Proyecto de Alcantarillado, en lo que se refiere al Tratamiento de Aguas Servidas, ha tenido además en consideración otra clasificación que se divide en dos

CUADRO VII - I

EFICIENCIA DEL TRATAMIENTO EN DISTINTAS UNIDADES				
UNIDAD DE TRATAMIENTO	DBO	S.S.	BACTERIAS	COLIFORMES
CRIBAS FINAS	5-10	5-20	10-20	-
COLORACION DE DESAGUE CRUDO O DECANTADO	15-30	-	90-95	-
DECANTADORES	25-40	40-70	25-75	40-60
FLOCULADORES	40-50	50-70	-	60-90
TANQUES DE PRECIPITACION QUIMICA	50-85	70-90	40-80	60-90
FILTROS BIOLOGICOS DE ALTA CAPACIDAD	65-90	65-92	70-90	80-90
FILTROS BIOLOGICOS DE BAJA CAPACIDAD	80-95	70-92	90-95	-
LODOS ACTIVADOS DE ALTA CAPACIDAD	50-75	80	70-90	90-96
LODOS ACTIVADOS CONVENCIONALES	75-95	85-95	90-98	-
FILTROS INTERMITENTES DE ARENA	90-95	85-95	95-98	85-95
COLORACION DE EFLUENTES DEPURADOS BIOLOGICAMENTE	-	-	98-99	80-99
LAGUNAS DE ESTABILIZACION	90	-	99	99

Fuente: Ref.55

sistemas de tratamiento (y que abarcan los procesos ya explicados), que son los más comúnmente adoptados: el de tipo convencional y el sistema por lagunas. El sistema de tratamiento convencional consiste en una serie de estructuras, en donde se realizan los procesos físicos, químicos y biológicos; la mayor parte de estos sistemas requieren de sofisticados diseños. El tratamiento por lagunas no está considerado como convencional por ser un concepto mucho más nuevo, y en algunos casos, de incipiente aplicación en los países desarrollados; consiste en la construcción de embalses que reciben los desagües crudos en donde se realizan todos los procesos necesarios para su depuración. Pasaremos a describir brevemente las ventajas y desventajas que cada uno posee:

**a) Tratamiento Convencional**

Este tipo de plantas frecuentemente exigen un uso intensivo de energía mecánica y son muy usados en países industrializados. Mientras en esas naciones estos sistemas ofrecen solución al problema del tratamiento de aguas servidas, en las naciones subdesarrolladas sólo son una de las opciones abiertas para los proyectistas en saneamiento.

Es un hecho que las razones de orden histórico y climático que justifican el desarrollo de este tratamiento, no son generalmente relevantes en

los países en desarrollo. Estas plantas no sólo requieren de un alto consumo de energía, sino también acarrear altos costos en su instalación, operación y mantenimiento; además requieren de operadores calificados y adicionan el problema de disposición de lodos. Sólo el tratamiento de éstos y su disposición puede representar más del 50% del costo total de la planta.

En Europa, los límites fijados para los efluentes tratados están usualmente relacionados a la DBO y Sólidos Suspendidos, ya que es preciso para estos países reducir la carga orgánica del efluente a niveles que no representen un peligro para la vida de los peces, en los cursos receptores de agua.

Además, estas plantas no logran una significativa disminución de patógenos (que es un factor importante en países en desarrollo), a menos que se aplique un tratamiento terciario con lagunas de maduración o clorinación (proceso que no eliminará los huevos de helmintos).

#### **b) Tratamiento por lagunas de Estabilización**

Ha sido mayoritariamente aceptado que climas tropicales y subtropicales proveen un ambiente ideal para el tratamiento natural del desagüe en lagunas, sin embargo la experiencia en los

E.E.U.U., donde tienen un uso extendido, demuestra su buen funcionamiento en climas fríos. La acción natural del calor y la luz solar promueven el rápido crecimiento de microorganismos que remueven la DBO, aeróbica y anaeróbicamente. El efluente será rico en nutrientes gracias a su alto contenido algal, pero será bajo en patógenos excretados y otros organismos fecales.

Esto es particularmente relevante en climas cálidos donde las enfermedades de origen hídrico tienen gran incidencia y presentan un serio problema en áreas densamente pobladas.

**c) Selección del sistema a adoptarse**

La elección de Lagunas de Estabilización en países en desarrollo, para el tratamiento de los desagües, resulta factible económicamente cuando se cuenta con áreas adecuadas, a un costo razonable y buena ubicación. La DBO y los patógenos pueden ser removidos del desagüe a un menor costo de inversión y operación que en plantas convencionales; las lagunas son particularmente efectivas cuando no se cuenta con personal calificado, ya que su operación y mantenimiento puede ser llevado a cabo por



CUADRO VII - 2

ELIMINACION PREVISTA DE MICROORGANISMOS EXCRETADOS EN VARIOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES				
PROCESO DE TRATAMIENTO	ELIMINACION DE (en unidades logarítmicas base 10)			
	BACTERIAS	HELMINTOS	VIRUS	QUISTES
SEDIMENTACION PRIMARIA SENCILLA	0 - 1	0 - 2	0 - 1	0 - 1
CON AYUDA QUIMICA	1 - 2	1 - 3	0 - 1	0 - 1
LODOS ACTIVADOS (con sedimentación secundaria)	0 - 2	0 - 2	0 - 1	0 - 1
BIOFILTRACION (con sedimentación)	0 - 2	0 - 2	0 - 1	0 - 1
LAGUNA AERADA (con sedimentador)	1 - 2	1 - 3	1 - 2	0 - 1
ZANJAS DE OXIDACION (con sedimentación secundaria)	1 - 2	0 - 2	1 - 2	0 - 1
DESINFECCION	2 - 6	0 - 1	0 - 4	0 - 3
LAGUNAS DE ESTABILIZACION	1 - 6	1 - 3	1 - 4	1 - 4

Fuente: Ref.54

personal inexperto bajo una mínima supervisión.

Por otra parte, las plantas convencionales requieren una periódica remoción de lodos que deriva en la demanda de grandes áreas para lechos de secado, o sofisticadas y costosas unidades de disposición de lodos. En comparación, las lagunas anaeróbicas sólo requieren una remoción de lodos cada dos o tres años (dependiendo las características del desagüe, ésta puede hacerse en un periodo mayor), y las lagunas facultativas y de maduración son generalmente capaces de funcionar satisfactoriamente por más de 20 años antes de que el aumento de lodos alcance un nivel que precise su remoción. Ya se han recogido experiencias en nuestro país con la aplicación de sistemas de tratamiento convencional con poco éxito; se ha demostrado que por la poca experiencia en este tipo de instalaciones, y los problemas que acarrear su operación y mantenimiento, sobre todo por los elevados costos que suponen, no es recomendable su aplicación en el Perú.

El efluente de lagunas de estabilización es rico en nutrientes gracias a su gran contenido algal, y puede ser reusado para irrigación directa, o hasta por la cosecha de algas para producir

comida para animales y fertilizantes; sin embargo, los métodos de remoción de algas aún están en una fase experimental de desarrollo. Alternativamente, con un diseño cuidadoso y un buen monitoreo, la terciaria y subsecuentes lagunas pueden ser usadas para acuicultura. Diversos peces, particularmente carpas y tilapias, prosperan en el ambiente rico en algas en esas lagunas y dan rendimientos de más de 10 toneladas métricas de peces por hectárea por año. Por otro lado, los efluentes de plantas convencionales son rara vez convenientes para reuso agrícola, debido a su gran contenido de patógenos, a menos que un costoso tratamiento terciario sea incorporado. Si la clorinación es usada puede ser relativamente inefectiva y los efectos posteriores podrían aún venir en detrimento de los cultivos.

Justamente este punto es de gran interés para nuestro caso particular, por la necesidad de habilitar un cordón ecológico alrededor de la Ciudad y principalmente en la zona del Cerro Cachito, con el fin de contrarrestar la acción de los vientos y crear un ambiente urbano más habitable. El reuso de efluentes para riego en vista de la demanda de agua que sería precisa, se presenta como única alternativa viable

CUADRO VII - 3

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE VARIOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE DESAGUES

CRITERIO	PLANTAS COMPACTAS	LODOS ACTIVADOS	FILTROS LENTOS	AERACION PROLONGADA	ZANJAS DE OXIDACION	LAGUNAS SERPADAS INC. ANAEROB SIN ANAEROB	LAGUNAS	LAGUNAS
REMOCION DE DBOS	**	**	**	**	***	***	***	***
REMOCION DE COLIS FECALES	*	*	*	**	**	***	***	***
REMOCION DE S.S.	**	***	***	***	***	**	**	**
REMOCION DE HELMINTOS	*	**	*	*	**	**	***	***
REMOCION DE VIRUS	*	**	*	**	**	***	***	***
POSIBILIDADES DE USO SUBORDINADO	*	*	*	*	*	***	***	***
POSIBILIDADES DE REUSO DE EFLUENTES	*(a)	*(a)	*(a)	**	**	***	***	***
CONSTRUCCION SIMPLE Y BARATA	*	*	*	*	**	**	***	***
OPERACION SIMPLE	*	*	**	*	**	*	***	***
REQUERIMIENTOS DE TERRENO	***	***	***	***	***	**	**	*
COSTOS DE MANTENIMIENTO	*	*	**	*	*	*	***	***
DEMANDA DE ENERGIA	*	*	**	*	*	*	***	***
MINIMIZACION DE LODOS PARA REMOCION	*	** (b)	** (b)	** (b)	*	**	***	***

(a) Los efluentes de lodos activados, filtros lentos, y plantas compactas frecuentemente tienen altos valores de amonio (mayor a 5 ppm) y de coliformes fecales y son usualmente no recomendables para irrigacion o crianza de peces sin un tratamiento terciario.

(b) Incluye digestores de lodos

CLAVE: (\*\*\*) BUENO, (\*\*) REGULAR, (\*) POBRE

Fuente: Ref.1

económicamente para la Ciudad.

Algunas autoridades y consultores han rechazado el empleo de lagunas en el pasado por las molestias de olores y el riesgo de crecimiento de moscas y mosquitos; éstas no son razones válidas para el rechazo de este sistema porque los problemas de olor pueden ocurrir en cualquier tipo de sistema donde el mantenimiento es negligente, y la aparición de moscas no es tan molesto en un sistema de lagunas como si lo es en plantas convencionales con mantenimiento malo. Un sistema de lagunas bien diseñado no causará problemas de olores; la simple función de mantenimiento al remover la espuma de la superficie y prevenir la vegetación que crece dentro de las lagunas evitará la creación de un ambiente adecuado para el desarrollo de moscas y mosquitos.

Otra ventaja importante que tienen las lagunas sobre las plantas convencionales es su flexibilidad a recibir cargas orgánicas mayores a sus cargas originales de diseño. Un ejemplo son las lagunas de Dandora, en Nairobi. Originalmente diseñadas para servir a 200,000 habitantes, para 1981 se evaluó que trabajaban con una carga equivalente a 400,000 personas, y todavía descargaba un efluente de mejor calidad

que el curso receptor con sólo pequeñas modificaciones de la planta.

Es de destacar el hecho que al estarse planeando una ocupación progresiva de la Ciudad Pachacútec, podríamos contar con que los parámetros iniciales considerados para el diseño no representen lo que en la realidad ocurrirá, lo cual sería sumamente delicado al elegir un sistema de tratamiento convencional.

El uso de aereadores puede, teóricamente, salvar el problema que causa un aumento de caudal, cuando existe insuficiente terreno para ampliar las instalaciones. Cuando las lagunas facultativas empiezan a sobrecargarse, con un cuidadoso diseño pueden convertirse en lagunas aereadas con la instalación de aereadores mecánicos. Sin embargo, puede causar dificultades a la agencia responsable el uso de este equipo, en términos de incremento de costos y complejidad de los procedimientos de operación y mantenimiento en la planta. Más aún, recientes investigaciones sugieren que los riesgos de salud aumentan por el efecto aerosol que ocasionan los aereadores al desprender patógenos en el aire.

Otra condición favorable que ofrece el empleo de lagunas es en el caso en que sea necesaria la

CUADRO VII - 4

COSTO ESTIMADO DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE DESAGUE PER CAPITA (US\$)				
POBLACION	100	1000	10000	100000
TANQUE IMHOFF	146.8	45.54	14.13	4.38
TRATAM.PRIMAR.CON DIGEST.LODOS	114.96	55.93	27.21	13.24
FILTRO PERCOLAD CON DIGEST.LODOS	161.91	74.57	34.34	15.81
LODOS ACTIVADOS	124.98	65.85	34.7	18.29
LAGUNAS DE ESTABILIZACION	36.31	16.1	7.14	3.17

Fuente: Ref.17

CUADRO VII - 5

COSTO ESTIMADO DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL POR PERSONA EN US \$				
POBLACION	COSTO DE INSTALACION		GASTOS ANUALES MANTEN.	
	TRATAMIENTO CONVENCIONAL	LAGUNAS SIN IMPERMEABILIZACION	TRATAMIENTO CONVENCIONAL	LAGUNAS
240	86.8	5.6	-	0.84
900	44.8	5.6	-	0.56
1000	50.4	5.6	-	0.42
3000	36.4	5.6	4.20	0.42
5000	33.6	5.6	-	0.42
10000	21.0	5.6	-	0.42
30000	22.4	5.6	2.80	0.42
50000	16.8	5.6	-	0.42
200000	22.4	5.6	-	0.42
1000000	9.80	5.6	0.84	0.42

Fuente: Ref.17

reubicación de la planta debido a la presión urbana, por la necesidad de aprovechar los terrenos para lotización. El costo de clausurar y reconstruir una planta convencional es considerable; el área recuperada es menor en comparación de las lagunas, y el gasto de destruir las viejas estructuras de concreto y habilitar el terreno eleva el costo del mismo. En el caso de las lagunas el terreno recuperado puede ser usado para el desarrollo urbano casi inmediatamente, así como clausurar y construir nuevas unidades no representa una inversión tan grande en comparación con las plantas convencionales.

Por las ventajas que brinda el sistema de tratamiento de los desagües por lagunas de estabilización, se justifica su instalación en la Ciudad Pachacútec.

## **7.5 LAGUNAS DE ESTABILIZACION**

### **a) Concepto e Historia**

Las lagunas de estabilización son sistemas de tratamiento biológico en que la estabilización de la materia orgánica es realizada por la oxidación bacteriológica (oxidación aerobia o fermentación anaerobia) y/o reducción



fotosintética de las algas .

.Son estructuras diseñadas y construidas para embalsar desagües, provocando un periodo de retención del líquido. Cuando las aguas residuales son descargadas en estos estanques, se realiza en las mismas, en forma espontánea, un proceso conocido con el nombre de autodepuración o estabilización natural, en el que ocurren fenómenos de tipo físico, químico, bioquímico y biológico, obteniéndose un efluente satisfactorio para su vertimiento en el ambiente circundante. Estos procesos se llevan a cabo en casi todas las aguas con alto contenido de materia orgánica putrescible o biodegradable.

Como es de conocimiento general, desde hace siglos existían lagunas naturales o artificiales que recibían desechos animales y domésticos, sin que éstas hayan estado sujetas a estudios por especialistas para analizar los fenómenos típicos de depuración de sus aguas.

Fue en Estados Unidos (Santa Rosa, California, 1924), que se constató por primera vez las actividades físicas, químicas y biológicas que se producían en lagunas de origen accidental. Años más tarde, se construyó la primera laguna de estabilización deliberadamente diseñada para el tratamiento de los desagües (Maddock, Dakota .

del Norte, 1948).

A partir de entonces, las lagunas han sido objeto de evaluaciones cada vez más rigurosas, tratando de definir parámetros a fin de alcanzar diseños más eficientes y lograr una operación y mantenimiento adecuados, para conseguir los objetivos propios del tratamiento de aguas servidas.

Entre 1940 y 1950 se realizaron estudios en campo, sobre los cuales se pasó a establecer criterios racionales de dimensionamiento de lagunas. Desde 1950, los principales especialistas comenzaron a publicar sus trabajos, y en la década del 60 se desató un "boom" mundial en el diseño y construcción de este tipo de sistemas que alcanzó a los países en desarrollo. Sólo en los E.E.U.U. habían, hacia 1962, 1647 lagunas de estabilización; en la actualidad pasan de 7000, tratando aguas servidas de tipo doméstico e industrial.

Su aplicación en América Latina, por las condiciones favorables de clima y por la necesidad de un sistema de tratamiento adecuado a las realidades socio-económicas de nuestros países, ha experimentado un crecimiento vertiginoso y las evaluaciones llevadas a cabo han propuesto modelos propios, que son aplicados.

con márgenes de seguridad cada vez mayores.

Entre fines de los 50 y principios de los 60 se inicia el desarrollo de este sistema en Costa Rica (1958), Panamá (1958), Perú (1960), Brasil (1960), y El Salvador (1960).

Particularmente en nuestro caso se construyeron lagunas pilotos en la zona de San Juan de Miraflores diseñadas por el Ing. Alejandro Vines, las que fueron objeto de evaluación por varios investigadores, quienes propusieron modelos aplicables a la realidad del País.

Con el paso de los años, el desarrollo fue tan grande que para 1970 existían sólo en Latinoamérica 181 lagunas (21 en el Perú) y para 1978, este número se incrementó a 561.

#### b) Clasificación

De acuerdo a la forma predominante por la que se estabiliza la materia orgánica a ser tratada, las lagunas se clasifican en:

- **Anaeróbicas.** Son estanques relativamente profundos (2.5 a 4m.), en donde los procesos de estabilización son anaerobios (fermentación anaerobia), no hay Oxígeno Disuelto en toda su profundidad (excepto en una capa extremadamente delgada en la

superficie) y no existe actividad fotosintética. Se utilizan en el tratamiento de desechos concentrados, con DBO elevadas, se diseñan para recibir cargas orgánicas altas por unidad de volumen de manera que funcionan como digestores abiertos sin mezcla completa. El efluente requiere de tratamiento adicional.

- **Facultativas.** Tienen una profundidad moderada (0.9 a 1.8m.). Ocurren simultáneamente procesos de fermentación anaerobia, oxidación aerobia y reducción fotosintética; una zona de actividad béntica es sobrepuesta por una zona aerobia de actividad biológica, próxima a la superficie. La estabilización se produce mediante procesos aerobios en las capas superficiales y anaerobios en las capas profundas.

Los espesores de la capa aerobia y anaerobia varían durante el día y de acuerdo a la carga orgánica superficial, temperatura y características del desecho.

- **Aeróbicas.** Se llega a un equilibrio de oxidación y fotosíntesis para garantizar las condiciones aerobias en todo el medio, ya que la oxidación de la materia orgánica

depende de éstas. La profundidad es mínima (no más de 0.5m.) y se recircula el efluente o mezcla el contenido para mantener todo el material en suspensión y producir el máximo de biomasa (algas).

- **Maduración.** Usadas para refinamiento de un tratamiento previo por lagunas u otros procesos biológicos; reduce bacterias, sólidos en suspensión, nutrientes y una pequeña porción de DBO.
- **Aeradas.** Se introduce oxígeno en el medio líquido a través de un sistema mecanizado de aereación. Este tipo de laguna puede funcionar como facultativa o aeróbica.

### c) Disposición de las Lagunas de Estabilización

El tratamiento puede hacerse efectivo en una, dos o más lagunas. La experiencia y los resultados han demostrado que el tratamiento biológico en una serie de lagunas es más eficiente que en una sola de área equivalente. La asociación de un grupo de lagunas puede hacerse en dos formas:

- **Operación en serie,** en la que el líquido fluye de una unidad a otra. La primera de

esta serie, que recibe el desagüe crudo, es llamada laguna primaria. La segunda, que recibe el efluente tratado en la primaria, se le llama secundaria, y así sucesivamente. Normalmente, la tercera laguna de la serie es considerada laguna de maduración o pulimento. Esta asociación tiende a minimizar la cantidad de algas y otros poluyentes en la última unidad obteniéndose un efluente de mejor calidad.

- *Operación en Paralelo*, cuando se desea reducir la carga orgánica en las células primarias. En este tipo de asociación, dos o más unidades reciben, simultáneamente, caudales y cargas orgánicas proporcionales a sus capacidades y pueden recibir desagües crudos o efluentes parcialmente tratados de unidades que las anteceden. Este arreglo no mejora la calidad del efluente, pero en cambio proporciona una mejor distribución de los sólidos sedimentables y ofrece la flexibilidad de retirar, provisionalmente, una unidad para su limpieza, y redistribuir la carga en las demás células durante esta operación.

Estas asociaciones pueden ser aplicadas en

conjunto, a fin de aprovechar las ventajas de cada una de ellas.

La recirculación puede convertirse en una sofisticación innecesaria y cara si se tiene en cuenta que el sistema de lagunas debe brindar una solución económica y de fácil operación. Sin embargo, en algunos casos puede justificarse, al ser necesario un efluente más depurado y evitar los problemas estéticos que acarrea el tratamiento.

d) Discusión de la aplicabilidad de cada tipo de lagunas para nuestro caso particular

En este ítem analizaremos las ventajas y desventajas de cada tipo de lagunas, en el caso específico de las condiciones del área a ser instalado este sistema de tratamiento biológico para la Primera Etapa de la Ciudad Pachacútec. Para ello se enumeran las características principales de la zona, que serán tomadas como base en la elección:

- Relativa escasa área a ser aprovechada para el tratamiento, en función del volumen del agua residual (20 Ha.).
- Relativa cercanía a futuras zonas urbanas (500 m. aproximadamente).

- Posibilidad de reuso de aguas tratadas en zonas agrícolas y de forestación.
- Suelo arenoso, con altos valores de permeabilidad y problemas de estabilidad.
- Temperaturas promedios mensuales similares a las de Lima (14 °C en invierno, 28 °C en verano).

Luego de enumerar estos factores pasaremos a describir el comportamiento de cada tipo de laguna, recalcando en aquellos puntos en los que beneficia o no su instalación en la Ciudad Pachacútec.

- ***Laguna Anaeróbica***

Es preciso aclarar que el concepto de completa anaerobicidad no existe en la práctica, pues en realidad las lagunas anaeróbicas son lagunas facultativas con una mayor predominancia de los procesos que se desarrollan en ausencia de Oxígeno.

Al introducir el desagüe en una laguna y mantenerlo por un determinado tiempo, se inicia el proceso de depuración. La depuración del desagüe comienza con la aparición de determinadas bacterias que se alimentan de materia orgánica biodegradable que contiene el desagüe. Las bacterias que



aparecen en la fase inicial son denominadas aerobias; éstas consumen el Oxígeno Disuelto del desagüe para transformar la materia orgánica en agua, gas carbónico y material para la formación de nuevas células, aparte que extraen energía para el mantenimiento de sus actividades. A medida que estas bacterias proliferan, se va consumiendo el Oxígeno del desagüe, y si ninguna fuente de Oxígeno hubiese para suplir tal deficiencia, las bacterias aerobias van desapareciendo siendo sustituidas por otras llamadas facultativas y anaerobias, que consiguen sobrevivir sin presencia de Oxígeno Disuelto.

Estas bacterias asimilan también la materia orgánica, mas, en vez de producir agua y gas carbónico, producen principalmente los ácidos orgánicos, gas carbónico, gas Hidrógeno y otros, algunos de los cuales producen olor. Esta es la fase de **fermentación**. Al pasar el tiempo, surgen otras especies de bacterias anaerobias, transformando los ácidos orgánicos en gas metano y gas carbónico, además de generar energía para sus actividades. El gas metano, siendo insoluble en el agua, es eliminado a

la atmósfera.

Los principales factores que intervienen en estos procesos son la temperatura, el pH, el tiempo de retención y la tasa de carga orgánica. La temperatura afecta el tiempo de crecimiento de las bacterias formadoras de metano; a temperaturas menores de 20 °C este tiempo es mayor (bajo 15 °C casi no se consigue la fermentación, a 10 °C el proceso no ocurre). El pH debe mantenerse en un rango adecuado (ligeramente alcalino) para los fenómenos de digestión ácida y fermentación metánica. El tiempo de retención debe coincidir con el necesario para la generación de las bacterias formadoras de metano; éstas requieren de 2 a 5 días (las de crecimiento más rápido) , y de 20 a 30 días (las de crecimiento lento). Por ello, se recomiendan tiempos de retención de 1 a 5 días.

Al introducirnos en estos conceptos, veremos que los procesos antes descritos dan como resultado final un efluente que deja mucho que desear, en lo que se refiere a la calidad del agua. Su aspecto desagradable, de color oscuro y con algún olor, además de un alto valor de sólidos disueltos y en

suspensión (debido a su bajo tiempo de retención y la turbulencia causada por los gases), sustancias consumidoras de Oxígeno, altos valores de materia orgánica y escasa reducción de coliformes, hace que este tipo de lagunas sea frecuentemente desechado del juego de opciones que el proyectista puede disponer. Si bien es cierto, la eficiencia de este tipo de lagunas es menor que en una aeróbica, debe añadirse a su favor que puede justificarse la baja calidad de sus efluentes al hecho que reciben afluentes con mayor cantidad de cargas orgánicas, en un volumen relativamente pequeño en comparación a los procesos aeróbicos.

Las cargas orgánicas volumétricas de diseño varían entre 0.1 y 0.4 KgDBO<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>/día. El valor más bajo se recomienda para zonas de pronunciada estación de invierno (alrededor de 12 °C), y el mayor para lugares de temperatura elevada durante casi todo el año (27 a 30 °C). Se puede trabajar con cargas orgánicas superiores a 600 KgDBO<sub>5</sub>/Ha/día, en lugares de alturas moderadas (en Australia se aplican cargas de 1120 a 2240 KgDBO<sub>5</sub>/Ha/día).

Normalmente, con una temperatura en torno a.

20°C, y con un tiempo de retención entre 4 a 5 días se obtiene la estabilización de un 40 a 60% de la materia orgánica, y pasa de 80% a 25 °C.

La reducción considerable, en corto plazo (aproximadamente 5 días), de la carga orgánica contenida en el desagüe, hace que una laguna anaeróbica sea frecuentemente usada como unidad preliminar de tratamiento. Para asegurar que los efluentes tengan una calidad sanitaria adecuada, debe adicionarse un tratamiento posterior por lo que frecuentemente se les asocia con lagunas facultativas trabajando como secundarias (sistema australiano).

Otra ventaja importante es la reducción, en términos de área superficial, que se logra mediante este peculiar tipo de lagunas al alcanzarse profundidades mayores ya que no es esencial mantener niveles de Oxígeno Disuelto en el agua residual. Pero debido al enfriamiento brusco en el nivel superior de la laguna, arrastrando consigo que la masa líquida inferior intente equilibrar este proceso (al tener mayor temperatura el fondo), se introduce Oxígeno Disuelto en el fondo, que es causante de la inhibición del.

proceso metánico y al mismo tiempo se elevan materiales conteniendo gases olorosos que suben a la superficie. Si este ciclo se repite periódicamente, se hace fracasar el sistema de digestión anaerobia por completo.

Por ello deben evitarse lagunas extremadamente profundas, con el fin de proteger el proceso anaerobio; salvo en el caso de países tropicales en los que la acción de la radiación solar permite una penetración mayor de OD, donde se justifican profundidades mayores para proteger la digestión metánica. Se recomiendan profundidades mayores a 2.5 m., con una profundidad óptima de 4 m., desde el punto de vista de eficiencia del tratamiento.

Los problemas de olor pueden resultar del tratamiento de desagües a concentraciones de sulfatos mayores a 100 ppm, en cuyo caso debe evitarse el empleo de este tipo de lagunas. La fermentación metánica se inhibe a un pH menor a 7, por lo que un desagüe crudo altamente ácido requiere la dosificación de sales alcalinas para elevar su pH antes de su tratamiento en estas lagunas. Para controlar olores se deben mantener en la laguna condiciones alcalinas:

en estos casos el  $H_2S$  permanece en solución como  $HS^-$ . Es frecuente la formación de espuma, que atenúa los malos olores y retiene el calor.

La laguna anaeróbica debe ser dimensionada para la acumulación de lodos, los cuales tienden a ocupar el volumen útil de ella. Aproximadamente debe hacerse una limpieza a la laguna entre 6 y 10 años después de iniciada su operación, por lo que se recomienda proyectarlas en paralelo.

Estas lagunas deben ser ubicadas de manera preferente a 1000 metros de las zonas residenciales.

#### - *Laguna Aeróbica*

El objetivo de las lagunas aeróbicas es convertir en material celular de algas tanto  $CO_2$  como sea posible, a fin de mantener una producción máxima de proteínas y de Oxígeno; se proyectan sobre la base de una proporción superficie-volumen muy elevada y en esas condiciones pueden desarrollarse grandes cantidades de algas. Un proyecto de este tipo de lagunas puede basarse en tres conceptos: profundidad mínima y producción máxima de algas, igualamiento de la

reducción de la DBO y la eliminación de microorganismos patógenos (estanques de maduración), y aereación o mezcla mecánica inducida, que puede mantener la actividad bacteriana aerobia sin que necesariamente intervengan los procesos de fotosíntesis.

La profundidad recomendada varía de 0.25 a 0.45 m. En estos estanques es esencial separar la espuma y algas del efluente, de lo contrario la carga orgánica introducida en la corriente por el material celular de las algas puede plantear un problema.

Es importante señalar que este tipo de laguna todavía se encuentra en una fase experimental de desarrollo; construir las sería antieconómico pues requieren de una atención desmesurada. En el futuro, cuando exista un mercado para las proteínas vegetales, las lagunas aeróbicas quizás ofrezcan algún interés. Este, junto con la menor eficiencia evaluada en comparación con los otros tipos de lagunas, son los motivos por lo que se ha objetado su uso, y su aplicación sólo se justifica para fines de investigación.

- *Laguna Facultativa*

En relación con las lagunas anaeróbicas, las facultativas son construídas con grandes áreas superficiales, profundidades de 1 a 2 m. y periodos de retención de 15 a 35 días.

Cuando el desagüe crudo ingresa a estas unidades, los sólidos sedimentables se acumulan en el fondo de la laguna y constituyen una cama de lodo anaerobia. Los microorganismos, al ocupar esta región, transforman los compuestos orgánicos complejos (hidratos de Carbono), a través de la fermentación ácida y metánica. Los ácidos orgánicos, subproductos de la fase ácida, son transformados en metano, CO<sub>2</sub>, nuevas células de bacterias y energía.

Sobre esta cama anaerobia se encuentra una zona facultativa, indicando que el Oxígeno Disuelto no está disponible en esta región todo el tiempo. Generalmente la zona es aerobia durante el día y anaerobia en la noche.

La capa superior la ocupa una zona aerobia, donde el Oxígeno molecular está presente todo el tiempo. Este Oxígeno lo proporcionan las algas y en menor cantidad, por la difusión en la interfase aire-liquido. Las



CUADRO VII-6

PROFUNDIDADES RECOMENDADAS PARA LAGUNAS FACULTATIVAS	
PROFUNDIDAD RECOMENDADA (mts.)	CONDICIONES DEL MEDIO AMBIENTE Y TIPO DE AGUA RESIDUAL
1.0	Temperatura calida uniforme agua residual <u>presedimentada</u>
1.0-1.5	Temperatura calida uniforme agua residual <u>cruda</u>
1.5-2.0	Temperatura con fluctuaciones estacionales moderadas agua residual <u>cruda con solidos sedimentables</u>
2.0-3.0	Temperatura con amplias variaciones estacionales <u>gran cantidad de arena y solidos sedimentables</u>

Fuente: Ref.17

CUADRO VII - 7

AREAS SUPERFICIALES Y PROFUNDIDADES MINIMAS PARA LAGUNAS (ESTADO DE SAO PAULO)				
TIPO DE SISTEMA	CONTRIBUCION PER CAPITA DE DESAGUE (U/hab)			
	130	150	170	190
LAGUNA FACULTATIVA PRIMARIA (a)				
AREA MINIMA (m <sup>2</sup> /hab)	2.3	2.3	2.3	2.3
PROFUNDIDAD DE LAMINA LIQUIDA (m)	1 - 2	1 - 2	1 - 2	1 - 2
PERIODO DE RETENCION (dias)	17.7 - 35.4	15.3 - 30.6	13.5 - 27	12.1 - 24.2
LAGUNA FACULTATIVA SECUNDARIA (b)				
AREA MINIMA (m <sup>2</sup> /hab)	1.3 - 0.87	1.5 - 1	1.7 - 1.13	1.9 - 1.27
PROFUNDIDAD DE LAMINA LIQUIDA (m)	1 - 1.5	1 - 1.5	1 - 1.5	1 - 1.5
PERIODO DE RETENCION (dias)	10	10	10	10
LAGUNA MADURACION				
AREA MINIMA (m <sup>2</sup> /hab)	0.65 - 0.54	0.75 - 0.62	0.85 - 0.71	0.95 - 0.79
PROFUNDIDAD DE LAMINA LIQUIDA (m)	1 - 1.2	1 - 1.2	1 - 1.2	1 - 1.2
PERIODO DE RETENCION (dias)	5.0	5.0	5.0	5.0

a) TEMPERATURA MEDIA DE LA LAGUNA SUPERIOR A 19 C

b) ADMITIENDO UNA EFICACIA DE REMOCION DE DBO DE 50% EN UNA UNIDAD ANAEROBIA PREVIA

Fuente: Ref.77

algas utilizan el  $\text{CO}_2$  resultante de la oxidación bacteriana, en presencia de la luz solar y a través de la fotosíntesis, como fuente de carbono para la síntesis de nuevas algas, liberando Oxígeno en forma libre. Por otro lado, ese Oxígeno es utilizado por las bacterias en la oxidación bioquímica de la materia orgánica, en especial en la transformación de carbohidratos en  $\text{CO}_2$ , el cual es reaprovechado por las algas en la fotosíntesis. Parte de la materia orgánica proveniente del desagüe se transforma en microorganismos (algas, bacterias, rotíferos, protozoarios) y otra parte, en compuestos más estables.

El efluente de una laguna de estabilización facultativa poseerá un color verde acentuado por la presencia de las algas; otros organismos vivos, como microcrustáceos y rotíferos; elevado valor de Oxígeno Disuelto; no poseerá, prácticamente, ningún sólido sedimentable en suspensión. Una de las grandes deficiencias de estas lagunas es la cantidad de algas presentes en el efluente, que contribuyen para el aumento de los sólidos en suspensión. Para reducir la cantidad de algas se recomienda variar la

profundidad a 2/3 del total.

Se debe resaltar que las algas y bacterias anaeróbicas y/o facultativas viven en una asociación de mutuo beneficio (simbiosis).

El viento ejerce un papel importante en la homogeneización de la masa líquida permitiendo un mayor contacto del desagüe afluyente con los microorganismos existentes en la laguna. Auxilia el movimiento de las algas, principalmente de aquellas que carecen de movimiento propio y consideradas grandes productoras de Oxígeno, como las algas verdes del género *Chlorella*. El efecto máximo del viento puede obtenerse cuando éste no encuentra obstáculos de 100 a 200 metros. Por ello, las lagunas pequeñas tienden más a permanecer estratificadas que las grandes. La formación de gradientes de temperatura en la laguna puede inhibir la mezcla por acción del viento; sin embargo, en países tropicales el calentamiento diferencial se produce con vientos de velocidad baja, causando indirectamente la mezcla.

La mezcla permite, durante el día, la distribución uniforme de la temperatura y el Oxígeno en toda la masa de agua de la

laguna, estableciendo condiciones aerobias hasta sus zonas más profundas.

La temperatura se relaciona con la radiación solar y afecta tanto a la velocidad de fotosíntesis como al metabolismo de las bacterias responsables por la depuración de los desagües. A temperaturas más bajas, la concentración de Oxígeno Disuelto en la masa líquida tiende a ser mayor. La actividad biológica decrece a medida que disminuye la temperatura pudiéndose comprobar que una baja de 10°C reducirá la actividad microbiológica a la mitad. En relación a la digestión de la cama de lodos, se puede afirmar que la actividad de fermentación no ocurre significativamente a temperaturas bajo 17°C y aumenta en actividad en la proporción de cuatro veces para cada 5°C de elevación de temperatura entre 4 y 22°C. A partir de 30°C, la fermentación anaerobia de lodo se intensifica a tal punto que los gases producidos podrán, en lagunas de 1 a 2 metros de lámina líquida, arrastrar para la superficie placas de lodo de la cama de fondo. La temperatura también influye en el predominio de una u otra especie de algas y por ende, en el Oxígeno fotosintético.

producido; éstas se desenvuelven bien entre 4 y 40°C. La producción óptima de Oxígeno ocurre entre 20 y 25°C; a partir de temperaturas próximas a los 35°C, la actividad fotosintética de las algas decrece. Los mejores rendimientos de las lagunas facultativas suceden cuando hay condiciones para una buena actividad de radiación solar (día asoleado, cielo despejado), temperatura ambiente sobre 20°C y vientos moderados. Una súbita elevación de la temperatura provocará un rápido aumento de las actividades de las bacterias aerobias y facultativas, una multiplicación del número de esas bacterias, y consecuentemente, un mayor consumo de Oxígeno que no podrá ser suministrado por las algas, por lo que se darán condiciones anaerobias en algunos puntos de la laguna y se producirá un efluente turbio. Una brusca disminución podrá cesar las actividades de las algas, con sedimentación parcial de ellas, con baja de la eficiencia.

La energía solar es indispensable pues contribuye para la producción de Oxígeno a través de la fotosíntesis; la velocidad de este fenómeno aumenta con la radiación

solar.

La cantidad de luz solar disponible ayuda a determinar el área y profundidad necesarias para una operación adecuada.

A causa de la absorción de la luz solar por las células de las algas, la penetración efectiva de la luz puede ser inferior a 1m.; en consecuencia la formación de Oxígeno suele quedar limitada a la capa superior.

El pH en las lagunas facultativas varía a lo largo del día, prevaleciendo en la superficie valores más elevados. En las primeras horas de la mañana, los valores de pH son bajos, mientras que al mediodía el valor es más elevado pues las algas se encuentran en plena actividad fotosintética.

Las lagunas facultativas necesitan un ambiente ligeramente alcalino para el mejor desempeño del proceso, pero la elevación del pH a valores superiores a 8 provoca la inhibición de la fotosíntesis y la disociación del Nitrógeno en  $\text{NH}_4$  (tóxico para algunos macroinvertebrados y peces), pero permite la precipitación de compuestos como el fosfato de Calcio.

Tanto las bacterias como las algas necesitan de una fuente de nutrientes para crecer y

multiplicarse. Varios elementos son necesarios, siendo los primordiales el Nitrógeno, el Fósforo y el Carbono. Como normalmente el desagüe doméstico posee estos elementos en abundancia, las necesidades para el crecimiento de esos organismos en el proceso biológico son satisfechas. Para las bacterias aerobias, una relación aproximada de DBO/Nitrógeno/Fósforo de 100/5/1 ha sido considerada óptima.

La producción de O.D. oscila de acuerdo a la profundidad, hora del día, estación del año y condiciones climáticas. La concentración de O.D. es mayor en el día que en la noche.

En cuanto se refiere a la distancia mínima de una laguna facultativa con respecto a las zonas urbanas, en la India se considera una buena ubicación a 150 m. de pequeñas colonias residenciales y a 450 m. de grandes urbanizaciones. En Israel, para cualquier tipo de lagunas se recomiendan distancias entre 1 y 2 Km., mientras que E.U., éstas se encuentran entre 0.5 y 1 Km.. Sin embargo, cabe resaltar que existen sistemas que guardan apenas 100 m. de la zona urbana, sin que se hayan presentado quejas o rechazo.

Durante el periodo inicial de explotación de una laguna facultativa primaria que recibe sólidos sedimentables, parte de la reducción de la DBO observada se debe a la sedimentación de la materia orgánica en forma de lodo. En este lodo se produce la fermentación anaerobia que reduce su carga orgánica pero que libera productos de fermentación que pasan a la masa líquida. En condiciones uniformes de temperatura y sedimentación el volumen de lodos aumentará, liberando mayores cantidades de productos de fermentación, hasta que la DBO añadida al lodo por nuevas sedimentaciones sea igual a la DBO liberada en forma de estos productos. Durante el invierno se produce poca descomposición de lodos y el fondo de la laguna primordialmente acumula fangos. En el verano los productos de fermentación del lodo aumentan la DBO en la masa líquida de la laguna. Se establece, entonces, una variación cíclica anual del volumen de lodos, que se eleva en invierno y baja en verano. Durante esta última estación, la adición de productos de fermentación del lodo puede provocar que se supere la capacidad de reoxigenación del líquido de la



laguna y ésta se convierta en anaeróbica, lo cual es grave si las temperaturas elevadas coinciden con una nubosidad abundante que reduce el efecto de la radiación solar. En zonas de clima tropical y subtropical se pueden usar altas cargas superficiales de DBO; pero si el consumo de agua per cápita es bajo, el lodo ocupará un mayor volumen en la laguna, con las consecuencias ya señaladas. La acumulación de lodos se puede estimar en 0.04 m<sup>3</sup>/per cápita/año en la facultativa primaria.

En el inicio del funcionamiento de una laguna facultativa, sea primaria o secundaria, cuando el número de conexiones domiciliarias es bajo, el sistema opera con tasas bajas de aplicación superficial y tiempos de retención altos. En este periodo la laguna presenta excelentes rendimientos en la remoción de DBO y coliformes fecales, predominancia en el día de altos valores de pH (9 a 11), diversificación de población de seres vivos, aparición de predadores como protozoarios y *Daphnias* que se alimentan de algas y bacterias, siendo comunes en las lagunas de maduración.

Por otro lado, una laguna sobrecargada

permite un rápido crecimiento de bacterias, aumentándose la demanda de Oxígeno que no puede ser suplida por la acción de las algas o del viento. Esto provoca la muerte de las algas y la disminución del O.D., condiciones éstas que provocan anaerobicidad, producción de malos olores y reducción de la eficiencia global del proceso.

La carga orgánica superficial depende de la temperatura media de la laguna; esta carga puede aplicarse en un rango entre 50 y 500 KgDBO<sub>5</sub>/Ha/día.

La eficiencia de este tipo de lagunas puede estar entre el 85 y 95% de remoción de DBO.

La ventaja principal que ofrecen las lagunas facultativas, fuera de su elevada eficiencia, es la de su flexibilidad, pues puede combinarse con una laguna anaeróbica previa (sistema Australiano) o convertirse en laguna aerada (adicionando el equipo correspondiente), aunque también pueden ser operadas como primarias. En comparación con las lagunas anaeróbicas, el riesgo por la presencia de olores es menor, salvo raras excepciones.

- *Laguna aerada*

Una laguna de estabilización mecánicamente aereada es un gran reactor biológico aerobio funcionando, teóricamente, sobre el principio de lodos activados a una carga muy baja. La aereación, generalmente efectuada a través de turbinas superficiales, tiene la función no sólo de abastecer del Oxígeno necesario al metabolismo bacteriano, sino también de proporcionar las condiciones aproximadas de mezcla total.

El desecho a ser tratado es llevado a la laguna, en donde la materia orgánica biodegradable soluble (substrato) es asimilada por los microorganismos (bacterias heterótrofas); parte del substrato ingerido es utilizado para la síntesis de nuevas células, mientras que la parte restante es oxidada, para producir energía celular que es utilizada por las células para el mantenimiento de sus funciones normales.

Cuando la fuente de alimento disminuye, volviéndose un factor limitante, la bacterias inician un proceso de metabolización de sus reservas intracelulares (respiración endógena). Durante este fenómeno ocurre la disminución

celular (las células revientan), y el material protoplasmático de las células muertas es disuelto en el medio sirviendo como fuente de alimento para otros microorganismos. Así ocurre la autodigestión del lodo y por tanto, durante esta fase habrá un consumo mayor de Oxígeno.

La laguna aereada es ineficiente en la remoción de organismos patógenos, pues si bien reduce coliformes y estreptococos fecales, no lo hacen así con la *Salmonella*.

Las lagunas aeradas ocupan espacios más reducidos que las facultativas o de sistemas anaeróbico-facultativa. Las cargas orgánicas empleadas son similares a las usadas para las facultativas. Su tiempo de retención es de 3 a 7 días aproximadamente.

La aereación mecánica a bajo costo es una alternativa útil cuando aumentan las cargas de aguas residuales o cuando el espacio es limitado y se requieren efluentes de alta calidad. Se recomienda la combinación de una laguna aerada con una facultativa. Sin embargo, en países en desarrollo no debe olvidarse que los equipos de aereación son frecuentemente caros y obligan a una operación más calificada.

Dentro de la clasificación de las lagunas aereadas, estas pueden ser a mezcla completa, aerada facultativa, facultativa con agitación mecánica y de oxidación aerada; cada uno de estos tipos cumple una función específica y está condicionado a las características del medio ambiente y del desagüe.

- ***Laguna de Maduración***

El principal objeto de las lagunas de maduración es producir un efluente de alta calidad (reduciendo la concentración de organismos coliformes y patógenos); con ello no se intenta aliviar el trabajo de las lagunas facultativas o de plantas biológicas convencionales que se hayan quedado escasas de tamaño, o reducir los costos de operación y mantenimiento.

El factor importante en este tipo de laguna es el periodo de retención, que dependerá del grado de remoción que se requiera en el efluente final. Para que esta remoción de bacterias fecales sea eficaz es esencial que la laguna de maduración esté dispuesta en **serie** con la que la precede. Usualmente se debe tener una laguna con retención de 7 a

10 días con una profundidad de 1 m.; aunque en algunos casos se pueden recomendar profundidades de 1.2 a 1.5 m., y aún mantener condiciones aeróbicas, con la ventaja añadida que la remoción de virus es mayor en lagunas de profundidad moderada. De cualquier forma, cuando no exista la posibilidad de contar con mayor área para mantener estas profundidades, la lámina de agua puede aumentar sin que esto signifique una baja en la eficiencia de remoción de patógenos, sin embargo, la tasa de carga orgánica superficial debe ser mantenida bajo el máximo de carga orgánica permisible para lagunas facultativas.

Estas lagunas también llamadas de pulimento, son la última unidad en un sistema de lagunas y su empleo puede desecharse o no, de acuerdo al criterio del proyectista.

La combinación de las lagunas de estabilización descritas líneas arriba para tratar diferentes tipos de agua residual puede resumirse como sigue:

CARACTERISTICAS DEL AGUA RESIDUAL	SISTEMAS DE TRATAMIENTO ADECUADO
CONTENIDO DE SOLIDOS ELEVADO (por ejemplo, efluente de letrinas con un mínimo de agua añadida)	a) A + F b) A + F + M
AGUA RESIDUAL DOMESTICA EXCLUSIVAMENTE	a) A + F + M b) F c) F + M
AGUA RESIDUAL DOMESTICA E INDUSTRIAL	a) A + F + M b) F c) F + M d) MA + F + M

- A : Laguna anaeróbica  
F : Laguna facultativa  
M : Laguna de maduración  
MA: Laguna aerada

e) Selección del tipo de laguna adecuado a nuestras características

Se ha decidido por el empleo de lagunas facultativas en la Primera Etapa del Proyecto en vista de sus ventajas ya detalladas. Las últimas tendencias en el diseño y operación de lagunas de estabilización han apuntado por el empleo cada vez mayor de lagunas facultativas. Descartado el empleo de lagunas aeróbicas, que exigen un control constante, y ante los problemas estéticos que ocasionan las anaeróbicas, parece ser que las facultativas proveen de una salida en casos de instalaciones

CUADRO VII - 8

**PORCENTAJES DE REDUCCION ACUMULADA DE DBOS Y COLIFORMES PARA  
VARIOS SISTEMAS DE LAGUNAS**

SISTEMAS DE LAGUNAS	REDUCCION DE DBOS ACUMULADA		REDUCCION DE COLIFORMES ACUMUL	
	12 °C	20 °C	12 °C	25 °C
LAGUNA ANAEROBICA	45	62	70	86
ANAEROBICA + FACULTATIVA	80	88	90	99.5
ANAEROBICA + FACULTATIVA + MADURACION	86	92	94	99.975
ANAEROBICA + FACULTATIVA + 3 MADURACION	94	95	95	99.9996
LAGUNA FACULTATIVA	75	80	84	97
FACULTATIVA + MADURACION	86	90	93	99.94
FACULTATIVA + 3 MADURACION	93	95	95	99.998
LAGUNA AERADA	70	80	82	93
AERADA + MADURACION	84	92	93	99.5
AERADA + 3 MADURACION	93	95	95	99.996

**ASUNCIONES:**

- 1) Los sistemas tratan desagues domesticos normales
- 2) El periodo de retencion en lagunas anaerobicas es 2 dias
- 3) El periodo de retencion en lagunas facultativas varia de 7 a 15 dias, dependiendo de la temperatura ambiente
- 4) El periodo de retencion en lagunas de maduracion es 5 dias, excepto en la que precede a la laguna aerada (10 dias)
- 5) El periodo de retencion en lagunas aeradas es 4 dias



de tratamiento próximas a las zonas urbanas, y cuando la inversión en la operación y mantenimiento se estima mínima. Profundizando más en este aspecto, es justamente el tipo de laguna más evaluado y en el que se cuenta con mayor información y experiencia para el diseño, operación y mantenimiento.

Dado que, para Ciudad Pachacútec, el tratamiento no sólo tiene propósitos estéticos, sino también de reuso de agua residuales tratadas para irrigación, el factor más importante para la elección de la laguna facultativa es su gran eficiencia en la remoción de patógenos.

Las lagunas facultativas nos aseguran una remoción mayor en términos de coliformes y otros patógenos, comparándolas con las anaeróbicas, así como la ventaja de poderlas ubicar a distancias menores de los cascos urbanos.

Se prevee la disposición de las lagunas facultativas simultáneamente en serie y en paralelo, por lo positivo de estas distribuciones en la operación y mantenimiento. Asimismo, de acuerdo a lo ya expresado, el desagüe será predominantemente doméstico por lo que se considera proyectar en serie baterías de lagunas facultativas primarias y secundarias; las primarias para la remoción de sólidos

sedimentables, parásitos y una alta proporción de la carga de DBO; y las últimas cumplirán una función similar a la que tienen las lagunas de maduración (mejorar la calidad del efluente primario).

Si evaluamos las lagunas aeradas mecánicamente, resultan una opción manejable para el caso del aumento del caudal esperado para cuando la Zona de Drenaje III, a la cual pertenece este sistema de tratamiento, alcance su saturación de servicio. En vista de la falta de áreas adecuadas para futuras ampliaciones, se presenta su uso en esta etapa posterior.

No se estima conveniente el uso de lagunas aeradas mecánicamente en esta Primera Etapa, debido a que el área prevista para el tratamiento cubre (como veremos en el desarrollo de este capítulo) las necesidades de terreno que exigen las lagunas facultativas.

f) **Mecanismos biológicos que intervienen en el Tratamiento por lagunas facultativas**

**El Ecosistema**

Para entender los mecanismos biológicos que toman parte en la estabilización de la materia orgánica en una laguna, idealizaremos el sistema y se analizarán los

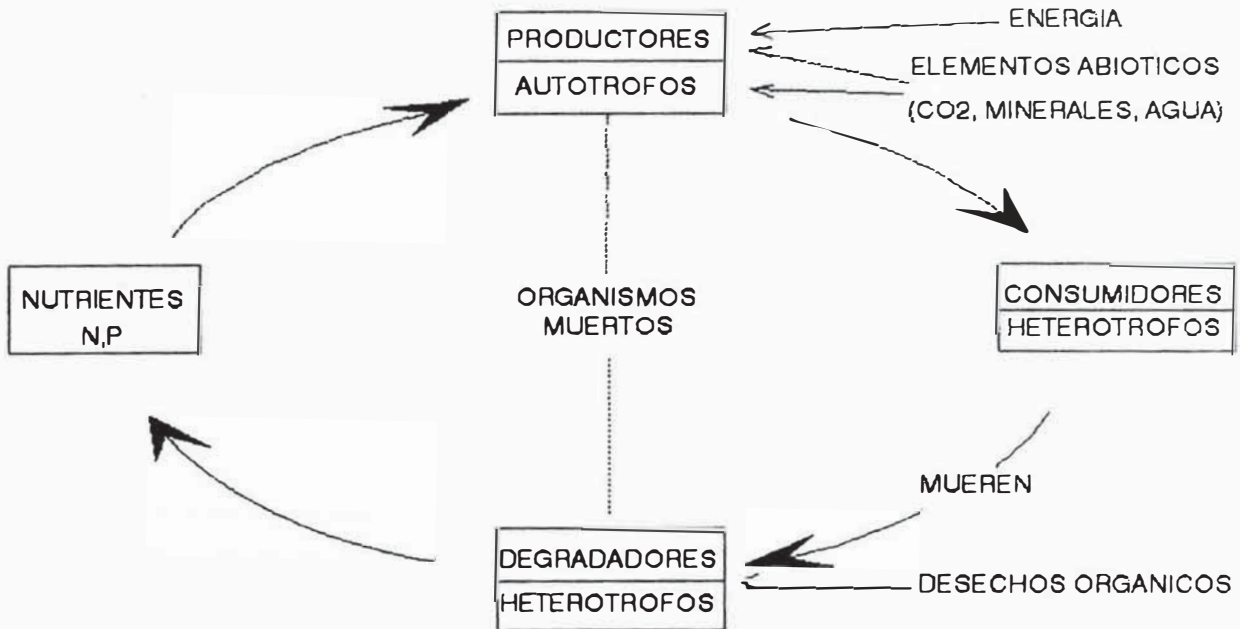
componentes de un ecosistema acuático. Este razonamiento es aplicable suponiendo que la laguna es un ecosistema léntico eutroficado (ver figura VII-1).

La adición de materia orgánica biodegradable en el desagüe a las lagunas provee de abundante alimento a los descomponedores (bacterias y hongos) que crecen rápidamente y liberan nutrientes y CO<sub>2</sub> como resultado de la estabilización de la materia orgánica. La abundancia de nutrientes, CO<sub>2</sub> y disponibilidad de energía solar y minerales ayudan al crecimiento de algas o productores, que sintetizan el Oxígeno necesario a los procesos de oxidación biológica. De esta forma se establece una simbiosis entre bacterias y algas como se muestra en la fig VII-2. En las lagunas se desarrollan otros organismos que predan algas, bacterias u otros organismos vivos, como son los protozoarios, rotíferos, larvas de insectos y anélidos.

Explicando de otra forma estos procesos, la materia orgánica que entra en una laguna de estabilización se constituye de sólidos sedimentables y no sedimentables, coloidales o en solución. La materia sedimentable y la

Fig. VII - 1

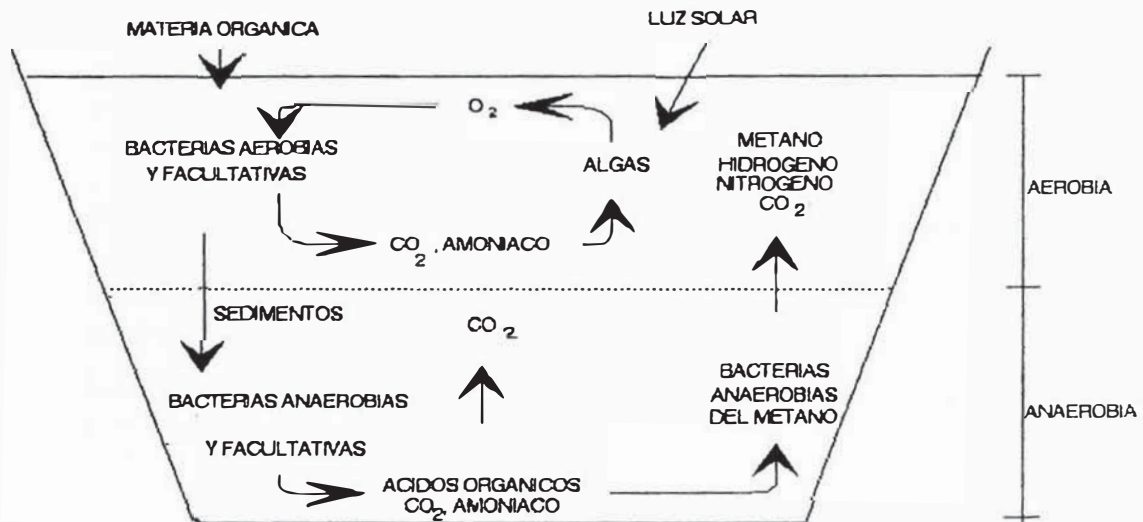
## ECOSISTEMA EN UNA LAGUNA



Fuente: Ref.11

FIG VII-2

## ESQUEMAS DE LOS PROCESOS BIOLÓGICOS EN UNA LAGUNA FACULTATIVA



Fuente: Ref.11

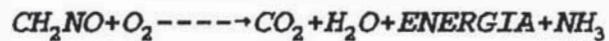
coloidal floculada sedimentan principalmente en las proximidades de la entrada para formar la capa de lodo, mientras que la materia restante permanece en el medio líquido. En esta capa de lodo, los sólidos orgánicos sedimentados son estabilizados por bacterias en condiciones anaeróbicas; de esta forma se ve que parte de la DBO del desagüe crudo se debe a los sólidos sedimentables. La fracción de materia orgánica que queda en el medio líquido (sólidos no sedimentables) y compuestos solubles de la realimentación de la capa de lodos es descompuesta por bacterias aerobias, facultativas y anaerobias.

### **Procesos de Oxido-Reducción y Síntesis**

Los hidratos de Carbono, proteínas y grasas que contiene el desagüe, son desdoblados por las bacterias y los hongos durante los procesos de estabilización. Durante estos procesos (oxidación o reducción de la materia orgánica) se pueden distinguir tres etapas: a) la transformación de la materia orgánica para obtener energía, b) síntesis del material celular, y c) autodestrucción o fase endógena.

### Oxidación

Las bacterias y hongos oxidan la materia orgánica usando el Oxígeno Disuelto en el agua y producen energía a partir de las reacciones químicas realizadas. Así:



### Síntesis

En esta fase las bacterias y hongos utilizan la energía de la oxidación de la materia orgánica para sintetizar nuevo material celular.



### Autoxidación o respiración endógena

En las lagunas de estabilización, al igual que en otros procesos de tratamiento biológico, a medida que avanza el grado de estabilización de la materia orgánica, disminuye la concentración de materia orgánica biodegradable y se inicia la muerte de microorganismos, a la vez que éstos se alimentan u oxidan material celular.

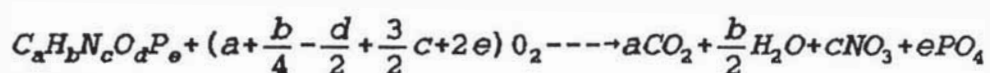
muerto para obtener energía y sintetizar nuevas células. El proceso de estabilización de las lagunas debe realizarse en un tiempo de detención suficientemente largo para llegar a la respiración endógena, de modo que se produzca una reducción apreciable del número de bacterias. La siguiente ecuación es una representación general de la fase endógena:



En las lagunas de estabilización se encuentra que en la laguna primaria predominan las fases de oxidación y síntesis celular, especialmente si el tiempo de retención es corto y las cargas orgánicas elevadas, en tanto que la fase endógena se presenta en las lagunas secundarias, terciarias o primarias con cargas orgánicas bajas, menores a 20 Kg DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>/día. En general, las tres etapas se presentan en una misma laguna y es deseable que el proceso avance hasta la fase endógena.

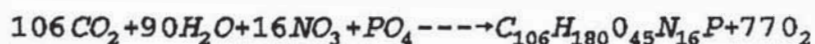
Cuando se cuenta con tiempos de retención

muy largos o muchas lagunas en serie, se puede obtener una oxidación total teórica de la materia orgánica biodegradable, la cual se representa por la ecuación general siguiente:



### Síntesis de Oxígeno

En las lagunas de estabilización las algas encuentran CO<sub>2</sub>, nitratos y fosfatos de la oxidación de la materia orgánica (ver ecuación anterior) que pueden ser utilizados por las algas en su metabolismo. El CO<sub>2</sub> es el alimento que usan las algas en la producción de nuevas algas y síntesis de Oxígeno cuando disponen de concentraciones satisfactorias, de Nitrógeno en Nitrato y Fósforo y, de agua y una fuente externa de energía: el Sol. Gloyna propone la siguiente ecuación para la síntesis algácea:



Al analizar estas dos últimas ecuaciones



podemos notar que el CO<sub>2</sub>, el Nitrato y el Fosfato de la oxidación de la materia orgánica constituyen la fuente de carbono y nutrientes para la síntesis de algas y Oxígeno molecular. De esta forma, la materia orgánica oxidada se convierte en células de algas durante el proceso de estabilización en lagunas facultativas y aerobias. Así, una parte de la materia orgánica soluble no es removida durante el proceso y es a esta fracción que se relaciona la eficiencia del proceso de estabilización en las lagunas.

Las algas sintetizadas ejercen una demanda considerable de Oxígeno sobre los cuerpos receptores de efluentes de las lagunas, a medida que mueren. En casos que el efluente de las lagunas no satisface las normas de calidad exigidas por los organismos de control, se hace preciso la remoción de las algas. La separación de éstas se pueden realizar mediante numerosos procesos y métodos:

adición de cal; sulfato de alúmina y polielectrolito; o técnicas de centrifugación, microfiltrado, coagulación, precipitación química, tratamiento en

discos biológicos, filtros o canales de oxidación, flotación, o cosecha biológica y disposición en el suelo.

Según lo mostrado en la ecuación anterior, por cada gramo de alga sintetizada se producen dos gramos de Oxígeno molecular que se disuelven en el agua. Otra ecuación similar, sugiere que se producen 1.6 gr. de Oxígeno molecular por gramo de alga sintetizada:



En general, el rango de producción de O<sub>2</sub> por gramo de algas sintetizadas se encuentra entre 1.25 y 1.75 grs.

La fotosíntesis es un proceso complejo en el que la energía de la luz es absorbida por los cloroplastos de las células y se convierte en energía química, que es usada para transformar al CO<sub>2</sub> en glucosa y material celular. Todo organismo o planta que posee clorofila en sus células es capaz de transformar la energía de la luz y producir o sintetizar Oxígeno y material celular, renovando el Oxígeno de la atmósfera por un lado, y creando

materia celular viva por otro. La siguiente ecuación representa a la fotosíntesis:



$$nh\nu = \Delta G^\circ = 686 \text{ Kcal}$$

El término  $nh\nu$  representa la energía tomada de la luz, en donde  $h$  es la constante de Planck ( $6.62554 \times 10^{-27}$  erg-seg),  $\nu$  es la frecuencia de la radiación Gamma y  $n$  el número de cuantos ( $h\nu$ ) de energía. Un cuanto tiene la energía de un fotón y es igual a la constante de Planck.

La fotosíntesis se ve afectada por varios factores como: la intensidad de la luz en el medio acuático, el  $CO_2$  disponible y los nutrientes esenciales. La luz es un factor importante en la fotosíntesis, pues cada especie de algas utiliza mejor la energía solar a un valor óptimo, ubicándose a diferentes profundidades en la masa de agua.

En lagunas de estabilización facultativas sobrecargadas se produce el  $H_2S$  de la

descomposición anaerobia en el fondo de las lagunas, así en muchas ocasiones aparecen bacterias púrpuras de Azufre, que son fotosintéticas y transforman el H<sub>2</sub>S en Azufre, evitando la producción de malos olores, una vez oxidado el Azufre. Este proceso se representa así:



Al notarse la ausencia de la energía de la luz, las algas y plantas y otros organismos fotosintéticos respiran produciendo CO<sub>2</sub> y agua, consumiendo Oxígeno molecular:



Durante el proceso fotosintético no es absorbida toda la energía solar incidente y la energía absorbida no se transfiere en su totalidad durante la fotosíntesis desde los cloroplastos. La eficiencia de la conversión de la luz varía entre el 2 y el 9%, siendo próxima al 4%. La eficiencia en la utilización de luz es mayor en algas jóvenes y disminuye a medida que hay exceso de luz o.

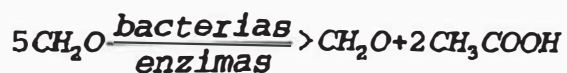
sobresaturación. En las algas predominan los procesos de asimilación por sobre la respiración o desasimilación, por lo que aumenta rápidamente la biomasa sintetizada de algas.

En la fotosíntesis, las algas usan el  $\text{CO}_2$  producido en la oxidación de la materia orgánica, presentándose casos en que la velocidad de utilización del  $\text{CO}_2$  puede ser mayor que la tasa a la cual se produce, obligando a que el sistema tome el  $\text{CO}_2$  de la reversión de carbonatos a bicarbonatos y a  $\text{CO}_2$ . Esto da como resultado cambios diurnos del valor del pH.

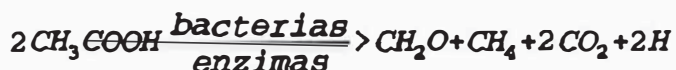
### **Procesos Anaerobios**

En las lagunas anaerobias y en la zona anaerobia de las lagunas facultativas se presentan procesos de reducción de la materia orgánica. Los procesos anaerobios se pueden describir mediante una fermentación seguida de formación de metano y  $\text{CO}_2$ . En primer lugar, un grupo especial de bacterias productoras de ácido, llamadas heterotróficas facultativas, descomponen la materia.

orgánica en ácidos grasos, aldehidos, alcoholes, etc:



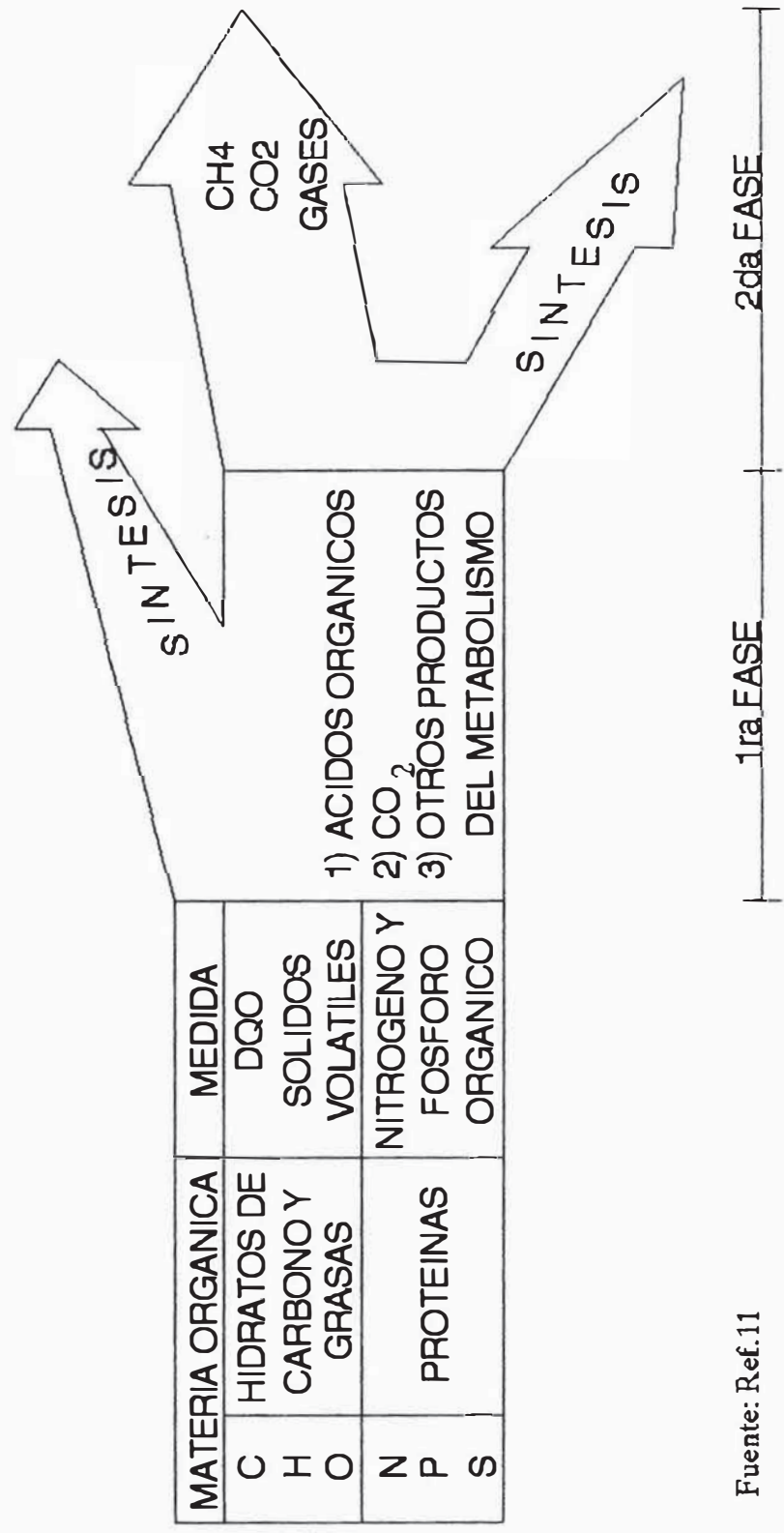
A continuación otro grupo de bacterias productoras de metano transforman los productos intermedios en gas metano ( $\text{CH}_4$ ), Amoniaco ( $\text{NH}_3$ ), Anhídrido Carbónico ( $\text{CO}_2$ ) e Hidrógeno ( $\text{H}_2$ ).



El  $\text{CO}_2$  proveniente de la descomposición anaerobia asciende y es tomado por las algas, en las lagunas facultativas, como fuente de Carbono para su metabolismo.

El proceso anaerobio, lo mismo que el aerobio, convierte al Carbono, Nitrógeno, Fósforo y otros nutrientes en protoplasma celular. Sin embargo, los mecanismos de la descomposición anaerobia son enormemente complejos y aún no están del todo aclarados. Este proceso también

Fig VII - 3  
 FASES DE LA DIGESTION ANAEROBIA



Fuente: Ref.11

requiere Oxígeno, pero éste procede de los compuestos químicos y no del Oxígeno libre disuelto; al estar presente éste último, los procesos se entorpecen o retardan. Se ha logrado establecer que a temperaturas del agua menores a 20°C los procesos anaerobios son lentos.

*Microorganismos que intervienen en los Procesos Biológicos*

Las lagunas de estabilización son el habitat de una enorme variedad de seres vivos. Todos los animales, plantas y hongos que se encuentran en ellas se reproducen en la medida en que disponen de alimentos, constituyendo una población heterogénea cuyos elementos compiten por un mismo alimento o viven parasitándose unos a otros. El resultado neto es que las materias aportadas por el agua residual quedan convertidas parcialmente en material celular; sin embargo, esta conversión no puede producirse sin energía y, para aportarla, los procesos bioquímicos han de descomponer una cantidad de substrato alimenticio mayor que la requerida para la reproducción celular. De esta forma, los



microorganismos consumen materias altamente energéticas (productos residuales domésticos parcialmente digeridos) y dan lugar a un producto final de bajo contenido energético tal como el CO<sub>2</sub>.

Existen ciertos factores que afectan a los microorganismos, lo que vendrá en detrimento de la eficiencia de los procesos de tratamiento de aguas residuales, los cuales son:

- Disponibilidad de energía y nutrientes para su crecimiento: cambios en el tipo de residuo.
- Efectos de las interacciones entre los propios microorganismos.
- Cambios ambientales de naturaleza física: temperatura, humedad, radiación solar.

En el tratamiento de aguas residuales son importantes los siguientes grupos de organismos: bacterias, hongos, algas, protozoarios, rotíferos, crustáceos y virus.

### **Bacterias**

Son protistas unicelulares, pertenecientes a la clase de los Esquizomicetos y pueden clasificarse en dos grupos según el tipo de sustrato que utilicen como alimento. El

grupo más numeroso comprende las bacterias **heterótrofas**, cuyo metabolismo requiere materia orgánica; incluye todas las especies patógenas y otras en el ambiente del hombre. El segundo grupo es el de las llamadas bacterias **autótrofas**, que pueden sintetizar sus alimentos básicos a partir de substratos inorgánicos (obtienen energía de las reacciones óxido reducción y Carbono del CO<sub>2</sub>). En este último grupo se pueden distinguir dos tipos de bacterias, según que utilicen la acción de la luz (**fotosintéticas**) o la acción de las sustancias químicas (**quimiosintéticas**).

Por ser los organismos más pequeños que intervienen en el tratamiento biológico de los desagües, sus tasas de metabolismo son elevadas, y en condiciones ambientales óptimas prevalecen sobre los hongos y los protozoos. Se encuentran donde hay humedad y alimento en solución y se reproducen por fisión binaria principalmente, algunas sexualmente o por budding, que consiste en el alargamiento de una parte de la célula que luego se separa.

Son las principales responsables de la descomposición de la materia orgánica. La

temperatura del medio es muy importante para ellas y otros microorganismos; un aumento de 10°C duplica las velocidades de las reacciones del metabolismo bacterial, encontrándose que cada especie de bacterias se desempeña mejor dentro de cierto rango de temperaturas, siendo notablemente afectadas en su actividad fuera de ellas.

CLASIFICACION DE MICROORGANISMOS	RANGO DE TEMPERATURA (°C)	RANGO OPTIMO (°C)
Psicrofílicos o Criofílicos	-2 a 30	12 a 18
Mesofílicos	20 a 45	25 a 40
Termofílicos	40 a 75	55 a 65

El pH de la solución es importante para el crecimiento de los microorganismos, crecen bien a un valor entre 4 y 9.5; su rango óptimo se encuentra entre 6.5 y 7.5.

En las lagunas de estabilización, las bacterias patógenas generalmente encontradas pertenecen a los géneros *Salmonella*, *Shigella*, *Escherichia*, *Leptospira* y *Vibrio*. Esas bacterias son normalmente incapaces de multiplicarse o sobrevivir por largos periodos de tiempo, por las siguientes

razones:

- Elevados valores de pH provocados por el consumo del CO<sub>2</sub> por las algas en las lagunas facultativas.
- Efecto bactericida de los rayos ultravioleta del sol.
- Competición por nutrientes entre los organismos saprófitos y patógenos.
- Depredación por el propio zooplancton.
- Existencia de compuestos tóxicos.

### **Hongos**

Son microorganismos multicelulares, no fotosintéticos, heterótrofos, unos pocos son parásitos o patógenos. Algunas especies ocasionan daño a las plantas y animales, mientras otras son utilizadas en la industria para sintetizar productos químicos o elaborar alimentos.

Los hongos y los mohos se diferencian en la estructura de la fructificación; siendo los segundos generalmente filamentosos, formados por hifae que conforman el micelio. La reproducción puede ser sexual, asexual o por budding. En las reproducciones sexual y asexual se producen distintos tipos de esporas, mientras que en la debida al

budding aparece un pequeño retoño que va tomando partes de la célula madre, hasta que se separa como una nueva célula.

Los hongos crecen en condiciones ambientales no toleradas por las bacterias, principalmente poca humedad y condiciones ácidas; valores del pH de 5.6 como óptimo y rango de 2 a 9; requieren menos Nitrógeno que las bacterias (en general la mitad) para el crecimiento y casi siempre se encuentran en condiciones aerobias.

### **Algas**

Las algas constituyen un grupo de organismos acuáticos unicelulares o multicelulares, móviles e inmóviles, dotados de pigmentos fotosintéticos denominados clorofila. A través de la clorofila tienen capacidad de producir Oxígeno, absorbiendo la energía de la luz solar y convirtiéndola en calor y energía química. Se multiplican sexual o asexualmente.

Los procesos vitales de las algas ejercen una poderosa influencia en la biología y la química de las lagunas. En las lagunas facultativas la fotosíntesis es indispensable para mantener un contenido

apreciable de OD. La transferencia normal del Oxígeno a través de la superficie, sea por difusión o mezclado natural, es insuficiente. Además, las algas consumen CO<sub>2</sub>, elevando el pH durante las horas de luz a valores entre 8 y 11; cuando hay una elevación del pH por encima de esos valores, ocurre una reducción del número de bacterias, precipitación de los fosfatos de Calcio y pérdida parcial de NH<sub>3</sub> para la atmósfera. Por otra parte, al consumir el NH<sub>3</sub>, suprimen una demanda de Oxígeno que normalmente va ligada a la nitrificación bacteriana del amoníaco en nitritos y nitratos. Las algas también contribuyen a reducir la disponibilidad de otros nutrientes (Nitrógeno, Fósforo y Carbono), para satisfacer sus propias necesidades nutricionales. La fotosíntesis y la respiración predominan alternativamente, facilitando la conversión de la energía. Por último, las bacterias aerobias dependen del OD, en parte suministrado por las algas y en parte por la reaereación a través de la superficie.

Dependiendo del tipo de alga, de la forma como los nutrientes se presentan en el medio

y el estado de degradación de la materia orgánica en la laguna, la producción de Oxígeno podrá ser mayor o menor.

Por un lado, si la mortandad y/o reducción de las bacterias entéricas (*E.coli*) se presenta como un aspecto positivo del comportamiento de las algas, por otro, el decrecimiento de la población saprófita puede ser perjudicial a los procesos de descomposición de la materia orgánica.

En el efluente de las lagunas de estabilización, las algas son responsables de una de las mayores deficiencias de estas instalaciones, pues contribuyen de manera significativa al aumento de sólidos en suspensión, principalmente en verano, cuando su crecimiento es más intenso.

Como la intensidad de la incidencia de la luz solar y la densidad de las algas determinan la profundidad donde la luz alcanza en la laguna, normalmente un mayor número de ellas se encuentra ligeramente abajo de la superficie. Considerando también que durante la noche, ellas continúan necesitando de Oxígeno para su respiración, los niveles de OD en la laguna se reducen a partir de las 01:00 horas hasta el amanecer.

siendo más elevados entre las 14:00 y 16:00 horas. El tamaño de las algas puede variar desde unos micrones hasta las dimensiones de las largas plantas segmentadas, alcanzando algunas algas marinas longitudes de 100 metros o más. Aunque se han catalogado unas 15,000 especies de algas, las de interés para el tratamiento de los desagües son relativamente pocas, pudiendo dividirse en cuatro grandes grupos:

- **Verdiazules.** Son unicelulares, coloniales o filamentosas y menos eficientes en la producción de Oxígeno. Están desprovistas de membrana celular, teniendo los pigmentos disueltos en el líquido celular. Predominan, generalmente, en lagunas con valores de pH cercano al neutro o tendiendo al alcalino, cuyas aguas tienen temperaturas mayores a 30°C, y donde ocurre una deficiencia o desequilibrio de nutrientes (principalmente Nitrógeno). Por poseer vacúolos o pseudovacúolos de gas en sus células, este tipo de alga flota en la superficie del líquido, dificultando la penetración de la luz. Normalmente cuando se descomponen exhalan malos olores.

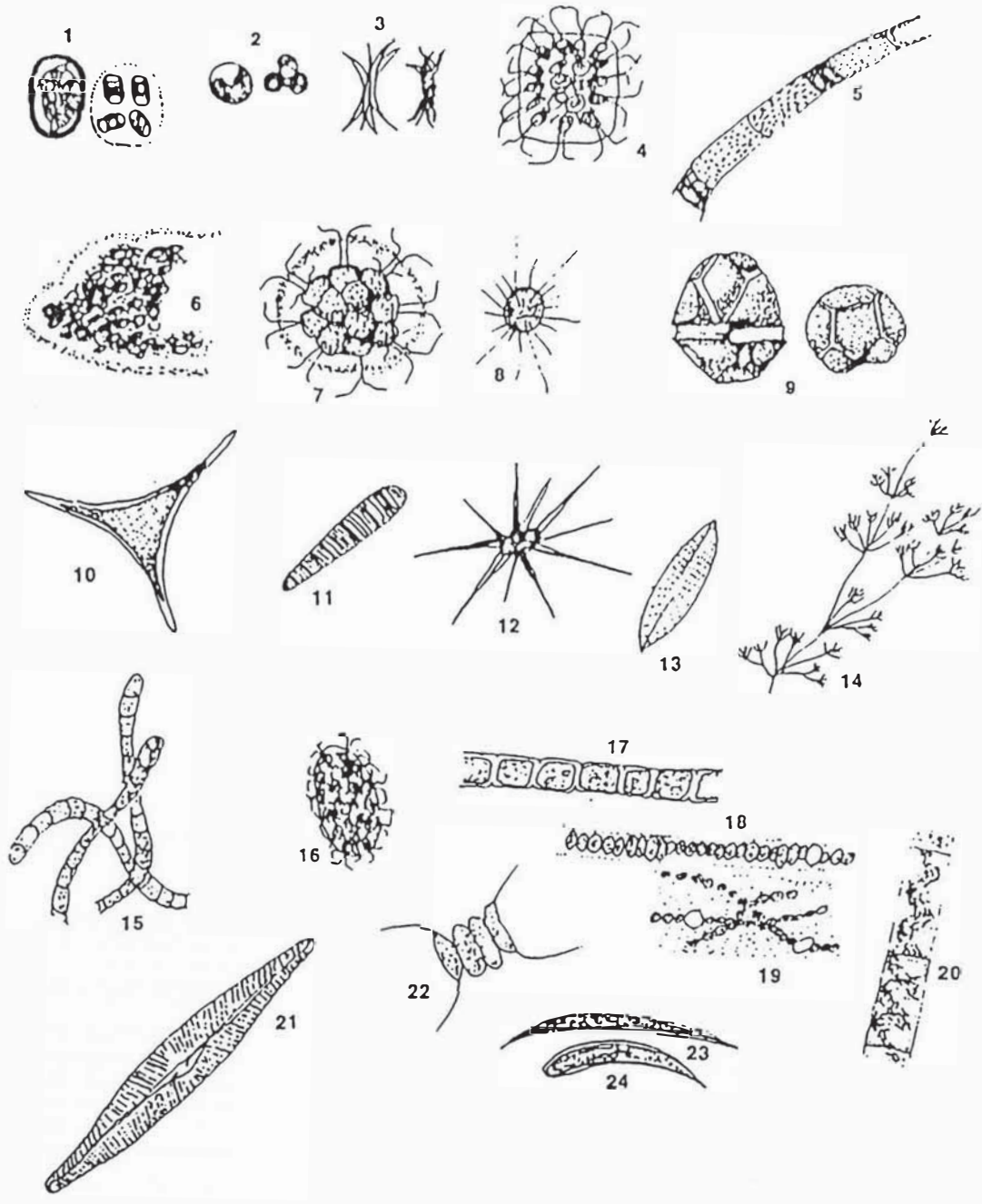


Algunas que se encuentran presentes en las lagunas son: *Oscillatoria*, *Microcystis*, *Anabaena*.

- **Verdes.** Pueden ser unicelulares o multicelulares; son inmóviles. Los organismos unicelulares son generalmente pequeños, mientras que los multicelulares pueden formar grandes masas flotantes. La clorofila y otros pigmentos están dentro de los cloroplastos, en los que se realiza la fotosíntesis. Predominan principalmente en las lagunas facultativas, imprimiendo al líquido una coloración verdosa, que indica una buena condición de funcionamiento; están siempre asociadas a un pH elevado y a un medio líquido balanceado en nutrientes.

Algunos ejemplos son: *Scenedesmus*, *Chlorella*, *Euglena*, *Oocystis*, *Golenkinia*, *Micractinium*, *Coelastrum*, *Protococcus*, *Chlamydomonas*.

- **Flageladas pigmentadas.** Poseen núcleo, cloroplastos, flagelos y mancha ocular roja. Algunas son móviles, y este grupo comprende varias formas verdes móviles. Un ejemplo de ellas es la *Gonyaulax*, que es letal a los peces formando mareas



- |                                  |                                |                               |
|----------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| 1 - COCYSTIS (30 $\mu$ m)        | 9 - GONYAULAX (37 $\mu$ m)     | 17 - MICROSPORA (93 $\mu$ m)  |
| 2 - CHLORELLA (7 $\mu$ m)        | 10 - TETRAEDRON (60 $\mu$ m)   | 18 - NODULARIA (133 $\mu$ m)  |
| 3 - ANKISTRODESMUS (153 $\mu$ m) | 11 - MERIDION (47 $\mu$ m)     | 19 - NOSTOC (83 $\mu$ m)      |
| 4 - GONIUM (75 $\mu$ m)          | 12 - MICRATINIUM (47 $\mu$ m)  | 20 - SPIROGYRA (233 $\mu$ m)  |
| 5 - MELOSIRA (140 $\mu$ m)       | 13 - NAVICULA (80 $\mu$ m)     | 21 - NAVICULA (80 $\mu$ m)    |
| 6 - MICROCYSTIS (42 $\mu$ m)     | 14 - NITELLA (107mm/Segmento)  | 22 - SCENEDESMUS (40 $\mu$ m) |
| 7 - PANDORINA (93 $\mu$ m)       | 15 - OSCILLATORIA (73 $\mu$ m) | 23 - CLOSTERIUM (100 $\mu$ m) |
| 8 - GOLENKINIA (56 $\mu$ m)      | 16 - EUDORINA (187 $\mu$ m)    | 24 - CLOSTERIUM (225 $\mu$ m) |

Figura VII-4

ALGAS DE IMPORTANCIA EN TRATAMIENTO DE DESAGUES

rojas en el océano.

- **Diatomeas.** Son de color pardo dorado, pueden ser móviles y tienen una estructura característica constituida por sílice. Estos organismos unicelulares son muy comunes y ocasionalmente se agrupan en colonias filamentosas que parecen mechones de cabello. Un ejemplo es la llamada *Nitzchia*.

Normalmente las algas vivas no están expuestas al ataque de las bacterias; en cambio se sabe muy poco de los virus que pueden atacarlas. Ciertos hongos microscópicos son parásitos de las algas.

Al igual que cualquier materia orgánica, las algas muertas sufren una descomposición biológica. A causa de su baja velocidad de sedimentación, las algas unicelulares no suelen depositarse en cantidades apreciables, y si no son consumidas en la laguna, pasan al efluente. La DBO de las algas muertas es más elevada que la de las células vivas.

### Protozoarios

Son protistas móviles, microscópicos,

predominantemente unicelulares. Hay muchas especies, son heterótrofos generalmente aerobios, siendo unos pocos anaerobios. Se alimentan de bacterias y partículas de materia orgánica, contribuyendo a mejorar la calidad de los efluentes al ingerir bacterias y material orgánico difícil de sedimentar. En general, son útiles o inocuos en la naturaleza, siendo pocas las especies que ocasionan enfermedades a animales y plantas. Estos se dividen en cinco grupos:

- **Ciliophora.** Se mueven por medio de cilios, que son especies de pelos que ondulan y ayudan al organismo a moverse y a capturar alimentos, consistentes en partículas sólidas. A su vez se subdividen en dos grupos. El primero es el de los **ciliados libres**, los cuales destruyen las bacterias con gran eficiencia pues necesitan mucho alimento para obtener la energía necesaria para nadar; el *Paramecium* es el ejemplo clásico de este grupo. El segundo grupo es el de los **ciliados fijos**, que se adhieren al material sólido mediante un pedúnculo contráctil, teniendo sus cilios situados en el perímetro y en un extremo

- del organismo; en comparación con el primer grupo, ellos pueden sobrevivir con menos cantidades de bacterias pues consumen menos energía.
- **Mastigophora.** Tienen flagelo para el movimiento y prefieren las aguas recién polucionadas. Se dividen en fitoflagelados (que tienen clorofila) y zooflagelados. Los primeros compiten con las bacterias por los substratos solubles, pero son los segundos los que llevan la mejor parte por alimentarse de bacterias. Algunos zooflagelados ocasionan enfermedades como: *Giardia lamblia*, *Trichomonas* y *Leishmania*.
  - **Sarcodina** (Amebas). Se valen de pseudópodos para desplazarse y captar alimentos. Algunas especies forman quistes cuando encuentran condiciones ambientales desfavorables. La *Entamoeba coli* es un ejemplo de ameba inocua, mientras la *Entamoeba histolytica* produce enfermedad y se enquistada.
  - **Esporozoa** (Protozoarios). Estrictamente parásitos de plantas y animales, tienen ciclos de vida complejos que en ocasiones requieren de varios huéspedes. Dentro de

la especie *Plasmodium*, hay varios que son responsables de la malaria.

- Suctoria. Están provistos de tentáculos que utilizan para capturar alimento, generalmente otros protozoarios.

### **Rotíferos**

Son animales multicelulares, heterótrofos, aerobios. Tienen dos conjuntos de cilios en la cabeza que usan para moverse y capturar alimento. Junto con otros animales superiores, hacen desaparecer los restos de bacterias muertas, detritos orgánicos sólidos y otras materias insolubles. Su presencia indica un buen funcionamiento de los procesos de tratamiento en la laguna.

### **Crustáceos**

Son animales multicelulares, heterótrofos, aerobios, con cuerpo duro; son organismos macroscópicos. Se encuentran en cuerpos de agua y son abundantes en corrientes ricas de materia orgánica de las descargas de aguas residuales.

### **Virus**

Son las estructuras biológicas más pequeñas,

CUADRO VII - 9

PRINCIPALES REACCIONES BIOLÓGICAS Y EXIGENCIAS AMBIENTALES  
EN UNA LAGUNA DE ESTABILIZACIÓN

REACCIÓN BIOLÓGICA	CARACTERÍSTICAS				FACTORES AMBIENTALES				
	ORGANISMOS	ALIMENTOS BÁSICOS	PRINCIPALES PRODUCTOS	TIEMPO REQUERIDO (días) (*)	OLORES PRODUCIDOS	TEMP C(**)	OXIGENO	PH	LUZ
OXIDACION AEROBIA	BACTERIAS AEROBIAS	CARBOHIDRATOS	CO2 NH3	5-10	NINGUNO	0-40 15-30	NECESARIO	7-9	NO NECESARIA
ACCION FOTOSINTETICA	ALGAS	PROTEINAS CO2, NH3	OXIGENO DE LAS ALGAS	10-20	NINGUNO	4-40 15-25	NECESARIO BAJO CIERTAS CONDIC.	6.5-10.5	NECESARIA
FERMENTACION ACIDA	BACTERIA FACULTATIVA HETEROTROFICA	CARBOHIDRATOS PROTEINAS Y GRASAS	ACIDOS ORGANICOS	10-20	H2S ACIDOS ORGANICOS	0-50 10-40	NO NECESARIO BAJO CIERTAS CONDICIONES	4.5-8.5	NO NECESARIA
FERMENTACION METANICA	BACTERIAS PRODUCTORAS DE METANO	ACIDOS ORGANICOS	CH4 CO2 H2	40-50	H2S	6-50 14-30	DEBE SER EXCLUIDA	6.8-7.2	NO NECESARIA

(\*) Tiempo requerido para que se desarrolle una poblacion estable de organismos

(\*\*) Los numeros superiores son con respecto a la faja permisible y los inferiores a la faja adecuada

Fuente: Ref 77

esencialmente constituidas por DNA rodeado de una capa de proteína. Son estrictamente parásitos, requiriendo de un huésped para vivir: una bacteria, una planta o un animal. Su tamaño varía entre 250 y 10 nm, mucho más pequeño que una bacteria. El virus se adhiere a la célula del huésped, penetrando su núcleo en ella, donde se apodera de la capacidad de la célula para reproducirse y replica su estructura; luego se rompe la célula y salen los nuevos virus a infectar otras células. Los virus son responsables de muchas enfermedades en el hombre, algunas de ellas relacionadas al agua: *Enterovirus*, virus de la hepatitis infecciosa.

### *La Cinética en el Tratamiento Biológico*

Las lagunas de estabilización son reactores de flujo continuo, distinguiéndose tres tipos de reactores, que más comúnmente se identifican con el comportamiento hidráulico de una laguna.

Uno de ellos, el más empleado, es el reactor de "mezcla completa" en el que se asume que el agua servida que acaba de ingresar a una laguna inmediatamente se mezcla con el resto del agua de la laguna. Otro reactor supone.



un "flujo a pistón" ("plug flow"), es decir, que el agua servida recién ingresada fluye como si se tratase de un pistón en un cilindro y se va estabilizando de forma gradual; este fenómeno se presenta en lagunas alargadas (de relación largo/ancho superior a 3). Recientes estudios han demostrado que no hay lagunas que trabajen bajo ninguno de estos tipos de reactores, sino bajo un régimen de "flujo disperso", en donde se presentan de forma simultánea ambos tipos de flujo. El problema se complica por la presencia de zonas muertas (no ocurre flujo) y cortocircuitos (no existe mezcla). Es importante aclarar que casi siempre se asume la aplicación en el diseño de reactores de "mezcla completa".

**g) Modelos matemáticos sugeridos para Lagunas Facultativas**

El aspecto referido al uso de modelos y procedimientos de diseño es el que trae mayores problemas por el hecho que, pese a existir una gran cantidad de experiencias con lagunas de estabilización, el proyectista no cuenta con una metodología de diseño racional y único, que le permita dimensionar un sistema de Lagunas.

Facultativas en serie para un clima tropical, con alta eficiencia y la menor área posible.

Investigaciones realizadas por CEPIS han desarrollado datos de utilidad para diseños de lagunas en serie, con la posibilidad para aplicarlos para otras temperaturas.

Existen varios criterios de dimensionamiento basados en evaluaciones de campo y modelos teóricos, que pasaremos a detallar:

- Modelo de Hermann y Glovna

Basado en el tiempo de reacción y su dependencia en la temperatura, parte de la relación de Arrhenius:

$$\frac{PR_t}{PR_o} = e^{C(T_o - T_a)} = \theta^{(T_o - T_a)} \dots \dots \dots (7.1)$$

Donde:

PRt = Tiempo de reacción a temperatura Ta

PRo = Tiempo de reacción a temperatura To

C = Constante (0.0693)

$\theta$  = Constante (1.072)

To = Temperatura inicial (°C)

Ta = Temperatura media del agua residual  
en el mes más frío (°C)

Además :

$$V=Q_a*PR_t \dots \dots \dots (7.2)$$

donde:

V = Volumen (m<sup>3</sup>)

Qa = Caudal afluente (m<sup>3</sup>/día)

Para corregir desviaciones del promedio de la DBO asumido para aguas residuales domésticas, se introduce la relación Sa/200 (Sa es la DBO del desagüe en mg/lt). Gloyna recomienda usar la DBOu para desagüe crudo o concentrado, y la DBOs para desagüe presedimentado o débil. Así:

$$V=3.5*Q_a*\frac{S_a}{200}*1.072^{(35-T_a)} \dots \dots \dots (7.3)$$

El valor de la constante 3.5 equivale al valor de P<sub>Ro</sub>, puesto que se ha asumido este periodo de retención; del mismo modo la temperatura inicial (T<sub>o</sub>) se estableció en 35°C.

Esta fórmula fue a su vez corregida, encontrándose que el valor real de  $\theta$  era de 1.085, adoptándose también un P<sub>Ro</sub> de 7 días y manteniendo la temperatura inicial

( $T_o$ ) en 35°C:

$$V = 0.035 * Q_a * S_a * 1.085^{(35 - T_a)} \dots \dots \dots (7.4)$$

El uso del valor de  $S_a$  ofrece dificultades porque se desconocen valores confiables de concentración promedio de DBO en el desagüe. En cambio una contribución de 54 grDBO<sub>5</sub>/hab/día puede ofrecernos una idea de la carga aplicada. El cálculo del área se obtiene a partir de la Carga Orgánica Superficial ( $CS_a$ ) en KgDBO/Ha/día.

$$CS_a = \frac{0.001 * Q_a * S_a}{A} \dots \dots \dots (7.5)$$

Relación que puede también ser usada como sigue:

$$CS_a = 285.7 * Z * 1.085^{T_a - 35} \dots \dots \dots (7.6)$$

Tan sólo con sustituir el valor de  $Q_a$  de la ecuación (7.5) en la ecuación (7.4) e introduciendo  $V = 10000 * Z * A$  ( $Z$ , profundidad en mts;  $A$ , área en hectáreas).

Cabe destacar que este modelo se desarrolló suponiendo una remoción de la DBO del 90%.

considerando en los experimentos condiciones de mezcla inducida y evitando la sedimentación de la materia orgánica, además de mantener la temperatura en condiciones de equilibrio. Los autores recomiendan el dimensionamiento para el mes más frío.

Las investigaciones de campo han demostrado que el uso de las fórmulas (7.4) y (7.6) sólo nos permite dimensionar lagunas primarias; la eficiencia establecida en un 90% de remoción de la DBO soluble no es cierta, pues en la práctica no se pueden lograr eficiencias mayores a 80%. Como este modelo usa cargas reducidas, resulta en sobrediseño, sobre todo en países tropicales. Es de destacar el hecho que al aplicar la fórmula (7.6) aumentando la profundidad estaremos reduciendo área superficial, ya que la carga superficial se incrementa; este concepto es también opuesto a las investigaciones de campo realizadas.

Si bien es cierto este modelo tiene la ventaja de su fácil uso, exigiendo un mínimo de datos previos (temperatura y profundidad), no permite evaluar la variación de la eficiencia en función de diferentes cargas aplicadas. Además no se

tuvo en cuenta la influencia del material sedimentado en el funcionamiento de la laguna. Tampoco puede determinarse la carga superficial removida ni la concentración del DBO del efluente.

- Modelo de Marais y Shaw

Desarrollado en 1961, se basa en un balance de masa (en términos de DBO) alrededor de la laguna, incorporando la cinética de primer orden de remoción de DBO. El balance en condiciones iniciales de funcionamiento es según la siguiente ecuación:

$$V \cdot \frac{dS}{dt} = Q_a \cdot S_a - Q \cdot S - K_1 \cdot X_b \cdot S \cdot V \dots \dots \dots (7.7)$$

Con condiciones de equilibrio continuo  $ds/dt = 0$ , además  $PR = V/Q_a$  y  $K = K_1 \cdot X_b$ . Así:

$$S = \frac{S_a}{(1 + K \cdot PR)} \dots \dots \dots (7.8)$$

donde:

$S_a$  = Concentración de DBO del afluente (ppm)

$S$  = Concentración de DBO soluble del efluente (ppm)

$K$  = Constante de degradación de primer orden  
a la temperatura  $T$  (1/día)

$PR$  = Periodo de retención (días)

Marais recomienda usar la  $DBO_u$ , por las diferencias que existen entre las velocidades de degradación de líquidos y lodos, y sus dependencias de temperatura; en vista que la  $DBO_u$  es constante. Esta suposición no debe necesariamente seguirse en el caso de lagunas en condiciones iniciales, o también con el desecho crudo, el cual tiene normalmente altas tasas de desoxigenación ( $K$ ); en estas condiciones la relación entre la  $DBO_5$  y la  $DBO_u$  es cercana a la unidad.

Después Marais introdujo la relación de Arrhenius en la misma forma que Hermann y Gloyna:

$$\frac{PR_0}{PR} = \frac{K}{K_0} = \theta^{(T-T_0)}$$

$$K = K_0 * \theta^{(T-T_0)} \dots \dots \dots (7.9)$$

El valor de la constante  $K$  es de 0.17 a 20°C

y para lagunas primarias; este valor es casi la mitad del hallado por Gloyna. Utilizando el valor de  $K_0 = 1.2$  para  $T_0 = 35^\circ\text{C}$ , según Gloyna, se tiene:

$$K=1.2*1.085^{(T-35)} \dots\dots\dots (7.10)$$

siendo la temperatura T la correspondiente a la media mensual mínima ambiental (mes más frío).

Al expresar la ecuación 7.8 en función de la eficiencia se tiene:

$$PR=\frac{E}{K*(100-E)} \dots\dots\dots (7.11)$$

donde:

**E = Eficiencia de remoción de DBO soluble en porcentaje**

**K = Constante de remoción (1/día)**

Si usamos el valor de K, hallamos la Carga Superficial Aplicada:



$$CS_a = 10 * K * S_a * \left( \frac{100 - E}{E} \right) * Z * \theta^{(T-35)} \dots \dots \dots (7.12)$$

Al considerar una eficiencia de remoción de 90%:

$$CS_a = 266.7 * Z * 1.085^{(T-35)} \dots \dots \dots (7.13)$$

Basándose en datos de campo, Marais y Shaw determinaron el valor máximo de concentración de DBO ( $S_p$ ) para evitar condiciones anaerobias de las lagunas:

$$S_p = \frac{600}{(0.18 * Z + 8)} \dots \dots \dots (7.14)$$

donde:

$S_p$  = Concentración de DBO posible (ppm)

$Z$  = Profundidad (mts)

cómo:

$$S_p = \frac{1000 * A * CS_m}{Q_a} \dots \dots \dots (7.15)$$

Sustituyendo el valor de  $S_p$  en la ecuación (7.14):

Donde:

$$CS_m = \frac{0.6 * Q_a}{A * (0.18 * z + 8)} \dots \dots \dots (7.16)$$

$CS_m$  = Carga orgánica superficial máxima posible (KgDBO/Ha/día)

$Q_a$  = Caudal afluente (m<sup>3</sup>/día)

$A$  = Area (Ha)

$Z$  = Profundidad (mts)

Como podemos apreciar, si comparamos la ecuación 7.16 y la 7.6 (del Modelo Hermann y Gloyna), existe una gran discrepancia pues al aplicar iguales condiciones de caudal y área, mediante la primera de estas expresiones se obtendrían cargas superficiales mayores para menores profundidades, al revés de lo que expresa la segunda ecuación.

Para la elaboración de este modelo se asumió mezcla completa e instantánea en toda la laguna, por lo que no existe sedimentación de sólidos y no habrá eliminación de la DBO asociada a los sólidos sedimentados. Por otro lado, el balance del líquido es siempre positivo pues no existen pérdidas por percolación y evaporación. Cabe destacar que el concepto de mezcla completa no ocurre en la práctica en una laguna, caracterizándose

un proceso intermedio entre mezcla completa y flujo pistón.

Según Yañez, la remoción de la DBO en este modelo es adecuado, pero la constante de reacción ( $K$ ), fijada en 0.17, es muy baja y su uso resulta en sobrediseño. Además se ha comprobado que este modelo sólo permite el diseño de lagunas primarias. Pero lo más resaltante es la incompatibilidad que presentan las ecuaciones mostradas. Como ya se hizo mención anteriormente, la ecuación 7.16 indica que a menor profundidad se puede aplicar mayor carga; así como manteniendo el área constante, la máxima carga permisible sería directamente proporcional al caudal; al considerar el caudal constante, la máxima carga permisible es inversamente proporcional al área. Estas conclusiones son absurdas en la práctica, como veremos en el desarrollo de los modelos posteriores.

#### Modelo de Marais

Este modelo incorpora la influencia del estrato de lodos en el modelo anterior. De un balance de DBO en la laguna, en condiciones de equilibrio, se obtiene la siguiente ecuación:

$$S_u = \frac{S_{ua}}{K * PR + 1} * (fp + Cp * fs) \dots \dots \dots (7.17)$$

Existe poca información sobre el valor de las constantes fs, Cp y fp, habiéndose calculado un valor aproximado para fs entre 0.4 y 0.6. Datos aproximados para Cp lo sitúan entre los mismos valores.

La dependencia de temperatura de la constante de degradación del estrato bental está dado por:

$$K_1 = 0.002 * 1.35^{(T-20)} \dots \dots \dots (7.18)$$

Donde:

**K1** : Tasa de digestión (tasa de evolución de la capa de lodos)

Para el desarrollo de este modelo se asumió que la degradación anaeróbica del lodo sigue una reacción de primer orden. Como en el anterior modelo, no se reconocen pérdidas por infiltración (o sea, no hay acumulación de lodos). Por otro lado, se asume que la fracción fp de la DBOu del afluente S<sub>ua</sub> se dispersa en la laguna, mientras que la

fracción  $f_B$  sedimenta como lodo. Se idealiza una mezcla completa, que justifica Marais en base a observaciones que indican que la mezcla está establecida normalmente, aún en lagunas de periodos de retención de 10 días. Hay evidencias que lagunas primarias en climas tropicales acumulan lodo inorgánico (arena) y orgánico en forma considerable. Por ello, las constantes del modelo son variables, por lo que éste toma características de "operativo" en comparación de otros modelos que simulan condiciones iniciales de diseño.

**Modelo de Thirimurthy.**

Este modelo ha sido desarrollado para condiciones de flujo intermedio entre flujo a pistón y a mezcla completa, utilizando la teoría de transporte de masa por dispersión y difusión:

$$\frac{S}{S_a} = \frac{4 * a * e^{\frac{(1-a)}{2d}}}{(1+a)^2} \dots \dots \dots (7.19)$$

donde :

- Sa : DBO del afluente de la laguna (ppm)
- S : DBO del efluente de la laguna (ppm)

La constante "a" se define como sigue:

$$a = (1 + K \cdot PR \cdot d)^{1/2} \dots \dots \dots (7.20)$$

donde :

K : Cte de reacción biológica (1/día)

d : Cte de difusividad o dispersión

$$d = \frac{D}{U \cdot L} = \frac{D \cdot PR}{L^2} \dots \dots \dots (7.21)$$

donde:

D : Coef de dispersión axial (m<sup>2</sup>/Hr)

U : Velocidad del fluido (m/Hr)

L : Longitud característica de la trayectoria de desplazamiento de una partícula en el estanque (m)

PR : Periodo de retención promedio en el estanque

Se ha descubierto que el valor de "d" rara vez excede la unidad, debido a las reducidas cargas hidráulicas y altos porcentajes de remoción deseados.

La diferencia entre este modelo y el de Marais-Shaw sólo está en el submodelo hidráulico, pues los demás conceptos son los mismos. No se considera recomendable para el diseño pues las constantes sólo se

determinan una vez construída la laguna (modelo operativo). Por ello se necesitarán pruebas de trazadores para determinar el mencionado submodelo hidráulico.

Modelo de Mc Garry y Pescod

Estos autores recogieron datos de instalaciones en condiciones no uniformes, desarrollando criterios de dimensionamiento aplicables a climas tropicales. Los datos obtenidos fueron de lagunas facultativas primarias, operando en 143 condiciones diferentes y con remociones de DBO de 72.5% en promedio.

Para determinar la carga orgánica superficial en una laguna primaria, se obtuvo la siguiente correlación:

$$CSr=10.35+0.725*CSa.....(7.22)$$

donde:

**CSr** : Carga superf removida (KgDBO/Ha/día)

**CSa** : Carga superf aplicada (KgDBO/Ha/día)

La **CSr** se basa en la DBO soluble en el efluente, y la **CSa** en la DBO total del afluente. Esta correlación es aplicable a

zonas tropicales y templadas, con un error standard de  $\pm 16.4$  KgDBO/Ha/día y usado dentro de un rango de CSa entre 50 y 500 KgDBO/Ha/día.

La temperatura influye notablemente para el tratamiento, por lo que ellos sostienen que existe suficiente evidencia para permitirse el empleo de cargas orgánicas superficiales considerablemente mayores que las usadas tradicionalmente. En base a datos de muchas instalaciones en el mundo, se desarrolló una correlación para la Carga Orgánica Superficial Máxima (CSm), sobre la cual la laguna falla, eliminando su estrato aeróbico y convirtiéndose en anaeróbica en toda su extensión. Esta correlación es la siguiente:

$$CSm = 60.29 * 1.0993^T = 400.5 * 1.0993^{(T-20)} \dots (7.23)$$

donde:

**T** : **Temperatura Amb Prom Mensual (°C)**

Para temperaturas entre 20 y 25°C es posible aplicar cargas entre 400 y 600 KgDBO/Ha/día, respectivamente. La aplicación de la fórmula



7.23 se hace para el mes más frío del año. La correlación presentada en la fórmula 7.22 es definitivamente aplicable a lagunas primarias, sin embargo, el análisis de ésta indica una remoción constante de 72.5%, para estas lagunas, que resulta baja si comparamos con otros resultados en condiciones controladas. Aunque los autores sugieren el uso de su correlación para lagunas secundarias y terciarias, no es apropiado en base a la DBO soluble, pues las cargas aplicadas corresponden a DBO total. Es destacable la correlación en función a la temperatura (7.23), en la medida en que se sugiere la dependencia de la carga máxima aplicable en temperatura, pero su desarrollo es cuestionable y su uso en base a la temperatura del mes más frío puede resultar en sobrediseño.

#### *Modelo de Fritz y Meredith*

El objeto de este modelo fue el de interrelacionar los más importantes factores ambientales con las velocidades de reacción de los compuestos considerados en los balances de masa respectivos. Estos factores ambientales son: las características del

desagüe, la radiación solar y la temperatura, que sufren de variaciones horarias y estacionales muy notables, que es la razón por la cual este modelo fue desarrollado para condiciones de estado de equilibrio discontinuo y tenga un alto número de variables incorporadas.

El presente modelo está considerado como el más completo para diseño de lagunas. En su forma más elemental, comprende la interacción de nutrientes solubles del desecho y lodo de fondo, con la biomasa compuesta de algas y bacterias y la fase gaseosa compuesta por Oxígeno y CO<sub>2</sub>, el cual a su vez gobierna el equilibrio del sistema carbonatado. En su aspecto físico el modelo considera la sedimentación de sólidos, algas y bacterias; el balance del líquido es completo con la inclusión de lluvias, evaporación e infiltración y, por último, se considera la influencia de la energía solar y el viento.

La complejidad de este modelo obliga a resolver 12 ecuaciones diferenciales simultáneas mediante una computadora, lo cual pone a este modelo fuera de aplicación práctica. A pesar de haberse incluido un

alto número de aspectos y variables, el modelo sólo es válido para condiciones iniciales de funcionamiento. Cabe destacar que hasta el momento no se han desarrollado en forma cabal un gran número de las constantes del modelo, existiendo sólo valores preliminares. Se estima que en un futuro próximo sea de uso generalizado por la flexibilidad que tiene para adaptarse a condiciones muy variadas. En la actualidad el submodelo de temperatura es el más aplicable.

Modelo de Duncan Mara

Basado en la ecuación de Arrhenius, Mara introduce una modificación de la fórmula desarrollada por Gloyna:

$$\frac{PR_o}{PR} = \frac{K}{K_o} = \theta^{(T-T_o)} \dots\dots\dots (7.24)$$

de manera que:

$$K = K_o * \theta^{(T-T_o)} \dots\dots\dots (7.25)$$

Mara asume un valor de  $\theta$  igual a 1.05, así como una temperatura inicial  $T_o = 20^\circ\text{C}$ ,

sugiriendo el valor de Ko (a 20°C) de 0.3.  
De esta forma se presenta la siguiente ecuación:

$$A = \frac{Q}{0.3 * Z * (1.05)^{(T-20)}} * \left( \frac{S_a}{S} - 1 \right) \dots \dots \dots (7.26)$$

Donde:

- A : Area de la laguna (Ha)
- Q : Caudal afluente (m<sup>3</sup>/día)
- Z : Profundidad de la laguna (m)
- T : Temp media mensual mínima (°C)
- Sa : Conc de DBO<sub>5</sub> del afluente (ppm)
- S : Conc de DBO<sub>5</sub> del efluente (ppm)

Modelo de Mara y Silva

Desarrollado en base de datos de evaluaciones efectuadas en el Nordeste brasileño, lograron una correlación semejante a la hallada por Mc Garry y Pescod para una carga máxima de 400 KgDBO<sub>5</sub>/Ha/día :

$$CSr = 2 + 0.79 * CSa \dots \dots \dots (7.27)$$

De forma similar, su evaluación encontró un valor medio para la constante de degradación

de primer orden (K) de 0.33 en una franja de variación de temperatura de la laguna entre 25 y 27 °C.

Verificaron otra correlación que relaciona a la Carga Superficial Aplicada (CSa) y la temperatura media mínima ambiental (T) :

$$CSa=20*T-120.....(7.28)$$

Es destacable que la ecuación 7.27 muestra en sus resultados cierta similitud a la correlación hallada por CEPIS en San Juan, como veremos posteriormente, pero aclarando que ha sido determinada para condiciones de clima y características de desagüe diferentes.

El cálculo del área de la laguna se hace conjugando los valores de Sa, CSa y caudal afluente (Q) :

$$A=\frac{10*Sa*Q}{CSa}.....(7.29)$$

Donde:

- A : Area de la laguna (m<sup>2</sup>)
- Sa : Conc. de DBO<sub>5</sub> en el afluente (ppm)
- CSa : Carga Superf Aplic (KgDBO<sub>5</sub>/Ha/día)
- Q : Caudal afluente (m<sup>3</sup>/día)

### Modelo de CEPIS

Basado en investigaciones efectuadas en las lagunas de San Juan, Lima, el estudio comprendió la evaluación de 4 lagunas primarias y 4 secundarias, funcionando con una variedad de cargas aplicadas (de 200 a 1158 KgDBO<sub>5</sub>/Ha/día) y durante 21 semanas, en los meses más fríos. Se demostró que la temperatura del agua es algo más elevada que la temperatura ambiental, llegándose a la correlación siguiente:

$$T_a = 8.59 + 0.82 * T \dots \dots \dots (7.30)$$

donde:

T<sub>a</sub> : Temperatura del agua residual (°C)

T : Temperatura ambiental (°C)

Se logró establecer el límite de carga entre las lagunas facultativas y las anaeróbicas, en base a la predominancia del proceso biológico. Como la ganancia de NH<sub>3</sub> sólo es posible como resultado de los procesos anaeróbicos, se concluyó que para cargas sobre 357 KgDBO<sub>5</sub>/Ha/día predominan los procesos anaeróbicos. Hay que distinguir, sin embargo, el hecho de que muchas de las

lagunas primarias con cargas sobre 357 tuvieron algas y OD por periodos prolongados. Este concepto se aparta del clásico basado en el OD superficial y permite establecer una dependencia de temperatura de la Carga Máxima Superficial Aplicable (CSm) para asegurar la predominancia del proceso aerobio. Para ello se aplican las ecuaciones 7.1 y 7.5 combinadas para lograr una versión de la relación de Arrhenius:

$$\frac{PR_o}{PR} = \frac{CSm}{CSm_o} = \theta^{(T_s - T_o)} \dots \dots \dots (7.31)$$

De acuerdo a los datos de San Juan, se considera una  $CSm_o = 357.4 \text{ KgDBO}_5/\text{Ha}/\text{día}$  para una  $T_o$  igual a  $20^\circ\text{C}$ , faltando asumir el valor de  $\theta$ . Este, según Marais, es de 1.072; según Gloyna, 1.085 ; y según Mc Garry, 1.0993. En vista que estos valores son cercanos, se adopta el valor propuesto por Gloyna, obteniéndose:

$$CSm = 357.4 * 1.085^{(T_s - 20)} \dots \dots \dots (7.32)$$

El uso de esta ecuación permite un diseño más realista para países en desarrollo, en

condiciones críticas del mes más frío.

De los datos obtenidos, los que ofrecen mayores ventajas en su utilización para el diseño de lagunas, son las correlaciones de carga de DBO aplicada versus carga removida, las cuales han sido calculadas considerando pérdidas por infiltración. El procesamiento de datos se realizó calculando las cargas aplicadas en base a la DBO total y las cargas del efluente en base a la DBO soluble. Gracias a estas evaluaciones se ha podido establecer por vez primera una correlación para lagunas secundarias:

$$CSr_p = 7.67 + 0.8063 * CSa \dots \dots \dots (7.33)$$

$$CSr_s = -0.8 + 0.765 * CSa \dots \dots \dots (7.34)$$

donde:

$CSr_p$  : Carga Superf removida en la laguna primaria (KgDBO<sub>5</sub>/Ha/día)

$CSr_s$  : Carga Superf removida en la laguna secundaria (KgDBO<sub>5</sub>/Ha/día)

$CSa$  : Carga Superf Aplica (KgDBO<sub>5</sub>/Ha/día)

El hecho que estas relaciones tengan altos coeficientes de correlación (R=0.9962 para



la primaria, R= 0.9861 para la secundaria), ha hecho posible el desarrollo de un modelo matemático que se apoya en las siguientes suposiciones:

- Basándose en los datos de perfil de temperaturas y vientos se asume mezcla completa.
- Se considera despreciable la precipitación y se incluye la infiltración.
- El modelo se desarrolla para condiciones de equilibrio continuo, con un coeficiente de degradación lineal.

Así, si hiciéramos un balance del substrato alrededor de la laguna, tendríamos:

$$V \frac{dS}{dt} = Q_a * S_a - Q_i * S - Q * S - K_1 * X_b * S * V \dots \dots \dots (7.35)$$

En equilibrio continuo  $dS/dt = 0$  :

$$K_1 * X_b = K = \frac{Q_a * S_a - Q_i * S - Q * S}{S * V} \dots \dots \dots (7.36)$$

donde:

$Q_a, Q_i, Q$  : Caudales del afluente,  
infiltración y efluente ( $m^3/día$ )

$K_1$  : Velocidad de reacción lineal  
unitaria ( $lts/mgX_b/día$ )

- $X_b$  : Biomasa activa de bacterias (ppm)  
 $K$  : Veloc global de reacción (1/día)  
 $V$  : Volumen de la laguna (m<sup>3</sup>)

Como  $PR=V/Q$ , multiplicando a la ecuación 7.36:

$$K*PR = \frac{Q_a*S_a - Q_i*S - Q*S}{Q*S} \dots\dots\dots (7.37)$$

Asumiendo la evaporación despreciable,  $Q_a=Q+Q_i$ :

$$K*PR = \frac{Q_a*S_a - Q_a*S}{Q*S} \dots\dots\dots (7.38)$$

Por definición se tiene:

$$CS_a = \frac{Q_a*S_a}{A} \dots\dots\dots (7.39)$$

$$CS_r = \frac{Q_a*S_a}{A} - \frac{Q*S}{A} \dots\dots\dots (7.40)$$

Entonces, en la ecuación 7.38:

$$K*PR = \frac{CS_r}{CS_a - CS_r} \dots\dots\dots (7.41)$$

donde:

$$\frac{CSr}{CSa} = \frac{K*PR}{1+K*PR} \dots\dots\dots (7.42)$$

Los valores de K han sido reportados por varios investigadores, que han propuesto valores desde 0.1 hasta por encima de 2. En general, la tendencia ha sido la de obtener mayores valores de K para menores periodos de retención. En San Juan, se han presentado correlaciones de K versus PR, para lagunas primarias y secundarias, que fueron calculadas en base al caudal efluente (corrigiendo los cálculos por infiltración). Las correlaciones para lagunas primarias y secundarias, basadas en la DBO son:

$$K_p = \frac{PR}{-5.277 + 2.318*PR} \dots\dots\dots (7.43)$$

$$K_s = \frac{PR}{-31.488 + 7.787*PR} \dots\dots\dots (7.44)$$

Basados en la forma de la ecuación 7.42 se han calculado los datos de campo, que incluyen evaporación para ajustarse a las ecuaciones basados en la DBO:

$$\frac{CSr}{CSa} = \frac{K*PR}{1+K*PR} \dots\dots\dots (7.45)$$

Las correlaciones para lagunas primarias y secundarias son excelentes ( $R=1$ ) por lo que se puede asumir la anterior ecuación como válida para cualquiera de estas lagunas.

Es necesario indicar que los valores de  $S_a$  (ecuación 7.37) y  $CS_a$  (ecuación 7.45) corresponden a DBO total, mientras que los valores de  $S$  corresponden a DBO soluble.

Para usar este modelo es preciso contar con la relación DBO total versus DBO soluble en el efluente (cuadro VII-10). Al respecto, se hace preciso (según Yañez) que la laguna secundaria se diseñe con la carga orgánica correspondiente a la DBO total, pues aún existirá sedimentación de parte de la materia orgánica en esta unidad. Sáenz sugiere que ésto no ocurre, pero sin mostrar resultados que apoyen esta afirmación.

A pesar de reportarse excelentes resultados, este modelo supone la mezcla completa, lo cual puede no presentarse en otras lagunas, sometidas a diferentes características de temperatura y vientos. Sáenz y otros investigadores apoyan el uso del modelo de flujo disperso, pero sus evaluaciones han sido insatisfactorias al intentar hallar una correlación de  $K$  para la remoción de la DBO,

CUADRO VII - 10

RELACION (DBO TOTAL / DBO SOLUBLE) PARA VARIAS CARGAS			
TIPO DE LAGUNA	CARGA APLICADA Kg DBO <sub>5</sub> /Ha/día	DBO <sub>total</sub> /DBO <sub>soluble</sub>	OBSERVACION
PRIMARIA	450 - 1100	1.70	VALOR EXPERIMENTAL CONFIABLE
SECUNDARIA	200	2.00	INTERPOLADO DE OTROS DATOS
	150	2.10	INTERPOLADO DE OTROS DATOS
	100	2.30	INTERPOLADO DE OTROS DATOS
	50	2.60	INTERPOLADO DE OTROS DATOS

Fuente: Ref.81

debido al efecto de mortandad de las algas. Por ello, ninguno de los modelos presentados para predecir la remoción de la DBO en un sistema de lagunas nos da entera confiabilidad; pero es el presentado por Yañez el más aconsejable para el diseño, pues el modelo de flujo disperso está sometido a una serie de variables que sólo pueden determinarse al tener en operación la laguna.

Es conveniente recordar que las lagunas facultativas se diseñan con un doble propósito: primero, la remoción de organismos patógenos, y segundo, la reducción de DBO.

#### Remoción de Patógenos

Desarrollado por Marais, es el único modelo disponible para la simulación de la reducción de organismos indicadores. El modelo es muy similar al presentado para la DBO, con la diferencia que la destrucción de organismos sigue la ley de Chick. Para condiciones de mezcla completa, equilibrio continuo y ausencia de infiltración, se tiene para una laguna la presente ecuación, desarrollada a partir de un balance de masa:

$$\frac{N_p}{N_o} = \frac{1}{K_b * PR + 1} \dots \dots \dots (7.41)$$

donde:

- $N_p$  : NMP de coli fecales en el efluente
- $N_o$  : NMP de coli fecales en el afluente
- $K_b$  : Cte de destrucción bacterial (1/día)
- PR : Periodo de Retención (días)

El valor de  $K_b$  fue asumido por Marais en 2 (datos de Africa del Sur), que no se relaciona con la temperatura del agua. Posteriormente, al procesar algunos datos de Slanetz, encontró un valor de  $K_b$  de 2.6 a 20°C. Arceivala logró establecer una correlación de  $K_b$  con la temperatura del agua:

$$K_b = 2.6 * 1.19^{(T_a - 20)} \dots \dots \dots (7.42)$$

Experiencias efectuadas por CEPIS, han demostrado que la mortalidad de coliformes fecales y *Salmonellas*, son semejantes; lo que va en contraposición con lo evaluado por Coetzee y Fourie en 1965, y Marais en 1966, que reportan valores de  $K_b$  de 0.8 para

*S. typhi* y 2.0 para *E. coli*. Sáenz propone un valor de  $K_b$  de 1.5 a 20°C (para flujo a pistón), mientras Yañez propone un valor de 2 (para flujo a mezcla completa) para las mismas condiciones de temperatura. Es de destacar que en evaluaciones efectuadas en Brasil, el  $K_b$  alcanza para lagunas facultativas, valores entre 6 y 11 (suponiendo la mezcla completa).

Las pruebas de mortalidad de bacterias realizadas en San Juan revelaron una nueva correlación para hallar la constante de destrucción bacteriana ( $K_b$ ):

$$K_b = 0.841 * 1.07^{(T_a - 20)} \dots\dots\dots (7.43)$$

Mas, como en la práctica, el flujo de una laguna no es ni a pistón ni a mezcla completa, se dan condiciones de flujo disperso. Es por eso que Yañez propone el uso de este modelo propuesto por Wehner & Wilhem, ya que la dispersión modifica el mecanismo de remoción:

$$d = \frac{D}{U * L}$$



$$N_p = N_o * \left( \frac{4 * a * e^{\left(\frac{1}{2*d}\right)}}{(1+a)^2 * e^{\left(\frac{a}{2*d}\right)} - (1-a)^2 * e^{-\left(\frac{a}{2*d}\right)}} \right) \dots \dots (7.44)$$

donde:

$$a = \sqrt{1 + 4 * K_b * PR * d} \dots \dots \dots (7.45)$$

Thirimurthy simplificó la ecuación 7.44, en vista que el valor de la constante de dispersión (d), es menor a 2:

$$N_p = N_o * \left( \frac{4 * a * e^{\left(\frac{1-a}{2*d}\right)}}{(1+a)^2} \right) \dots \dots \dots (7.46)$$

El valor de d puede calcularse por medio de trazadores, habiéndose propuesto la siguiente ecuación basada en la geometría de la laguna, desarrollada por Polprasert y Batharai, modificada por Sáenz:

$$d = \frac{1.158 * (PR * (w + 2 * z))^{0.489} * w^{1.511}}{(T_a + 42.5)^{0.734} * (L * z)^{1.489}} \dots \dots \dots (7.47)$$

donde:

- L : Largo de la laguna (mts)
- w : Ancho de la laguna (mts)

$z$  : Profundidad de la laguna (mts)

$T_a$  : Temperatura del desagüe ( $^{\circ}\text{C}$ )

Los investigadores señalados insisten en que este modelo debe ser verificado, modificado y calibrado para las diferentes áreas geográficas; su importancia radica en la dependencia de la eficiencia de la remoción ya no solamente del periodo de retención y la carga superficial aplicada, sino también de la forma de la laguna.

Es preciso destacar que este mismo modelo ha sido evaluado para predecir la remoción de DBO, con la diferencia que las constantes de degradación ( $K$  para la DBO,  $K_b$  para coliformes fecales) son diferentes. De cualquier forma, sólo la correlación encontrada para la remoción bacteriana fue satisfactoria.

Las investigaciones realizadas por CEPIS en San Juan sugieren que, para una completa remoción de patógenos, protozoarios y helmintos, se precisa de más de una laguna y de un periodo de retención total de por lo menos 24 días.

h) Elección de un modelo apropiado

Luego de haber desarrollado los conceptos esenciales de los modelos disponibles para el diseño de lagunas facultativas, presentamos una comparación entre los mismos (en términos de Area Superficial neta), a fin de distinguir aquel que nos permita el mayor ahorro de terreno y sobre todo, un grado de confianza en el dimensionamiento. Para poder llevar a efecto este cometido, planteamos los parámetros iniciales de diseño:

Caudal de desagüe (1<sup>ra</sup> Etapa) = 150.83 lps

Caudal de desagüe (Qa) = 13032 m<sup>3</sup>/día

Población de Diseño (1<sup>ra</sup> Etapa) = 42155 hab.

Contribución de DBO (C) = 40 gr/hab/día

Temperatura mínima Ambiental (T) = 16.4 °C

Contrib. total de DBO (CT)= Pob x C<sub>DBO</sub>/1000

Contrib. total de DBO (CT)= 1686.20 Kg DBO<sub>5</sub>/día

T<sub>mín</sub> del desagüe (Ta) = 8.59+0.82\*T<sub>mínamb</sub>

T<sub>mín</sub> del desagüe (Ta) = 8.59+0.82\*(16.4)= 22°C

Profundidad de la laguna (Z) = 2m

Concentración de DBO del desagüe (Sa) = 250 ppm

1° Modelo de Hermann - Gloyna

Usando la fórmula 7.6:

$$CS_a = 285.7 * Z * 1.085^{(T_a - 35)}$$

$$CS_a = 285.7 * 2 * 1.085^{(22 - 35)} = 197.86 \text{ KgDBO/Ha/día}$$

Mediante la fórmula 7.4, hallamos el volumen de la laguna.

$$V = 0.035 * Q_a * S_a * 1.085^{(35 - T_a)}$$

$$V = 0.035 * 13032 * 250 * 1.085^{(35 - 22)} = 329311 \text{ m}^3$$

$$A = V/Z = 329311 \text{ m}^3 / 2 \text{ m} = 164655.5 \text{ m}^2 = 16.47 \text{ Has.}$$

$$PR = V/Q = 329311 \text{ m}^3 / 13032 \text{ m}^3/\text{día} = 25.3 \text{ días}$$

Mediante este modelo no es posible calcular la eficiencia del proceso ni la carga superficial removida.

2° Modelo de Marais - Shaw

Por la fórmula 7.10:

$$K = 1.2 * 1.085^{(T - 35)} = 1.2 * 1.085^{(16.4 - 35)}$$

$$K = 0.2631407 \text{ 1/día}$$

Asumiendo una eficiencia de 80% de remoción de DBO, aplicamos la fórmula 7.11 :

$$PR = E_f / (K * (100 - E_f)) = 80 / (.2631407 * (100 - 80))$$

$$PR = 15.2 \text{ días}$$

Encontramos el área superficial neta:

$$V = PR*Q_a = 15.2 \text{ días} * 13032 \text{ m}^3/\text{día} = 198086 \text{ m}^3$$

$$A = V/Z = 198086/2 = 99043 \text{ m}^2 = 9.9 \text{ Has}$$

Encontramos la Carga Superficial Aplicada y la Carga Superficial Posible, con el uso de la fórmulas 7.12 y 7.16 :

$$CS_a = 10 * K * S_a * ((100 - E)/E) * Z * 1.085^{T - 35}$$

$$CS_a = 10 * 0.26 * 250 * ((100 - 80)/80) * 2 * 1.085^{16.4 - 35}$$

$$CS_a = 72.13 \text{ Kg DBO}_5/\text{Ha}/\text{día}$$

$$CS_m = 0.6 * Q_a / (A * (0.18 * Z + 8))$$

$$CS_m = 0.6 * 13032 / (9.90 * (0.18 * 2 + 8))$$

$$CS_m = 94.48 \text{ Kg DBO}_5/\text{Ha}/\text{día}$$

Como podemos apreciar  $CS_a < CS_m$ .

La carga superficial removida se halla a partir de la eficiencia :

$$E_f = ((CS_a - C_{\text{efluente}}) / CS_a) * 100$$

$$C_{\text{efluente}} = CS_a * (100 - E_f) / 100$$

$$C_{\text{efluente}} = 72.13 * (100 - 80) / 100$$

$$C_{\text{efluente}} = 14.43 \text{ Kg DBO}_5/\text{Ha}/\text{día}$$

$$CS_r = CS_a - C_{\text{efluente}} = 72.13 - 14.43$$

$$CS_r = 57.70 \text{ Kg DBO}_5/\text{Ha}/\text{día}$$

### 3° Modelo de Mc Garry - Pescod

Con la aplicación de la fórmula 7.23 encontramos la Carga Superficial Máxima :

$$CSm = 400.5 * 1.0993^{(T-20)}$$

$$CSm = 400.5 * 1.0993^{(16.4-20)}$$

$$CSm = 284.83 \text{ Kg DBO}_5/\text{Ha/día}$$

Encontramos la Carga Superficial Removida asumiendo  $CSa = CSm$ , por la fórmula 7.22:

$$CSr = 10.35 + 0.725 * CSa = 10.35 + 0.725 * (284.83)$$

$$CSr = 216.85 \text{ Kg DBO}_5/\text{Ha/día}$$

Y la Carga de DBO en el desagüe:

$$Cefluente = CSm - CSr = 284.83 - 216.85$$

$$Cefluente = 67.98 \text{ Kg DBO}_5/\text{Ha/día}$$

Así encontramos la Eficiencia del Proceso:

$$Ef = ((CSa - Cefluente) / CSa) * 100$$

$$Ef = ((284.83 - 67.98) / (284.83)) * 100 = 76.13 \%$$

El Area Superficial neta será:

$$A = CT/CSm = 1686.20/284.83 = 5.92 \text{ Has}$$

$$V = A*Z = 59200*2 = 118400 \text{ m}^3$$

$$PR = V/Qa = 118400/13032 = 9.1 \text{ días}$$

#### 4° Modelo de Duncan Mara

Por la fórmula 7.26, hallamos el Area Superficial:

$$A = (Qa/(0.3*Z*(1.05)^{T-20}))*(Sa/S-1)$$

$$A = 13032/(0.3*2*1.05^{16.4-20})*(250/50-1)$$

$$A = 103562 \text{ m}^2 = 10.36 \text{ Has}$$

$$PR = V/Q = 103562*2/13032 = 15.9 \text{ días}$$

$$CSa = CT/A = (1686.2 \text{ KgDBO}/\text{día})/10.36 \text{ Has}$$

$$CSa = 162.76 \text{ KgDBO}_5/\text{Ha}/\text{día}$$

Con este modelo tampoco puede calcularse la eficiencia del proceso, ni la Carga Superficial Removida.

#### 5° Modelo de Mara - Silva

Para encontrar las Cargas Superficiales Aplicada y Removida aplicamos las fórmulas 7.28 y 7.27 :

$$CSa = 20*T-120 = 20*16.4-120 = 208 \text{ Kg DBO}_5/\text{Ha}/\text{día}$$

$$CSr = 2+0.79*CSa = 2+0.79*CSa = 2+0.79*(208)$$

$$CSr = 166.32 \text{ KgDBO}_5/\text{Ha}/\text{día}$$

Con el uso de la fórmula 7.29, hallamos el Area Superficial neta:

$$A = 10 * Sa * Qa / CSa = 10 * 250 * 13032 / 208$$

$$A = 156635 \text{ m}^2 = 15.66 \text{ Has}$$

$$V = A * Z = 156635 * 2 = 313270 \text{ m}^3$$

$$PR = V / Qa = 313270 / 13032 = 24 \text{ días}$$

Encontramos la eficiencia del proceso:

$$C_{\text{efluente}} = CSa - CSr = 208 - 166.32$$

$$C_{\text{efluente}} = 41.68 \text{ KgDBO}_5/\text{Ha}/\text{día}$$

$$Ef = ((CSa - C_{\text{efluente}}) / CSa) * 100$$

$$Ef = ((208 - 41.68) / 208) * 100 = 79.96 \%$$

#### 6° Modelo del CEPLS

Para estimar la Carga Superficial Máxima, empleamos la fórmula 7.32:

$$CSm = 357.4 * 1.085^{(Ta - 20)} = 357.4 * 1.085^{(22 - 20)}$$

$$CSm = 420.74 \text{ Kg DBO}_5/\text{Ha}/\text{día}$$

y calculamos el Area Superficial neta asumiendo que  $CSa = CSm$ :



$$A = CT/CSm = 1686.20/420.74 = 4.01 \text{ Ha}$$

$$V = A*Z = 40100*2 = 80200 \text{ m}^3$$

$$PR = V/Qa = 80200/13032 = 6.2 \text{ días}$$

Encontramos la constante de degradación (K) a 20°C por la fórmula 7.43:

$$K_{20} = PR/(-5.277+2.318*PR)$$

$$K_{20} = 6.2/(-5.277+2.318*6.2) = 0.682$$

El valor de K a la temperatura de 22°C será:

$$K = K_{20} * 1.085^{(T_a-20)}$$

$$K = 0.682 * 1.085^{(22-20)} = 0.803$$

La Eficiencia y la Carga Removida serán, según la fórmula 7.45 :

$$E_f = CS_r/CS_a = (K*PR)/(1+K*PR)$$

$$E_f = (0.682*6.2)/(1+0.682*6.2) = 0.8087$$

$$E_f = 80.87\%$$

$$CS_r = 0.8087*CS_a = 0.8087*420.74$$

$$CS_r = 340.25 \text{ KgDBO/Ha/d}$$

La carga orgánica del efluente (en términos de DBO soluble) es:

$$C_e = CS_a - CS_r = 420.74 - 340.25$$

### *Localización de las lagunas*

Como ya se hizo mención en este capítulo, las lagunas facultativas deben ubicarse a 500 m del casco urbano como mínimo. Para el caso específico del tratamiento de los desagües evacuados por la Zona de Drenaje III, se ha elegido una área ubicada en la parte baja de la Ciudad que cumple con el requisito antes mencionado, siendo aledaña a las lagunas existentes de Ventanilla. Esta zona de 17.5 Ha., de forma rectangular, se encuentra limitada además por chacras y granjas avícolas, y está zonificada como área de crianza de animales.

Este lugar no se encuentra contemplado en ninguna proyección de habilitación urbana, justamente por su vecindad con las zonificaciones señaladas, y por tener una pendiente no apta para un desarrollo habitacional. Al respecto, posee una pendiente uniforme que desfavorece la economía en el movimiento de tierras (8-12%), mas esta zona se presenta como la única con área suficiente para el fin que se pretende.

Otro punto importante a tener en consideración es que los vientos

predominantes no se dirigen hacia la Ciudad; hecho demostrado por la existencia de las lagunas de Ventanilla, las que se encuentran en completo estado de abandono y con un pésimo funcionamiento, produciendo olores insoportables en la zona de acceso vehicular hacia la Ciudad, mas no en el área de desarrollo urbano de ésta.

Con el fin de evaluar las condiciones del terreno se realizó un Estudio de Suelos, que encontró que el material predominante se componia de arena fina a media, sin encontrar afloramiento de agua subterránea a la profundidad estudiada (7m.) en ocho sondeos. Adicionalmente, se preparo un anteproyecto de las baterías de lagunas considerando que éstas estuvieran a diferentes niveles para atenuar el problema de la fuerte pendiente del área , con el fin de que el movimiento de tierras se realice en corte. El Estudio de Suelos apoyó esta idea, justificándola por la seguridad del conjunto, debido a la baja capacidad estabilizadora de la arena. Además sugirió que los taludes de corte tengan pendientes menores o iguales a 30°.

### ***Configuración del sistema***

En vista que el tipo de agua residual a ser tratada será predominantemente doméstica, se ha elegido la asociación en serie de dos lagunas facultativas (una primaria y la otra secundaria), lográndose así alcanzar un tratamiento secundario. Además de ello, de acuerdo al número de lagunas que prevea el diseño, las lagunas primarias estarán en paralelo entre sí; de forma similar trabajarán las lagunas secundarias. Así, la simultaneidad de poseer lagunas en serie y en paralelo nos permitirá una remoción efectiva de la DBO y organismos patógenos, y gran flexibilidad operativa del sistema, respectivamente.

En el diseño se analizará el número de unidades mas conveniente, que estará en función no sólo del tratamiento, sino también al movimiento de tierras y area disponible. Se debe tener en cuenta el caso probable de dejar fuera de operación una de las lagunas primarias, por lo que se hace preciso un análisis de sensibilidad.

### ***Geometría de las lagunas***

Todas las lagunas serán de la misma área, de

forma rectangular, con esquinas redondeadas (de radios de 5 m.) y diques formando ángulos obtusos, para facilitar el mantenimiento por la acumulación de material indeseable en esta zona y aumentar la resistencia de los diques. La relación largo-ancho será de 3:1. El tamaño ideal de cada unidad será menor a 5 Ha., según recomendaciones de Azevedo Netto.

En cuanto a la profundidad de la lámina líquida en la laguna, ésta será de 2 m., para evitar el crecimiento de vegetales acuáticos que enraizan en el fondo y permitir la acumulación de lodos.

Los diques tendrán un ancho de coronación de 5m., para facilitar las labores de mantenimiento. Su altura será variable, debido a los diferentes niveles que presentarán las unidades, pero como mínimo será igual a la profundidad de la lámina líquida más el borde libre.

Este borde libre se considera para prevenir posibles problemas debidos a la acción del viento provocando oleaje (sobreelevación del nivel) y el mal funcionamiento de los dispositivos de salida (mayor altura de embalse). Para determinar el efecto del

viento, se utiliza la siguiente fórmula:

$$h=0.60*(F)^{0.25}$$

donde:

**h:** Amplitud de una semionda, o sea , altura de la cresta de la ola sobre el nivel medio (m)

**F:** Longitud del mayor segmento de recta que puede ser inscrito en la laguna (Km)

La altura libre adicional será 0.5 m., medida por encima del nivel de sobreelevación de las olas. Gloyna recomienda que los diques deben tener una altura sobre el nivel del agua de 1m.

El concepto del efecto del viento es importante en nuestro caso, pues la dirección de éste no va en sentido del lado más largo, pues se ha tenido que aprovechar al máximo las ventajas que nos ofrece la topografía del área en que se proyectan las lagunas. En cuanto a los taludes internos y externos de las lagunas, éstos estarán en relación 1:2 (vertical:horizontal), respetando las recomendaciones del Estudio de Suelos, el cual especifica que el ángulo de reposo del talud debe ser menor a 30°.

El fondo de todas las lagunas será horizontal y libre de hoyos.

- *Datos meteorológicos*

Para evaluar el comportamiento de las lagunas, se presenta a continuación las temperaturas y tasas de evaporación total promedio mensuales, registradas en la Estación Meteorológica de La Punta:

MES	TEMPERATURA (°C)	EVAPORACION (mm/mes)
ENERO	20.9	37.2
FEBRERO	21.6	33.7
MARZO	21.4	36.0
ABRIL	20.5	32.6
MAYO	19.1	34.7
JUNIO	17.5	33.1
JULIO	16.7	29.3
AGOSTO	16.4	30.9
SETIEMBRE	16.4	26.3
OCTUBRE	17.1	30.8
NOVIEMBRE	18.1	32.9
DICIEMBRE	19.4	31.0

- *Consideraciones hidráulicas*

El periodo de retención hidráulica se fija en función de la remoción de la DBO y patógenos. Sáenz afirma que la gran mayoría de parásitos es removida en una laguna

primaria con 10 días de retención, mientras que para la remoción total se requiere de una serie primaria-secundaria con retención total de 20 días; Yañez sugiere que este periodo sea de 24 días. En cambio, en Israel se usan tiempos de retención de 5 días para cualquier laguna facultativa, reusando los efluentes en la agricultura. La OMS considera que se puede construir una serie de lagunas con un tiempo total de retención de 8 a 10 días para eliminar los helmintos en la debida proporción.

Para nuestro caso, el periodo de retención total no deberá ser menor a 10 días para asegurar la remoción de helmintos; cualquier incremento a este periodo se hará sobre la base de la reducción de coliformes fecales.

**b) Diseño de Lagunas Facultativas y Estructuras Complementarias**

A continuación se presentan los cálculos correspondientes al diseño del sistema de lagunas facultativas y de las estructuras complementarias, siendo éstas la cámara de rejas y el medidor principal del tipo Palmer-Bowlus.



## NOMENCLATURA

<b>Pa</b>	Poblacion de diseno
<b>T</b>	Temperatura ambiental en el mes mas frio
<b>Ta</b>	Temperatura del desague en el mes mas frio
<b>C</b>	Contribucion de DBO per capita
<b>Qd</b>	Caudal de diseno
<b>Qai</b>	Caudal afluente en la laguna "i"
<b>Qei</b>	Caudal efluente en la laguna "i"
<b>No</b>	Colimetria inicial en el desague crudo
<b>Ni</b>	Colimetria en el efluente en la laguna "i"
<b>Ppr</b>	Precipitacion promedio mensual
<b>Pi</b>	Infiltracion de agua subterranea hacia la laguna
<b>Pe</b>	Evaporacion total mensual
<b>K</b>	Coefficiente de permeabilidad
<b>A</b>	Area requerida total
<b>NL</b>	Numero de lagunas
<b>AL</b>	Area por laguna
<b>L/w</b>	Relacion largo ancho de la laguna
<b>K20</b>	Constante de remocion de DBO a 20°C
<b>Ki</b>	Constante de remocion de DBO a la temperatura Ta en la laguna "i"
<b>di</b>	Coefficiente de dispersion axial en la laguna "i"
<b>Kbi</b>	Coefficiente de mortandad bacteriana en la laguna "i"
<b>a1</b>	Constante adimensional
<b>Ef</b>	Eficiencia de remocion

## DISEÑO DE UN SISTEMA DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

### PARAMETROS INICIALES:

Pa=	42155 hab
T=	16.4 C
C=	40 grDBO/hab/dia
Qd=	150.83 lps
Qd=	13032 m3/dia
No=	1E+08 NMP/100ml
Ppr=	0 mm/mes
Pl=	0 cm/s
Pe=	37.2 mm/mes
K=	0.02 om/s

### CALCULO DE LA TEMPERATURA DEL AGUA SERVIDA (Ta)

$$Ta = 8.59 + 0.82 * T = 22 \text{ } ^\circ\text{C}$$

### CALCULO DE LA CONTRIBUCION TOTAL DE DBO (CT)

$$CT = Pa * C/1000 = 1686.2 \text{ Kg DBO/d}$$

### CALCULO DE LA CARGA SUPERFICIAL MAXIMA (CSm)

$$CSm = 357.4 * 1.085^{(Ta - 20)} = 420.74 \text{ KgDBO/Ha/d}$$

## LAGUNAS PRIMARIAS

### CALCULO DE LAS DIMENSIONES REQUERIDAS

$$A = CT/CSm = 4.0077 \text{ Ha} = 40077 \text{ m}^2$$

$$NL = 4$$

$$AL = 10019.25 \text{ m}^2$$

$$\text{como } L/w = 3$$

$$\text{asumiendo un ancho (w) = } 60 \text{ m}$$

$$\text{la longitud sera (L) = } 180 \text{ m}$$

$$AL = 10800 \text{ m}^2 = 1.08 \text{ Ha}$$

$$\text{profundidad (Z)} = 2 \text{ m}$$

#### CALCULO DE LA CARGA SUPERFICIAL APLICADA (CSa)

$$CSa = CT / (AL * NL) = 390.32 \text{ KgDBO/Ha/dia} < 420.74 \text{ KgDBO/Ha/dia}$$

no existiran condiciones anaerobias en el mes mas frio

#### BALANCE HIDRAULICO DE LA LAGUNA

$$Q_{ap} = Q_d / NL = 3257.93 \text{ m}^3/\text{d} = 37.71 \text{ lps}$$

se efectua el balance hidrico de la laguna primaria :

$$Q_{ep} = Q_{ap} + (Q_{pr} + Q_i) - (Q_e + Q_p)$$

$$Q_{ep} = -183379.46 \text{ m}^3/\text{d} \quad (1)$$

el valor negativo nos indica la necesidad de impermeabilizar la laguna, pues el desague ingresado a esta no sera embalsado.

$$K \text{ del material impermeable} = 1E-06 \text{ cm/s}$$

$$Q_{ep} = 3235.21 \text{ m}^3/\text{dia} \quad (2)$$

a criterio del proyectista, el caudal efluente sera (1) o (2)

$$Q_{ep} = 3235.21 \text{ m}^3 / \text{dia} = 37.44 \text{ lps}$$

#### CALCULO DEL VOLUMEN DE LA LAGUNA (VL)

$$VL = (1/3) * (w) * (L * w + L1 * w1 + (L * w * L1 * w1) ^ 0.5)$$

como la relacion en el talud de la laguna sera :

$$\begin{aligned} \text{horizontal} &= 2 \\ \text{vertical} &= 1 \end{aligned}$$

$$L1 = 188 \text{ m}$$

$$w1 = 68 \text{ m}$$

$$VL = 23556.13 \text{ m}^3$$

#### CALCULO DEL PERIODO DE RETENCION (PRp)

$$PRp = 7.28 \text{ dias}$$

**PREDICCIÓN DE LA REMOCIÓN DE LA DBO**

$$K_{20} = PR_p / (-5.277 + 2.318 * PR_p)$$

$$K_{20} = 0.628$$

$$K_p = K_{20} * (1.085)^{(T_a - 20)}$$

$$K_p = 0.739$$

$$E_f = CS_{rp} / CS_a = K_p * PR_p / (1 + K_p * PR_p)$$

$$E_f = 84.33\%$$

la carga removida ( $CS_{rp}$ ) es:

$$CS_{rp} = E_f * CS_a / 100 = 329.16 \text{ KgDBO/Ha/día}$$

la carga en el efluente primario, basada en la DBO soluble:

$$C_{ep} = CS_a - CS_{rp} = 61.16 \text{ KgDBO/Ha/día}$$

y basada en la DBO total:

$$C_{ep} = 103.97 \text{ KgDBO/Ha/día}$$

**PREDICCIÓN DE LA REMOCIÓN DE COLIFORMES FECALES**

$$d_p = (1.158 * (PR_p * (w + 2 * Z))^{0.489} * w^{1.511}) / ((T_a + 42.5)^{0.734} * (L * Z)^{1.489})$$

$$d_p = 0.083$$

$$K_{bp} = 0.841 * 1.07^{(T_a - 20)} = 0.963$$

$$a_p = (1 + 4 * K_{bp} * PR_p * d_p)^{0.5} = 1.824$$

la colimetría del efluente primario ( $N_p$ ) será:

$$N_p = N_o * (4 * a_p * e^{((1 - a_p) / (2 * d_p))}) / (1 + a_p)^2 = 6.391E+05 \text{ CF/100ml}$$

$$E_f = ((N_o - N_p) / N_o) * 100 = 99.36\%$$

## LAGUNAS SECUNDARIAS

### CALCULO DE LAS DIMENSIONES REALES DE LA LAGUNA

$$\begin{aligned}NL &= 4 \\L &= 180 \text{ m} \\w &= 60 \text{ m} \\Z &= 2 \text{ m} \\AL &= 10800 \text{ m}^2\end{aligned}$$

### BALANCE HIDRAULICO DE LA LAGUNA

se tiene que:  $Q_{ep} = Q_{as} = 3235.21 \text{ m}^3/\text{día}$

$$Q_{es} = Q_{as} + (Q_{pr} + Q_l) - (Q_e + Q_p) = 3212.49 \text{ m}^3/\text{día} = 37.18 \text{ lps}$$

### CALCULO DEL VOLUMEN DE LA LAGUNA (VL)

$$VL = (1/3) * (w) * (L * w + L1 * w1 + (L * w * L1 * w1)^{0.5})$$

como la relacion en el talud de la laguna sera :

$$\begin{aligned}\text{horizontal} &= 2 \\ \text{vertical} &= 1 \\ \\L1 &= 188 \text{ m} \\ w1 &= 68 \text{ m} \\ \\VL &= 23556.13 \text{ m}^3\end{aligned}$$

### CALCULO DEL PERIODO DE RETENCION

$$PR_{\theta} = 7.33 \text{ días}$$

### PREDICCIÓN DE LA REMOCIÓN DE LA DBO

se tiene que  $C_{ep} = C_{Sa}$  (en la laguna secundaria)

$$K_{20} = PR_{\theta} / (-31.488 + 7.787 * PR_{\theta})$$

$$K_{20} = 0.286$$

$$K_{\theta} = K_{20} * (1.085)^{(T_{\theta} - 20)}$$

$$K_{\theta} = 0.337$$

$$E_f = C_{Sr} / C_{Sa} = K_{\theta} * PR_{\theta} / (1 + K_{\theta} * PR_{\theta})$$

$$Ef = 71.18\%$$

la carga removida (CSrs) es :

$$CSrs = Ef * CSa / 100 = 74.01 \text{ KgDBO/Ha/dia}$$

la carga en el efluente secundario, basada en la DBO soluble:

$$Ces = CSa - CSrs = 29.96 \text{ KgDBO/Ha/dia}$$

y basada en la DBO total:

$$Ces = 68.91 \text{ KgDBO/Ha/dia}$$

la concentracion de DBO total en el efluente sera :

$$Ss = 23.17 \text{ mg/l}$$

#### PREDICCIÓN DE LA REMOCIÓN DE COLIFORMES FECALES

$$ds = (1.158 * (PRs * (w + 2 * Z)) ^ 0.489 * w ^ 1.511) / ((Ta + 42.5) ^ 0.734 * (L * Z) ^ 1.489)$$

$$ds = 0.084$$

$$Kbs = 0.841 * 1.07 ^ (Ta - 20) = 0.963$$

$$as = (1 + 4 * Kbs * PRs * ds) ^ 0.5 = 1.836$$

la colimetria del efluente secundario (Ns) sera:

$$Ns = Np * (4 * as * e ^ ((1 - as) / (2 * ds))) / (1 + as) ^ 2 = 4.027E+03 \text{ CF/100ml}$$

$$Ef = ((Np - Ns) / Np) * 100 = 99.37\%$$

#### ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD PARA EL SISTEMA

Se analizaran dos casos:

- 1) Trabajando las 4 baterias (primaria y secundaria), asumiendo que la permeabilidad del suelo es constante e igual a  $1 \text{ E-}06 \text{ cm/s}$ , que la colimetria inicial es  $1 \text{ E+}08 \text{ NMP/100ml}$  y el caudal afluente para cada laguna es  $3258 \text{ m}^3/\text{dia}$
- 2) Poniendo fuera de operacion una laguna primaria, con lo cual el caudal y la carga organica se repartiran entre las otras tres, asumiendo que todas las lagunas secundarias estan en operacion. Asi se tendra:

$$Qep = Qa/3 = 13032/3 = 4344 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$CSa = CT / (AL * (NL - 1)) = 1686.2 / (1.08 * 3) = 520.43 \text{ KgDBO/Ha/dia}$$

## DISEÑO DE LA CAMARA DE REJAS

### DATOS

$Q_{max} = 150.83$  lps (PRIMERA ETAPA)  
 $Q_{max} = 323.76$  lps (ETAPA FINAL, incluyendo solo el area III)  
 $Q_{max} = 374.38$  lps (ETAPA FINAL considerando, las areas III y IV)

$Q_{min} = 0.2 Q_{max}$

$b = 0.6$  m (ancho del canal)

Para efectos del diseño, se tomara el caudal máximo más desfavorable (374.38 lps). Al diseñarse con un caudal tan elevado, y sujeto a incremento por considerarse dos etapas se empleara un canal que divida el flujo equitativamente a su vez, en otros dos canales, cada uno con una reja de limpieza manual.

### CALCULO DE REJAS

Como:  $Q_{max} = 187.1$  lps =  $0.19$  m<sup>3</sup>/s

La velocidad máxima de paso a través de las barras sera:

$V_{max} = 0.75$  m/s

$A_{util} = Q_{max}/V_{max} = 0.25$  m<sup>2</sup>

como el porte de las rejas sera medio, la abertura entre las barras "a" estara entre 3/4" y 1 1/2". El espesor de la barra sera "t".

$a = 1$  "       $t = 0.25$  "

El número de barras "n" sera:

$n = 1 + (b / (a + t)) = 20$  barras

La inclinación de las barras sera 45°.

### CALCULOS CON $Q_{max}$

Canal Aguas Arriba

$A_{total} = A_1 = A_{util} * ((a + t) / a) = 0.31$  m<sup>2</sup>

$$y_1 = A_1/b = 0.52 \text{ m}$$

La pendiente del canal aguas arriba "S1" sera, segun Manning:

$$S_1 = (Q_{\max} \cdot n / (A_1 \cdot (R_1^{2/3})))^2 = 0.08 \%$$

La velocidad aguas arriba "V1":

$$V_1 = Q_{\max} / A_1 = 0.61 \text{ m/s}$$

La perdida de carga "hf" se verifica para cuando las rejas estan limpias (1) y cuando se encuentran 50% sucias (2):

$$hf = 1.143 \cdot ((V_{\max}^2) - (V_1^2)) / (2 \cdot g) = 0.01 \text{ m (1)}$$

$$hf = 1.143 \cdot (((2 \cdot V_{\max})^2) - (V_1^2)) / (2 \cdot g) = 0.11 \text{ m (2)}$$

se tomara la perdida de carga calculada en (2) por ser el valor mas desfavorable

#### Canal Aguas Abajo

$$y_2 = y_1 - hf = 0.41 \text{ m}$$

$$A_2 = b \cdot y_2 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (Q_{\max} \cdot n / (A_2 \cdot (R_2^{2/3})))^2 = 0.13 \%$$

$$V_2 = Q_{\max} / A_2 = 0.76 \text{ m/s}$$

#### **CALCULOS CON Q<sub>min</sub>**

$$Q_{\min} = 0.2 \cdot Q_{\max} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### Canal Aguas Arriba

se tiene:  $S_1 = 0.08 \%$

de Manning:

$$y^5 = (((Q_{\min} \cdot n / (S_1^{0.5}))^3)^4 / (b^5)) \cdot (y + b/2)^2$$

$$y_1' = 0.16 \text{ m}$$

$$V_1' = Q_{\min} / A_1' = 0.42 \text{ m/s}$$

#### Canal Aguas Abajo

se tiene:  $S_2 = 0.13 \%$



por Manning:

$$y^5 = \left( \frac{Q_{\min} \cdot n}{S^{0.5}} \right)^3 \cdot \frac{4}{(b^5)} \cdot \left( \frac{y + b/2}{2} \right)^2$$

$$y_2' = 0.14 \text{ m}$$

$$V_2' = Q_{\min} / A_2' = 0.48 \text{ m/s}$$

### DISEÑO DEL BY-PASS

Para prevenir posibles deficiencias en el mantenimiento de la cámara de rejas, que provocaría sobreelevación del tirante, se ubicará un aliviadero aguas arriba de las barras, de forma tal que sirva para los canales gemelos. Este by-pass entrará en funcionamiento cuando el nivel de agua alcance 0.70 m sobre la solera.

La entrada al aliviadero se puede calcular, partiendo del supuesto que se trata de un vertedero de pared ancha con contracciones:

$$Q = 1.71 \cdot L' \cdot (H^{1.5})$$

$$\text{donde: } L' = L + 0.2 \cdot H$$

$$Q = 1.71 \cdot (L + 0.2 \cdot H) \cdot (H^{1.5})$$

$$\text{como: } Q_{\max} = 0.19 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{y considerando un ancho de vertedero: } L = 0.6 \text{ m}$$

$$H = 0.3 \text{ m}$$

se considerará 0.20 m encima de este valor, por lo que la altura de la ventana será de : 0.5 m

### TRANSICIÓN ENTRE LA TUBERÍA DE INGRESO Y EL CANAL DE LA CÁMARA DE REJAS

Cuando se produce una transición de canales de diferentes anchos, el ángulo de esta no debe superar los 12.5°. La longitud de transición "L" será:

$$L \geq (D - b) / (2 \cdot \tan(12.5^\circ))$$

donde "D" es el diámetro del emisor en metros, y "b" el ancho del canal en metros

como el Emisor N° 1 tiene un diámetro de 18" (0.45m.)

$$L \geq (0.60 - 0.45) / (2 \cdot \tan(12.5^\circ)) = 0.34 \text{ m}$$

tomaremos  $L = 0.40 \text{ m}$

La pérdida de carga esta dada por la formula:

$$h_l = 0.1 * ((V_t - V_1)^2) / (2 * g)$$

donde  $V_t$  es la velocidad de flujo en la tubería en m/s, y  $V_1$  es la velocidad de flujo en el canal en (m/s)

Tenemos que la velocidad en el ultimo tramo en el Emisor N°1 es 2.87 m/s y en el canal de ingreso a la cámara de rejillas es 0.61 m/s

$$h_l = 0.1 * ((2.87^2) - (0.61^2)) / 19.6 = 0.04\text{m}$$

La diferencia de nivel entre la generatriz inferior del tubo y la base del canal de ingreso esta dada por la formula:

$$z = E_1 - E_2 - h_l = (((V_t^2)/(2 * g)) + y_t) - (((V_1^2)/(2 * g)) + y_1) - h_l$$

tenemos que  $y_t = 0.66\text{m}$

$$z = 0.50\text{ m}$$

## **DISENO DEL MEDIDOR PALMER-BOWLUS**

### **[ DATOS ]**

$$\begin{aligned} Q &= 0.37 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 0.6 \text{ m} \end{aligned}$$

### **[ CALCULO DE LAS DIMENSIONES DEL MEDIDOR ]**

La formula usada es:

$$Q = C * b_t * ((y - t)^{1.5})$$

donde:  $b_t$  es el ancho de la contracción en el medidor en (m.)  
 $y$  es el tirante aguas arriba del medidor (m)  
 $t$  es la elevación sobre la solera dentro de la contracción (m)

Asumiendo  $t = 0$ , y,  $b_t = 0.3\text{m}$ ., para hallar el valor de "C" se parte de las siguientes formulas:

$$R = b / bt = 0.6 / 0.3 = 2$$

$$x^3 = (R^2) * (3 * x - 2) = 4 * (3 * x - 2)$$

$$x = 0.6946$$

$$C = (g * (x^3))^{0.5} = (9.8 * (0.6946^3))^{0.5}$$

$$C = 1.8122$$

por tanto:

$$Q = 1.8122 * 0.3 * ((y - 0)^{1.5})$$

$$y = (0.37 / (1.8122 * 0.3))^{2/3}$$

$$y = 0.78 \text{ m}$$

como:  $x = yc / y$

$$yc = x * y = 0.6946 * 0.78 = 0.54 \text{ m}$$

Esto significa que el tirante aguas arriba del medidor debe ser 0.78 m., por lo que calcularemos la pendiente del canal en ese tramo.

$$S = (Q * n / (A * (R^{2/3})))^2$$

$$S = (0.37 * 0.015 / ((0.6 * 0.78) * ((0.6 * 0.78 / (0.6 + 2 * 0.78))^{2/3})))^2$$

$$S = 0.11\%$$

$$V = Q / A = 0.37 / (0.6 * 0.78)$$

$$V = 0.79 \text{ m/s}$$

c) Consideraciones Complementarias al Diseño

A continuación se describen algunas consideraciones de diseño posteriores al dimensionamiento, que son de gran importancia para el buen funcionamiento de las unidades.

*Protección de taludes y fondo de las lagunas*

Según el diseño proyectado, las dimensiones de las lagunas serán 180x60 m<sup>2</sup>, por lo que la longitud del mayor segmento de recta inscrito en las unidades (F) será 0.20 Km. Así, aplicando la fórmula de amplitud de semionda (h), este valor es de 0.40m., por lo que la diferencia de nivel entre la coronación del dique y la superficie del agua será 1m.

Para el caso de los taludes, éstos se revestirán en su parte interna (expuesta al líquido) con **rip-rap** (lajas de piedra de tamaño 0.15 a 0.20 m.). Las piedras serán seleccionadas, duras y durables, evitando el empleo de las del tipo lutita. Este enchape se cubrirá con mortero de cemento, arena y aditivo impermeabilizante (1:4). El espesor de este enchape será de 10 cm.

Este revestimiento se justifica para proteger los diques de la erosión producida.

por el oleaje y controlar el crecimiento de vegetación en ellos. También tiene el fin de mantener la estabilidad del conjunto, que puede colapsar debido a la infiltración del líquido al estar los taludes sin ningún tipo de protección.

El Estudio de Suelos demostró la elevada permeabilidad del suelo de la zona ( $K=2 \times 10^{-2}$  cm/s), por lo que sugiere impermeabilizar el fondo de todas las lagunas. Esto también queda demostrado en el diseño, entendiéndose que no podrían embalsarse los desagües ingresados en la laguna, al menos en un tiempo bastante largo (cuando se alcance el autosellado). Los flujos de agua consecuentes de la infiltración no afectarían a la estabilidad de los taludes, de no impermeabilizarse el fondo de la laguna, justamente por que el alto valor del coeficiente de permeabilidad hace que esta infiltración sea mayor hacia el fondo de las lagunas que hacia el talud.

Esta impermeabilización se realizará utilizando suelo-cemento de tal forma que se alcance un  $K \leq 10^{-6}$  cm/s. El suelo-cemento se preparará manualmente con el material extraído en la zona mezclándolo con cemento

Portland en una proporción 1:5 (basado en un volumen seco). El suelo se afloja con un rastrillo, después de haber sido humedecido, a una profundidad de 5cm. y se deja secar. Se coloca la cantidad exacta de cemento sobre la arena en pequeñas cantidades iguales (por ejemplo 10 Kg/m<sup>2</sup>), distribuidos uniformemente y bien mezclados con el suelo previamente aflojado, sin moverlo del lugar con el fin de asegurar una capa uniforme. Luego se compacta, y se añade algo de agua si la cohesión es pobre. El cuidado del curado es similar al utilizado para el concreto.

Se ha desechado el empleo de arcilla, por requerirse volúmenes excesivamente grandes lo que encarecería el costo de las obras. De igual forma no se recomienda el empleo de membranas geotextiles impermeables, no sólo por su elevado costo, sino también por los problemas que se generarían en las operaciones de limpieza de las lagunas, las mismas que tendrían que ser llevadas a cabo por personal calificado.

### ***Dispositivos de Pretratamiento***

Se ha convenido en la instalación de una

cámara de rejas doble de limpieza manual, con ángulos de inclinación de 45°.

La función de las rejas será la de retener materiales sólidos de regular tamaño y flotantes de diverso tipo, para proteger los componentes del sistema y evitar la presencia de cuerpos indeseables en las lagunas.

Se conforman esencialmente de una serie de perfiles metálicos igualmente espaciados e instalados transversalmente en el canal.

La cámara de rejas se ubicará a continuación del último tramo del Emisor N°1, habiéndose considerado una transición de dimensiones adecuadas y una longitud del canal previo a ella de forma que sea mayor a 10 veces el ancho de éste.

Aunque la ausencia de equipos de bombeo en el sistema no justificaría (según algunas especialistas) la necesidad de este dispositivo por las labores de mantenimiento que acarrea, otros investigadores están a favor de su empleo. Cabe señalar, para nuestro caso, que se hace de todas formas necesaria la existencia de personal que realice las labores de mantenimiento en el sistema, por lo que el buen funcionamiento

de la cámara de rejas dependerá de una adecuada organización en la operación y mantenimiento. Para prevenir cualquier descuido en su limpieza, se le ha dotado de un by-pass con rejas gruesas simples, diseñado de manera que sirva a los canales gemelos.

No se considera necesaria la implementación de un desarenador, pues éste podría necesitarse si el sistema de alcantarillado incluyera el recojo de aguas pluviales (ya se indicó la ausencia de lluvias de la zona), las cuales arrastrarían importantes cantidades de arena. Algunos investigadores recomiendan que, en sustitución de esta unidad, se considere una depresión en el fondo de la laguna al regreso del afluente, con un periodo de acumulación de 2 años, lo cual se considera innecesario para el sistema presentado.

#### ***Dispositivos de Medición de Caudales***

Para la medición del caudal afluente se ha previsto el diseño de un medidor Palmer-Bowlus, que resulta de más fácil construcción que el Parshall.

Al ser una estructura de medición de régimen



crítico, tiene la característica de poseer un estrangulamiento en la sección transversal del canal, permitiendo el incremento de la velocidad en el área de medición, y evitando las interferencias en la estimación de caudales provocadas por el material sedimentable.

La medición de los caudales efluentes en los dispositivos de salida de cada unidad, así como los que ingresen a las lagunas por los dispositivos de entrada, se hará mediante vertederos, ya que su empleo se facilita por los menores caudales a ser medidos, pero tienen en su contra (sobre todo en los dispositivos de entrada) el hecho que los sólidos sedimentables tienden a depositarse en el fondo de la caja del dispositivo, provocando inexactitud en las mediciones. Por ello deben realizarse lavados de fondo levantando la chapa del vertedero.

El uso de vertederos rectangulares o triangulares dependerá de la capacidad hidráulica de cada uno y del caudal a ser medido.

#### ***Dispositivos de Repartición de Flujos***

Se ha optado por el uso de estructuras

provistas de vertederos, los cuales permitan no sólo la repartición de los caudales, sino también la medición de éstos. Para cumplir con estos fines se contará con dos tipos de repartidores de caudales.

El primer tipo tendrá la función de repartir el caudal afluyente hacia las lagunas, dando la flexibilidad necesaria en el caso que se requiera poner fuera de operación alguna de las unidades para labores de operación y mantenimiento. Este dispositivo se compondrá de una caja que contiene vertederos rectangulares con ancho proporcional al número de unidades a servir. Así, si se desea retirar de funcionamiento una laguna, el flujo debe ser repartido ya no en cuatro unidades, sino sólo en tres. Para ello, se colocará una chapa "ciega" en remplazo de la chapa del vertedero correspondiente a la unidad en cuestión; obviamente los vertederos pertenecientes al resto de las unidades sufrirán un aumento de nivel de la cresta, lográndose el reparto de forma automática.

El segundo tipo repartirá el caudal que reciba en cantidades iguales, y constará de vertederos triangulares. Este dispositivo

estará ubicado a las entradas de todas las lagunas, a fin de permitir que las tuberías de ingreso transporten caudales iguales y se evite la mala distribución del flujo.

Todos los vertederos mencionados serán fijos, pues pese a que teóricamente podría lograrse la repartición de caudales con sólo variar las alturas de las chapas de los vertederos, provocando aumento de cresta y regulando los flujos a voluntad, este fenómeno no se presenta en la práctica debido a las variaciones del caudal durante el día. Además este criterio de diseño provoca confusión e impide la rapidez en la operación y demanda mayor cantidad de horas-hombre.

Como se explicó en el anterior ítem, la tendencia del material sedimentable a depositarse en el fondo de las cajas puede provocar imprecisión en las medidas, por lo que debe procurarse mantener limpia esta estructura.

Por este motivo, algunos diseñadores proponen el uso de vertederos sumergidos, pero éstos adicionan el problema de la retención de sólidos flotantes.

### Dispositivos de Entrada

El ingreso de los desagües a las lagunas debe ser realizado a través de tuberías localizadas de tal forma que se asegure una buena distribución del líquido y la minimización de cortocircuitos. La buena distribución del flujo permitirá evitar la ocurrencia de olores.

Se define el ingreso por entradas múltiples con distancias iguales entre sí y de preferencia en número par. Para el sistema proyectado se proponen 4 entradas distanciadas entre sí 15m., y las extremas estarán a 7.5m. del borde perpendicular al lado en donde se ubican. Asimismo, los dispositivos de entrada se alinearán en el ancho de la laguna, de forma tal que el flujo se encamine hacia lo largo. En vista que la laguna tiene una relación largo/ancho de 3:1, la posición de estas estructuras pierde importancia, pues el flujo pasa a ser regido por las leyes del flujo laminar en canales abiertos.

Las tuberías de ingreso serán sumergidas para evitar problemas de olores manteniendo velocidades de flujo adecuadas, y estarán distanciadas de los diques 15 m. Aunque

Gloyna recomienda que la tubería debe terminar en una pieza vertical apuntando hacia arriba, esta consideración puede provocar obstrucciones en el tubo; otros autores, como Hess, sugieren que la tubería ingrese a nivel de fondo, lo cual también puede producir problemas por la acumulación de material sedimentable, pese a la turbulencia que provoca esta disposición.

Para las lagunas de Ciudad Pachacútec las tuberías de ingreso serán horizontales, sujetas a pilares, y la zona de fondo próxima a la descarga tendrá una protección mediante un pequeño lecho de concreto para evitar la socavación en esta parte.

Las tuberías de entrada parten de una caja repartidora, la cual mediante vertederos permitirá la corrección de los caudales que fluyen por los tubos, a fin de que cada uno transporte cantidades iguales, lográndose también la medición de los caudales de ingreso.

### ***Dispositivos de Salida***

Estas estructuras se ubicarán en el borde opuesto a sus similares de entrada, considerándose la misma disposición en

cuanto a su distribución. Como el nivel de la lámina líquida lo determina el dispositivo de salida, esto implica que la evacuación de los efluentes se hará por rebose.

Se ha diseñado una estructura que permite la variación del nivel de la laguna, mediante el uso de vertederos rectangulares regulables accionados por volantes. Con esta consideración podrá drenarse la laguna hasta la mitad de la profundidad de diseño, facilitando las labores de limpieza.

#### *Desarrollo por etapas*

En función al número de unidades, se establece la construcción de las baterías de lagunas primarias y secundarias por etapas, de 5 años cada una. Este desarrollo se basa en el hecho que el número de conexiones domiciliarias se irá incrementando paulatinamente; de construirse el sistema entero, al inicio de la operación de éste el caudal será reducido, teniéndose una gran capacidad ociosa y dificultades en la operación.

El plazo entre etapa y etapa podrá ser mayor, en el caso que el crecimiento de

conexiones domiciliarias de desagüe no se produzca en la proporción esperada.

d) Manejo del Sistema de Tratamiento para las Etapas Posteriores

Este sistema, que ha sido dimensionado para cubrir las necesidades del tratamiento de aguas servidas de la Primera Etapa de la Ciudad, tuvo que ser objeto de un análisis para evaluar su comportamiento cuando el servicio de alcantarillado alcance su saturación.

Como se explicó anteriormente, en ausencia de otras áreas aprovechables para el tratamiento, se previó que el caudal de desagüe de las Zonas de Drenaje III y IV sea tratado en esta batería de lagunas. Sin embargo, el área disponible para ellas sólo cubre la posibilidad de servicio de una Primera Etapa, con un caudal de aguas servidas estimado en 150.83 lps.

Cuando la Zona de Drenaje III alcance su saturación, el caudal pasará a ser 323.76 lps, por lo que habrá un incremento de flujo con respecto al de Primera Etapa de 172.93 lps ( $323.76 - 150.83$ ). Al incluirse la Zona de Drenaje IV, se contaría con un caudal total de 374.38 lps ( $323.76 + 50.62$ ). Se nota, por las cantidades señaladas, que en esta posterior etapa no se

podría operar el sistema de lagunas facultativas, pues la carga aplicada de DBO pasaría de 390.32 (Primera Etapa) a 811.94 KgDBO/Ha/día, teniendo una carga superficial máxima posible de 420.74 KgDBO/Ha/día; ello indica que se presentarán condiciones de anaerobicidad en las lagunas. La máxima cantidad de aguas servidas a ser tratadas sólo podría ser 187.19 lps ( $374.38/2$ ), con una carga aplicada de 407.22 KgDBO/Ha/día, correspondiente a la mitad de la población futura (es decir, 43980 de un total de 87690 habitantes); con esta consideración se mantendrán las condiciones aerobias en las lagunas facultativas, aunque es lógico suponer que la calidad del efluente tratado sería un poco menor al presentado en el diseño del sistema sólo para la Primera Etapa.

Una solución para el tratamiento del caudal sobrantes sería la ampliación del conjunto (es decir, construir más lagunas), pero esto se presenta imposible por la escasez de terrenos ya señalada. La otra alternativa habría de ser la implementación de aereadores en las lagunas, con el fin de suplir el Oxígeno necesario para los procesos de estabilización. Se estima que se necesitaría un consumo de energía de 45 Kw-hr y colocar 10 aereadores en cada laguna primaria;



el periodo de retención sería un poco mayor a los 3 días. Las modificaciones en las lagunas serían menores (sólo proteger el fondo de la laguna justo debajo de los aereadores por los vórtices que producen).

Adicionalmente se tendría otra opción: aprovechar de realizar el tratamiento en un area fuera de los límites del Proyecto, pero bastante cercana (ubicada en la margen izquierda de la carretera de acceso a las playas de Ventanilla), según lo propuesto por PRONADRET. Mas esta posibilidad está aunada a la realización del drenaje de la zona, pues el nivel freático es bastante alto. De solucionarse este impase, se podría derivar el excedente del caudal señalado (187.19 lps) para ser tratado en esa zona, de forma tal que la batería diseñada para Primera Etapa no sufriría modificación alguna y se mantendría funcionando como lagunas facultativas.

Aunque estas consideraciones no forman parte del presente estudio, se debe realizar una comparación económica entre los costos de una y otra alternativa para llegar a la solución más adecuada.

En cuanto a la Zona de Drenaje IV, se ha mencionado ya que es necesario bombear sus

desagües hacia alguna zona de tratamiento. Las dos alternativas discutidas líneas arriba pueden ser manejadas para este caso, pero la diferencia radica en que ya que habría que bombearse el desagüe en cualquiera de las opciones, sería preferible que su tratamiento se realice en la zona señalada por PRONADRET ya que de todas formas, como se verá más adelante, sus efluentes tratados serán usados para ampliar la franja agrícola de este lugar.

Es necesario puntualizar que el diseño de todos los dispositivos asociados a las lagunas han sido dimensionados para las condiciones más desfavorables, o sea, si se realizara el tratamiento de las aguas servidas de las Zonas III y IV en esta batería.

## CAPITULO VIII

### OPERACION Y MANTENIMIENTO DE LAGUNAS FACULTATIVAS

#### 8.1 INTRODUCCION

Las lagunas de estabilización cuando están propiamente diseñadas, operadas y mantenidas pueden ser un sistema de disposición de aguas residuales libre de problemas para la comunidad.

La aceptación de este sistema de tratamiento es debida a la simplicidad y reducidos gastos en su operación y mantenimiento.

Las lagunas de estabilización recientemente

construídas pueden funcionar satisfactoriamente y sin problemas por muchos años, sin embargo el potencial de utilidad máximo de un sistema de lagunas es obtenido solamente a través de una dedicada operación y mantenimiento realizados por un operador bien entrenado.

Una operación se justifica en muchas formas. Acredita al operador y sus subordinados ante la comunidad. Provee tratamiento a un mínimo costo por largos periodos. Por otro lado, una laguna mal operada puede llenarse de maleza, cubrirse de nata y desarrollar malos olores, necesitando renovación o reemplazo en pocos años.

## **8.2 PERSONAL NECESARIO**

El personal necesario para la operación y mantenimiento de la Estación de Tratamiento es función del tamaño y número de unidades de ésta. No existe una regla absoluta que permita conocer de antemano el número exacto de personal para garantizar un buen funcionamiento del sistema. Hemos estimado que el equipo indispensable en la Estación estará compuesto por:

- 01 Ingeniero Supervisor.
- 01 Técnico Laboratorista.
- 01 Operador (por laguna primaria y secundaria).
- 01 Ayudante (por laguna primaria y secundaria).
- 01 Mecánico (opcional).
- 02 Guardianes.

Por lo tanto, el personal mínimo necesario será de 12 personas (cuando estén operativas las ocho lagunas proyectadas). El Ingeniero Supervisor tendrá la potestad de poder reducir o aumentar el número de empleados, de acuerdo a las necesidades de la Estación.

a) **Funciones del Personal**

**Ingeniero Supervisor**

Responsable de la Estación, debe poseer conocimientos sobre la operación y mantenimiento de esos sistemas y mantenerse actualizado. Sus funciones principales son:

Debe organizar el programa de medición y control de parámetros meteorológicos, físico-químicos y bacteriológicos.

- Evaluar constantemente al personal a su cargo, estableciendo responsabilidades y capacitándolo para el eficiente cumplimiento de sus labores.
- Determinar los turnos de trabajo, procurando siempre contar con un operador para el turno de noche, en previsión de cualquier anomalía en la Estación.

Recopilar toda la información obtenida por los operadores en los formatos de control diario, procesando e interpretando los

resultados y definiendo las acciones a seguir, de acuerdo al caso.

Enviar los resultados, observaciones y recomendaciones mensualmente a las autoridades correspondientes.

### **Operador**

Son responsables de las siguientes labores:

Mantenimiento de los taludes, limpieza de rejas, vertederos, dispositivos de entrada y salida, regulamiento de flujos, medición de caudales horarios, medición de parámetros meteorológicos y toma de muestras.

Informar de cualquier fenómeno anormal que se produzca en el sistema al Ingeniero Supervisor.

Junto con un ayudante, recorrerá diariamente el perímetro del área que tiene bajo su responsabilidad.

## **8.3 OPERACIÓN DEL SISTEMA**

### **a) Procedimiento de Llenado de Lagunas de Estabilización**

La técnica adoptada en la operación inicial de una laguna de estabilización depende de las circunstancias locales. Aún así, se recomienda.

que la fase de llenado de la laguna sea en verano, cuando existe predominancia de temperaturas más elevadas.

Dos procedimientos deben ser evitados:

1° Recibir la carga de desagüe prevista en el proyecto antes que se establezca en la laguna una comunidad balanceada de algas y bacterias. Si este procedimiento se adopta, las lagunas pasarán por un proceso de descomposición anaerobia, con un predominio de la fermentación ácida y la emanación de olores insoportables de compuestos putrescibles a base de Azufre y Nitrógeno, como los mercaptanos, ácidos tioglicólicos y cadaverinos. Además de ser dificultosas las medidas necesarias para minimizar estos problemas, ellas llevan cerca de casi de dos meses para surtir efectos y su eficacia (hasta cierto punto incontrolable) dependerá del tamaño de laguna y del número de unidades del sistema; cuanto mayores fueran las lagunas, mayor será la probabilidad de que estos problemas se vuelvan incontrolables.

2° Llenar las lagunas con pequeñas y continuadas contribuciones de desagüe, procedimiento habitual en el caso de ser bajo el número de conexiones domiciliarias. Esto porque hasta que suceda la colmatación del terreno, todo el líquido (o parte de él) puede percolar por los taludes y la base, haciendo que ahí se acumule material sólido putrescible y/o se establezca la anaerobiosis y putrefacción, con exhalación de malos olores.

Otro aspecto ocasionado por la demora en el ascenso de la lámina es la fertilización rápida del fondo de la laguna y de las salidas de los diques internos, permitiendo el desarrollo de una vegetación incontrolable que, de no ser removida, traerá inconvenientes futuros en la operación y funcionamiento del sistema.

Para un correcto llenado de la laguna se recomiendan dos procedimientos:

1° Llenado de las lagunas con agua proveniente del sistema de abastecimiento público, asegurando una lámina mínima de 1 m. Teniendo ese nivel, se puede iniciar la introducción del desagüe, bloqueándose todas



las salidas hasta alcanzar la lámina prevista en el proyecto. Este método evita el crecimiento de vegetación, permite evaluar la estanqueidad del conjunto (base y taludes) y permite la corrección de eventuales deficiencias consecuentes de una compactación insuficiente del fondo de la laguna, antes que ésta reciba la carga de desagüe.

- 2° Llenado intermitente de la laguna con una mezcla de agua de abastecimiento y de desagüe a ser tratado (diluciones de 5:1 o menores), a fin de asegurar por lo menos 40cm. de lámina. Se esperan algunos días hasta que se verifique visualmente el crecimiento de algas. En los días siguientes se adiciona nuevamente esta mezcla de agua y desagüe, o desagüe únicamente, hasta que se desarrolle una floración de algas, lo que requerirá paralizar el ingreso del líquido de laguna de una a dos semanas. Transcurrido ese periodo, el llenado de la laguna con desagüe es realizado hasta alcanzar el nivel de operación y nuevamente, debe interrumpirse el ingreso del flujo. Al establecerse en el medio una población

algal, lo que también demora de una a dos semanas, la laguna pasa a recibir los desagües normalmente. Naturalmente, se debe contar con operadores de cierta experiencia, para que el procedimiento sea eficaz. Un periodo de dos meses se puede estimar conveniente para que se establezca una buena comunidad biológica.

De seguir con las instrucciones antes mencionadas se asegurará un mantenimiento del valor del pH en 7.5, y un color verde en la laguna indicará buenas condiciones de funcionamiento.

En algunos casos, si está fácilmente disponible, se puede sembrar el fondo de la laguna con lodo digerido al inicio de la operación de ésta, para facilitar el crecimiento de las bacterias productoras de metano, reduciendo el tiempo que lleva la inicialización.

Si se presentaran malos olores en esta etapa de inicialización, se puede ajustar el pH con cal, aplicar Hipoclorito de Calcio sobre la superficie del agua, o simplemente esperar a que las condiciones mejoren.

Como en nuestro caso las lagunas están ubicadas en serie, las lagunas secundarias pueden ser

llenadas cuando la unidad primaria ha alcanzado una lámina mínima de 1m. La adición de agua de abastecimiento en estas lagunas debe ser hecho hasta alcanzar también un nivel de 1m., cerrándose todos los dispositivos de salida. Una vez alcanzado el nivel de operación en la laguna primaria, su efluente puede ser transferido a la unidad siguiente, tomándose las siguientes precauciones:

Retirar los bloqueadores de las interconexiones entre la laguna primaria y la secundaria lentamente, impidiendo de esta forma que la lámina de agua de la unidad precedente baje de 1m.

No efectuar operaciones de descarga de fondo de la célula primaria para que se acelere la ecualización de los niveles de agua en las otras lagunas.

Ecualizar lentamente las láminas de agua en todas las lagunas, incluso con la ayuda de bombas para recircular el efluente de cualquier laguna para aquella que precise elevar su nivel de operación.

**b) Actividades Diarias de Operación**

Recorrer diariamente la zona a su cargo, con el

fin de:

Verificar el estado de conservación de los diques internos y externos.

Observar si existe algún tipo de anegamiento de líquidos por los taludes.

Realizar la distribución de caudales, de acuerdo a lo ordenado por el Ingeniero Supervisor, verificando si ésta es adecuada.

Verificar si los niveles de operación son los adecuados.

Anotar los datos metereológicos (temperatura del aire, precipitación, condición del tiempo, vientos) en la Ficha Diaria de Control Operacional.

Registrar el nivel alcanzado en el medidor Palmer-Bowlus, hallando el caudal afluente. Para ello el operador debe, antes de cada lectura, limpiar el canal afluente al dispositivo de medición, impidiendo cualquier interferencia en el flujo que pueda perjudicar las lecturas. Estos valores serán anotados en la Ficha Diaria De Control Operacional.

Asimismo, se deberán realizar mediciones en las cajas repartidoras de caudal dispositivos de salida de las lagunas,

midiendo la altura de lámina de agua en los vertederos, cada dos horas (o por lo menos, cuatro veces diarias). En los casos en que se efectúen cambios en la repartición de caudales, se debe reducir esta frecuencia (en las cajas repartidoras de caudal) a cada media hora. Previamente a la medición se levantará la hoja de la compuerta provocando el arrastre del material sedimentable que produce interferencias en las lecturas.

- Medir la temperatura del desagüe de la laguna, el nivel de la lámina líquida; tomar muestras en el afluente y en el efluente para la determinación del pH, Sólidos Sedimentables, y Oxígeno Disuelto a 20 cm bajo la superficie del agua, por lo menos a las 7:00, 12:00 y 17:00 horas. Anotar los resultados en la Ficha Diaria de Control Operacional.

Controlar el nivel de agua de acuerdo con la insolación y la eficiencia del proceso, evitando el crecimiento de vegetación. Una menor cantidad de algas se produce en lagunas profundas, por lo que tienen pH más bajo y ausencia de O.D. en el fondo, a comparación de las lagunas rasas. La fermentación del metano en el fondo de una

laguna profunda puede destruir los ácidos causantes de malos olores en lagunas rasas, tan pronto sean formados. Se deben esperar mayores problemas con respecto a la vegetación a profundidades menores a 1.50m. de lámina líquida. El crecimiento de la vegetación se minimiza en una laguna al mantener el máximo nivel de agua posible (2m.).

**c) Actividades Periódicas de Operación**

Transferir el desagüe de una laguna a otra para corregir posibles problemas de deficiencia de O.D.

- Variar la profundidad de la lámina de agua para el control de la vegetación y de las larvas de mosquitos, mediante la operación de los vertederos de regulación.

Aislar alguna laguna que se haya tornado anaeróbica, hasta su recuperación; o permitir que haya una acumulación de los microorganismos para asimilar una carga de residuos tóxicos.

- Alterar el régimen de operación (en serie o en paralelo) para redistribuir las cargas orgánicas en las diferentes lagunas.

Realizar, dos veces por semana, en tres

puntos (cerca al ingreso del desagüe, en el medio de la laguna y cerca de la salida del desagüe), a una profundidad de 20cm. bajo la superficie, 20 cm. encima del fondo y en la profundidad media de la lámina, determinaciones de O.D. Es recomendable hacerlas alrededor de las ocho de la mañana, puesto que a esta hora el nivel de la laguna es aproximadamente igual al promedio del día. Se considera satisfactorio un nivel de O.D. entre 6 y 8 ppm.

Tomar las muestras necesarias para la medición de parámetros físicos, químicos y bacteriológicos, en los puntos de muestreo previamente señalados y en las frecuencias estipuladas, a fin de cumplir con el control operacional rutinario de la laguna.

Controlar el nivel de lodos que se acumula en el fondo de las lagunas.

Medir la penetración de la luz una vez por semana, mediante el disco Secchi, introduciéndolo en el líquido hasta que no pueda ser detectado; la profundidad indicada en la regla que lo sujeta se anotará en la Ficha Diaria de Control Operacional. La penetración de la luz (n) será el doble de la profundidad indicada (d). Esta medición

nos permite estimar aproximadamente la cantidad de algas, que es alrededor de 2540/d (d en cms); y la cantidad de Oxígeno, que es cerca de 1.5 veces la cantidad de algas, que nos sirve para decidir la necesidad de controlar el crecimiento de maleza en el fondo.

d) **Características de funcionamiento de Lagunas Facultativas**

El estado general de funcionamiento de las lagunas puede apreciarse a través de la coloración del agua y su apariencia.

Cuando la laguna posee un color **verde oscuro y parcialmente transparente**, nos indica que ella está en buenas condiciones de funcionamiento. Significa la ausencia de microorganismos en el efluente, altos valores de pH y O.D.

Si la coloración es **verde amarillenta, café amarillenta o excesivamente clara**; nos indicará el crecimiento de rotíferos, protozoarios o crustáceos diminutos (copépodos y ostrápodos), quienes se alimentan de las algas y pueden causar su destrucción en pocos días. La disminución de



la población algal implica decremento de O.D. en la laguna y aumento de la emisión de olores desagradables; por ello, la aplicación de métodos de control de predadores de algas es necesaria para evitar olores. Estos aspectos, sin embargo, cuando se presentan en lagunas de maduración son considerados indicadores de buen funcionamiento y de presencia de materia orgánica ya estabilizada.

Un color **gris** o ceniza se presenta cuando existe sobrecarga de materia orgánica y/o un periodo de retención corto, de forma que no posibilitan una completa fermentación del metano en la cama de lodos. En este caso, la laguna debe ser puesta fuera de operación hasta que se recupere.

Si la laguna tuviese un color **verde lechoso**, en ella se ha iniciado el proceso de autofloculación. Este fenómeno se presenta cuando el pH y la temperatura se elevan a tal punto que los hidróxidos de Magnesio y/o Calcio se precipitan y, al hacerlo, arrastran al fondo a las algas y otros microorganismos. Este fenómeno se produce en el verano tanto en lagunas de poca profundidad o en la superficie caliente de

lagunas profundas durante días de sol y sin viento. La autofloculación es común en instalaciones recientes en donde las aguas residuales contienen grandes cantidades de Calcio y Magnesio. Las especies de algas que intervienen en este proceso son la *Chlorella* y el *Scenedemus*, mientras que la *Euglena*, al tener movimiento propio, nada en días claros y calientes, evitando ser atrapada en la precipitación.

El color azul verdoso de la superficie de una laguna indica la presencia de algas azules. Algunas de éstas forman natas que se descomponen fácilmente provocando la aparición de olores, reduciendo la penetración de la luz solar y disminuyendo la producción de O.D. Estas especies no llegan a establecerse si se brinda un adecuado mantenimiento a la laguna, removiendo el material flotante.

Un color verde denso, usualmente indica crecimiento excesivo de algas, que a su vez, puede deberse a una laguna de profundidad reducida.

e) Principales Problemas Operacionales en las Lagunas Facultativas

Espumas

La superficie líquida de una laguna debe estar exenta de espumas, aceites, grasas o de cualquier otro material que impide el libre paso de los rayos luminosos a través de la masa líquida, perjudique la acción de los vientos, pueda provocar malos olores o se torne un habitat favorable para la proliferación de insectos. Las causas pueden ser:

Flotación de placas de lodos que se desprenden del fondo, especialmente en lagunas muy rasas y en los meses de verano, cuando predominan las temperaturas altas.

Admisión de desagües con elevadas cantidades de aceites y grasas.

Floración de algas, llegando a formar una nata verdosa sobre la superficie líquida, la cual se disloca para los cantos de las lagunas por acción de los vientos. Esa nata dificulta el paso de la luz y, si no fuese destruída, posibilitará el surgimiento de malos olores en la laguna por su muerte.

**Formas de Corrección :**

Disgregar los bloques de lodo y quebrar las

espumas con chorros de agua a presión o con rastrillos.

- Retirarlas con espumaderas, enterrando el material recogido en zanjas especialmente dispuestas para este fin.

Colocar, en las salidas de las lagunas, tablas que impidan el paso del material flotante hacia otras unidades.

### **Malos Olores**

En condiciones normales no deben existir olores asociados con lagunas bien diseñadas, iniciadas y operadas. Existen varias causas que provocan la presencia de malos olores en las lagunas facultativas, siendo las más probables:

- 1) **Sobrecarga orgánica de desagües.** Está siempre acompañada de la disminución del pH, caída del nivel de Oxígeno, cambio de color del efluente (de verde oscuro a verde amarillento), aparición de manchas cenizas junto a la alimentación del efluente, y por ende olores incómodos.

#### **Formas de Corrección:**

Se debe desviar el flujo de la laguna problema hacia las otras que funcionan en paralelo, hasta que la afectada se recupere.

De contarse con la disponibilidad de aereadores superficiales flotantes, éstos se instalarán temporalmente para solucionar el problema.

- 2) **Largos periodos con temperatura baja y cielo nublado.** En estos casos, la producción de Oxígeno será afectada, llegándose a tener O.D. igual a 0 en el día.

**Formas de Corrección:**

De contarse con aereadores superficiales, éstos deben ser ubicados junto al ingreso del afluente, a fin de suministrar el Oxígeno necesario a los procesos biológicos de la laguna.

Recircular el efluente a través de bombas portátiles y mangueras de las unidades secundarias hacia las primarias.

- 3) **Presencia de sustancias tóxicas en el desagüe.** Cuando en una laguna facultativa se presentan características anaeróbicas (color del desagüe en la laguna cenizo oscuro, olor desagradable), operando normalmente, se debe realizar un análisis físico-químico completo del afluente. Los resultados de ese análisis pueden indicar altos valores de

concentración de sustancias tóxicas en el desagüe.

**Formas de Corrección:**

Ubicar si dentro del área de servicio del sistema existe alguna industria que arroje efluentes que contengan sustancias tóxicas, tomándose las providencias para impedir que siga conectado al sistema de Alcantarillado sin poseer un tratamiento particular.

- 4) **Formación de corrientes preferenciales provocando cortocircuitos.** Este fenómeno puede ser indicado por la presencia de malos olores, bajo valor de pH y diferencias de 100 a 200% de los valores de O.D. en varios puntos de la laguna. Las causas pueden deberse a la presencia de vegetales acuáticos en el interior de la laguna, mala distribución del efluente en relación a la forma geométrica de la laguna, árboles que impiden la acción del viento o irregularidades en el fondo de la laguna.

**Formas de Corrección:**

- Remover los vegetales acuáticos.
- Regularizar uniformemente las entradas del afluente a la laguna.
- Guardar una distancia mínima de 20m entre el

margen de la laguna y los árboles que circundan ésta.

Regularizar el fondo de la laguna.

### Vegetación

La presencia de vegetación acuática en el fondo y en el medio líquido de la laguna puede provocar cortocircuitos, perjudicar el paso de luz solar, convertirse en habitat de insectos; y en el caso de que ésta se presente en los taludes, traerá presencia de roedores. Los vegetales acuáticos están siempre asociados al siguiente ciclo:

Vegetales → Insectos y Larvas → Sapos → Roedores → Ofidios

Entre las plantas acuáticas más comunes tenemos: la Enea, Camalote, Sagitaria y Totorá. Por otro lado, la vegetación terrestre de gran tamaño puede traer problemas de disminución de insolación y de la acción de los vientos. La vegetación puede deberse a un inadecuado inicio de operación, falta de mantenimiento de los diques internos o utilización de láminas de agua menores a 90cm.

### **Formas de Corrección:**

- Debe ser retirada la vegetación que se produzca en los márgenes internos de la laguna; los que crezcan dentro de la laguna

deben ser removidos con el auxilio de botes, bajando el nivel de agua para facilitar su retiro.

- Para la vegetación que se desarrolla en el fondo, ésta puede removerse de forma mecánica o por adición de químicos. En el primer caso se debe secar la laguna para poder arrancarlos por la raíz; si la laguna está impermeabilizada con arcilla, se debe reponer ésta debido a que la remoción de las raíces la destruye. En el segundo caso, se drena el líquido de la laguna y se cortan los tallos de la maleza tan cerca del fondo como sea posible, luego se llena la laguna a una profundidad de 30 cms o lo suficiente para cubrir los extremos de los tallos y se agrega "Benoclor" bajo la superficie del agua por medio de un rociador a presión, para cubrir toda el área. Se debe dosificar de 140 a 170 lts. de este producto por Ha.. Después de varios días, la laguna podrá ponerse en operación normal. La maleza es seriamente afectada y muere por efecto del químico, siendo efectivo el tratamiento de 1 a 3 años. Otros herbicidas bastante efectivos son: "Ureabor", "Televar" y "Kermex". El químico empleado debe ser



resistente a la percolación y no ser tóxico a las algas.

- En el caso de la vegetación terrestre, puede eliminarse por corte, o mediante la aplicación de Arsenito de Sodio en una proporción de 20 grs/m<sup>2</sup> de área, lo cual eliminará todo crecimiento por 3 o 4 años.

### ***Insectos***

La presencia de insectos se relaciona estrechamente con la vegetación en los taludes internos de la laguna, o también con la aparición de espuma en la superficie. Se debe tener en cuenta que el material recogido en las Rejas o alguna otra estructura y que no haya sido enterrado convenientemente, es un foco de crecimiento y desarrollo de mosquitos y otros insectos. Las larvas de *Anopheles* y *Culex* son comunes en ciertas regiones. Los elementos esenciales para su proliferación son agua y sombra.

#### **Formas de Corrección:**

Verificar el enterramiento conveniente del material removido de las estructuras de las unidades, o de la superficie de las lagunas.

- Verificar la remoción de espumas de la superficie de las lagunas.

Verificar el retiro de vegetación del área de las lagunas.

Bajar el nivel del agua de la laguna, provocando así que las larvas de insectos que se desarrollan en la vegetación que se forma en los taludes, desaparezcan cuando esta área se seca; la oscilación alternada y periódica del nivel de agua de la laguna evita la aparición de larvas diversas.

- En el caso que se verifique la presencia de grandes cantidades de moscas, se pueden usar productos químicos en los taludes internos de la laguna.

### **Algas Azules**

La aparición de este tipo de algas ocurren a bajos valores de pH (menores a 6.5) y O.D. debajo de 1ppm. Cuando ocurre la muerte de ellas desprenden desagradables olores. Las causas pueden ser: tratamiento incompleto, sobrecarga de desagüe o un balance inadecuado de nutrientes.

#### **Formas de Corrección:**

- Hacer tres aplicaciones de Sulfato de Cobre; si la Alcalinidad Total fuera superior a 50ppm, se aplicará 1gr de  $\text{CuSO}_4$  por metro cúbico de agua en la laguna y si la

Alcalinidad es inferior a 50ppm, se aplicará sólo 0.5gr de  $\text{CuSO}_4$  por metro cúbico de agua.

Destruir las natas de algas manualmente con el empleo de un bote o la aplicación de agua a presión.

### **Algas Filamentosas**

Limitan la penetración de la radiación solar en el líquido y pueden obstruir las salidas de las lagunas. Se puede deber su presencia a bajos caudales en ciertas estaciones del año.

#### **Formas de Corrección:**

Reducir el número de unidades en uso, aumentando así la carga orgánica aplicada.

### **Algas en el Efluente**

La mayor parte de los sólidos suspendidos en el efluente se debe a la presencia de las algas. Como éstas son en su mayoría unicelulares e inmóviles, su remoción se hace difícil. La causa puede ser debida a condiciones de temperatura y clima favorables a su crecimiento.

#### **Formas de Corrección:**

Retirar el efluente a partir de 20cm abajo de la superficie líquida e instalar una cortina retentora del sobrenadante acoplada.

a los dispositivos de salida.

- Instalar un filtro intermitente de arena.

### Disminución del pH

Del pH de la laguna depende el crecimiento y desarrollo de diversos tipos de algas. Las algas verdes por ejemplo, necesitan un pH entre 8 y 8.4. El pH y el O.D. varían durante el día, con predominancia de menores valores al salir el sol y de los más elevados en las tardes. La baja de valores del pH, que es seguido de una caída del O.D., provoca la muerte de las algas verdes; ésto muchas veces es causado por: sobrecarga, largos periodos con condiciones meteorológicas adversas o presencia de animales tales como la *Daphnia*, que se alimenta de algas.

### **Formas de Corrección:**

- Poner fuera de operación la laguna y dejar que se recupere.
- Colocar en operación otras lagunas en paralelo.
- Recircular el efluente de la laguna.
- Verificar posibles cortocircuitos.
- En el caso de sobrecarga, instalar aereadores superficiales.

### Predadores de Algas

Los rotíferos son organismos de cerca de 0.5 mm. de longitud, por lo que no son detectables a simple vista, aunque pueden observarse colonias que se forman en los costados, semejantes a granos diminutos de arena de color amarillo o café. También aparecen en medio de la laguna en forma de natas de color anaranjado o gris verdoso. Estos organismos se alimentan de algas, por lo que al eliminarlas, se produce la baja del O.D. cuando los primeros se presentan en gran número. Algunos tipos menores de crustáceos como la *Daphnia* son predadores de algas y también pueden provocar la reducción del O.D. en la laguna. Estos sí son visibles al ojo humano, apareciendo en natas de color anaranjado o rosado.

#### **Formas de Corrección:**

- Se pueden usar insecticidas o larvicidas, como el "Orto-Dibrom 8" (en concentraciones de 1.2 lts/Ha.), para eliminar la *Daphnia* y otros organismos similares. El control de rotíferos puede hacerse mediante el "Rotenone", en concentraciones de 2.4 lts/Ha.. Este tratamiento sólo debe efectuarse cuando la ocurrencia de predadores es muy alta, por lo que la

producción de malos olores se viene notando por un largo tiempo.

### Control de Caracoles

La importancia de estos moluscos radica en que son huéspedes intermedios de la Esquistosomiasis.

#### **Formas de Corrección:**

Evitar el contacto de las personas con el desagüe de las lagunas.

Retirar la vegetación acuática de la laguna para no crear condiciones para la aparición de los caracoles (Planorbídeos).

- Realizar maniobras de compuertas para provocar fluctuaciones rápidas del nivel del agua y de la descarga, que ejercen influencia perturbadora de los caracoles.
- Aplicar agentes químicos, que en bajas concentraciones produzcan la muerte de estos moluscos.

## **8.4 MANTENIMIENTO DEL SISTEMA**

El mantenimiento consiste en la conservación de las unidades que constituyen un sistema de lagunas, con el fin de evitar fallas que interfieran el funcionamiento de los procesos.

a) **Mantenimiento Permanente**

Es el que se efectúa diariamente o varias veces al día, dependiendo de la necesidad.

**Limpieza de Rejas**

Esta se realizará en la frecuencia que se estime conveniente (o por lo menos 2 veces al día), con rastrillos manuales y el material retirado deberá ser escurrido, y enterrado o incinerado. Al ser enterrado, debe ser recubierto con una capa de tierra de 0.30m como mínimo.

**Mantenimiento de Diques y Taludes**

Los taludes, diques y lugares próximos a las lagunas de estabilización deben ser conservados libres de vegetación, pues ésta favorece la proliferación de mosquitos u otros tipos de insectos.

La vegetación que crezca en los taludes internos debe ser eliminada con un corte cuidadoso, raspando la superficie, de modo de no dañar los taludes.

**Remoción de Material Flotante**

La superficie de una laguna facultativa debe estar libre de materiales flotantes tales como espumas, aceite, grasas, papel, madera, plásticos

u otros materiales similares. Estos materiales serán removidos con el uso de espumaderas con mango telescópico o con el auxilio de botes.

El material removido será enterrado o incinerado, de la misma forma que con el recogido en las rejillas.

**b) Mantenimiento Periódico**

Aquel que se realiza periódicamente o cuando se hace preciso.

***Mantenimiento del medidor de caudal***

El canal y el pozo de medición del medidor de caudal principal deben ser conservados rigurosamente limpios; cualquier material extraño causará interferencias en el proceso de medición.

En el caso de los vertederos, se puede esperar acumulación de material sedimentable en la caja de entrada, el cual deberá ser retirado periódicamente, a fin de no perjudicar las mediciones.

***Mantenimiento de los dispositivos de Entrada, Salida, Interconexión entre lagunas y Repartidores de caudal***

Estos dispositivos requerirán de visitas y



limpieza periódicas, así como desobstrucción cuando hubiera necesidad. Para hacerlo, deberá levantarse la hoja del vertedero, permitiendo la autolimpieza del material sedimentado.

Todas las compuertas de cierre o con vertederos, como los mecanismos de volantes deben ser conservados, reparándolos o sustituyéndolos cuando sea preciso.

Las canalizaciones y conexiones también exigen mantenimiento preventivo para evitar la acumulación de material extraño.

#### ***Limpieza de las Lagunas Facultativas***

Estudios realizados en E.E.U.U. han demostrado que la acumulación de arena y lodo en las lagunas (en condiciones promedio) es del orden de 0.30m. entre 25 y 30 años de operación continua. Sin embargo, este aspecto no se refleja en nuestras condiciones, debido a las altas tasas que se emplean y al alto contenido de arena y sólidos. Estudios en la India han revelado que, para instalaciones sin desarenadores, la contribución per cápita de acumulación de lodos se puede esperar de 310 lt/año. La reducción de estos valores se consigue a través del tiempo por la compactación y la reducción de sólidos volátiles por

digestión anaeróbica. Por ejemplo, se observó un decremento de 280 a 56 lt/hab/año, del primer al sétimo año de operación. Esto, en términos de pérdida de volumen efectivo es significativo y puede alcanzar del 20 al 60%, del sétimo al vigésimo año de operación. Otros investigadores sugieren un promedio de contribución de lodo seco de 30 a 40 lt/hab/año. En el caso de nuestro sistema, al asumir esta contribución, se debería efectuar la limpieza de las lagunas primarias cada 7 años (considerando la población de Primera Etapa). Azevedo Netto supone una acumulación de lodo anual de 10cm, cuando se aplican tasas de 400 KgDBO/Ha/día, es decir, nos representa que la limpieza se habrá de llevar a cabo cada 10 años.

De cualquier forma, la limpieza del fondo (que algunos autores estiman entre los 6 y 12 años de operación) depende de la carga orgánica aplicada y de la profundidad de la laguna, y se realiza cuando el nivel de lodos alcance la mitad de la lámina de agua de operación; no debe olvidarse que el control periódico del nivel de lodos en la laguna es una obligación ineludible por los responsables de la Estación.

La secuencia a seguir en la limpieza del fondo de la laguna será:

La laguna a ser limpiada debe ser puesta fuera de operación, desviando sus desagües a las otras lagunas. Esta operación se debe realizar en forma gradual, de modo de no perjudicar el funcionamiento normal de las lagunas en uso.

Las compuertas de las estructuras de salida de la laguna deben ser operadas también de forma gradual, disminuyendo la lámina de agua hasta que alcance la capa de lodos. Este drenado de la laguna se recomienda que se haga a lo largo de un mes, pues permite que los lodos estén digeridos en su mayor parte al hacer la limpieza, evitando problemas y molestias.

El lodo, expuesto al sol, secará paulatinamente al aire libre.

- Cuando el lodo presente rajaduras y se torne manejable, debe ser retirado de la laguna, llevándolo hacia los bordes con un bulldozer.

Se recomienda que esta labor se realice en el verano, pues ayudará a un más rápido secado de los lodos. En nuestro medio (lagunas de San Juan), se constató que la limpieza puede efectuarse en un periodo menor a 3 meses,

teniendo en cuenta que se consideró excesivo este tiempo por el hecho de encontrarse problemas en el alquiler de maquinaria y por no contarse con dispositivos adecuados de salida de las lagunas.

También se sugiere el retiro parcial del lodo acumulado, es decir, dejar una capa de 10 a 15 cm de lodo digerido en el fondo de la laguna, con la finalidad de permitir una mas rápida recuperación de ésta (que fue puesta fuera de operación), e impedir que al efectuarse el retiro total de los lodos se dañe la capa impermeabilizante del fondo de la unidad.

El lodo una vez retirado, puede ser comercializado como acondicionador de suelos luego de algún tratamiento; debe tenerse especial cuidado con el uso de éste por la posible presencia de huevos de helmintos.

### **Reparación de Cercas, Señales y otras Estructuras**

Será obligación del personal mantener en buen estado el acceso, las cercas y las señales instaladas en la zona de tratamiento, para evitar que se deterioren, permitan el ingreso de personas, vehículos o animales ajenos a las labores propias del sistema.

### ***Limpieza de la Estación de Tratamiento***

Las vías de acceso y las áreas libres deben ser conservadas exentas de vegetación y basura. Las demás dependencias deberán cumplir con estas disposiciones.

## **8.5 ASPECTOS DE SALUD PUBLICA Y SEGURIDAD**

Las lagunas de estabilización, como cualquier otro sistema de tratamiento de desagües, deben ser consideradas con mucha cautela desde el punto de vista de Salud Pública, tanto por los operadores como por la población circundante. Las lagunas deben ser utilizadas solamente para atender los objetivos para las cuales fueron proyectadas; por ejemplo, no serán utilizadas por el público como área de recreación. Por constituirse muchas veces, en el mayor espejo de agua existente en la región, comúnmente provocan la aparición de aves de las más variadas especies.

Los pájaros desempeñan un papel en la transmisión de bacterias patógenas, pudiendo trasladar esas bacterias a otros cursos de agua, afectando la salud humana. De otro lado, estas aves pueden actuar como un reservorio de insectos (mosquitos) contaminados por "*arbovirus*" y posteriormente, transmitir la enfermedad al hombre al ser consumidas.

Otro aspecto de importancia lo constituye la

presencia de mosquitos en las lagunas, que además de provocar problemas en la Estación de Tratamiento y en las áreas vecinas, pueden ser vectores de enfermedades, entre las que tenemos la *Filariasis*, cuyo responsable es la especie *Culex*. Si la Estación es correctamente operada y mantenida se evitarán estos problemas.

Siempre habrá de tenerse en cuenta, que pese a que las lagunas de estabilización son el sistema mas eficiente en la remoción de bacterias y virus, existe la posibilidad de contaminación o infección por organismos patógenos. Por ello, se debe orientar a la población acerca de los riesgos a que están expuestos por el uso de las aguas tratadas.

**a) Higiene del Personal**

En previsión de cualquier enfermedad, todo el personal involucrado en la operación y mantenimiento de la Estación de Tratamiento, deberá seguir las siguientes indicaciones:

Lavarse las manos antes de ingerir cualquier alimento, o incluso antes de encender un cigarrillo.

- Estar convenientemente uniformados, con mamelucos, guantes, botas y cascos, con los que deberán permanecer sólo dentro del area de la Estación.

Después de su uso, todas las herramientas deben ser lavadas con agua limpia y guardadas en lugares apropiados.

Disponer de cuartos con duchas y vestuarios para el personal.

**b) Seguridad del Personal**

Para evitar cualquier tipo de lesión, infección o enfermedad a la que estará expuesto el personal que labora en la Estación de Tratamiento, se deben observar las siguientes acciones:

Inmunizar a todos los empleados periódicamente, organizando también charlas de orientación sobre las enfermedades que podrían contraer, poniendo énfasis en la prevención de las mismas y los síntomas que cada una de ellas presenta.

Se debe contar con un botiquín de primeros auxilios, que debe ser constantemente suministrado del equipo necesario.

Toda pequeña herida o corte debe ser inmediatamente desinfectada.

- Toda el área de la Estación deberá estar convenientemente iluminada.

Mantener todas las cajas de paso, medidores

y otras estructuras en buenas condiciones, a fin de evitar lesiones al personal.

Fumigar periódicamente las oficinas, viviendas, vestuarios, baños, depósitos de la Estación, a fin de evitar algún tipo de enfermedad transmisible por mosquitos u otros insectos.

Es imprescindible, no sólo para las labores de operación y mantenimiento de las lagunas, botes y salvavidas en el caso en que alguna persona caiga dentro de la laguna.

Contar con extinguidores contra incendio.

Es preciso contar con máscaras de gas y uniformes impermeables, sobretodo en los casos de operación de las estructuras de salida.

Colocar en lugares adecuados señales de advertencia o peligro.

## **8.6 INSTALACIONES Y EQUIPAMIENTO NECESARIO**

Aparte del sistema de lagunas en sí, con todas aquellas estructuras que sean necesarias para su buen funcionamiento, es preciso preveer la construcción de instalaciones y contar con el equipo necesario para llevar a cabo de manera óptima las operaciones que involucran la Estación de Tratamiento.



a) **Casa del operador**

Estará localizada en la parte alta de la Estación a fin de dominar visualmente la misma. En ella, deben habilitarse habitaciones para el personal que cumple el turno de noche.

b) **Abastecimiento de agua**

Se prevee dar servicio de agua potable a la casa del operador, laboratorio y zonas ubicadas dentro de la Estación, a fin de proceder con el lavado de instrumentos o del personal que haya tenido contacto con el desagüe.

c) **Instalación Eléctrica**

El suministro de energía eléctrica servirá para la iluminación de toda el área de la estación y las instalaciones adyacentes.

d) **Laboratorio**

De ser posible financieramente, es sumamente útil contar con un laboratorio equipado convenientemente para efectuar los análisis necesarios del desagüe del sistema y, eventualmente, un programa de evaluación del mismo.

Mínimamente contará con el siguiente instrumental: 01 termómetro, 06 conos Imhoff

(para determinación de sólidos sedimentables),  
01 disco Secchi, papel indicador de pH entre 6.5  
y 7.5, papel indicador de pH universal, 01 sonda  
portátil de O.D.

Para cubrir con la responsabilidad de su  
funcionamiento se necesita el servicio de un  
especialista, de preferencia un Ing. Sanitario,  
a fin de poder interpretar los resultados  
obtenidos en los análisis.

e) **Estación metereológica**

Que debe ser provista de los aparatos necesarios  
para las mediciones de los parámetros  
ambientales, siendo éstos: Anemómetro,  
evaporímetro, termómetro, etc.

f) **Comunicaciones**

Se debe contar, en vista del tamaño de la  
Estación, con un sistema de comunicación  
consistente en walkie-talkies, a fin de poder  
alertar al Supervisor de la Estación acerca de  
algún problema o ocurrencia, por parte de los  
operadores en algunas de las unidades. Del mismo  
modo es imprescindible un teléfono, en  
prevención de posibles emergencias.

**g) Depósito**

El cual servirá para guardar todas las herramientas manuales, equipos y demás accesorios.

**h) Herramientas y materiales**

Entre las herramientas más útiles tenemos:

Espumadera con mango telescópico, rastrillo, machetes, tijeras de jardinero, lima y piedra para alfiler, carretillas, lampas, picos, sierras, baldes, cuerdas, escobas, martillos, alicates y llaves.

Los equipos necesarios son:

Bomba portátil de sólidos con motor a gasolina, mangueras, pulverizador portátil de insecticidas, botes, salvavidas, etc.

Los materiales a ser usados son:

Grasa, petróleo, gasolina, aceite lubricante, detergente, etc.

Todo material, herramienta o equipo debe ser inventariado dándoseles un mantenimiento adecuado y reponiendo aquellos que resulten dañados.

## **8.7 PLAN DE MEDICIONES Y DETERMINACIONES**

Para lograr un óptimo funcionamiento del sistema y poder contar con un record de datos referente a éste, el Ingeniero Supervisor deberá organizar a su personal con el fin de cumplir con un plan de mediciones de parámetros metereológicos, físicos, químicos y biológicos. En el cuadro VIII-1 se muestra la Ficha Diaria de Control Operacional, la cual será llenada para cada laguna, identificándola en el formato. Los parámetros de medición, frecuencia sugerida y forma de muestreo figuran en el cuadro VIII-2; mientras el VIII-3 establece el volumen que debe ser tomado para los muestreos y su preservación.

De cualquier forma, el Ingeniero Supervisor podrá hacer los cambios de estos formatos en la forma que juzgue más conveniente para el control del desempeño del sistema.

CUADRO VIII - 1

FICHA DIARIA DE CONTROL OPERACIONAL PARA LAGUNAS FACULTATIVAS

LAGUNA: \_\_\_\_\_ FECHA: \_\_\_\_\_ OPERADOR: \_\_\_\_\_

1. OCURRENCIAS	SI	NO
- Afloramiento de lodo		
- Manchas verdes en la superficie		
- Manchas negras o cenizas		
- Presencia de plantas		
En la laguna		
En los taludes		
- Erosion en los taludes		
- Infiltracion visible		
- Cercas en orden		
- Presencia de insectos		
- Presencia de aves		
- Medidor de caudal en funcionamiento		
- Mal olor		
- Manchas de aceite		

2. PARAMETROS FISICO QUIMICOS				
PARAMETRO	HORA			OBSERVACIONES
	07:00	12:00	17:00	
- Tirante del medidor de caudal (cm)				
- Caudal (lps)				
- Temperatura ( C)				
Del aire				
Del desague				
- Altura del lodo				
- Nivel de la lamina liquida en la laguna (m)				
- pH				
Afluente				
Efluente				
- OD, 20cm bajo la superficie liquida proximo al efluente de la laguna				
- Profundidad indicada en el disco Secchi (cm)				
- Penetracion de la luz (cm)				

3. CONDICIONES METEOROLOGICAS				
	CLASIFICACION	PERIODO		OBSERVACIONES
		07:00 a 12:00	12:00 a 17:00	
TIEMPO	Sol brillante			
	Asoleado con nubosidad			
	Nublado			
PRECIPITACION	Ausente			
	Llovizna			
	Lluvia moderada			
	Lluvia fuerte			
INTENSIDAD DE LOS VIENTOS	Nula			
	Suave			
	Moderada			
	Fuerte			

(\*) Siempre que sea posible, se deben efectuar mediciones horarias que cubran el periodo diurno, o por lo menos a las 07:00, 09:00, 12:00, 13:00, 15:00, 17:00.

(\*\*) Si existiera una estacion meteorologica en la Estacion, medir: horas de insolacion, temperaturas del aire (maxima, media y minima), precipitacion, evaporacion, direccion de los vientos, humedad del aire y nubosidad.

Adaptado de Ref.77

PARAMETROS A MEDIRSE EN OPERACION DE RUTINA EN LAGUNAS DE ESTABILIZACION

PARAMETRO	CRITERIO DE SELECCION	FRECUENCIA SUGERIDA	TIPO DE OBSERVACION Y/O MUESTREO
<b>A. MEDICIONES Y DETERMINACIONES FISICAS</b>			
1. CAUDALES	CONTROL Y CRITERIO PARA AMPLIACION	REGISTRO CONTINUO	PUNTUAL
DISECHO CRUDO	CONTROL Y CRITERIO PARA AMPLIACION	CALIBRACION HORARIA ESTACIONAL	PUNTUAL
EFLUENTES			
2. TEMPERATURA DEL LIQUIDO			
DISECHO CRUDO	CORRELACION CON OTROS PARAMETROS	DIARIA A UNA HORA DETERMINADA	FUNTUAL
LAGUNA		PERFIL ESTACIONAL DURANTE 24 HORAS	PERFIL FUNTUAL
EFLUENTES	CONTROL Y CRITERIO PARA AMPLIACION		
3. DATOS METEOROLOGICOS	TOMAR DE ESTACION METEOROLOGICA	TOMAR DE ESTACION METEOROLOGICA	TOMAR DE ESTACION METEOROLOGICA
4. APARIENCIA/COLOR	CONTROL	DIARIA	GLOBAL EN CADA LAGUNA
5. MATAS Y VEGETACION	CONTROL	DIARIA	GLOBAL EN CADA LAGUNA
6. PENETRACION DE LA LUZ	CONTROL	SEMANAL	FUNTUAL EN CADA LAGUNA
7. SOLIDOS EN SUSPENSION (AFLUENTE Y EFLUENTE)	CONTROL Y CRITERIO PARA AMPLIACION	QUINCENAL	COMPUUESTO DURANTE 24 HORAS. CADA HORA
8. SOLIDOS SEDIMENTABLES EN EL DISECHO CRUDO (AFLUENTE Y EFLUENTE)	CONTROL Y CRITERIO PARA AMPLIACION	DIARIA	AL AZAR PARA UNA HORA DETERMINADA

CUADRO VIII - 2 (continuación)

PARAMETRO	CRITERIO DE SELECCION	FRECUENCIA SIGUIENDA	TIPO DE OBSERVACION Y/O MUESTREO
<b>B. DETERMINACIONES QUIMICAS INORGANICAS</b>			
1. O. D. EN LA LAGUNA	CONTROL Y CORRELACION CON OTROS PARAMETROS	PERFIL ESTACIONAL DURANTE 24 HORAS	DETERMINACION EN SITIO DE MUESTRA AL AZAR
2. PH DEL AFLUENTE Y EFLUENTE	CONTROL Y CORRELACION CON OTROS PARAMETROS	ESTACIONAL DURANTE 24 HORAS	DETERMINACION EN SITIO DE MUESTRA AL AZAR
3. ALCALINIDAD DE LA LAGUNA	CONTROL Y CORRELACION CON OTROS PARAMETROS	QUINCENAL	DETERMINACION EN SITIO DE MUESTRA AL AZAR
4. NITROGENO			
ORGANICO	CONTROL Y CRITERIO PARA AMPLIACION	SEMANAL O QUINCENAL	COMPUESTA DURANTE 24 HORAS, CADA HORA
NH3-N	CONTROL Y CRITERIO PARA AMPLIACION	SEMANAL O QUINCENAL	COMPUESTA DURANTE 24 HORAS, CADA HORA
NO3-N	CONTROL Y CRITERIO PARA AMPLIACION	SEMANAL O QUINCENAL	COMPUESTA DURANTE 24 HORAS, CADA HORA
5. FOSFORO			
TOTAL	CORRELACION CON OTROS PARAMETROS	SEMANAL O QUINCENAL	COMPUESTA DURANTE 24 HORAS, CADA HORA
ORTOFOSFATOS	CORRELACION CON OTROS PARAMETROS	SEMANAL O QUINCENAL	COMPUESTA DURANTE 24 HORAS, CADA HORA
<b>C. FACTORES QUIMICOS ORGANICOS</b>			
1. BBO5 (AFLUENTE Y EFLUENTE)	CONTROL Y CRITERIO PARA AMPLIACION	SEMANAL	COMPUESTA DURANTE 24 HORAS, CADA HORA
2. DBO (AFLUENTE Y EFLUENTE)	CONTROL Y CRITERIO PARA AMPLIACION	SEMANAL	COMPUESTA DURANTE 24 HORAS, CADA HORA
<b>D. FACTORES MICROBIOLOGICOS</b>			
1. COLIFORMES FECALIS (AFLUENTE Y EFLUENTE)	CONTROL Y CRITERIO PARA AMPLIACION	SEMANAL	AL AZAR CON TECNICA ESPECIAL
2. PARASITOS (AFLUENTE Y EFLUENTE)	CONTROL Y CRITERIO PARA AMPLIACION	SEMANAL	AL AZAR CON TECNICA ESPECIAL
3. SALMONELLA (AFLUENTE Y EFLUENTE)	CONTROL Y CRITERIO PARA AMPLIACION	QUINCENAL O MENSUAL	AL AZAR CON TECNICA ESPECIAL

Fuentes: Ref.79

CUADRO VIII - 3

VOLUMEN PARA MUESTRAS Y PRESERVACION			
PARAMETRO	PRESERVATIVO	PERIODO MAXIMO DE CONSERVACION	VOLUMEN (ml)
ALCALINIDAD	refrigeracion a 4 C	24 horas	100
DBO	refrigeracion a 4 C	24 horas	2000
DQO	H2SO4 concentrado hasta pH < 2, a 4 C	7 dias	50 - 100
COLOR	refrigeracion a 4 C	24 horas	100 - 200
OD	determinar in situ	no hay conservacion	300
N. amoniacal	40 mg de HgCl2/lit a 4 C, o H2SO4 hasta pH < 2 y a 4 C	7 dias, o 24 horas	600
N. kjeldahl	40 mg de HgCl2/lit a 4 C, o H2SO4 hasta pH < 2 y a 4 C	7 dias, o 24 horas	600
N. nitrato	40 mg de HgCl2/lit a 4 C, o H2SO4 hasta pH < 2 y a 4 C	7 dias, o 24 horas	200
pH	determinar in situ	no hay conservacion	50
FOSFORO TOTAL	refrigeracion a 4 C	48 horas	200

Fuente: Ref.31



CAPITULO IX  
REUSO DE LAS AGUAS SERVIDAS

9.1 INTRODUCCION

El Perú, al igual que otros países, no ha podido escapar a la escasez de agua, siendo el reuso de aguas residuales (principalmente en agricultura) forzado más aún en la zona costera por diversos factores.

Estos factores como el clima, desértico semi-árido (donde también están asentadas las principales ciudades de mayor carga poblacional e industrial); la casi nula precipitación; los cortos pero tan veloces ríos, con tan

amplias variaciones de caudal que muchos de ellos permanecen secos por algunos meses del año para luego perder al mar la mayor parte de su caudal en los meses de verano y, la tremenda explosión demográfica e industrial; obligan a buscar formas adecuadas para controlar técnicamente la disposición de estas aguas residuales a fin de evitar la contaminación de ríos y océanos.

Esto ha traído como consecuencia que el factor limitante para el desarrollo de las cuencas de la zona costera sea el agua, principalmente en la zona de Lima Metropolitana; y obliga a proyectar su abastecimiento futuro desde puntos lejanos con grandes inversiones en tuberías, túneles, embalses, etc, determinando que las autoridades oficiales se refieran a "la necesidad de reuso de aguas residuales", con el propósito de reemplazar las áreas agrícolas perdidas por la expansión urbana y destinar las aguas de mejor calidad al consumo humano, racionalizando los recursos existentes.

En el caso de Ciudad Pachacútec, el problema principal con respecto a las aguas servidas tratadas se resume en cuáles serían las alternativas para la disposición final de estos desagües. Como se indicó en capítulos anteriores, su evacuación hacia el mar ha quedado desechada, ante la presencia de zonas potencialmente aprovechables para la agricultura, pero que requieren tratamiento de sus suelos.

La irrigación de extensas áreas con estas aguas traerá como consecuencia beneficios para la población involucrada a esta actividad productiva, ampliando la frontera agrícola, creando nuevos puestos de trabajo, y cumpliendo con una de las metas más ambiciosas del presente Proyecto: el autoabastecimiento de productos alimenticios. Asimismo se deja entrever la posibilidad del reuso en acuicultura, mediante la crianza de especies hidrobiológicas de consumo humano.

A continuación se presentan ciertos aspectos que han servido de base para proponer un uso adecuado de las aguas servidas tratadas, justificando los niveles de calidad recomendados.

Se debe indicar que en el desarrollo del presente capítulo sólo se desea lograr un nexo entre los conceptos del tratamiento de desagües y su aprovechamiento en agricultura, poniendo especial interés en los aspectos de salud pública.

Este aporte no debe tomarse como solución final al problema del reuso, pues la participación de profesionales ligados a la agronomía es necesaria; ellos podrán encontrar en estas propuestas un punto de partida más firme para definir sus alternativas y establecer el plan definitivo de aprovechamiento de los desagües en agricultura en Ciudad Pachacútec.

## **9.2 SITUACION ACTUAL DEL REUSO DE DESAGUES EN AGRICULTURA EN EL PERU**

El uso indiscriminado de las aguas residuales crudas en el riego de cultivos de consumo humano ocasiona altas tasas de morbilidad y mortalidad por enfermedades del tipo hidrofecal (gastroenteritis, disentería, helmintiasis, etc).

Para darse cuenta de la situación actual del reuso de desagües, en la zona costera del Perú se estima que existe un total de 4000 Has de terrenos agrícolas sometidos a riego con aguas residuales crudas, cantidad que puede llegar a 11200 Has, si se utilizara el total de las aguas residuales descargadas por las ciudades ubicadas en la Costa peruana. A nivel nacional, PRONADRET estima que sólo el 18% del desagüe producido tiene algún tipo de tratamiento.

A continuación se muestran los cuadros IX-1 y IX-2 que provienen de un estudio realizado por CEPIS, en el que se analizaron las condiciones sanitarias de productos agrícolas procedentes de los mercados de Lima y Callao.

Al analizar el cuadro IX-1 se observa que, en el verano, del universo muestreado (750 muestras, método ICMSF), el 83.3% recibió la calidad de rechazable. Esto indicaría que una gran parte de estos productos agrícolas (lechuga, rabanito, etc) han sido regados con aguas residuales crudas.

CUADRO IX - 1

CALIFICACION SANITARIA PORCENTUAL DE PRODUCTOS AGRICOLAS PROCEDENTES DE MERCADOS DE LIMA Y CALLAO EN DOS PERIODOS DE MUESTREO SEGUN EPOCAS ESTACIONALES (SEGUN EL ICMSF(*))			
CALIFICACION DE VERDURAS	PERIODO DE MUESTREO		TOTAL %
	VERANO %	INVIERNO %	
ACEPTABLE	0.0	15	6
ACEPTABLE PROVISIONALMENTE	16.7	15	16
RECHAZABLE	83.3	70	78
TOTAL DE UNIDADES DE MUESTRAS	750	500	1250

(\*) Comision Internacional en Especificaciones Microbiologicas para alimentos

FUENTE: Ref. 7

CUADRO IX - 2

PRESENCIA DE PROTOZOARIOS Y HELMINTOS DE INTERES SANITARIO EN PRODUCTOS AGRICOLAS DE LOS MERCADOS DE LIMA METROPOLITANA (ABRIL-JUNIO 1987)					
VERDURAS	MUESTRAS No	PROTOZOARIOS	HELMINTOS	MIXTO	TOTAL
		%	%	%	
LECHUGA	73	37.0	17.8	28.7	83.5
ESPINACA	73	34.2	15.1	28.7	78.0
PEREJIL	73	42.4	9.6	13.7	65.7
CULANTRO	73	37.0	8.2	17.8	61.9
RABANITO	73	35.6	8.2	11.0	54.4
TOTAL DE MUESTRAS	365				

FUENTE: Ref.7

En el cuadro IX-2 se aprecia que ciertos productos agrícolas que se consumen crudos presentan altos porcentajes de concentración de helmintos y protozoarios, por lo que se concluye que los cultivos de estos productos en una alta proporción, son regados con aguas residuales crudas, o deficientemente tratadas.

Entre las posibles causas de esta práctica de riego están:

La escasez de agua en la zona costera del País.

La falta de control de parte del organismo responsable. Esto debido a la falta de recursos materiales y de personal capacitado.

Incumplimiento de las normas para riego de vegetales de tallo corto y rastrero que se consumen crudos, considerándose que estas normas vigentes no están actualizadas según las últimas investigaciones realizadas por expertos en salud pública.

El desconocimiento sobre el riesgo que conlleva para la salud, de parte de los agricultores, el uso de aguas residuales crudas.

### 9.3 CRITERIOS DE CALIDAD DEL REUSO DE DESAGUES

#### a) Reuso en Agricultura

##### Directrices Sanitarias sobre el uso de Aguas Residuales en Agricultura

A fines de la década de los 80 un Grupo Científico de la OMS, compuesto por destacados profesionales en Salud Pública, se reunió en Ginebra para definir directrices relacionadas al uso de aguas residuales en agricultura y acuicultura. A continuación se presenta un extracto de sus conclusiones, discutiendo cada punto en base a la realidad actual de esta actividad en el Perú.

La eliminación de agentes patógenos es el principal objetivo del tratamiento de aguas residuales para su aprovechamiento. Sin embargo, las normas para reuso a menudo se expresan según el máximo número permisible de bacterias coliformes fecales. Esto se basa en la suposición de que estos microorganismos pueden emplearse como indicadores de patogenicidad y que existe una relación semicuantitativa entre las concentraciones de microorganismos patógenos y las de indicadores. En la práctica, los coliformes fecales pueden emplearse como indicadores razonablemente fiables de los

agentes patógenos bacterianos, ya que sus características de supervivencia en el medio ambiente y su índice de eliminación instantánea o paulatina en los procesos de tratamiento son similares, por lo general. El grupo de "coliformes totales" es menos fiable como indicador, pues como se expresó en el capítulo V, no todos los coliformes son exclusivamente de origen fecal y, sobre todo en los climas cálidos la proporción de coliformes no fecales es a menudo muy elevada. Se explicó también que la determinación de coliformes fecales en las aguas residuales no nos brinda una idea, ni cercanamente aproximada, de la presencia de virus, protozoarios y helmintos.

En los últimos 50 años se han establecido normas que han sido en general muy estrictas, ya que se han basado en la evaluación teórica de los posibles riesgos que para la salud tiene la supervivencia de agentes patógenos en las aguas residuales, el suelo y los cultivos, más que en pruebas epidemiológicas fehacientes del riesgo real. Hasta cierto punto, esas primeras normas se basaron en un concepto de "riesgo nulo", con el fin de lograr un medio "antiséptico" o carente de agentes patógenos. En esa época, el método preferido para la eliminación de agentes



patógenos, a juzgar por la de coliformes, era el tratamiento biológico secundario seguido de cloración cuidadosamente controlada de efluentes. Puesto que al menos en teoría, esto permitiría lograr mínimas concentraciones residuales de coliformes, el máximo número permisible de éstos fue también bajo. Por ejemplo, las normas de Departamento de Salud Pública del Estado de California permiten un total de sólo 23 ó 2.2 coliformes por cada 100 ml, según el cultivo regado y el método de riego empleado.

En 1971, el Grupo de Expertos de la OMS en Aprovechamiento de Efluentes reconoció que las normas extremadamente estrictas fijadas en California al respecto, no encontraban justificación en las pruebas epidemiológicas existentes y recomendó una directriz sobre la calidad microbiológica del agua empleada para riego sin restricciones de verduras que se consumen cocidas, según la cual el número de coliformes totales no puede ser mayor de 100 por cada 100 ml, lo que representó un gran avance. La conclusión de esta reunión fue que se necesitaba establecer una base epidemiológica más sólida para las directrices sobre el riego con aguas residuales y se recomendó que se

investigara plenamente este asunto.

A partir de ese año se han acumulado nuevas pruebas epidemiológicas y evaluado estudios e informes de años anteriores. Las comprobaciones de esos estudios han sido cuidadosamente analizadas por destacados expertos en salud pública y en el medio ambiente y epidemiólogos, llegándose a la conclusión de que el riesgo real relacionado con el riego de aguas residuales tratadas es mucho menor de lo previsto, y que no se justifica que hayan sido tan restrictivas las primeras normas y pautas sobre la calidad microbiológica de los efluentes empleables en riego sin restricciones de legumbres y verduras normalmente consumidas crudas, sobre todo en lo que respecta a agentes patógenos bacterianos.

Partiendo de estas nuevas pruebas, se recomendaron nuevas directrices que contienen normas menos estrictas que las establecidas antes para los coliformes fecales. Sin embargo, son más estrictas que las precedentes en lo que refiere al número de huevos de helmintos que, según se reconoció, constituyen el mayor riesgo real para la salud pública proveniente del riego con aguas residuales en las zonas donde la helmintiasis es endémica. Después de considerar este trabajo preparatorio y las pruebas

epidemiológicas obtenidas, el Grupo Científico recomienda ahora las directrices que aparecen en el cuadro IX-3. Estas se basan en el hecho de que en muchos países en desarrollo los principales riesgos reales para la salud, como se indicó antes, guardan relación con la helmintiasis y que, por tanto, el uso inocuo de aguas residuales en agricultura o acuicultura exigiría la eliminación casi completa de los helmintos. En consecuencia, estas directrices establecen la necesidad de reducir el número de huevos de helmintos (de las especies *Ascaris* y *Trichuris* y de anquilostomas) en los efluentes a una concentración de uno o menos por litro. Eso significaría que se debe eliminar un 99.9% de los huevos de helmintos mediante procesos de tratamiento apropiados en las zonas donde las helmintiasis son endémicas y presentan riesgos tangibles para la salud (los estudios prácticos indican que las concentraciones de helmintos raras veces son superiores a 1000 por litro, aún en las zonas endémicas). Las lagunas de estabilización con un periodo de retención de 8 a 10 días son particularmente eficaces para lograrlo, pero también hay otras tecnologías. Si bien es imposible referirse en las directrices a todos los helmintos y protozoarios de

**DIRECTRICES RECOMENDADAS SOBRE LA CALIDAD MICROBIOLÓGICA DE LAS AGUAS RESIDUALES EMPLEADAS EN AGRICULTURA (a)**

CATEG. CONDICIONES DE APROVECHAMIENTO	GRUPO EXPOSITO	NEMATODOS INTESTINALES (b)	COLIFORMES FECALIS (MEDIA GEOMETRICA NO POR 100 ml)	TREATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES NECESARIO PARA LOGRAR LA CALIDAD MICROBIOLÓGICA EXIGIDA
A	Riego de cultivos que comunmente se consumen crudos, campos de deporte, Parques publicos	Trabajadores consumidores publico	<=1 =<1000 (d)	Serie de estanques de estabilizacion que permiten lograr la calidad microbiologica indicada o tratamiento equivalente
B	Riego de cultivos de cereales industriales y forrajeros, praderas y arboles (e)	Trabajadores	<=1 No se recomienda ninguna norma	Retencion en lagunas de estabilizacion por 8 a 10 dias o eliminacion equivalente helmintos y coliformes fecales
C	Riego localizado de cultivos en la categoria B cuando ni los trabajadores ni el publico estan expuestos	Ninguno	No es aplicable	Tratamiento previo segun lo exija la tecnologia de riego por no menos que sedimentacion primaria

(a) En casos especificos, se deberia tener en cuenta los factores epidemiologicos, socioambientales y ambientales de cada lugar y modificar las directrices de acuerdo con ello.

(b) Especies Asearis y Trichuris y anquilostomas.

(c) Durante el periodo de riego.

(d) Conviene establecer una directriz mas estricta (= < 200 coliformes fecales por 100 ml) para prados publicos, como los de los hoteles, con los que el publico puede entrar en contacto directo.

(e) En el caso de los arboles frutales, el riego debe cesar dos semanas antes de cosechar la fruta y esta no se debe recoger del suelo. No es conveniente regar por aspersión.

importancia para la salud pública (por ejemplo no se mencionan las especies *Amoeba* ni *Giardia*), los nemátodos intestinales estudiados deben servir de microorganismos indicadores de todos los agentes patógenos sedimentables, de mayor a menor tamaño (incluso quistes amebianos); al parecer, otros agentes patógenos de interés pierden su viabilidad en sistemas de lagunas en que la retención es prolongada. Por ende, en las directrices se supone que todos los huevos de helmintos y quistes de protozoarios se eliminarán en la misma proporción.

Basándose en las pruebas epidemiológicas existentes, se recomienda una directriz sobre la calidad bacteriológica de una media geométrica de 1000 coliformes fecales por cada 100ml para riego sin restricciones de todos los cultivos. Esto se considera tecnológicamente factible. Se llegó a la conclusión de que no se recomendaran directrices sobre la calidad bacteriológica en casos en que los agricultores son el único grupo expuesto, ya que son pocas o nulas las pruebas de que estos trabajadores estén expuestos al riesgo de infección por bacterias; sin embargo, conviene reducir hasta cierto punto la concentración bacteriana en las aguas residuales empleadas para cualquier fin.

La extinción paulatina natural de los agentes patógenos sobre el terreno constituye otro valioso factor de seguridad para reducir los riesgos potenciales para la salud. En el cuadro IX-4 se muestra la supervivencia de las bacterias en el suelo a través del tiempo, en una evaluación realizada en San Juan de Miraflores. La inactivación de agentes patógenos por medio de irradiación con rayos ultravioleta, desecación y depredadores biológicos naturales cuando se emplean efluentes para riego de cultivos y del suelo, puede llevar a una reducción suplementaria de 90 a 99% de los agentes patógenos a los pocos días del empleo. Además de este importante factor, al formular las directrices, el Grupo Científico tuvo en cuenta los estudios efectuados sobre el terreno y en el laboratorio que indicaban que era poco o nulo el número de agentes patógenos detectables en los efluentes de aguas residuales con 1000 coliformes fecales por 100 ml.

Las nuevas directrices sobre la calidad bacteriológica son compatibles con la calidad real del agua de río empleada para riego sin restricciones de todos los cultivos en muchos países, sin efectos nocivos conocidos. En el Cuadro IX-5 se presentan concentraciones de

CUADRO IX - 4

**SUPERVIVENCIA DE BACTERIAS DE SIGNIFICACION SANITARIA  
EN SUELOS DE LA PAMPA DE SAN JUAN - 1969**

TIERRAS HUMEDAS TRABAJADAS	RECUBIERTO BAJO EL GRAMO	B. COLIFORMES POR GRAMO	ENTEROBACTERIAS PATOGENICAS
0 HORAS	540,000	20,000	NEGATIVO
2 HORAS A LA SOMBRA	110,000	2,000	NEGATIVO
2 HORAS AL SOL	90,000	1,000	NEGATIVO
24 HORAS A LA SOMBRA	371,500	1,200	NEGATIVO
24 HORAS AL SOL	50,000	500	NEGATIVO
48 HORAS A LA SOMBRA	2'948,400	0	NEGATIVO
48 HORAS AL SOL	201,700	0	NEGATIVO

FUENTE: Ref. 82

CUADRO IX- 5

COLIFORMES FECALES EN LOS RIOS (\*)

NUMERO DE COLIFORMES FECALIS POR 100 ML.	NUMERO DE RIOS EN CADA REGION EN				% TOTALES
	AMERICA DEL NORTE	AMERICA CENTRAL Y DEL SUR	EUROPA	ASIA Y EL PACIFICO	
<10	8	0	1	1	10
10-100	4	1	3	2	10
100-1000	8	10	9	14	41
1000-10000	3	9	11	10	33
10000-100000	0	2	7	2	11
> 100000	0	2	0	3	5
NUMERO TOTAL DE RIOS	23	24	31	32	110

\* NO EXISTE REFERENCIA DE RIOS AFRICANOS

FUENTE: Ref. 54



coliformes fecales típicas en los ríos del mundo, basándose en datos recogidos de 1979 y 1984; en cerca del 45% de los ríos, esas concentraciones eran de 1000 por 100 ml o más, pero casi el 15% tenía concentraciones de coliformes fecales de 10000 por 100 ml o más. Las aguas de esos ríos se emplean mucho fuera de los Estados Unidos de América para riego, sin ninguna restricción legislativa al respecto en muchos países. En el Perú, el control de los usos de las aguas corre por cuenta del Ministerio de Salud, que se apoya en las normas establecidas en la Ley General de Aguas. En los Estados Unidos de América, el Organismo de Protección Ambiental y la Academia Nacional de Ciencias recomendaron en 1973 que se estableciera la norma aceptable para riego con agua natural de superficie, incluida la de río, en 1000 coliformes totales por 100 ml. En nuestro país la reglamentación vigente establece los niveles que deben ser alcanzados para la agricultura, mediante el uso de los cursos de agua.

En base a los conceptos indicados líneas arriba, y a falta de una legislación pertinente para el uso de aguas servidas tratadas para fines agrícolas en nuestro País, se tomarán los

niveles de calidad exigidos por la Ley General de Aguas para el uso de los cuerpos de agua con fines agrícolas, como referencia para fijar las restricciones en cuanto a calidad de los desagües tratados con fines de reuso.

El Grupo Científico también comparó sus normas anteriores para el riego con aguas residuales y sus directrices sobre el riego de verduras consumidas crudas (2.2 - 100 coliformes totales por 100 ml), con las directrices y normas vigentes sobre la calidad bacteriológica para determinar la calidad del agua de baño establecida por el Programa de Vigilancia e Investigación de la Contaminación en el Mediterráneo, adscrito al Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente, y la OMS (1000 coliformes fecales por 100 ml) y por la Comunidad Económica Europea (menos de 10000 coliformes totales por 100 ml y menos de 2000 coliformes fecales por 100ml).

Por último, el Grupo concluyó que no es razonable ni lógico mantener las antiguas directrices sobre el riego con aguas residuales, semejantes a las establecidas para el agua potable, cuando las autoridades sanitarias consideran aceptables las aguas naturales de los ríos empleadas para riego y las utilizadas para

el baño, cuyas concentraciones de coliformes fecales sean de 1000 por 100 ml o más.

Sin duda, el empleo irracional de normas no justificablemente estrictas sobre la calidad microbiológica de las aguas residuales empleadas para riego ha llevado a ciertas situaciones anómalas. Por lo comun, no se obliga a cumplir las normas y han surgido graves problemas de salud pública por el riego de verduras para ensaladas, totalmente carente de reglamentación y a menudo ilegal, con aguas residuales sin tratar, práctica muy difundida en el Perú, como se ha señalado. El método recomendado ahora exige la introducción de normas nacionales revisadas, estrictas y acordes con la realidad, para la eliminación de huevos de helmintos, pero más flexibles en lo que respecta a las concentraciones bacterianas permisibles. El Grupo consideró que este nuevo método incrementará la protección de la salud pública de una población mayor y, al mismo tiempo, permitiría establecer metas que fueran factibles tanto en sentido tecnológico como económico.

Sin embargo, los valores de las directrices dadas en el cuadro IX-3 se deben interpretar con cuidado y, de ser necesario, modificar según los factores epidemiológicos, socioculturales y

ambientales del Perú. Se puede justificar mayor precaución donde hay grupos muy expuestos que son más susceptibles a las infecciones endémicas locales. Por otra parte, algunas veces se puede justificar un cierto grado de flexibilidad. Por ejemplo, donde los helmintos intestinales no son endémicos, no es necesario eliminar un 99.9% de los huevos. Los cultivos comestibles como el tomate para enlatados y el maní para tostar podrían considerarse como cultivos industriales, y los campos de deporte que no se pretenden usar por muchas semanas después del riego se podrían incluir en la categoría B.

Donde el público tiene acceso directo a prados y parques regados con aguas residuales tratadas, el peligro potencial para la salud pública puede ser mayor que el que presenta el riego de verduras consumidas crudas. El Grupo Científico tomó nota de las investigaciones epidemiológicas de los efectos sanitarios del riego de jardines ornamentales con aguas residuales regeneradas en Colorado Springs, que indica que la gente que visitó los parques regados con agua no potable procedente de corrientes residuales no declaró haber tenido síntomas de trastornos gastrointestinales con frecuencia relativamente mayor que quienes visitaron parques regados con

agua potable o no procedente de escorrentías. No obstante, en el informe del estudio se recomendó una norma de 200 coliformes fecales por 100 ml para efluentes empleados en riego de parques, y el Grupo Científico opinó que sería prudente aceptar esta directriz mas estricta para los parques públicos. Esta directriz sobre la calidad bacteriológica de los efluentes puede cumplirse de ordinario sólo por medio de tratamiento biológico secundario (lagunas o tratamiento convencional), seguido de desinfección efectiva. Se necesita tratamiento suplementario para eliminar los huevos de los helmintos, si procede.

#### ***Disposición Final del Lodo de Tratamiento***

El lodo es un subproducto de la mayoría de los procesos de tratamiento de aguas residuales, cuya evacuación se realiza mediante vertimiento a la tierra, entierro, incineración o descarga al mar. El lodo de tratamiento de aguas negras es valioso como fuente de nutrientes y como acondicionador del suelo y puede emplearse en agricultura.

Para que el lodo que contiene huevos de helmintos sea inocuo para su uso general se debe guardar por un periodo prolongado (por ejemplo

secarse al sol por 6 a 12 meses en una zona de clima cálido), o someterse a una forma de tratamiento que eleve la temperatura lo suficiente para eliminar los huevos y en particular, los de la especie *Ascaris*, que son los más persistentes de todos los patógenos fecales que contiene el lodo.

Puesto que el lodo contiene típicamente más de 90% de agua y se necesita, como mínimo, una temperatura de 55°C para inactivar los agentes patógenos, el tratamiento con calor proveniente de una fuente de energía externa es costoso. Por fortuna, la actividad exotérmica de las bacterias ya presentes en el lodo se puede utilizar para producir el calor necesario a un costo relativamente bajo. Eso se puede lograr mediante descomposición aerobia del lodo con desechos sólidos municipales u otro agente orgánico que le agregue volumen. El proceso de descomposición generará calor sólo si se puede mantener en un medio suficientemente aerobio con alguna clase de aeración. La producción de "compost" en montones, en el cual se someten éstos a rotación frecuente, es una forma de aerar el lodo, pero las partes calentadas del montón puede volver a contaminarse hasta cierto punto con materiales de las partes más frías del

exterior. En otro método, con aeración forzada, se emplea un pequeño ventilador para introducir aire a una tubería de distribución perdida en la base del montón por algunos minutos cada hora (o para extraerlo).

Así como el tratamiento de aguas residuales es una de las muchas medidas posibles de protección de la salud, el tratamiento del lodo se puede combinar o reemplazar con otras medidas para evitar que su aprovechamiento transmita enfermedades infecciosas.

El lodo proveniente del tratamiento de aguas residuales que contiene una proporción importante de desechos industriales ricos en ciertas sustancias químicas como metales pesados, puede tener también concentraciones suficientemente elevadas de estas sustancias para causar toxicidad a las plantas y al hombre.

Por los motivos expuestos, cuando se cuente con lodos provenientes de la limpieza de algunas de las lagunas de estabilización en Ciudad Pachacútec, deben hacerse análisis de su composición, a fin establecer el tratamiento a seguir y su adecuado uso.

## Métodos de Protección

### **Selección de cultivos**

Para el riego de ciertos cultivos, sobre todo las verduras que se consumen crudas, se necesitan aguas residuales de alta calidad microbiológica, pero para otros cultivos selectos se puede emplear una calidad inferior, para que el público no esté expuesto a contaminación (ver cuadro IX-3). Los cultivos se pueden clasificar según el grupo expuesto y las medidas de protección de la salud que exigen, de la manera siguiente:

#### **Categoría A**

Se necesita protección para los consumidores, los trabajadores agrícolas y el público en general. Aquí se incluyen cultivos que se consumen crudos, frutas regadas por aspersión y lugares sembrados de pasto (campos de deporte, parques públicos y prados).

#### **Categoría B**

Se necesita protección sólo para trabajadores agrícolas. Esto incluye cultivos de cereales, cultivos industriales (como el algodón y el sisal) y cultivos alimentarios empleados para fabricación de enlatados, cultivos forrajeros, praderas y



árboles. En ciertas circunstancias, se podría considerar que algunos cultivos pertenecen a la **Categoría B** si no se consumen crudos (por ejemplo, la papa) o si crecen a una distancia considerable del suelo (por ejemplo, el ají). En estos casos hay que evitar la contaminación del cultivo mediante riego por aspersión o caída al suelo y asegurarse de que la contaminación de la cocina con esos productos antes de su preparación no represente un peligro para la salud.

Aquí se dará el nombre de restricción de cultivos a la limitación del uso de productos agrícolas a los enumerados en la **Categoría B**. Esto protegerá a los consumidores pero no a los trabajadores agrícolas ni a sus familias. Por tanto, la restricción de cultivos no es suficiente por sí sola; debe complementarse con otras medidas como el tratamiento parcial y el uso controlado de aguas residuales o el control de la exposición humana. El tratamiento parcial para cumplir con las directrices sobre la calidad recomendada para la **Categoría B** (cuadro IX-3) sería suficiente para proteger a los agricultores en la mayoría de los lugares y mas barato que el tratamiento completo.

La restricción de cultivos es factible sobre todo cuando:

Existe una sociedad consciente de cumplimiento de la ley o donde ésta se hace cumplir estrictamente;

Un órgano público controla la asignación y manejo de desechos;

Un proyecto de riego tiene una acertada administración central;

Los cultivos a los que se impone la restricción tienen una demanda adecuada y se venden a un precio razonable;

Hay poca presión de mercado por la venta de cultivos excluidos (por ejemplo, los de la

**Categoría A).**

Como puede notarse, casi ninguna de estas consideraciones pueden ser aplicables a nuestra realidad, mientras las autoridades y público en general no conozcan los verdaderos riesgos que puede producir un uso inadecuado de los desagües tratados. La educación sanitaria en estos aspectos es fundamental para prevenir la presencia de enfermedades de origen hidrofecal y el más claro ejemplo de la ausencia de una correcta política de salud pública se ha visto con la presencia del cólera en los meses de verano, en los últimos dos años.

## Control de la Exposición Humana

Cuatro grupos de personas pueden estar expuestos al riesgo que acarrea el empleo de aguas residuales y excretas en agricultura, a saber;

- 1) Los agricultores y sus familias;
- 2) Las personas que manejan los productos cultivados;
- 3) Los consumidores (de productos cultivados, carne y leche);
- 4) Las personas que viven cerca de los campos respectivos.

Se pueden emplear diversos métodos para controlar la exposición de cada uno de estos grupos. La finalidad se centra en evitar su contacto directo con los agentes patógenos de los desechos o evitar enfermedades una vez realizado el contacto.

Entre las medidas para proteger a los agricultores y a las personas que manejan los cultivos están el uso de ropa protectora (para evitar el contacto con los agentes patógenos), estrictas prácticas de higiene (para eliminar cualquier agente patógeno existente), y quizás la inmunización contra determinadas infecciones o su control quimioterapéutico como medida paliativa provisional (para evitar una infección conducente a enfermedad). Por ejemplo, la

exposición de los agricultores a la infección causada por anquilostomas se puede reducir con el uso de calzado apropiado en el campo, pero eso tal vez sea difícil donde la gente suele trabajar descalza. No es posible inmunizar a la población contra la helmintiasis o la mayoría de las enfermedades diarreicas; sin embargo, quizá valga la pena considerar la inmunización de grupos muy expuestos contra la fiebre tifoidea y la hepatitis A.

En los programas de aprovechamiento de aguas residuales en agricultura, es posible reducir los riesgos para los consumidores cocinando los alimentos antes del consumo y observando estrictas normas de higiene. Por tanto, en las campañas de educación sanitaria hay que prestar la debida atención a la higiene de los alimentos. Sin embargo, es difícil cambiar la conducta de los consumidores en el Perú, y mejorar las prácticas de preparación de los alimentos y de higiene personal, y esa estrategia en sí puede servir sólo parcialmente para controlar los efectos desfavorables del riego con aguas residuales.

La población local debe mantenerse bien informada sobre la ubicación de todos los campos en los que se emplean aguas residuales para que

se abstenga de entrar a ellos y evite que los niños lo hagan. No se ha comprobado que quienes viven cerca de los campos regados por aspersión con aguas residuales estén muy expuestos a riesgos. Sin embargo, no se deben usar aspersores a una distancia de 50 a 100 metros de las casas o los caminos para evitar que se mojen los peatones.

Se necesita tener cuidado especial para que los trabajadores, residentes y visitantes no utilicen aguas residuales para beber o para uso doméstico por accidente o porque no tienen otra alternativa. Por tanto, el suministro de agua potable de buena calidad es una medida indispensable de control de la exposición y todos los canales, tubos y bocas de salida de aguas residuales deben marcarse como tales y, de preferencia, pintarse de un color distintivo. Será preciso emplear aditamentos especiales de conexión con las bocas de salida para evitar el uso indebido.

### ***Integración de Diversas Medidas***

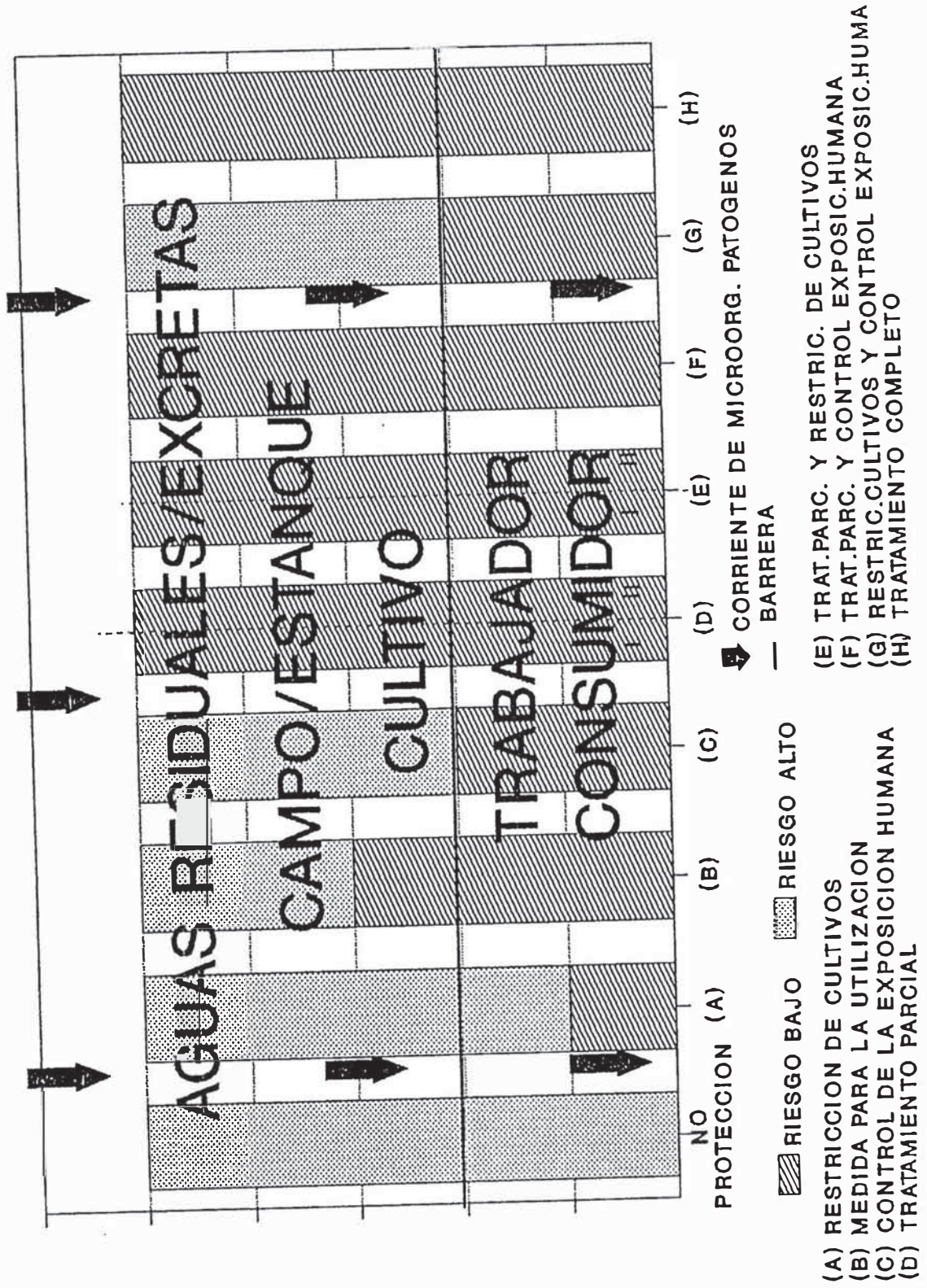
A menudo convendrá emplear un conjunto de medidas de protección de la salud. Por ejemplo, la restricción de cultivos puede ser suficiente para proteger a los consumidores, pero deberá

suplementarse con otras medidas para proteger a los agricultores. Algunas veces puede ser suficiente el tratamiento parcial de las aguas residuales cuyas normas de calidad sean menos exigentes que las recomendadas en el cuadro IX-3, si se realiza junto con otras medidas. El concepto se presenta en forma esquemática y simplificada en la figura IX-1, que se basa en la suposición de que cada una de las medidas de protección es eficaz.

Los cinco niveles de la fig IX-1 representan fases del ciclo de transmisión de microorganismos de los desechos al consumidor humano o al trabajador. Los agentes patógenos fluyen de arriba hacia abajo y la línea negra al medio de la gráfica representa una barrera que no se debe pasar si se desea proteger la salud. La parte sombreada debajo de la barrera indica ausencia de riesgo para la salud humana y, por lo tanto, da a entender que la estrategia es conducente al uso "inocuo" de aguas residuales.

Si no se adoptan medidas protectoras, existe un gran riesgo para los trabajadores y consumidores; cuando hay restricción de cultivos (régimen A), los consumidores están "a salvo", pero los trabajadores siguen expuestos a un gran riesgo. Las medidas de utilización de aguas

FIGURA IX-1  
 "MEDIDAS DE CONTROL PARA REDUCIR RIESGOS  
 SANITARIOS PARA EL REUSO DE AGUA"



residuales cuidadosamente seleccionadas, como el riego localizado (régimen B), evitan la contaminación del cultivo o de los trabajadores y, por tanto, permiten proteger la salud de éstos y de los consumidores. En el mejor de los casos, el control de la exposición humana (régimen C) evita un cierto grado de contaminación de los consumidores y trabajadores, pero como raras veces se cumple en la práctica con las medidas recomendadas, ambos grupos siguen expuestos a un riesgo menor. El tratamiento parcial de desechos (régimen D) reduce el grado de contaminación, pero la intensidad de esa reducción varía según la clase de tratamiento empleado. El tratamiento en lagunas de estabilización por unos 8 a 10 días (o un tratamiento parcial equivalente) (D-I) elimina los huevos de helmintos lo suficiente para proteger la salud de los agricultores y consumidores, pero la eliminación de bacterias sólo sirve para reducir el riesgo para los consumidores de verduras, no para eliminarlo. El tratamiento secundario convencional (D-II) no garantiza la eliminación suficiente de huevos de helmintos y, por tanto, los trabajadores y consumidores siguen expuestos a un riesgo menor. El tratamiento completo (según la directriz



establecida para la Categoría A del cuadro IX-3) ofrece plena protección a los consumidores y trabajadores agrícolas (régimen H).

A manera de ejemplo, se presentan tres conjuntos de medidas de protección. Al administrar el tratamiento parcial junto con restricción de cultivos, los consumidores y trabajadores están "a salvo" cuando ese tratamiento se efectúa en lagunas de estabilización (E-I), pero los últimos siguen expuestos a un riesgo menor cuando se emplea el tratamiento secundario convencional (E-II). El control de la exposición humana junto con el tratamiento parcial (régimen F) permite proteger la salud de los trabajadores (aunque ninguna medida en sí confiere plena protección), pero puede dejar expuestos a los consumidores a un menor riesgo. Cuando no se administra ningún tratamiento, la restricción de cultivos y el control de la exposición humana (régimen G) pueden reducir considerablemente el riesgo para los trabajadores y proteger a los consumidores.

En la figura IX-1 se presentan tres regímenes (D, E, F) que permiten proteger a cabalidad la salud de los trabajadores, consumidores y otras personas, con los que se reducen mucho los riesgos para la salud aunque no se logra

"seguridad" completa. Las medidas que ofrecen protección parcial podrían emplearse como parte de un método gradual para reducir los riesgos sanitarios hasta que sea posible introducir un régimen que ofrezca plena protección.

La factibilidad y eficacia de todo conjunto de medidas dependerá de muchos factores que se deben considerar cuidadosamente antes de tomar cualquier medida. Ese conjunto comprende:

La disponibilidad de recursos (instituciones, personal, fondos, tierras);

Las prácticas sociales y agrícolas existentes;

Los patrones existentes de las enfermedades transmitidas por excretas.

A veces, ciertos factores económicos y técnicos (como nuestro caso) impiden adoptar el método "general" de tratamiento completo de los desechos para proteger a los futuros trabajadores y consumidores. En tales casos, los factores culturales (por ejemplo, el tipo de cultivos alimentarios básicos), una sólida estructura institucional y la disponibilidad de personal necesario podrían ofrecer un medio apropiado para hacer cumplir las disposiciones sobre restricción de cultivos, medida complementada con control de la exposición.

humana o tratamiento parcial de los desechos. Este sería un método mejor enfocado en el que se emplearían los recursos disponibles para proteger a las poblaciones expuestas.

**b) Reuso en Acuicultura**

Estudios realizados en la Universidad Técnica de Haifa, Israel, han encontrado que niveles de calidad de  $10^6$  coliformes fecales son aceptables en acuicultura. Este estudio luego fue corroborado con las investigaciones realizadas en las lagunas de San Juan en el Perú.

El orden de penetración de las bacterias en los órganos del pez es como sigue: riñones, bazo, hígado, y finalmente el músculo (el cual deberá evitarse, por ser la parte que se consume del pez). Cabe notar que en el músculo de los peces no es posible encontrar *Salmonella*.

La penetración común de los microorganismos de los peces es a través del tracto digestivo y puede ser también a través de cualquier abertura de la piel.

Del trabajo monográfico presentado por el Ing° Guillermo León, basado sobre investigaciones realizadas en las lagunas de San Juan en acuicultura extraeremos las conclusiones mas importantes:

Se recomienda hacer los cultivos de los peces de la especie "Tilapia del Nilo" por las siguientes razones:

Su alta resistencia a la toxicidad del amonio no ionizado.

Al ser retirado este pez alcanza un peso comercial de 250 gr, pudiéndose consumir solamente mediante cocción.

Su desarrollo en condiciones ambientales de las aguas residuales en la medida en que viven con bajos valores de O.D.

Su consumo no presenta riesgos para la salud.

La siembra de este pez sólo será económicamente factible en los meses de verano, debido a que en los meses de invierno este pez exhibe una baja tasa de crecimiento.

Se sugiere una calidad del efluente de  $10^5$  de coliformes fecales si es que se usan lagunas especiales para la crianza de peces con sistema de llenado batch y reposiciones periódicas de agua por pérdidas a causa de la infiltración y evaporación. En caso contrario se recomiendan niveles de  $10^4$  coliformes fecales. En lo que respecta a las reposiciones periódicas por evaporación e infiltración, éstas deberán realizarse en tiempos prolongados a fin de que .

las cargas bacterianas tengan un efecto atenuado y no provoquen picos indeseables.

En lo que respecta a enfermedades causadas por helmintos, el más importante es aquel causado por la *Fasciola Hepática Oriental*, la cual no tiene relevancia en nuestro medio porque generalmente se presenta en los países asiáticos (tales como China, Corea, Taiwán, etc). Pero en caso de presentarse en nuestro País ésta podrá controlarse si los bordes de los estanques acuícolas se mantienen libres de vegetación, para evitar la presencia de los caracoles que actúan como huéspedes intermedios.

Un factor importante para la protección de la salud del hombre y que generalmente no se toma en cuenta es el manipuleo y la práctica de cocina del pescado.

El resumen de los niveles de calidad de agua para piscigranja son:

Coliformes Fecales:  $10^5$  (esperándose la reducción de un ciclo logarítmico en la piscigranja)

Ausencia de protozoos y helmintos.

Nitrógeno Amoniacal  $\leq 2$  mg-N/l

Nitrógeno no Ionizado ( $\text{NH}_3$  g)  $< 0.5$  mg-N/l)

Detergentes  $< 1.5$  mg ABS/l

O.D.  $\geq 3$  mg/l.

**9.4 OTROS ASPECTOS DE SALUD PUBLICA RELACIONADOS CON EL REUSO DE DESAGUES**

El indicador más sensible del bienestar de la población es la morbilidad porque proporciona el conocimiento sobre enfermedades que no producen necesariamente la muerte, pero que reducen la capacidad de trabajo y el bienestar de la población, y además estimulan la demanda de servicios de salud.

La estructura de las cuatro más importantes causas de enfermedades transmisibles en el País (reportado en el año 1984) y en función a las acciones de control es como sigue:

ENFERMEDADES (ORDEN DE FRECUENCIA)	VACUNACION	TRATAMIENTO	CONTROL MEDIO AMBIENTE	EDUCACION SANITARIA
1. RESPIRATORIAS AGUDAS			X	X
2. GASTROENTERIT. Y DISENTERIA			X	
3. HELMINTIASIS			X	
4. PALUDISMO			X	

Del análisis de este cuadro se nota la importancia del control de las enfermedades transmisibles por el agua, que ocupan los primeros lugares en cuanto a la morbilidad (debido a la presencia del cólera, en los últimos dos años las enfermedades gastrointestinales han

pasado al primer lugar); es lógico concluir que la presencia de estas dolencias se debe a dos principales factores:

Las malas condiciones sanitarias de la población.

El consumo de productos alimenticios contaminados.

Es el primer factor el de mayor incidencia en este problema, por las condiciones de extrema pobreza, sobrepoblación y falta de recursos.

Sin embargo, esta primera causa podría desecharse para el caso de Ciudad Pachacútec, pues contará con una infraestructura capaz de brindar a la población un óptimo nivel de saneamiento. Por tanto, es el segundo factor motivo de interés para reducir los riesgos de los consumidores.

Se puede apreciar que la helmintiasis ocupa el tercer lugar en importancia dentro de las acciones de control recomendadas, por tanto, la eliminación de helmintos en el tratamiento de las aguas servidas es fundamental para reducir la incidencia de esta enfermedad. En la actualidad con la presencia ya endémica del cólera es preciso tomar todas las providencias para evitar la presencia y propagación de este tipo de enfermedades, ejerciendo un estricto control sobre las posibles vías de transmisión.

## 9.5 EL REUSO DE DESAGUES Y LA LEGISLACION PERUANA

En la actualidad sólo existen dos Decretos que se refieren al reuso de las aguas residuales y éstos son: "El Código del Medio Ambiente y los Recursos Naturales" y la "Ley General de Aguas".

El primero indica en su artículo 111 que el Estado fomenta el reuso de las aguas residuales tratadas, y en el 107 confiere la responsabilidad de la calidad de las aguas para todas las actividades en que ésta sea necesaria, incluido el consumo humano, al Ministerio de Salud.

En su versión original (1969), la reglamentación de la Ley General de Aguas sólo contemplaba la clasificación de los cursos de agua del Perú, según su calidad física, química y microbiológica, sin dar ninguna referencia al uso de las aguas residuales en la agricultura. Es mediante una complementación del reglamento de esta Ley en 1970 que se considera el uso de desagües en la agricultura (Título III, Capítulo VIII). El artículo 196 establece que:

**"Los vegetales de tallo corto y rastrero que se consumen crudos, no podrán ser irrigados con aguas servidas con o sin tratamiento".**

Según lo expresado en el acápite 9.2, el riego con desagüe crudo o tratado para cultivos de tallo corto y rastrero, a nivel nacional, es de un uso extendido pese a



que existe esta Ley. Las razones ya explicadas en el mismo ítem nos llevan a concluir que, o bien la norma es demasiado estricta impidiendo su aplicación; o las autoridades no llevan a cabo una adecuada fiscalización del uso de las aguas con fines agrícolas.

En 1983 se introduce una modificación al artículo 197, que en comparación al antiguo establece:

Para el cultivo de caña de azúcar se podrán usar aguas negras con un tratamiento preliminar (cámara de rejillas), lo que anteriormente no se establecía.

Para otros cultivos industriales utilizados en la alimentación humana, sometidos a procesos de industrialización que incluyan la esterilización, se exigirá para el riego con aguas servidas un tratamiento primario como mínimo. El antiguo artículo especificaba además que el tiempo transcurrido entre el último riego y la cosecha no fuera inferior a 20 días, lo cual ha sido descartado.

En cultivos industriales como algodón, maíz y especies forestales ahora se exige que los desagües tengan un tratamiento primario como mínimo; el artículo original permitía su riego con desagüe crudo sin ningún tratamiento.

- Para cultivos de alfalfa, gramalote, chala, etc, usados como forraje de ganado, podrá regarse con

aguas servidas que se sometan a tratamiento secundario, prohibiendo el acceso del ganado a los campos. El antiguo artículo adicionaba que el forraje antes de consumido, debía ser almacenado por 20 días.

Se permite el riego con desagües tratados hasta un nivel secundario para cultivos de frutales no rastreros y tubérculos; el anterior artículo era bastante ambiguo al establecer que el tratamiento podía ser primario o secundario.

Como se aprecia, esta modificación al artículo 197 ha cambiado escasamente las restricciones de los cultivos según el tratamiento que se le dé al agua servida. Aún más, los riesgos a la salud pública no han sido tomados en cuenta en la debida proporción al elaborarse esta modificación. Por ejemplo, un reciente estudio del CEPIS encontró que el tiempo entre el último riego y la cosecha influía en la calidad de calificación de los productos agrícolas; un periodo de 8 días incrementaría la aceptabilidad en un 25% adicional. No se explica, entonces, por qué se eliminó esa condición en el artículo discutido.

Los cambios a la reglamentación, efectuados en 1983, también alcanzaron a los artículos 81 y 82, variando la clasificación y los niveles permisibles de calidad de las aguas para cada caso. A comparación de la reglamentación de 1969, se ha corregido la ambigüedad que ésta.

provocaba, clasificando por separado los cuerpos de agua de acuerdo al uso que se le considere dar.

A pesar de ello perdura la confusión, puesto que para el reuso de las aguas residuales para agricultura, actividad a la que faculta la presente Ley, no se establecen específicamente límites de calidad físicos, químicos y bacteriológicos, y aparentemente se sugiere aplicar los límites fijados para aguas de regadío en el artículo 82. Si esto fuera cierto, y al suponer que se contara con un desagüe de calidad superior a la exigida para riego de vegetales (Clase III), al elegir algún tipo de cultivo habríase de ceñir a lo dictado en el artículo 197, tratando los desagües pese a que sus características originales son aceptables.

En el contexto en que se creó la Ley General de Aguas (aprobada en el año 69), la tendencia en esos tiempos era el concepto de riesgo nulo (análisis microbiológico) para evitar el contraer las enfermedades o lo que vale decir cero coliformes fecales; para alcanzar ese nivel se requeriría de un tratamiento mediante lagunas secundarias seguido por el proceso de desinfección. Tecnológicamente esto es posible, pero económicamente no es factible para los países en desarrollo como el nuestro (ésto es lo que ha llevado a los agricultores al uso no autorizado de las aguas negras). Al parecer se prefirió evitar esta posibilidad prohibiendo el riego de los vegetales de tallo corto y rastrero que se consumen crudos, lo cual no

CUADRO IX - 6

CLASIFICACION DE LOS CURSOS DE AGUA Y DE LAS ZONAS COSTERAS DEL PAIS - LIMITES BACTERIOLOGICOS Y DE DBO

PARAMETRO	USOS					
	I	II	III	IV	V	VI
COLIFORMES FECALES (*)	0	4000	1000	1000	200	4000
COLIFORMES TOTALES (*)	8.8	20000	5000	5000	1000	20000
DBO	5	5	15	10	10	10

(\*) Entendidos como valor maximo en 80% de cinco o mas muestras mensuales.

CLASE I

Aguas de abastecimiento domestico con simple desinfeccion.

CLASE II

Aguas de abastecimiento domestico con tratamiento equivalente a procesos combinados de mezcla y coagulacion, sedimentacion, filtracion y cloracion, aprobados por el Ministerio de Salud.

CLASE III

Aguas para riego de vegetales de consumo crudo y bebida de animales.

CLASE IV

Aguas de zonas recreativas de contacto primario (banos y similares).

CLASE V

Aguas de zonas de pesca de mariscos bivalvos.

CLASE VI

Aguas de zonas de preservacion de fauna acuatica y pesca recreativa o comercial.

FUENTE: Ref.49

se ha modificado hasta la fecha. Las últimas investigaciones han demostrado que el riesgo que presenta el riego con aguas residuales era mucho menor de lo que se había pensado, tendiendo a establecer nuevas directrices basadas en criterios epidemiológicos (riesgo real) en vez de los criterios microbiológicos (riesgo potencial). Un ejemplo claro de esto se presenta en el cuadro IX-1, en el sentido en que se reporta un 83.3% de verduras calificadas como rechazables, sin declararse enfermedades del tipo hidrofecal en los consumidores en la misma proporción. En base a esto, como se indicó anteriormente, la OMS recomienda una directriz de 1000 coliformes fecales para riego irrestricto, lo que desde luego, está supeditado a los análisis epidemiológicos que se realicen en nuestro País.

Cabe anotar que esta directriz coincide con las restricciones de calidad establecidas para la clase III, definida en la Ley General de Aguas en su artículo 82, para riego de vegetales de consumo crudo y bebida de animales. Sin embargo conviene establecer las diferencias: la OMS establece estos límites para riego irrestricto con desagües tratados; la Ley General de Aguas, por su lado, fija esta clasificación para aguas de regadío (sin especificar que podrían ser de desagüe tratado), y aún más, no considera el riego irrestricto con aguas servidas en ningún caso.

Con el fin de llegar a un punto común entre lo que .

debe normar la Ley y lo que debe respetar el agricultor, se presentan las siguientes recomendaciones:

La modificación del artículo 196, permitiendo el riego de vegetales de tallo corto y rastrero que se consumen crudos, con el uso de aguas servidas tratadas.

El establecimiento de límites específicos de calidad física, química y bacteriológica del agua servida con fines de irrigación, según los diferentes tipos de cultivos.

La consideración de normas adicionales con el fin de ejercer control sobre los aspectos sanitarios que deben tenerse en cuenta en la producción agrícola usando aguas servidas tratadas.

La educación sanitaria debe ser el nexo entre las autoridades y los agricultores comercializadores, a fin de que estos últimos adquieran plena conciencia de los riesgos a los que están expuestos y a los que exponen a los consumidores, de utilizar de forma inadecuada el desagüe para irrigación.

Establecer un adecuado programa de control de calidad de los productos agrícolas.

Ejercer un control estricto de la calidad de los productos agrícolas de consumo humano en los centros de comercialización (mercados), dictando

severas medidas para alcanzar niveles de aceptación óptimos.

Desarrollar al mismo tiempo, mecanismos que hagan posible que los agricultores obtengan cosechas de calidad sanitaria aceptable.

Entre las ventajas que se tendría al adoptarse estas medidas estarían la disminución de las enfermedades del tipo hidrofecal, la ampliación de la frontera agrícola con sus consiguientes beneficios socio-económicos necesarios para el País (el desarrollo de actividades productivas y la generación de empleo) y la producción de cultivos esenciales.

A falta de una adecuada legislación referente a la calidad de las aguas servidas para irrigación en el Perú, se sugiere adoptar provisionalmente la directriz de la OMS mostrada en el cuadro IX-3, hasta que se consigan establecer en nuestro medio límites de calidad propios.

Es destacable el hecho que, pese a que existen experiencias bastante favorables en nuestro País en el campo del reuso de los desagües en piscicultura, nuestra legislación no contempla ninguna medida que promueva y regule esta actividad.

## **9.6 CONCEPTOS GENERALES EN AGRICULTURA**

En agricultura, la irrigación puede definirse como la aplicación de agua al suelo con el objeto de

proporcionarle la humedad esencial para el crecimiento de las plantas. Sin embargo, cabe ofrecer una definición más explicativa diciendo que irrigación es la aplicación de agua al suelo con uno o varios de los siguientes objetivos:

añadir agua al suelo a fin de proporcionarle la humedad necesaria para el crecimiento de la planta;

proporcionar a las cosechas un seguro contra los períodos de sequía de corta duración;

enfriar el suelo y la atmósfera, creando un medio ambiente más favorable al crecimiento de las plantas;

lixiviar o diluir las sales existentes en el suelo;

reducir el riesgo de agrietamiento del suelo.

Cuando el agua de irrigación o de lluvia llega al terreno cultivado se divide inicialmente en tres fracciones: parte del agua corre por la superficie del terreno, parte se evapora y otra parte se infiltra en el suelo. A su vez, de esta tercera fracción, parte es consumida por las plantas, otra parte queda retenida en el suelo y una tercera (si es que existe) continúa infiltrándose mas profundamente hacia el acuífero subterráneo, o bien circula lateralmente a través del suelo permeable.

El agua retenida en el suelo tiende a concentrarse en



sales cuando las plantas toman del suelo agua relativamente pura, o bien cuando por capilaridad sube hacia la superficie y se pierde en la atmósfera por evaporación

Existen muchas razones por las cuales resulta imposible fijar unos límites en las concentraciones de los elementos disueltos en el agua de riego:

- Porque las plantas tienen una tolerancias muy variables respecto a la salinidad del agua, Porque su reacción frente a los componentes salinos depende de las condiciones climáticas, del método de riego y del tipo de suelo.

Además, la relación entre los distintos iones es importante; existen influencias antagónicas entre iones tales como el  $\text{Na}^+$  y el  $\text{Ca}^{++}$ ; entre el Boro y los Nitratos; entre el Selenio y los Sulfatos. Por otra parte, se puede dar el hecho de que el correcto drenaje de los suelos sea más importante que la composición del agua de riego. Aún cuando se usen aguas de excelente calidad, puede ocurrir que tierras mal drenadas dejen de producir, mientras que, en el otro extremo, se dan casos de suelos bien drenados que producen buenas cosechas aunque estén regados con aguas relativamente cargadas de sales.

De cualquier forma, las sales disueltas en el agua para riego pueden producir los siguientes grupos de efectos perjudiciales en las plantas:

efectos físicos directos de las sales (efectos osmóticos) que impiden la absorción de agua por la planta;

efectos químicos directos sobre las reacciones metabólicas de las plantas (efectos tóxicos); y efectos indirectos producidos por cambios en la estructura del suelo, su permeabilidad y la capacidad de aireación.

Cabe señalar, en general, tres grupos de componentes en las aguas de irrigación susceptibles de originar problemas. Tales grupos se corresponden más o menos con los efectos perjudiciales antes descritos y son:

total de sales disueltas;

sustancias que se encuentran en pequeñas concentraciones;

ciertos aniones y cationes.

Se comprende que tanto los aniones y cationes como los elementos en forma de trazos, entran a formar parte del total de sales disueltas, cuyo efecto es fundamentalmente osmótico.

De acuerdo con estos tres grupos de componentes, y dada la imposibilidad de establecer estándares fijos, se ha optado por establecer clasificaciones más o menos arbitrarias de las aguas para riego. En general, el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA), considera tres categorías: clase I "excelentes o buenas" o también "aceptables en la mayor parte de los casos" ;

clase II: "buenas o perjudiciales", o bien "perjudiciales para algunas plantas bajo ciertas condiciones"; y finalmente, clase III "perjudiciales o inutilizables", o bien "perjudiciales para la mayor parte de las plantas en la mayor parte de las ocasiones" (ver cuadro IX-7).

Antes de pasar a encuadrar dentro de estas tres categorías los distintos tipos de aguas según su composición, conviene indicar que los elementos que generalmente se encuentran en pequeñas concentraciones, son, entre otros, el Ba, Si, F, S, P, Fe y los elementos traza Al, As, Be, Cd, Cr, Co, Cu, Pl, Li, Mn, Hg, Mo, Ni, Se, Va y Zn. Aparecen además iones: nitrito ( $\text{NO}_2^-$ ) y amonio ( $\text{NH}_4^+$ ) y materia orgánica. Entre los aniones y cationes que no sólo contribuyen al total de la salinidad, sino que tienen un importante efecto en relación con el carácter del suelo, se encuentran los de  $\text{Ca}^{++}$ ,  $\text{Mg}^{++}$ ,  $\text{Na}^+$  y  $\text{K}^+$  y también los  $\text{CO}_3^-$ ,  $\text{CO}_3\text{H}^-$ ,  $\text{SO}_4^-$ ,  $\text{Cl}^-$  y  $\text{NO}_3^-$ .

#### a) Clasificación de las Aguas de Riego

Según se acaba de exponer, las aguas para riego se clasifican en rangos relativamente arbitrarios y cuyos límites admiten un margen más o menos importante.

Desde un punto de vista práctico, las clasificaciones se basan en diversos índices (algunos de los cuales se obtienen por

**CLASIFICACION SIMPLIFICADA DE LAS AGUAS DE RIEGO**

CLASES	%Na	Boro (mg/l)	Cloruros (mg/l)	Sulfatos (mg/l)	Cond Elec (mg/l)	Total sales disuel (mg)
I. Excelentes a buenas, o bien aceptables en la mayor parte de los casos	Menos del 30-60 por 100 (recientemente se tiende al limite de 60%)	Menos de 0.5; sin embargo, ciertas plantas no sufren con 1-1.5 mg/l	menos de 70-190 mg/l	Menos de 130-320 mg/l	menos de 1000	menos de 70 mg/l.
II. Buenas o perjudiciales o bien perjudiciales para algunas plantas bajo ciertas condiciones	30 - 75%	0.5 a 2.0 mg/l aunque hasta 3.35 puede ser satisfactoria para ciertas plantas.	0 - 560 mg/l	130 - 640 mg/l	500 - 3000	350 - 2100 mg
III. Perjudiciales a inutilizables o bien perjudiciales para la mayor parte de las plantas en la mayor parte de las ocasiones.	Mas de 70-75%	Mas de 2 mg/l si bien mas de 1 mg/l. es muy perjudicial para ciertas plantas.	Mas de 210 - 560 mg/l.	Mas de 380 - 640 mg/l	Mas de 2500 - 640 mg/l	Mas de 1750 - 2100

FUENTE: Ref.56

combinación entre las concentraciones de los diversos iones mencionados), que son los siguientes:

- pH
- Salinidad total.
- Porcentaje de Na.
- Índice SAR (Sodium Adsorption Ratio).
- Contenido en Boro.
- Contenido en Cloruros.
- Contenido en Sulfatos.

Para entender mejor los cuadros IX-7 y IX-8 deben explicarse ciertas particularidades de estos índices.

#### *pH (Potencial Hidrógeno)*

Debido a que la mayoría de los efectos de la acidez y alcalinidad en el agua de riego sobre los suelos y el crecimiento de los cultivos son indirectos, no se recomiendan valores específicos de pH; sin embargo el agua con valores de pH en el rango 4.5 a 9.0 podrá ser aprovechada siempre y cuando se considere el desarrollo de efectos indirectos perjudiciales por las condiciones químicas particulares del suelo.

CUADRO IX - 8

**CONCENTRACIONES ADMISIBLES DE DIVERSOS  
ELEMENTOS Y COMPUESTOS EN AGUA PARA RIEGO**

ELEMENTO	CONCENTRACION MAXIMA ADMISIBLE (mg/l)	
	CALIFORNIA	(limites flexibles) OKLAHOMA
Al	20	-
As	2	-
Be	0.5	-
Bo	2-10	0.2-0.5
Ca	-	40
Cd	0.05	0
Cl-	300-1000	100
CN-	1	0
Co	5	-
Cu	5	0.2
F-	15	-
Fe	20	-
Pb	10	-
Li	2.5	-
Mn	10	-
Mg	-	20
Mo	0.05	-
Ni	2	-
Se	0.02	-
Va	1	-
Zn	10	-
Al	2	-
As	2	-
Be	2.5	-

FUENTE: Ref.56

### Salinidad Total

Es decir la concentración total de sales disueltas en el agua, se expresa en mg/l, o bien en micromhos por cm (conductividad eléctrica). Como se sabe, un agua con unos 650 mg/l de sales disueltas, presenta, a 25 °C, una conductividad eléctrica de unos 1,000 micromhos por cm.

En líneas generales, cabe considerar que las aguas que contienen hasta 1,000 mg/l de sales, son aptas para cualquier tipo de cultivo, incluso los mas sensibles, supuesto un buen drenaje del terreno de labor. Hasta 2150 mg/l las aguas pueden usarse con cualquier tipo de planta, excepto las mas sensibles; y con concentraciones de hasta 3,150 mg/l se pueden cultivar tomates, coles y otras especies resistentes siempre que haya un buen drenaje. Este valor de 3,150 mg/l es prácticamente el máximo admisible dentro de los límites de la seguridad.

### Porcentaje de Sodio

Viene dado por la relación:

$$\%Na = \frac{Na^+ * 100}{Na^+ + Ca^{++} + Mg^{++} + K^+}$$

expresadas las concentraciones en

miliequivalentes por litro.

Un incremento en este índice puede causar el sellado de los poros del suelo dejando a la raíz sin agua. Se recomienda que este índice no sobrepase valores de 50 a 60 para evitar los efectos perjudiciales sobre el suelo.

### ***Indice SAR***

El concepto de SAR (*Sodium Adsorption Ratio*) apareció en 1954, propuesto por el Salinity Laboratory de los Estados Unidos, como un mejor medio para expresar el peligro que representa un exceso de Na en las aguas de riego.

$$SAR = \frac{Na}{\frac{Ca+Mg}{2}}$$

Expresa también las concentraciones en miliequivalentes por litro.

Para hacerse una idea general de los valores del SAR, basta señalar que las aguas con SAR=8 son consideradas aceptables; que las aguas con SAR entre 8 y 15 son regulares, y que las que tienen SAR - 20 además de inadecuadas ofrecen el peligro de la alcalinización del terreno.



### **Boro**

En cantidades superiores a los 0.5 mg/l puede ser perjudicial para las plantas. Las más sensibles son los cítricos y otros frutales; semitolerantes, los productos hortícolas, los cereales y el algodón; los más tolerantes, la lechuga, la alfalfa, la remolacha y los espárragos. Se cree que la alfalfa puede tolerar hasta 20 mg/l de Bo, aunque el límite (aún para las plantas más resistentes) debe establecerse alrededor de los 4 mg/l.

### **Cloruros**

Los cloruros en el agua de riego no son generalmente tóxicos a los cultivos, sin embargo ciertos frutos son sensibles a ellos.

Las concentraciones permisibles de cloruros dependen del cultivo, de las condiciones ambientales y prácticas de riego. En el cuadro IX-7 se muestran las concentraciones en el agua de riego que se han sugerido.

### **Metales Pesados**

Las aportaciones de metales pesados en aguas residuales se deben principalmente a descargas industriales.

Los principales efectos de los metales pesados,

tales como Cadmio (Cd), Plomo (Pb), Aluminio (Al), Arsénico (As) y Cromo (Cr), son manifestados después de largos períodos de riego, dependiendo su mayor o menor acentuación, del tipo de suelo y cultivo que se maneje en el área agrícola de riego.

Los estudios realizados y reportados en la literatura aun no han concordado en que la concentración de éstos, en todos los casos, se magnifiquen a través de la cadena alimenticia, pero se ha quedado dilucidado el efecto acumulativo y el daño potencial a la salud humana que la presencia de estos metales pesados representa.

De acuerdo a las normas de calidad para agua de irrigación utilizadas en forma continua, en todo tipo de suelo, las concentraciones recomendables de Plomo, Cadmio y Cromo son 5, 0.010 y 1.10 mg/lt, respectivamente. Para suelos de textura fina o para uso esporádico del agua residual se pueden tolerar valores mayores, ésto se puede observar en el cuadro IX-8, donde se presentan las concentraciones máximas recomendables de metales pesados presentes en agua para riego.

En el cuadro IX-8 se exponen las concentraciones límites para diversos elementos compuestos que se han adoptado en California y Oklahoma (se

trata de límites no inflexibles).

*Caracterización de las Aguas Residuales para su  
Uso en Agricultura*

La calidad del agua residual tratada depende en gran parte de la calidad del agua de abastecimiento público, del tipo de residuos que a ésta se le añade durante su uso y del grado de tratamiento que recibe el agua residual. En general, si el agua de abastecimiento es aceptable para riego, el agua residual tratada también lo será, aunque su calidad se habrá deteriorado ligeramente. Para tener una idea del incremento característico de la concentración de diversas sustancias inorgánicas, producido por la utilización del desagüe doméstico, y su interés en el tratamiento y la utilización en el riego presentamos los cuadros IX-9 y IX-10.

En el caso de Ciudad Pachacútec, ya que no poseemos datos de la calidad del desagüe (ni del agua de abastecimiento), nos basaremos en el análisis de las aguas servidas de diversas ciudades, suponiendo que los desagües de la Ciudad Pachacútec poseeran características similares.

De la comparación de la clasificación mostrada en el cuadro IX-7 con las características que

CUADRO IX - 9

COMPONENTES DE INTERES EN EL TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL  
Y EN EL RIEGO CON AGUA RESIDUAL REGENERADA

COMPONENTE	PARAMETRO DE CALIDAD	RAZONES DE INTERES
Materia en Suspension	Materia en suspension incluyendo la porcion volatil y la inorganica	La materia en suspension puede dar lugar al desarrollo de depositos de fango y condiciones anaerobias cuando se vierte agua residual sin tratar en un medio acuatico. Una cantidad excesiva de materia en suspension puede obstruir el sistema de riego
Materia organica biodegradable	Demanda bioquimica de oxigeno, demanda quimica de oxigeno	Estas sustancias estan compuestas principalmente por proteinas, carbohidratos y grasas. Una vez vertidas en el medio ambiente, su descomposicion biologica puede dar lugar al agotamiento del oxigeno disuelto en las aguas receptoras y a la aparicion de condiciones anaerobias
Patogenos	Organismos indicadores coliformes totales y coliformes fecales	Los organismos patogenos presentes en un agua residual, tales como las bacterias, los virus y los parasitos, pueden producir numerosas enfermedades transmisibles
Elementos nutritivos	Nitrogeno, fosforo, potasio	El nitrogeno, el fosforo y el potasio son elementos nutritivos esenciales para el crecimiento de las plantas, y su presencia en el agua aumentara su valor para el riego. Cuando se vierte nitrogeno o fosforo en el medio acuatico, puede producirse el desarrollo de formas de vidas acuaticas indeseables. Cuando se vierte cantidades excesivas de estos elementos en el terreno el nitrogeno puede llegar a contaminar las aguas subterranas
Sustancias organicas estables o refractarias al proceso de tratamiento	Compuestos especificos tales como fenoles, pesticidas e hidrocarburos	Estas sustancias organicas ofrecen gran resistencia a los metodos convencionales de tratamiento de agua residual. Algunas de ellas son toxicas en el medio ambiente y su presencia puede limitar la idoneidad de las aguas residuales para el riego
Actividad del ion hidronio	pH	El pH del agua residual afecta la solubilidad de los metales asi como la alcalinidad del suelo. El intervalo normal para el pH de un agua residual municipal se situa entre 6.5 y 8.5, aunque la presencia de agua residual industrial puede modificar el pH de forma significativa
Metales pesados	Elementos conocidos tales como Cd, Zn, Ni y Hg	Algunos metales pesados se acumulan en el medio ambiente y son toxicos para los animales y las plantas. Su presencia en el agua residual puede limitar la idoneidad para el riego.
Sustancias inorganicas disueltas	Materia disuelta total, Conductividad electrica elementos concretos como Na, Ca, Mg, Cl y B	Un grado excesivo de salinidad puede perjudicar ciertos cultivos. Determinados iones como los cloruros, el sodio y el boro son toxicos para ciertas plantas. El sodio puede causar problemas de permeabilidad en los suelos
Cloro residual	Cloro libre y cloro combinado	Una concentracion excesiva de cloro libre superior a 0.05 ppm puede provocar quemaduras en las puntas de las hojas y danar algunas especies de plantas sensibles. No obstante, la mayor parte del cloro presente en un agua residual es cloro combinado, que no perjudica a las plantas. Existe cierta preocupacion por los efectos toxicos derivados de los compuestos organoclorados que pueda llegar a contaminar las aguas subterranas

CUADRO IX - 10

INCREMENTO CARACTERISTICO DE LA CONCENTRACION DE DIVERSAS SUSTANCIAS INORGANICAS PRODUCIDO POR LA UTILIZACION DEL AGUA PARA USOS DOMESTICOS	
COMPONENTES	INTERVALO DE INCREMENTO (a) (mg/l)
<b>Aniones</b>	
Bicarbonatos, HCO <sub>3</sub>	50-100
Carbonatos, CO <sub>3</sub>	0-10
Cloruros, Cl	20-50(b)
Fosfatos, PO <sub>4</sub>	5-15
Sulfatos, SO <sub>4</sub>	15-30
<b>Cationes</b>	
Amoniaco, NH <sub>4</sub>	15-40
Calcio, CaCO <sub>3</sub>	15-40
Magnesio, MgCO <sub>3</sub>	15-40
Potasio, K	7-15
Sodio, Na	40-70
<b>Otros componentes</b>	
Aluminio, Al	0.1-0.2
Boro, B	0.1-0.4
Hierro, Fe	0.2-0.4
Manganeso, Mn	0.2-0.4
Silice, SiO <sub>2</sub>	2-10
Alcalinidad total, mg/l CaCO <sub>3</sub>	100-150
Materia disuelta total mg/l	150-400

a) No se incluyen las aportaciones de vertidos comerciales o industriales  
b) No incluyen aportaciones producidas por ablandadores de agua

FUENTE: Ref.50

presentan los desagües de diversas ciudades en el cuadro IX-11, concluimos que la calificación que reciben las aguas residuales de estos sitios para su uso en agricultura, sería de buena a medianamente buena. Se puede afirmar en general que el desagüe tratado (e incluso el desagüe crudo), no tiene por que ser perjudicial para su uso en agricultura, más aún si éste ofrece la ventaja de poseer nutrientes, lo que lo hace más rentable para su uso en esta actividad.

### *Ventajas del Uso de Aguas Residuales en la Agricultura*

Las aguas residuales pese a que constituyen un problema sanitario, ofrecen muchas ventajas para su reuso en agricultura, sobre todo en áreas desérticas o donde se presentan estiajes pronunciados. Entre ellas tenemos:

#### **Valor de los Nutrientes**

Existen dos maneras de evaluar el valor económico de los nutrientes contenidos en el agua residual tratada:

La valoración a precios de mercado, que consiste en determinar la cantidad equivalente de fertilizante que existe en el agua residual en forma de nutrientes,

CUADRO IX-11

**PARAMETROS DE IMPORTANCIA EN IRRIGACION  
ENCONTRADOS EN LOS DESAGUES DE VARIAS CIUDADES**

	pH	% Na	SAR	Boro (ppm)	Cloruros (ppm)	Sulfatos (ppm)	Cond.Elec	Total sales disueltos (ppm)
<b>San Juan (a)</b>								
Desague Crudo	7.27	-	-	-	115.4	240.3	1177	991
Laguna Primaria	8.55	-	-	-	118.8	217	1031	1020
Laguna Secundaria	8.52	-	-	-	116.3	230.8	1014	1021
<b>Tacna (1977) (b)</b>								
Desague crudo	6.9	-	-	-	99-138	325--530	940-2400	840-1140
Desague tratado	7.4	-	-	-	88-130	315-678	236-1970	850-1175
<b>California (c)</b>								
Desague tratado	7.7	73	10.63	0.5	526	66	2390	1295
<b>Tokyo (d)</b>								
Desague crudo	7.1-7.2	-	-	-	86	-	-	361
Tratamiento Secundario	6.9-7.2	-	-	-	88	-	-	364
<b>Metcalf&amp;Eddy (*) (e)</b>								
Alta	-	42	2.51	-	100	-	-	850
Media	-	-	-	-	50	-	-	500
Baja	-	42	1.22	-	30	-	-	250

(a) Clasificación de los desagues según Metcalf&Eddy

FUENTE: (a) Ref.82,(b) Ref.33,(c) Ref.50,(d)Ref.82,(e) Ref.43

estableciendo su precio de mercado. Por ejemplo, si consideramos que el desagüe de Ciudad Pachacútec (Zonas de Drenaje III y IV) tiene un caudal de 374.38 lps y suponiendo que contiene 30 ppm de Nitrógeno, del cuadro IX-12 extraemos el valor correspondiente al Amoniacó Anhidro (\$0.376 por Kg.); el valor equivalente de fertilizante será de 133400 dólares por año. Dependiendo del tipo de cultivo y de la forma de la curva de aporte de Nutrientes-Producción por hectárea. El valor del contenido de un elemento nutritivo aumenta hasta el punto de en que un aporte adicional de este nutriente sobrepasa el nivel que provoca una disminución en la producción; a partir de ese punto su valor económico se hace nulo o incluso negativo (ver figura IX-2).

### **Mayor Productividad de los Cultivos**

Al hacer la comparación de los rendimientos de los cultivos regados con efluentes provenientes de lagunas de estabilización secundarias contra los irrigados con aguas blancas, se establece una neta superioridad de los primeros (Ver figura IX-3) debido a los nutrientes que se



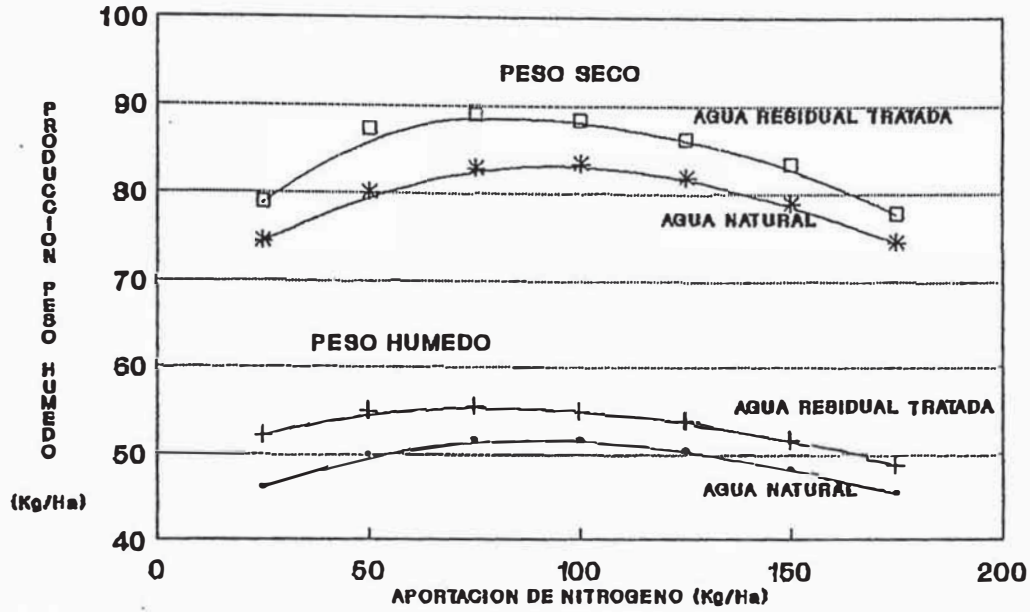
CUADRO IX - 12

PRECIOS PAGADO POR LOS AGRICULTORES EN MARZO DE 1981  
 POR DIFERENTES ELEMENTOS NUTRITIVOS

FERTILIZANTE	CONTENIDO %	PRECIO DEL (N) o (P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> ) DOLARES/Kg
<b>NITROGENO</b>		
Sulfato amonico	20	0.825
Nitrato amonico	33	0.693
Urea	45	0.620
Amoniacó anhidro	83	0.376
Disolución amoniacal	32	0.667
<b>FOSFORO</b>		
Superfosfato	20	0.748
Superfosfato triple	45	0.651

FUENTE: Ref.50

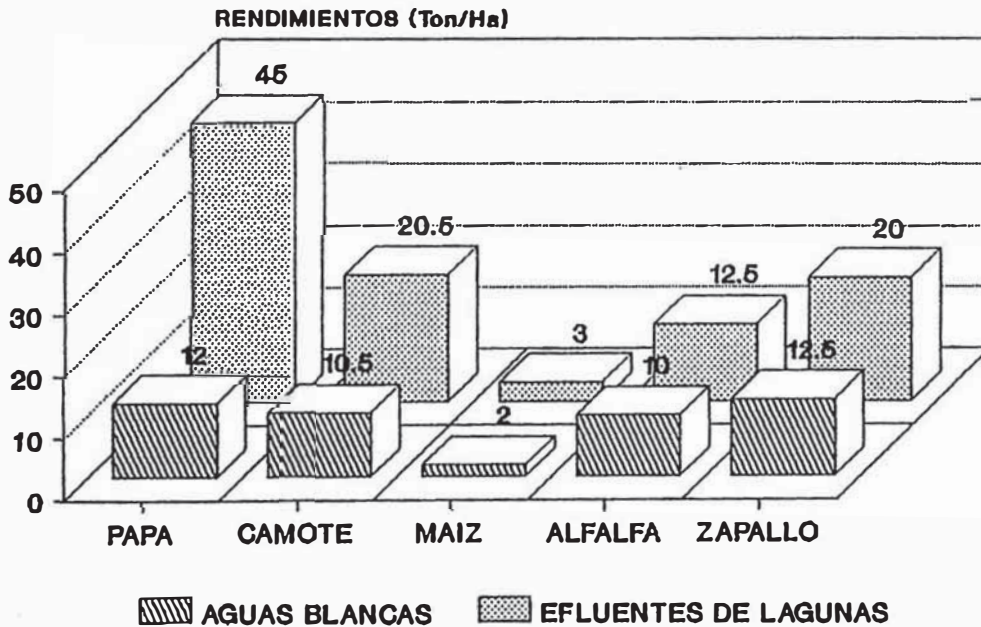
## PRODUCCION DE MAIZ EN FUNCION AL APORTE DE NITROGENO (CALIFORNIA 1975)



FUENTE: Ref.60

FIGURA IX-2

## RENDIMIENTOS OBTENIDOS EN RIEGOS CON EFLUENTES DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION SECUNDARIA Y AGUAS BLANCAS (TACNA-PERU)



FUENTE: Ref.70

FIGURA IX-3

encuentran contenidos en las aguas servidas tratadas.

Se ha señalado en el capítulo VII que una de las mayores deficiencias del tratamiento por lagunas es la gran cantidad de sólidos suspendidos que contiene el efluente tratado (debidos principalmente a la presencia de las algas); ésto es de peculiar importancia cuando la disposición final de estas aguas se hace a algún cuerpo de agua. En el caso de aprovechar estos efluentes para irrigación, esta elevada concentración significa contar con gran cantidad de nutrientes, útiles para la fertilización del suelo. Una clara aplicación de este concepto se realizó en Tacna.

De este análisis se nota el gran beneficio que se obtiene mediante el uso de aguas servidas en la agricultura.

#### b) Suelos

##### *Clases de Suelos y su relación con el Riego con Agua Residual*

Como los suelos están compuestos de partículas que varían tanto en tamaño como en forma, es necesario definirlos bajo términos específicos que estén de acuerdo con su estructura y nos den una indicación de sus propiedades físicas. Para

esto se consideran tres grandes grupos fundamentales y generales de suelos: arenas, suelos francos y arcillas.

### **Arena**

El grupo de las arenas, incluye todos los suelos de los cuales a través del tamizado, la arena da más de un 70% o más de todo el material en peso.

Los suelos arenosos tienen como característica su elevada capacidad de drenaje lo que los hace aceptables para el riego con aguas residuales urbanas, y son aconsejables para aquellos cultivos cuyas raíces no admitan exceso de agua durante largos períodos de tiempo.

Se define como suelo con buen drenaje los que tiene un nivel de infiltración igual o superior a 5 cm/día.

### **Arcillas**

Para que un suelo sea designado como una arcilla debe llevar como mínimo un 35% de fracción arcillosa, y en la mayor parte de los casos no menos del 40% o más, las características de ésta son dominantes y la clase se llama arcilla arenosa, arcilla limosa, o simplemente arcilla. Las arcillas arenosas contienen casi siempre más arena que arcilla.

Los suelos de textura fina y pesados, como arcillas, tiene muy mal drenaje. El elevado

contenido en arcilla hace que los horizontes sean casi impermeables por lo que en el riego con aguas residuales siempre aparecerá el problema de exceso de aplicación de agua y el peligro de encharcamiento.

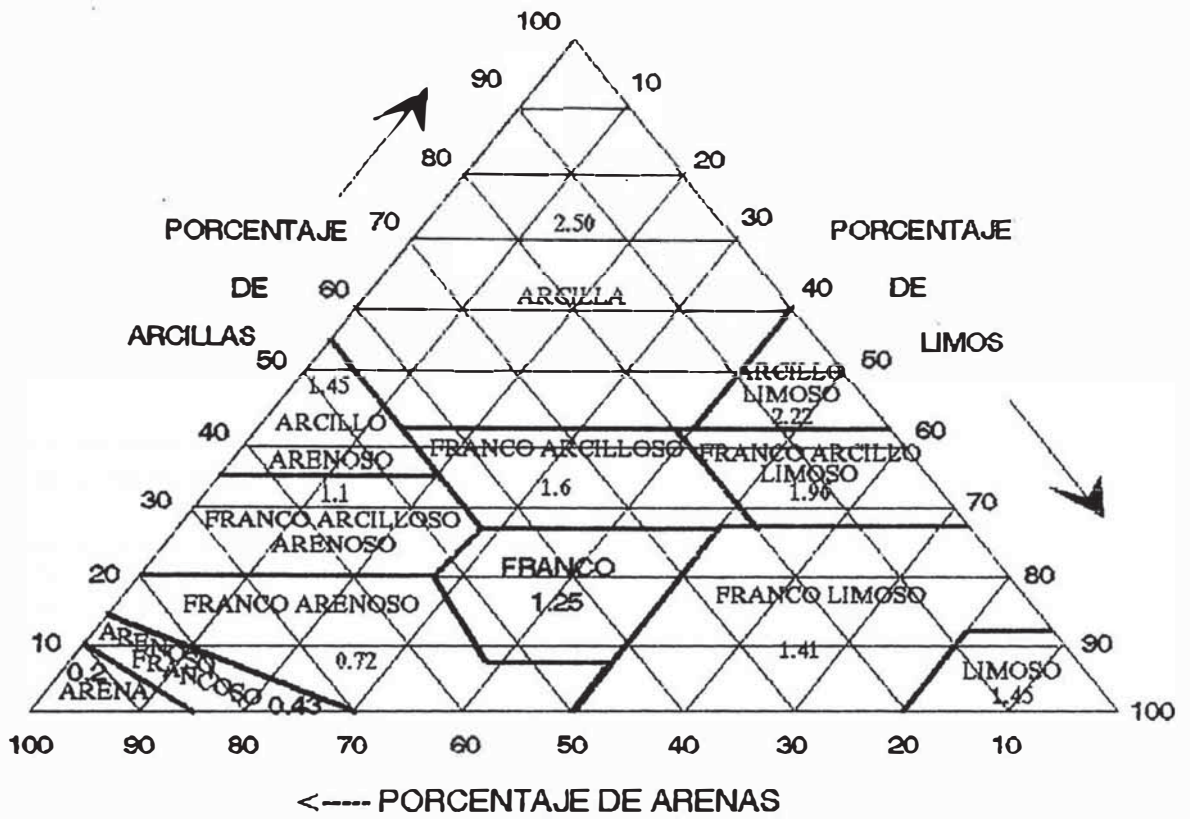
### **Suelos francos**

Los suelos francos presentan propiedades adecuadas para la agricultura ya que la mezcla de partículas de arena, limo calcáreo y arcilla se encuentra en iguales proporciones. En los suelos francos en que predomina la arena, se denominan franco-arenosos; por lo mismo existirán además, franco-calcáreos o limosos, franco-arcillosos limosos y franco-arcillosos.

En el estudio de las posibilidades de aplicación de aguas residuales a un tipo de suelo se debe considerar la pirámide de texturas que involucra los porcentajes en tres dimensiones de arcillas, limos y arenas con la subsecuente clasificación del suelo por textura. Esta pirámide se presenta en la figura IX-4, donde se muestran también las láminas que pueden retener los suelos en función de su textura, siendo estos valores aproximados y pudiendo variar en función de otros parámetros.

En los suelos pesados y de textura fina, como los arcillosos, debido a su deficiente drenaje,

FIGURA IX - 4



FUENTE: Ref. 77

sólo es factible regar con aguas residuales mediante escorrentía superficial y en este tipo de suelos el riego debe ser controlado ya que siempre existirá el problema de encharcamiento.

### 9.7 PRINCIPALES METODOS DE RIEGO CON AGUAS SERVIDAS

Los métodos de riego varían con las zonas dentro de cada área y de una parcela a otra a causa de las diferencias en los suelos, o de su topografía; la tendencia actual es a disminuir la irrigación con aguas residuales en las regiones lluviosas y a aumentarla en las zonas áridas.

Cualquiera que fuese el sistema de distribución a utilizar, la capacidad de éste estará dada por la fórmula:

$$Q = \frac{C * A * D}{F * H}$$

donde:

**Q** = Capacidad de descarga (l/s)

**C** = Constante (28.1)

**A** = Area del campo (Ha)

**D** = Profundidad de aplicación (cm)

**F** = Frecuencia de riegos (días)

**H** = Duración de operación (horas)

De un modo práctico en el Perú se ha establecido que la tasa de aplicación por área (módulo de riego) sea de 1 l/s/Ha.

Los sistemas de riego superficial pueden resumirse principalmente en:

a) **Riego por Aspersión**

Unicamente es aplicable cuando el agua residual ha sido acondicionada mediante tratamiento secundario y desinfección, debido a que el agua residual cruda obstruye tuberías por la materia orgánica y sólidos suspendidos y crea un medio favorable para formación de incrustaciones y dispersión de aerosoles.

b) **Riego por Surcos y Caballones**

Se aplica el agua mediante flujo por gravedad. El líquido llega por los surcos y va penetrando en el suelo; es recomendable tener un terreno llano para permitir un flujo lento del líquido por los surcos. Una vez realizado el vertido debe permitirse que los surcos se sequen pues se pueden colmatar los poros del suelo.

c) **Riego por Inundación**

Consiste en inundar el suelo con un volumen elevado de vertido de forma que el líquido



alcance cierta altura sobre el nivel del suelo; esta altura dependerá del tipo de suelo, del volumen del vertido y del tipo de cultivo.

d) **Infiltración-Percolación**

Este sistema se utiliza como un sistema natural de tratamiento similar al de filtros de arena intermitentes. El tipo de suelo adecuado es el arenoso o franco-arenoso. Este sistema se desarrolló inicialmente como un método de recarga de acuíferos o de eliminación de aguas residuales, pero actualmente se considera una forma muy útil de tratamiento de aguas residuales urbanas.

Se requieren suelos cuya capacidad de infiltración oscila entre 10 y 60 cm/día. Las finalidades de este sistema son: la recarga de niveles piezométricos, tratamiento natural de un vertido haciendo que se percole a través del suelo y del subsuelo hasta su incorporación a un curso normal de agua.

Los criterios técnicos para seleccionar infiltración-percolación son:

Los suelos más aceptables son los arenosos, los franco-arenosos y los que tienen alto contenido de grava.

En general las gravas y arenas muy gruesas

no son adecuadas para este sistema debido a que el agua residual pasa muy rápidamente por los horizontes superiores al suelo, que es donde se localiza la mayor parte de la actividad bioquímica.

La capacidad e intensidad de percolación influye sobre la intensidad de la depuración y sobre la velocidad de movimiento del agua residual en el acuífero.

Las características del subsuelo son muy importantes, pues la situación del acuífero, si es más elevado que el lugar hacia donde percola el agua residual, hace que el agua natural existente no se contamine pero que se limite el volumen del vertido, mientras que si está más bajo que el lugar de percolación, el vertido se mezclará con el agua del acuífero y se incorporará a su movimiento. Para que esto último sea aconsejable se deben conocer antes las características del subsuelo y del acuífero, pues la recarga puede ser peligrosa y, en ciertos casos irreversible.

## 9.8 CRITERIOS DE SELECCION DE CULTIVOS

Los factores más importantes en la selección de los cultivos son los que se describen a continuación:

### a) Normatividad Oficial

Este factor es el primero que se debe tomar en cuenta y en nuestro País, la norma vigente para el riego de áreas agrícolas se encuentra señalada en "La Ley General de Aguas". Sin embargo, se hizo mención que los dispositivos contemplados no establecen específicamente límites de calidad del agua servida con fines de irrigación, por lo que se recomiendan las directrices sugeridas por la OMS.

### b) Tolerancia a la Salinidad y al Boro

Un contenido elevado de sales o de Boro, tanto en el suelo como en las aguas de riego, influye en la selección de especies vegetales.

El efecto más importante de la salinidad sobre los cultivos es una reducción del proceso de absorción de agua por las raíces de las plantas. Cuanto más salino es el suelo, más dificultades encuentran las plantas para absorber el agua que necesitan. En caso de ocurrir este hecho las plantas adquieren un

aspecto raquíptico y sus hojas son diminutas y de color oscuro o verde azulado. Si el contenido salino es muy alto en el suelo, las plantas morirán como consecuencia de una deficiencia extrema de humedad y no por el efecto tóxico de la salinidad. El lavado de sales contenido en el suelo (Regeneración de suelos) y la selección de especies vegetales (ver cuadro IX-13) son los dos métodos más utilizados en forma simultánea que permiten disminuir los efectos desfavorables de la salinidad.

### **Regeneración de Suelos**

En ciertos casos, un agua residual con escasa Salinidad puede utilizarse para regenerar un suelo salino. Con la expresión "regeneración de un suelo" suele designarse a todo el conjunto de técnicas de tratamiento de recuperación de un terreno no cultivado destinado a disminuir la salinidad del suelo mediante su lavado (en especial de la salinidad de los 60 cm. superiores de la capa de suelo), hasta alcanzar niveles aceptables para su cultivo o mediante la disminución de la sodicidad del suelo mediante incorporación de sales tales como Azufre, Acido Sulfúrico y yeso, conjuntamente con sesiones de lavado de aproximadamente de 100 a 200 mm de

CUADRO IX - 13

TOLERANCIA RELATIVA DE LOS CULTIVOS AGRICOLAS A LA SALINIDAD

TOLERANTES	MODERADAMENTE TOLERANTES	MODERADAMENTE INSENSIBLES	INSENSIBLES
<p><b>CULTIVOS PRODUCTORES DE FIBRAS, SEMILLAS Y AZUCARES</b></p> <p>CEBADA ALGODON JOJOBA REMOLACHA AZUCARERA</p>	<p><b>CULTIVOS PRODUCTORES DE FIBRAS, SEMILLAS Y AZUCARES</b></p> <p>AVENA SORGO TRIGO TIERNO TRIGO REDONDILLO</p>	<p><b>CULTIVOS PRODUCTORES DE FIBRAS, SEMILLAS Y AZUCARES</b></p> <p>HABA MAIZ LINO MANI ARROZ CANA DE AZUCAR OIPASOL</p>	<p><b>CULTIVOS PRODUCTORES DE FIBRAS, SEMILLAS Y AZUCARES</b></p> <p>SESAMO</p>
<p><b>PRODUCTOS HORTICOLAS</b></p> <p>ESPARRAGOS</p>	<p><b>PASTOS Y FORRAJES</b></p> <p>CEBADA TREBOL TREBOL DULCE TRIGO TIERNO</p>	<p><b>PASTOS Y FORRAJES</b></p> <p>ALFALFA HENO GRIS MAIZ, FORRAJE AVENA COMUN, FORRAJE CENTENO, FORRAJE TREBOL ALBERJA</p>	<p><b>PRODUCTOS HORTICOLAS</b></p> <p>ZANAHORIA CEBOLLA</p>
<p><b>FRUTALES</b></p> <p>PALMERA DATILERA</p>	<p><b>PRODUCTOS HORTICOLAS</b></p> <p>ALCACHOFA REMOLACHA CALABACIN ACEITUNAS PAPAYA PIÑA GRANADA</p>	<p><b>PRODUCTOS HORTICOLAS</b></p> <p>COL COLIFLOR APIO MAIZ TIERNO PEPINO COL-RABANO LECHUGA MELON PIMIENTO PAPA CALABAZA RABANO ESPINACA TOMATE NABO SANDIA</p> <p><b>FRUTALES</b></p> <p>UVA</p>	<p><b>FRUTALES</b></p> <p>ALMENDRA MANZANA CHIRIMOYA CEREZA LIMON LIMA NISPERO MANGO NARANJA MELOCOTON PERA CIRUELA PESA MANDARINA</p>

FUENTE: R. 50

agua antes y después de la siembra.

La tolerancia al Boro de las especies vegetales se presentan en el cuadro IX-14.

**c) Consideraciones Económicas**

La capacidad relativa de los cultivos para producir beneficios económicos viene determinado por diversos factores, el cual depende de las condiciones de mercado local y de la rentabilidad de los cultivos. Esto viene determinado fundamentalmente por la producción por hectárea que puede obtenerse con él, en todo caso, habría que determinarse fundamentalmente la producción por hectárea mínima que debería alcanzarse con determinados cultivos para cubrir los costes de producción en cada zona.

**d) Exigencias Climáticas**

Las condiciones climáticas tienen una influencia significativa en la selección de los cultivos; por ejemplo, en el caso de los forrajes, éstos pueden clasificarse como plantas perennes de estación fría o como plantas perennes de estación cálida (obviamente sólo prosperan en zonas frías o cálidas). Como se nota, de no hacerse una adecuada selección de los cultivos, ello involucraría una disminución de la producción.

CUADRO IX - 14

TOLERANCIA RELATIVA AL BORO DE DIVERSOS CULTIVOS AGRICOLAS					
MUY SENSIBLES (<0.5 ppm.)	SENSIBLES (0.5 - 1.0 ppm.)	MODERADAMENTE SENSIBLE (1.0 - 2.0 ppm.)	MODERADAMENTE TOLERANTES (2.0 - 4.0 ppm.)	TOLERANTES (4.0 - 6.0 ppm.)	MUY TOLERANTES (6.0 - 15.0 ppm.)
LIMON MORA	PALTA NARANJA MELOCOTON CEREZO CIRUELA KAKI HIGO UVA NUEZ CEBOLLA AJO TRIGO CEBADA FRESA ALCACHOFA MANI	PIMIENTO ZANAHORIA RABANO PAPA PEPINO	LECHUGA COL APIO NABO GRAMA AVENA MAJZ TABACO MOSTAZA TREBOL ZAPALLO MELON	SORGO TOMATE ALFALFA PEREJIL REMOLACH. AZUCARERA	ALGODON ESPARRAGO

FUENTE: Ref.50

#### e) Características Físicas del Suelo

La textura del suelo no influye directamente en la selección de los cultivos que han de regarse con agua residual tratada, sin embargo, determinadas combinaciones de textura y estructuras de suelo y, en particular, la presencia de capas impermeables pueden ser un criterio de selección importante.

El laboreo cuando el suelo está húmedo o durante el riego puede verse seriamente afectado dependiendo de las características físicas del suelo.

La acidez de los suelos ( $\text{pH} < 5.5$ ) es otra característica de ellos que se debe tomar en cuenta. Aunque es posible seleccionar especies vegetales con capacidad relativa para tolerar pH bajos, lo más práctico en la mayoría de los casos es corregir el pH del suelo, mediante la utilización de fertilizantes neutros o alcalinos.

### **9.9 APLICACION DEL REUSO DEL DESAGUE EN CIUDAD PACHACUTEC**

La división de la Ciudad en Zonas de Drenaje independientes ha definido cantidades estimadas de aguas servidas que serán tratadas en igual número de sistemas de tratamiento. Como se explicó en el capítulo VII, los



caudales de desagüe tratados de las Zonas de Drenaje I, II y V servirían para la irrigación de un cordón ecológico ubicado entre las cotas 75 y 100 m.s.n.m., que atraviesa la Ciudad de extremo a extremo.

En cuanto se refiere a la Zona de Drenaje III (donde se encuentra incluida la Primera Etapa), conseguido el tratamiento de sus desagües se presenta el problema de su disposición final o posible aprovechamiento. Si bien es cierto, en el área donde se ubica la batería de lagunas de estabilización pertenecientes a esta Zona de Drenaje, existen varias chacras y sembríos, éstos se abastecen mediante las aguas servidas provenientes de la vecina localidad de Ventanilla; cabe destacar que se ha comprobado el hecho de que lo hacen usando el desagüe crudo, habiendo interrumpido incluso los dispositivos de interconexión entre las lagunas primarias y secundarias existentes. De acuerdo a su ubicación y altura, el sistema proyectado podría derivar parte de sus desagües hacia la franja ecológica definida alrededor del Cerro Cachito (12 Has). A razón de un módulo de riego de 1 l/s/Ha, sólo 12 lps podrían ser aprovechados en esa zona. Como se cuenta con un caudal de saturación para la Zona de Drenaje III de 323.76 lps, el caudal sobrante de aguas servidas tratadas sería 311.76 lps, sin destino definido.

La Zona de Drenaje IV aportará un caudal de desagüe de 50.62 lps, y del mismo modo que acontece con la anterior señalada, no cuenta con un área que las

recepcione y las aproveche para irrigación.

Por tanto, se puede concluir que a futuro, la Ciudad Pachacútec, tendrá a través de sus Zonas de Drenaje III y IV un caudal de desagüe sobrante de 362.38 lps.

El Programa Nacional de Drenaje y Recuperación de Tierras (PRONADRET), ha firmado un convenio con el Municipio de Ventanilla, a fin de llevar a cabo la ampliación de la frontera agrícola de este distrito, aprovechando zonas eriazas y pantanosas. Justamente una zona aledaña a los límites de la Ciudad está contemplada dentro de este plan, para lo cual incluso PRONADRET ha considerado la irrigación de esta zona mediante el uso de los desagües tratados en Ciudad Pachacútec.

Esta zona se encuentra ubicada a ambos márgenes de la carretera de acceso a la playa de Ventanilla, con una extensión aproximada de 400 Has, y con cotas que varían entre 0 y 15 m.s.n.m. Las características de su suelo son: alto nivel freático y elevada salinidad del suelo, haciéndolo inadecuado para usos agrícolas. El plan de recuperación de esta zona preve la posibilidad de implementar o no una batería de lagunas en esta zona, tratando los desagües de Ciudad Pachacútec, o simplemente aprovechando los efluentes ya tratados en ésta; las operaciones de drenaje y regeneración de suelo (lavando las sales que se encuentran en éste con los desagües tratados), serán efectuados en este orden. De esta forma se incorporará estas áreas a la agricultura.

La solución al problema señalado de caudal sobrante queda resuelto al incluirse dentro de este plan de recuperación, siendo prioritarias las labores de drenaje antes de producirse los caudales de desagüe previstos.

La Ciudad Pachacútec en su Primera Etapa (motivo de esta tesis) tendrá un caudal de desagüe equivalente a 150.83 lps; de éstos 12 lps se destinarán a la forestación de la zona ecológica del Cerro Cachito. Suponiéndose que el plan de recuperación de PRONADRET se ejecute en su primera fase (drenaje) antes de la implementación de la segunda batería de lagunas, prevista dentro de cinco años aproximadamente, el caudal restante podrá aprovecharse para la irrigación de las áreas recuperadas conduciéndose los efluentes por gravedad.

En vista que se estaría aprovechando sólo alrededor de 140 Has, aún quedan por irrigar 260 Has más en esta zona, que se cubrirán cuando lleguen a su saturación las Zonas de Drenaje III y IV (adicionando 211.55 lps). Se debe volver a insistir en que si para el tratamiento de la Zona de Drenaje IV han de bombearse sus desagües, es preferible que éste se realice hacia el área en cuestión, pues no tendría caso sobrecargar el sistema de lagunas de la Zona III, si de todas formas sus efluentes seran aprovechados en las áreas recuperadas.

De cualquier manera, todas estas consideraciones están supeditadas a la realización o no de este plan por parte de PRONADRET, que debe ser tomado con la seriedad

del caso por las autoridades de los Ministerios de Agricultura, y de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción; y en particular, de la Municipalidad de Ventanilla.

Solucionado lo referente a las cantidades de aguas servidas aprovechables, nos remitiremos tan sólo ocuparnos de lo concerniente al reuso en la Primera Etapa.

a) **Aspectos Microbiológicos**

Para la discusión de este aspecto, nos basaremos en el análisis de sensibilidad realizado para el dimensionamiento de las lagunas facultativas en el Capítulo VII, el cual nos indica que durante 6 meses (Diciembre a Mayo), teóricamente se tendrían niveles de colimetría que variarían entre  $2.8 \times 10^2$  y  $1.03 \times 10^3$  CF/100 ml, siendo estos valores aceptables para el uso irrestricto del agua de riego (basándonos en las Directrices de la OMS); la selección de los cultivos estaría limitada solamente por la sensibilidad de las especies vegetales a los componentes que contiene el desagüe y a las características del suelo. Para los otros 6 meses (Junio a Noviembre), se recomienda que se utilicen aquellas especies vegetales de tallo corto y rastreros que no se consuman crudas, especies

forrajeras o aquellas utilizadas en agroindustria, pese a que los efluentes tendrían colimetrías bastante cercanas a lo establecido en las Directrices de la OMS ( $1.8 \times 10^3$  a  $4.05 \times 10^3$  CF/100 ml).

**b) Aspectos Físico-Químicos**

Como se señaló anteriormente, se supuso que el desagüe de Ciudad Pachacútec tendría características similares al de alguna de las ciudades señaladas en el cuadro IX-11, llegándose a la conclusión que estas aguas estarían catalogadas como buenas o medianamente buenas para su uso en irrigación.

Dada la calidad físico-química de los suelos (suelos salinos) se recomienda trabajos de "**regeneración de suelos**", a través de lavados de suelos y aplicación de sustancias alcalinas. Para la selección de cultivos se elegirá aquellos que sean resistentes a la salinidad (ver cuadro IX-14).

**c) Características de los Suelos**

En este aspecto la zona en cuestión tiene como característica principal un alto nivel freático, por lo que para su aprovechamiento en agricultura será necesario plantear una red de

drenaje abierto complementado con drenes entubados para deprimir el nivel freático. Esta tarea se hará primero que la regeneración de suelos.

**d) Consideraciones Económicas**

Dada la complejidad de este análisis, el cual sería motivo de otra tesis, optaremos por aquellos cultivos que ya tienen presencia en el mercado, basados en la idea de que si un producto existe en el mercado, es porque los agentes económicos que lo comercializan consideran que éste tiene un margen de ganancia asegurado.

**e) Otras Consideraciones**

Entre las otras consideraciones que tendremos en la selección de cultivos, será la selección de especies vegetales que de alguna forma se tienen experiencia con el riego de aguas servidas tratadas, (como es el caso de San Juan y el de Tacna).

**f) Normatividad**

Se ha explicado en el desarrollo del presente capítulo que las directrices de la OMS serán adoptadas en nuestro caso, por considerarse que

hacen expresa referencia al uso de desagües en agricultura, determinando niveles de calidad razonables sin poner en riesgo la salud pública.

**g) Selección de Cultivos**

En función a las consideraciones tratadas anteriormente se recomienda el uso de las siguientes especies vegetales:

Maíz Amarillo, Maíz Chala, Maíz amiláceo, Maíz híbrido, Algodón, Frijol, Zapallo, Papa, Camote, Ají.

Para la zona del cordón ecológico se recomiendan los siguientes árboles:

Eucalipto, Molle, Cedro, Casuarina.

**9.10 POSIBILIDADES DEL REUSO DE DESAGÜES EN ACUICULTURA EN CIUDAD PACHACUTEC**

La predicción del posible reuso en acuicultura es más difícil de establecer, dadas las mayores exigencias de calidad del agua residual tratada en comparación con la agricultura, sobre todo en lo que se refiere a Nitrógeno y Oxígeno Disuelto. En todo caso si se quisiera hacer uso de esta práctica es necesario esperar que se establezca la aportación del desagüe (mediante la implementación de conexiones domiciliarias) y evaluar la calidad del desagüe tratado en función a los parámetros y

recomendaciones señalados en el acápite 9.3. En el caso de que los niveles de calidad del agua servida no fueran suficientes para llevar a cabo esta práctica sería necesaria la construcción de otra serie más de lagunas, para poder alcanzar los requerimientos exigidos en los desagües tratados que se destinan a este uso.

En lo que respecta a la zona donde se ubicarían las granjas piscícolas, éstas se ubicarían en la misma zona propuesta para reuso agrícola, por lo que este proyecto estaría también a la espera de los trabajos de drenaje.



**CAPITULO X**  
**ESPECIFICACIONES TECNICAS DE EJECUCION DE OBRAS**

**10.1 INSTALACION DE LINEAS DE ALCANTARILLADO**

**a) Materiales**

***Tubería***

La tubería correspondiente a esta especificación sera de concreto simple normalizado (CSN), fabricada a máquina y que cumpla las normas de ITINTEC para este material; serán del tipo espiga-campana, con anillos de jebe. El cemento utilizado para su elaboración será Puzolánico

tipo IPM, debido a la agresividad del terreno. Antes de iniciarse la obra el proveedor deberá presentar la certificación de ITINTEC. Serán rechazados aquellos tubos que presenten defectos visibles como despostilladuras, rajaduras, porosidad u otros defectos de fabricación.

### **Material selecto**

Es el material utilizado en el recubrimiento total de las estructuras y, que debe cumplir con las siguientes características:

**Físicas.** Debe estar libre de desperdicios orgánicos o material compresible o destructible, el mismo que no debe tener piedras o fragmentos de piedras mayores a 3/4" de diámetro, debiendo además contar con una humedad óptima y densidad correspondiente.

El material será una combinación de arena, limo y arcilla bien graduada, del cual no más del 30% quedará retenida en la malla #4, y no menos del 55% ni más del 85% será arena que pase la malla #4 y sea retenida en la malla #200.

**Químicas.** Que no sea agresiva a la estructura construida o instalada en contacto con ella.

### Material Seleccionado

Es el material utilizado en el relleno de las capas superiores que no tenga contacto con las estructuras, debiendo reunir las mismas características físicas que el material selecto, con la sola excepción de que puede tener piedras hasta de 6" de diámetro en un porcentaje máximo del 30% .

### b) Trazo, Niveles y Replanteo

Previamente al inicio de la obra, se efectuará el replanteo del proyecto, cuyas indicaciones en cuanto a trazos y alineamientos y gradientes serán respetados en todo el proceso de la obra. Si durante el avance de la obra se ve la necesidad de hacer alguna modificación, ésta deberá ser previamente aprobada por el Ingeniero Inspector.

El Constructor cuidará la conservación de todas las señales, estacas, bench-marks, etc, y las restablecerá por su cuenta si son estropeadas, ya sea por la obra misma o por acción de terceras personas.

### c) Excavación de Zanjas

La excavación en corte abierto será hecha a mano o con equipo mecánico, a trazos, anchos y

profundidades necesarias para la construcción, de acuerdo a los planos replanteados en obra y/o presentes especificaciones.

Por la naturaleza del terreno será necesario el entibado de las paredes, a fin de que éstas no se desmoronen, poniendo en peligro la seguridad del personal obrero. Si se verificara que cualquier punto del entibado es inadecuado o inapropiado para el propósito, el Constructor estará obligado a efectuar las rectificaciones del caso.

Como el terreno está conformado por material suelto (arena), está clasificado como terreno normal, pudiendo ser excavado sin dificultad a pulso y/o con equipo mecánico.

Las excavaciones no deben efectuarse con demasiada anticipación a la construcción o instalación de las estructuras, para evitar derrumbes, accidentes y problemas de tránsito.

Como condición preliminar, todo el sitio de la excavación en corte abierto, será primero despejado de toda obstrucción existente.

Cuando existan sobreexcavaciones el Constructor estará obligado a llenar todo el espacio comprendido con concreto  $f'c = 140\text{Kg/cm}^2$  u otro material debidamente acomodado y/o compactado, contando con aprobación del Ingeniero Inspector.

El material sobrante excavado, si es apropiado para el relleno de las estructuras, podrá ser amontonado y usado como material selecto y/o calificado de relleno. El Constructor acomodará adecuadamente el material, evitando que se desparrame. El material sobrante, y el no apropiado para el relleno de las estructuras, será eliminado, efectuando el transporte y depósito en lugares establecidos.

El ancho de la zanja en el fondo debe ser tal que permita un juego de 0.15m. como mínimo y 0.60m como máximo entre la cara exterior de las uniones y la pared de la zanja. Las dimensiones estandar serán las siguientes:

DIAMETRO DE LA TUBERIA(mm)	ANCHO DE LA ZANJA (m)
200	1.00
250	1.00
300	1.10
350	1.20
400	1.20
450	1.30

El fondo de la zanja deberá quedar seco y firme, y en todos los conceptos aceptable como fundación para recibir el tubo.

En ningún caso se excavará con maquinaria tan

profundo que la tierra de la línea de asiento de los tubos sea aflojada o removida por la máquina. El último material a excavar será removido con pico y pala y se le dará al fondo de la zanja la forma definitiva para la colocación de los tubos.

**d) Relleno y Compactación de Zanjas**

El relleno podrá realizarse con el material de excavación, siempre que cumpla con las características establecidas en las definiciones del material selecto y/o material seleccionado.

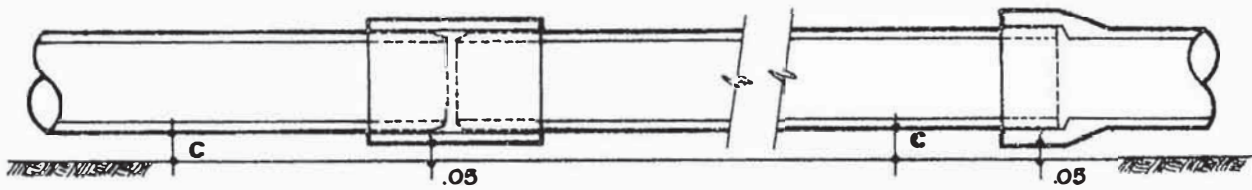
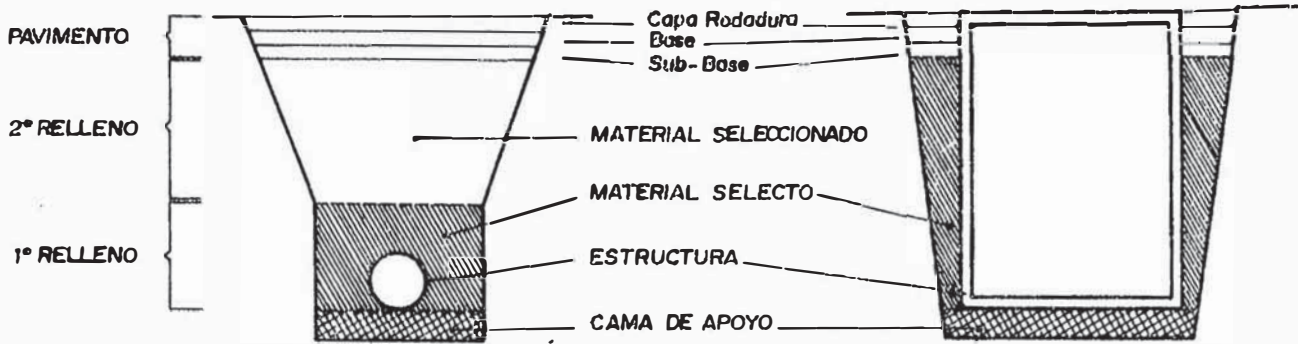
Si el material de la excavación no fuera el apropiado, se le reemplazará por material de préstamo, previamente aprobado por el Ingeniero Inspector.

***Compactación del Primer y Segundo Relleno***

El primer relleno compactado que comprende a partir de la cama de apoyo de la tubería, hasta 0.30m. por encima de la clave del tubo, será de material selecto. Este relleno se colocará en capas de 0.15m. de espesor terminado, desde la cama de apoyo, compactándolo íntegramente con apisonadores manuales de peso aprobado, teniendo cuidado de no dañar el tubo.

El segundo relleno compactado, entre el primer

## ESPECIFICACIONES TECNICAS DE RELLENO



C = T. NORMAL Y SEMIROCOSO = 0.10 mínimo  
 T. ROCOSO = 0.15 mínimo

FIG. X - 2

## CAMA DE APOYO PARA TUBERIAS

(ARENA GRUESA Ó GRAVILLA)

relleno y la sub-base, se hará por capas no mayores a 0.15m. de espesor, compactándolo con vibroapisonadores, planchas y/o rodillos vibratorios. No se permitirá el uso de apisonadores u otra herramienta manual. El porcentaje de compactación para el primer y segundo relleno no será menor de 95% de la máxima densidad seca del Proctor Modificado ASTM D 698 ó AASHTO T 180. De no alcanzar el porcentaje establecido, el constructor deberá hacer las correcciones del caso, debiendo efectuar nuevos ensayos hasta conseguir la compactación deseada.

**e) Instalación de Líneas de Desagüe**

Las líneas de desagüe serán instaladas con los diámetros indicados en los planos; de producirse alguna modificación deberá contar con la autorización del Ingeniero Inspector.

**Transporte y Descarga**

Durante el transporte y acarreo de la tubería desde la fábrica hasta la puesta a pie de obra, deberá tenerse el mayor cuidado evitándose los golpes y trepidaciones, siguiendo las intrucciones y recomendaciones de los fabricantes.



Para la descarga de la tubería en obra en diámetros menores de poco peso, deberán usarse cuerdas y tablones, cuidando de no golpear los tubos al rodarlos y deslizarlos durante la bajada. Para diámetros mayores, es recomendable el empleo de equipos mecánicos con izamiento.

Los tubos que se descargan al borde de las zanjas, deberán ubicarse al lado opuesto del desmonte excavado y quedarán protegidos del tránsito y del equipo pesado.

Cuando los tubos requieran previamente ser almacenados en la caseta de obra, deberán ser apilados en forma conveniente y en terreno nivelado, colocando cuñas de madera para evitar desplazamientos laterales. Sus correspondientes anillos de jebe deberán conservarse limpios, en un sitio cerrado, ventilado y bajo sombra.

### ***Refine y Nivelación***

Para proceder a instalar las líneas de desagüe, las zanjas excavadas deberán estar previamente refinadas y niveladas.

El refine consiste en el perfilamiento tanto de las paredes como del fondo, teniendo especial cuidado que no queden protuberancias rocosas que hagan contacto con el cuerpo del tubo.

La nivelación se efectuará en la zanja, con el

tipo de cama de apoyo aprobada.

### *Cama de Apoyo*

Como el material predominante de la zona es arena, ésta podrá aprovecharse como cama de apoyo, siempre y cuando esté libre de sales. Tendrá un espesor no menor de 0.10m., debidamente compactada o acomodada, medida desde la parte baja del cuerpo del tubo; siempre y cuando cumpla con la condición de espaciamiento de 0.05m. que debe existir entre la parte exterior de la campana del tubo y el fondo de la zanja excavada.

### *Bajada a Zanja*

Antes que las tuberías sean bajadas a zanjas para su instalación, cada una de ellas será inspeccionada y limpiada, eliminándose cualquier elemento defectuoso que presente rajaduras o protuberancias. Todas las tuberías serán recubiertas exteriormente con emulsión asfáltica.

La bajada podrá efectuarse a mano sin cuerdas, a mano con cuerdas o con equipo de izamiento de acuerdo al diámetro y peso de cada elemento, y a la recomendación de los fabricantes con el fin de evitar que sufran daño que comprometa el buen

funcionamiento de la línea.

### **Limpieza de las Líneas de Desagüe**

Antes de proceder a su instalación, deberá verificarse su buen estado, conjuntamente con sus correspondientes anillos de jebe.

Durante el proceso de instalación, todas las líneas deberán permanecer limpias en su interior.

### **Nivelación y Alineamiento**

La instalación de un tramo (entre dos buzones), se empezará por su parte extrema inferior, teniendo cuidado que la campana de la tubería quede con dirección aguas arriba.

El alineamiento de las tuberías se efectuará colocando dos cordeles: uno en la parte superior y otro a un costado de ella, para conseguir de esa forma el alineamiento vertical y horizontal. Los puntos de nivel serán colocados con instrumentos topográficos.

### **Niplería**

Todo el tramo será instalado con tubos completos a excepción del ingreso y salida del buzón, en donde se colocarán niples de 0.60m como máximo, anclados convenientemente a las cámaras de

inspección.

### Profundidad de la Línea de Desagüe

Se debe verificar en todo punto del tramo, que el recubrimiento del relleno sea no menor a 1.00m, medido desde la clave del tubo al nivel de pavimento.

### Cambios de Diámetro en la Línea de Desagüe

En los puntos de cambio de diámetro de la línea, en los ingresos y salida del buzón, se harán coincidir las tuberías en la clave, cuando el cambio sea de menor a mayor diámetro; y en el fondo cuando el cambio sea de mayor a menor diámetro.

### Buzones

El primer trabajo debe ser la construcción de los buzones, que serán los que determinen la nivelación y el alineamiento de la tubería. Se dejarán las aberturas para recibir las tuberías de los colectores y empalmes previstos.

Los buzones serán de concreto vaciado en sitio, de acuerdo a las especificaciones mostradas, usándose cemento puzolánico tipo IPM.

El diámetro interior del buzón será de 1.20m. para profundidades de hasta 3.00m.; para

profundidades mayores éste será de 1.50m.

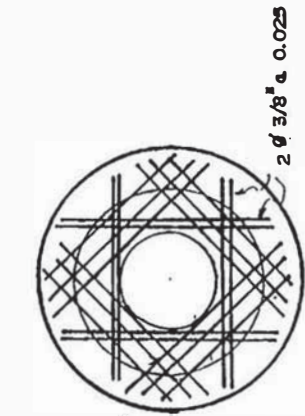
Las demás características están detalladas en las figuras X-3 y X-4, indicándose dimensiones, resistencias del concreto y otros detalles.

Toda tubería de desagüe que drene caudales significativos, con fuerte velocidad y tenga una caída mayor de 1m. a un buzón, requerirá de un diseño de caída especial, como se muestra a continuación en las figuras X-5 y X-6.

Las tapas de registro deberán ir al centro del techo y serán fabricadas de concreto armado, disponiendo de un orificio para la ventilación de los colectores. Estas se apoyarán sobre un marco de fierro fundido de primera calidad. Las tapas de los buzones, además de ser normalizadas, deberán ser resistentes a la abrasión, fáciles de operar y no propicias al robo.

Para la construcción del buzón se utilizará obligatoriamente mezcladora y vibrador. El encofrado interno y externo será metálico siendo sus paredes interiores de superficie lisa o tarrajada con mortero 1:3 y 1/2" de espesor. Todas las esquinas y aristas vivas serán redondeadas.

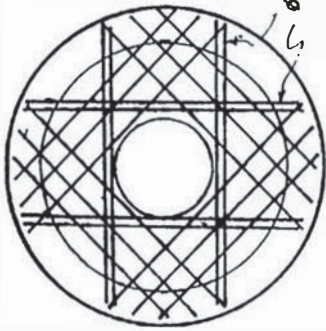
Sobre el fondo, se construirán las "medias cañas" o canaletas que permitan la circulación



ARMADURA DE TECHO

BUZON DE D=1.20 m.

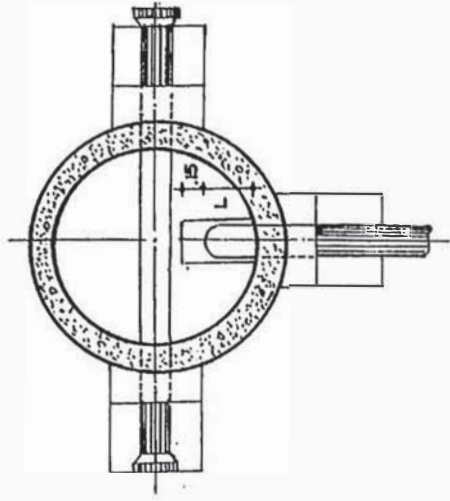
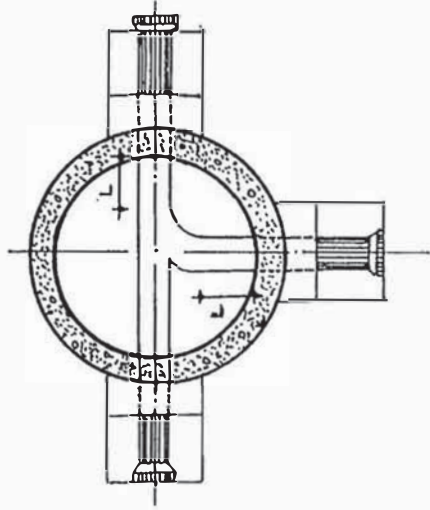
( F<sup>o</sup> Corrugado Fy=4200 Kg/cm<sup>2</sup> )



ARMADURA DE TECHO

BUZON DE D=1.50 m.

( F<sup>o</sup> Corrugado Fy=4200 Kg/cm<sup>2</sup> )



L=0.30 ( BUZON D=1.20 )

L=0.40 ( BUZON D=1.50 )

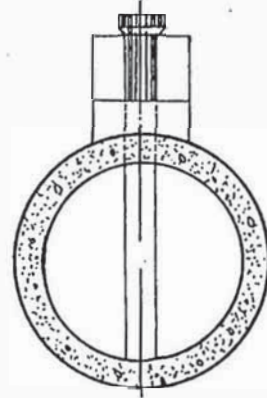
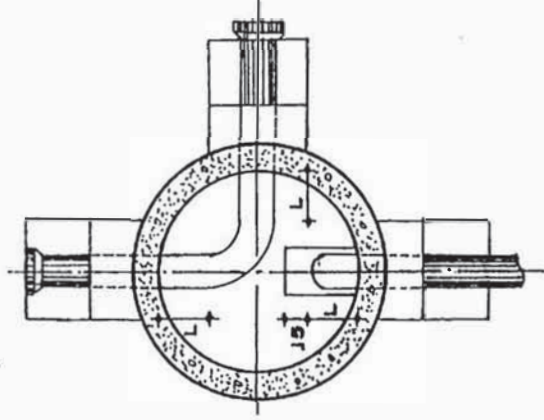
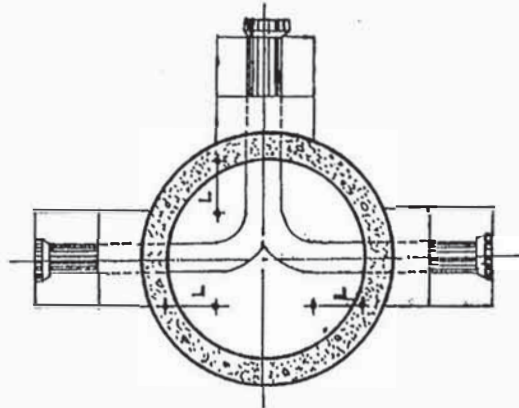
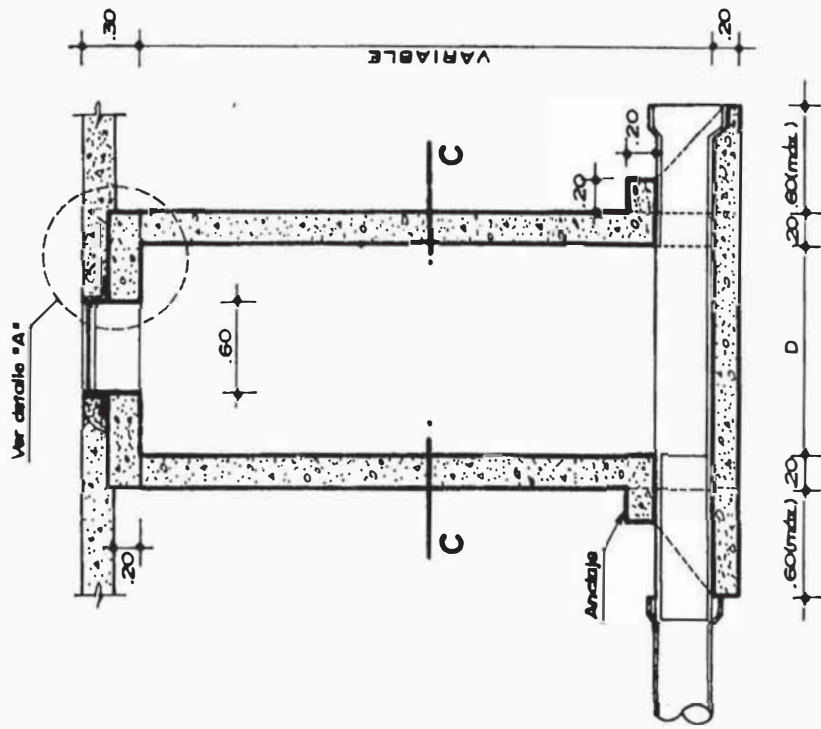
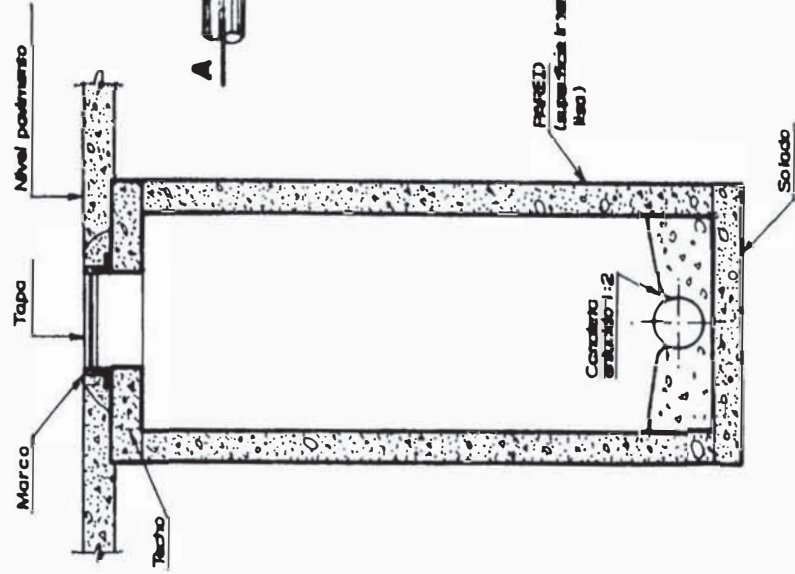


FIG X-3

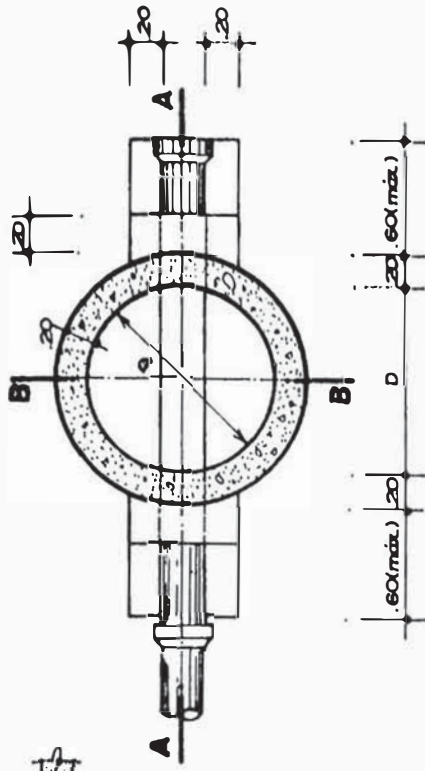
DETALLE DE CANALETAS  
Y ARMADURA DE TECHO  
PARA BUZONES



**Corte A-A**



**Corte B-B**



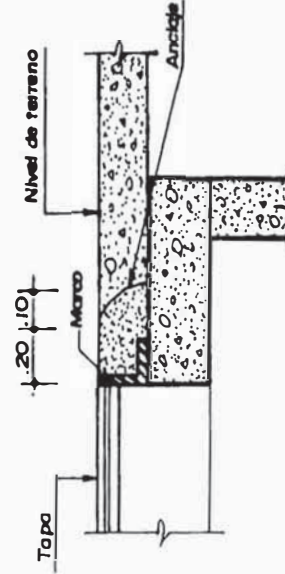
**PLANTA**  
( Corte C-C )

D = 1.20 m. ( hasta 3.00 m. de profundidad )

D = 1.50 m. ( mayor de 3.00 m. de profundidad )

**CLASES DE CONCRETO F<sub>c</sub>**

TECHO	210 Kg/cm <sup>2</sup>
PARED, SOLADO, CANALETA	175 Kg/cm <sup>2</sup>
ANCLAJE	140 Kg/cm <sup>2</sup>



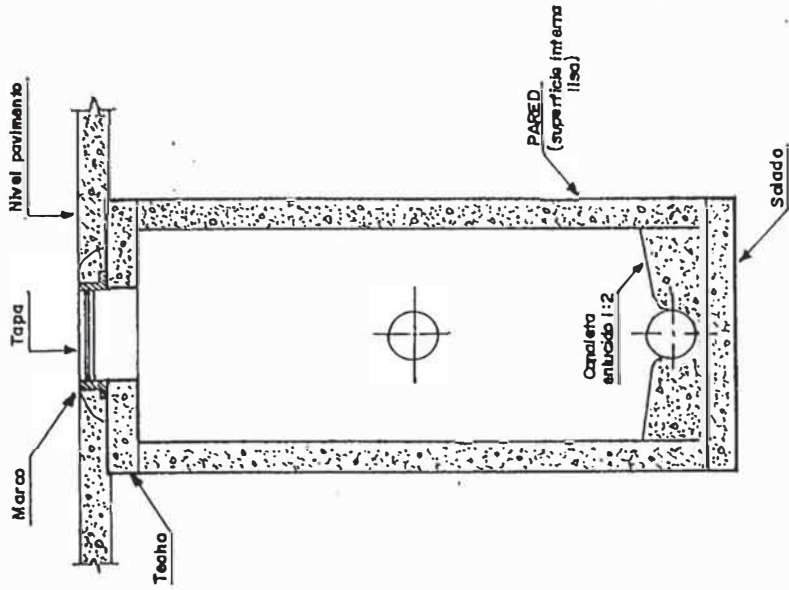
**Detalle "A"**

FIG. X - 4

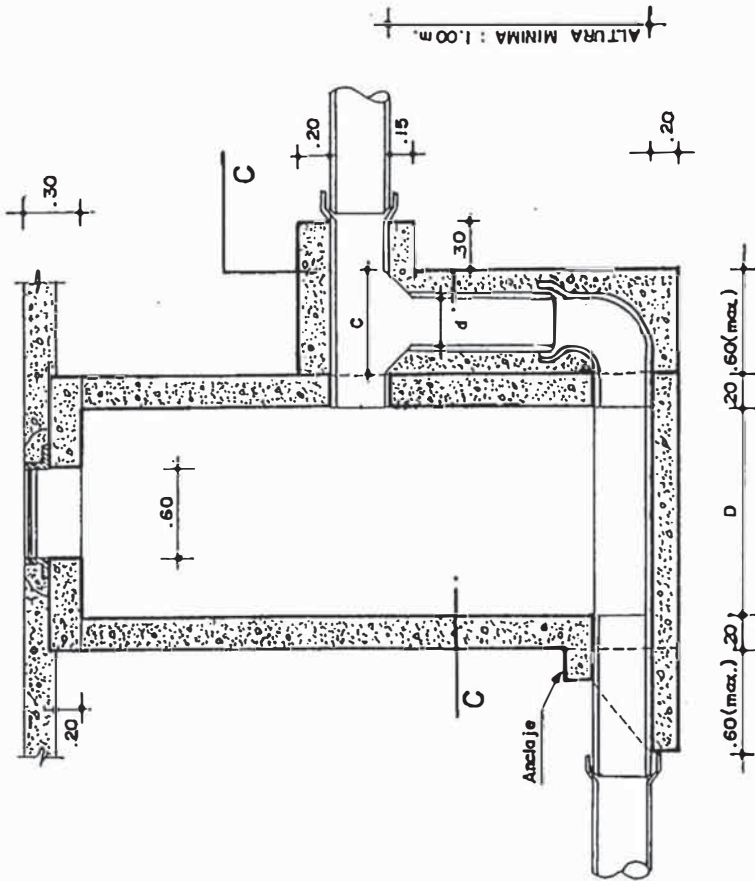
**BUZON TIPO I**

( Para  $\varnothing$  tubo hasta 600mm )

SEGUN DISEÑO DE SEDAPAL



**Corte B-B**



**Corte A-A**

**CLASES DE CONCRETO f'c**

TECHO	210 kg/cm <sup>2</sup>
PARED, SOLADO, CANALETA	175 kg/cm <sup>2</sup>
ANCLAJE	140 kg/cm <sup>2</sup>

D = 1.20 m. (hasta 3.00 m. de profundidad)

D = 1.50 m. (mayor de 3.00 m. de profundidad)

FIG. X-5

**BUZON TIPO I**

con diseño de caída especial

(para ó tubería hasta 600mm)



del desagüe directamente entre las llegadas y las salidas del buzón. Las canaletas serán de igual diámetro que las tuberías de los colectores que convergen al buzón, su sección será semicircular en la parte inferior y las paredes laterales se harán verticales hasta llegar a la altura del diámetro de la tubería. El falso fondo o berma tendrá una pendiente de 20% hacia el o los ejes de los colectores. Los empalmes de las canaletas se redondearán de acuerdo con la dirección del escurrimiento. Las canaletas estarán revestidas de mortero 1:2.

**f) Pruebas hidráulicas y de Nivelación-Alineamiento de las Líneas de Desagüe**

La finalidad de las pruebas en obra, es la de verificar que todas las partes de las líneas de alcantarillado hayan quedado correctamente instaladas y listas para prestar servicio.

Tanto el proceso de prueba como sus resultados serán dirigidos y verificados por SEDAPAL con asistencia del Constructor, debiendo este último proporcionar el personal, material, aparatos de prueba, de medición y cualquier otro elemento que se requiera en esta prueba.

Las pruebas de las líneas de desagüe a efectuarse tramo por tramo, intercalado entre

buzones, son las siguientes:

Prueba de Nivelación y Alineamiento.

Prueba Hidráulica a Zanja Abierta.

Prueba Hidráulica con Relleno Compactado.

Prueba de Escorrentía.

### Prueba de Nivelación y Alineamiento

Las pruebas se efectuarán empleando instrumentos topográficos, de preferencia con un nivel.

Se considerarán como no satisfactorias las pruebas de nivelación de un tramo cuando:

Para pendientes superiores a 10 %, el error máximo sea mayor que la suma algebraica  $\pm 10\text{mm}$ ., medido entre dos o más puntos.

Para pendientes menores a 10%, el error máximo sea mayor que la suma algebraica de más o menos la pendiente, medida entre dos o más puntos.

### Pruebas Hidráulicas

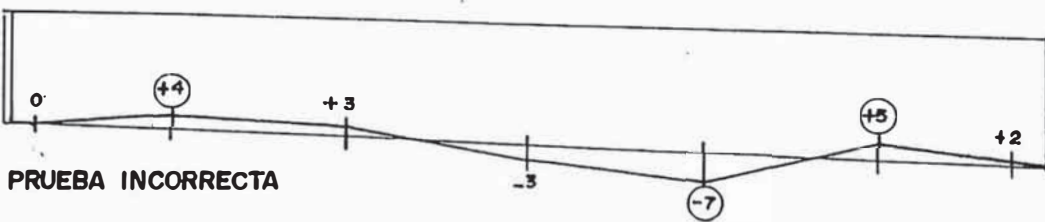
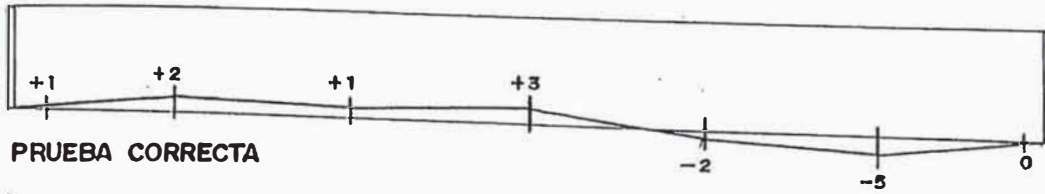
No se autorizará realizar la prueba hidráulica con relleno compactado mientras que el tramo de desagüe no haya cumplido satisfactoriamente la prueba a zanja abierta.

Estas pruebas serán del tipo de filtración, pues las zonas donde las tuberías serán instaladas no tienen presencia de aguas subterráneas.

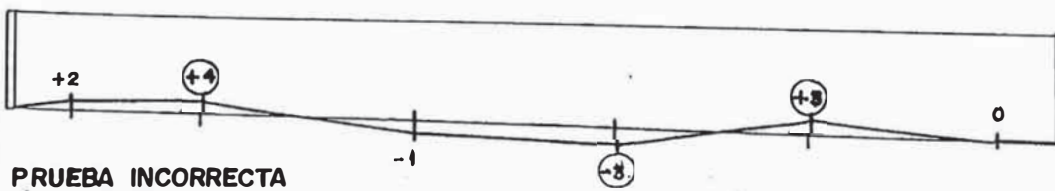
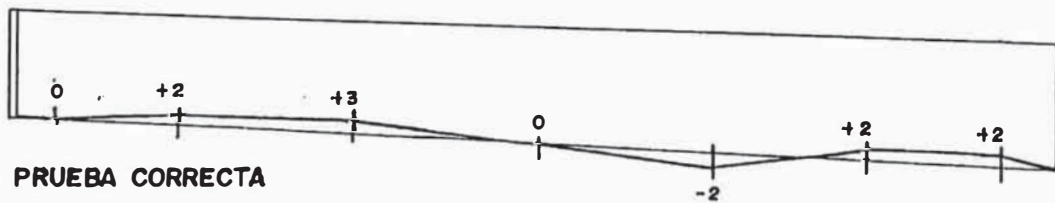
FIG. X-7

### PRUEBA DE NIVELACION

A) PENDIENTE IGUAL ó MAYOR A 10‰



B) PENDIENTE MENOR A 10‰ (Ejemplo Pendiente 5‰)



La prueba de filtración consiste en llenar de agua limpia el tramo por el buzón aguas arriba, a una altura mínima de 0.30m. bajo el nivel del terreno, y convenientemente taponado en el buzón aguas abajo. El tramo permanecerá con agua 12 horas como mínimo para poder realizar la prueba. Para las pruebas a zanja abierta, el tramo deberá estar libre de relleno, con sus uniones totalmente descubiertas, no ejecutándose los anclajes de los buzones hasta después de realizada la prueba.

Se recorrerá íntegramente el tramo en prueba, constatándose las fallas, fugas y exudaciones que pudieran presentarse en las tuberías y uniones marcándolas en registro para disponer su corrección a fin de someter el tramo a una nueva prueba. El humedecimiento sin pérdida de agua no se considera como falla.

La prueba tendrá una duración mínima de 10 minutos, y la cantidad de pérdida de agua no sobrepasará lo establecido en la siguiente tabla.

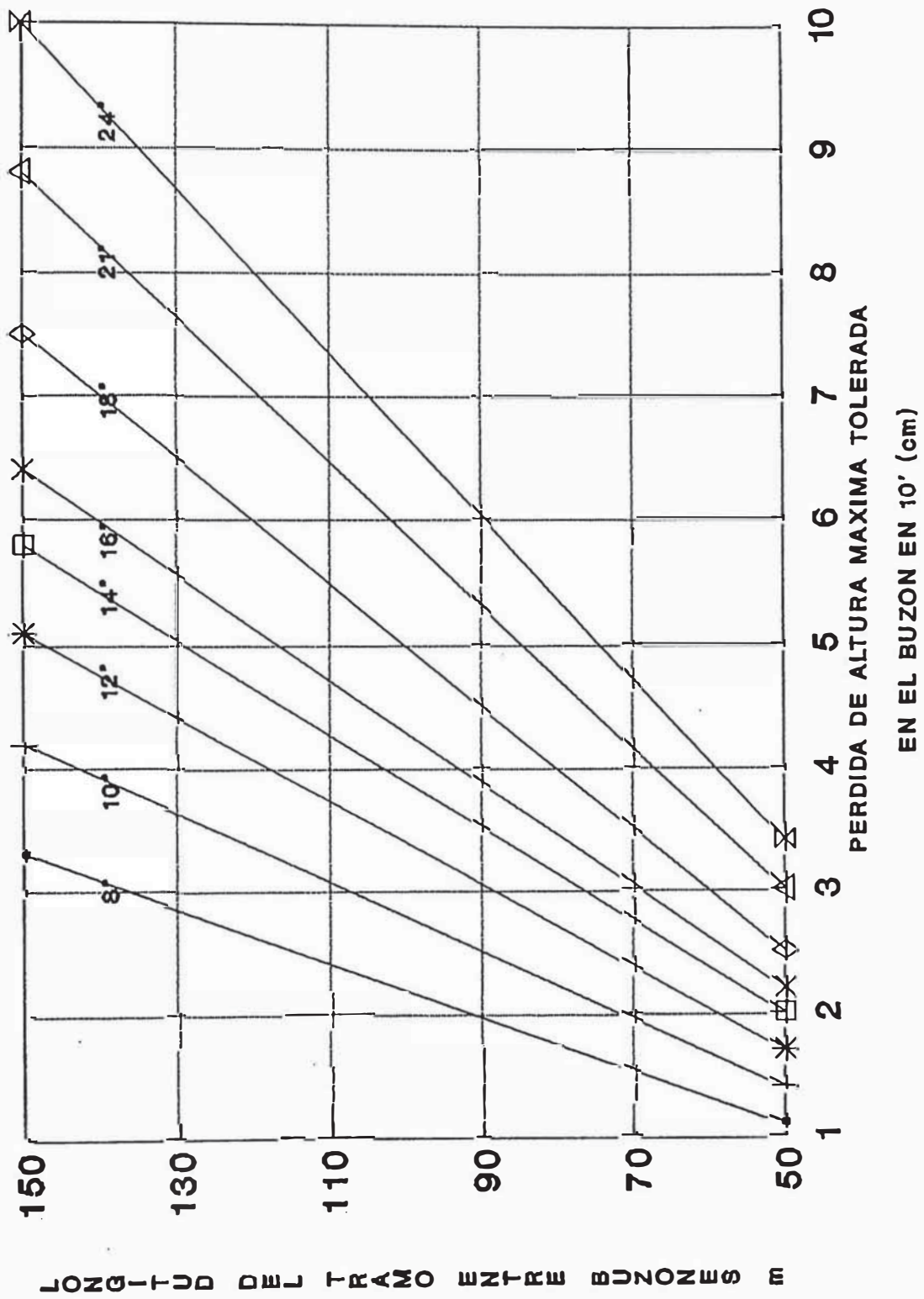
DIAMETRO DEL TUBO (mm)	FILTRACION ADMISIBLE (cm <sup>3</sup> /min/ml)
200	25
250	32
300	38
350	44
400	50
450	57

También podrá realizarse la prueba de filtración en forma práctica, midiendo la altura que baja el agua en el buzón en un tiempo determinado, la cual no deberá sobrepasar lo indicado en la figura X-8.

#### Reparación de Fugas

Cuando se presenten fugas por rajaduras y/o humedecimiento total en el cuerpo del tubo de desagüe, serán de inmediato cambiados por el Constructor no permitiéndose bajo ningún motivo, resanes o colocación de dados de concreto. La prueba hidráulica se efectuará nuevamente hasta obtenerse resultados satisfactorios.

FIGURA A-10  
 INSTALACION DE TUBERIA DE CSN PARA  
 DESAGUE - PRUEBA DE FILTRACION



## 10.2 OBRAS DE CONCRETO

### a) Materiales

Los materiales cubiertos bajo este título son: cemento, arena, piedra chancada y agua, para el uso en las construcciones de concreto.

#### Cemento

El cemento a usarse será Portland, puzolánico tipo IPM, que cumpla con las normas técnicas nacionales ITINTEC.

El cemento debe almacenarse y manipularse de modo que siempre esté protegido de la humedad o, sea posible su utilización según el orden de llegada a la obra.

No debe usarse cemento que esté aterronado, compactado o deteriorado de alguna forma.

#### Agregados

Los agregados para concreto deberán cumplir con los requisitos establecidos en las normas ASTM-C-33. Estos agregados pueden ser: agregado fino (arena) y agregado grueso (piedra chancada, grava).

**Agregado Fino.** Debe ser de arena natural, limpia, silicosa, lavada, de granos duros, fuertes, resistentes, lustrosos, libres de

cantidades perjudiciales de polvo, terrenos, partículas suaves o escamosas, pizarras, álcalis y materiales orgánicos, con tamaño máximo de partículas de 3/16", y cumplir con las normas ITINTEC. Los porcentajes de sustancias deletéreas en la arena no excederán los valores siguientes.

MATERIAL	% PERMISIBLE POR PESO
Material que pasa la malla #200	3
Lutita	1
Arcilla	1
Otras sustancias deletéreas (álcalis, mica, granos cubiertos de otros materiales, partícula blanda o escamosa y turba)	1
Total de todos los materiales deletéreos	5

Los agregados finos serán de granulación variable y cuando sean probados por medio de malla de laboratorio deben cumplir con siguientes requisitos:

MALLA	% QUE PASA
3/8"	100
#4	95-100
#8	80-100
#16	50-85
#30	25-50
#50	10-30
#100	2-10



Los agregados finos sujetos al análisis con impurezas orgánicas y que produzcan un color más oscuro que el estandar, serán rechazados sin excepciones.

Los agregados serán mantenidos limpios y libres de otro material durante el transporte y manejo. Se almacenarán separados de otros en el sitio hasta que sean medidos en cargas y colocados en la mezcladora.

**Agregado Grueso.** Deberá ser grava o piedra chancada; estará limpia de polvo, materia orgánica o barro, y no debe contener piedra desintegrada, mica o cal libre.

### ***Agua***

El agua para la preparación del concreto será fresca, limpia, libre de materia orgánica, álcalis, ácidos, grasas y sales.

Las impurezas excesivas en el agua pueden interferir no sólo en la fragua inicial del cemento, afectando la resistencia del concreto, sino provocar manchas en su superficie y originar corrosión en la armadura. No debe usarse agua de acequia, ni de mar, estancadas o pantanosas.

## **Acero**

El acero está especificado en los planos en base a su carga de fluencia  $f_y=4200$  Kg/cm<sup>2</sup>; además deberá ceñirse a las siguientes condiciones: carga de rotura de 5000 a 6000 Kg/cm<sup>2</sup> deformación mínima a la rotura 10%, y las corrugaciones de acuerdo a la norma ITINTEC.

Estará libre de defectos, dobleces y curvas que no pueden ser rápidas y completamente enderezadas en el campo.

El acero de refuerzo no tendrá más oxidación que aquella que pueda haber acumulado durante el transporte de las obras.

En todo momento el acero será protegido de la humedad, suciedad, mortero, concreto, etc. Todas las varillas serán adecuadamente almacenadas en forma ordenada por lo menos a 30 cm encima del suelo.

Antes de su colocación las varillas serán completamente limpiadas de escamas y óxido suelto o cualquier otra suciedad y recubrimiento de otro material que puede reducir su adherencia.

Las varillas serán colocadas en posición exacta y en los espaciamientos que indiquen los planos, con una tolerancia no mayor de + 1cm y serán sujetadas firmemente para impedir

desplazamiento, durante el vibrado del concreto; las varillas serán aseguradas con alambre negro, recocido de #16, o con otros medios apropiados. Los empalmes pueden ser soldados; si los extremos no se sueldan habrá que traslapar el refuerzo 30 diámetros en varillas corrugadas.

EMPALMES POR TRASLAPARSE	ELEMENTOS A COMPRESION	ELEMENTOS A FLEXOCOMPRESION
3/8"	30	35
1/2"	40	45
5/8"	50	55
3/4"	60	70
1"	75	120
1 1/4"	95	200

### ***Aditivos***

Sólo se podrán emplear aditivos aprobados por el Inspector. En cualquier caso queda expresamente prohibido el uso de aditivos que contengan cloruros y/o nitratos.

### **b) Concreto**

#### ***Mezclado***

El mezclado será efectuado en máquina mezcladora. Deberá estar equipado con una tolva de carga, tanque para agua y medidor de agua; deberá ser capaz de mezclar plenamente los

agregados, cemento y el agua, hasta alcanzar una consistencia uniforme en tiempo especificado y de descarga sin segregación. La velocidad preferida del tambor de la mezcladora debe ser aproximadamente de 60 revoluciones por minuto.

La tanda de agregados y cemento deberán ser colocados en el tambor de la mezcladora cuando en éste se encuentre ya parte del agua de la mezcla. El orden del mezclado será arena, cemento, grava o piedra. El resto del agua, podrá colocarse gradualmente en un plazo que no exceda el 25% del tiempo total del mezclado.

El total de la tanda deberá ser descargado antes de introducir una nueva tanda.

Cada tanda de 1.5 m<sup>3</sup> o menos, será mezclado en no menos de 1.5 minutos. El tiempo de mezclado será aumentado en 15 segundos por cada ½ m<sup>3</sup> adicional.

La mezcladora deberá mantenerse limpia. Las paletas interiores del tambor deberán ser reemplazadas cuando hayan perdido el 10 % de su profundidad.

En caso de añadirse aditivos, éstos serán incorporados con una solución y empleando un sistema de dosificación y entrega.

El concreto será mezclado sólo para uso inmediato. Cualquier concreto que haya comenzado

a fraguar sin haber sido empleado, sera eliminado; asimismo se eliminará todo concreto al que se haya añadido agua.

### Conducción y Transporte

El transporte del concreto debe ser rápido, de modo que no seque o pierda su plasticidad.

No deben ocurrir pérdidas de materiales, especialmente de cemento, el equipo debe ser estanco y su diseño debe asegurar las transferencias del concreto sin derramarse.

El transporte se hará en carretillas concreteras de ruedas neumáticas. Este equipo deberá limpiarse periódicamente durante la operación eliminando el concreto endurecido y toda partícula extraña a la naturaleza de la mezcla.

La capacidad del transporte debe estar coordinada con la cantidad de concreto a colocar, debe ser suficiente para impedir la ocurrencia de puntas frías.

El concreto será depositado tan cerca como sea posible de su posición final, nunca en grandes cantidades en un solo punto. Se deberá evitar que el vaciado se haga en una caída libre mayor a 1.5 m.

## Pruebas

Estas pruebas incluirán lo siguiente:

Prueba de los materiales que se emplearán en la obra para verificar su cumplimiento con las especificaciones.

Pruebas de resistencia del concreto, de acuerdo con los procedimientos siguientes:

Obtener muestras de concreto de acuerdo con las especificaciones ASTM-C-172.

Se prepararán series de 9 testigos, en base a las muestras obtenidas de acuerdo con las especificaciones ASTM-T-31, método para preparar y curar testigos de concreto para pruebas de compresión y flexión en el campo, y curarlas bajo las condiciones normales de humedad y temperatura de acuerdo con el método indicado por ASTM.

Las pruebas de campo serán:

**Slump (asentamiento)** Esta prueba debe efectuarse con frecuencia durante el llenado del concreto; una prueba cada hora es lo mínimo recomendable. El asentamiento viene expresado por el ensayo en el cono de Abrams, dando mezclas: secas (de 0 a 2"), plásticas (de 3 a 4"), y húmedas (4").

**Testigos Cilíndricos.** Serán siempre elaborados en parejas y el número de parejas

a obtenerse para cada calidad del concreto debe ser como mínimo:

Una pareja por día de llenado.

- Una pareja por cada 80 m<sup>3</sup> de concreto colocado.
- Una pareja por cada 500 m<sup>3</sup> de concreto colocado.

En caso de estructuras hidráulicas se utilizarán como mínimo 2 parejas.

Probar 3 testigos a los 7, 14 y a los 28 días en condición húmeda de acuerdo con las especificaciones ASTM-C-39, método para probar cilindros moldeados de concreto para resistencia a la compresión.

El resultado de la prueba será el promedio de la resistencia de los 3 testigos obtenidos en el mismo día, excepto si uno de los testigos en la prueba manifiesta que ha habido fallas en el muestreo, moldes o prueba. Este podrá ser rechazado y se promediarán los 2 testigos restantes. Si hubiese mas de un testigo que evidencie cualquiera de los defectos indicados la prueba total será descartada.

Se efectuará una prueba de resistencia a la compresión por cada 50 m<sup>3</sup> o fracción de cada diseño de mezcla de concreto vaciado en un

solo día; en ningún caso deberá presentarse un diseño de mezcla con menos de 5 pruebas.

De acuerdo con las normas ACI-318-504(c), se considerará satisfactoria la resistencia del concreto si el promedio de 3 pruebas de resistencia consecutivas de testigos (curados en el laboratorio) que representan la resistencia específica del concreto, es igual o mayor que la resistencia especificada, o si no más del 10 % de los testigos tienen valores menores a la resistencia especificada.

Las pruebas serán efectuadas por un laboratorio independiente de la organización del Constructor. El Constructor incluirá el costo total de la prueba en su presupuesto.

En la eventualidad que no se obtenga la resistencia especificada, el Inspector podrá ordenar que se efectúen pruebas de carga de acuerdo con el RNC. De no considerarse satisfactorios los resultados de estas pruebas, se podrá ordenar la demolición parcial o total de la zona afectada.

### **Encofrados**

Los encofrados se usarán donde sea necesario para confinar el concreto, darle forma de



acuerdo a las dimensiones requeridas y deberán de estar de acuerdo a las normas ACI-347-68.

Los encofrados deberán tener buena resistencia para soportar con seguridad el peso, la presión natural del concreto y las cargas de construcción.

Deberán tener buena rigidez para asegurar que las secciones y alineamiento del concreto terminado, se mantenga dentro de tolerancias admisibles.

Las juntas deberán ser herméticas, de manera que no ocurra la filtración del mortero.

Deberán ser arriestradas contra deflexiones laterales.

El diseño de ingeniería de encofrado, así como su construcción, es responsabilidad del Constructor.

En el momento del vaciado del concreto, la superficie interior de los encofrados y los cierres deberán estar libres de cualquier incrustación de mortero, lechada o sustancias extrañas.

Con el objeto de facilitar el desencofrado y evitar la absorción de la humedad del concreto por la madera, las caras interiores del encofrado serán recubiertas con aceites emulsionados de tipo comercial o con aceites

parafinados refinados.

La deformación máxima entre elementos de soporte debe ser menor de  $1/240$  de la luz entre los miembros estructurales.

Los tirantes de los encofrados deben ser hechos de tal manera que los terminales puedan ser removidos sin causar astilladuras en las capas de concreto, después que las ligaduras hayan sido removidas.

### **Desencofrados**

Inmediatamente después de quitar las formas, la superficie del concreto deberá ser examinada cuidadosamente, y cualquier irregularidad deberá ser tratada como lo norman las presentes especificaciones.

La formas deberán retirarse de manera que se asegure la completa indeformabilidad de la estructura.

En general las formas no deberán quitarse hasta que el concreto se haya endurecido suficiente como para soportar con seguridad su propio peso, y los pesos superpuestos que puedan colocarse sobre él. Las formas no deberán quitarse sin la autorización del Inspector.

Cuando se haya aumentado la resistencia del concreto por diseño con mezclas o aditivos, los

tiempos de desencofrados podrán ser menores, previa autorización del Inspector.

### **Juntas de Construcción**

Cualquier superficie que resulta de la interrupción del vaciado de bastante demora, de tal manera que el concreto esté endurecido y no permita penetración de chuzos o vibrador, constituye una junta de construcción.

Durante el vaciado, la junta debe permanecer lo más llana posible, pero antes del endurecimiento definitivo, la junta será limpiada con agua o aire comprimido a fin de eliminar el mortero superficial y las partes movedizas. Inmediatamente antes de reiniciar el vaciado, la superficie de junta será limpiada y lavada y con el agregado expuesto cuando el lapso entre llenado está entre dos a tres días, deberá hacerse rugosa la superficie de la junta, pasando con cepillo de acero al final del día en que fue colocado el concreto.

Cuando el segundo llenado se efectúa después del tercer día, se limpiará la superficie del polvo y todo material suelto. La superficie debe ser humedecida antes de proceder al siguiente llenado.

En zonas con fuertes armaduras, con el fin de

evitar cangrejeras se colocará una capa de mortero de 1 cm; antes de colocar el concreto este mortero debe ser cubierto con el nuevo concreto antes de 30 minutos.

### *Juntas de Dilatación y Contracción*

Constituyen todas las juntas que tienen por objeto permitir eventuales desplazamientos de estructuras con respecto a otra contigua, debido a dilataciones o contracciones y diferencias en el asentamiento de las fundaciones. Estas estarán indicadas en los planos.

Las juntas de dilatación y contracción podrán ser de tipo de superficies llanas o bien de encaje.

Las dos superficies opuestas que componen la junta tienen que ser completamente separadas. Se ejecutará el vaciado de la segunda superficie sólo cuando el vaciado de la primera haya completado su endurecimiento, aplicando sobre la primera superficie una mano de barniz asfáltico u otro similar. Además se colocará entre las dos superficies un relleno asfáltico o de otro material incluídos los sellos de impermeabilización conforme se indican en los planos.

Para obtener la impermeabilización de las juntas

se utilizarán tiras de Cobre neopreno, caucho, o PVC empotrados en el concreto de las dos caras de la junta. Los sellos serán colocados a lo largo de toda la longitud de la junta.

Las juntas serán rellenas con almácigas, que pueden ser:

**Almáciga de asfalto.** Serán ejecutados con asfalto simple, colocados después de calentarlo a 160°C, de acuerdo a las especificaciones del material dado por PETROPERU.

**Almáciga de material sintético.** Estas deben tener adecuadas características de adherencia, estabilidad e impermeabilidad.

Antes de la colocación de las almácigas, las superficies de contacto serán perfectamente limpiadas de cualquier sustancia que no permitan un buen contacto y adherencia, como polvo, grasa, aceite, tierra y agua. El acabado superficial será adecuadamente alineado para evitar irregularidades.

### ***Tarrajeo***

El tarrajeo será utilizado como revestimiento en las partes indicadas en los planos; la mezcla para tarrajeo será mortero de cemento arena 1: 3

de un mínimo de 2cm. de espesor, cuya aplicación será continua hasta su conclusión. La superficie a recibir tarrajeo será limpiada y humedecida previamente.

El mortero empleado será preparado a mano o con mezcladora, en el primer caso la arena y el cemento se mezclarán en una arteza de madera limpia, la mezcla se hará en seco hasta que adquiera un color uniforme, agregándose luego el agua necesaria para formar una pasta consistente.

En el segundo caso, se preparará en una mezcladora revolviendo la mezcla durante un minuto y medio como mínimo; el mortero se usará hasta un máximo de 20 minutos después de preparado y no deberá humedecerse.

Para evitar agrietamientos y rajaduras en un paño se practicarán cada 4 metros bruñas transversales de más o menos 1 cm. de ancho por 1.5 de espesor, y cada 20 metros coincidiendo con la ubicación de bruñas se harán juntas de dilatación según diseño de los planos respectivos.

### **Curado del Concreto**

El curado del concreto debe iniciarse tan pronto como sea posible (cuando la superficie del

concreto esté lo suficientemente dura); ésto ocurrirá de una a tres horas, después de su colocación en climas calurosos y secos, de 2½ a 5 horas en climas templados, y de 4½ a 7 horas en climas fríos.

El tiempo de curado (humedecimiento) debe ser el máximo posible, que como mínimo debe ser de 3 días, pues se usará concreto hecho con cemento de alta resistencia inicial.

Los métodos de curado son:

**Previsión de Agua.** Se logra regando el concreto o manteniéndolo cubierto con lonas permanentemente húmedas o formando arroceras, evitando que el concreto se seque. También se puede cubrir el concreto con tierra o paja, manteniéndolas húmedas.

**Retención de Agua.** Se logra mediante el uso de membranas impermeables, inicialmente líquidas a la superficie del concreto. Se hace la cobertura con papel impermeable, se dejan los encofrados colocados, y se esparce Cloruro de Calcio sobre el concreto.

Aquellos que implican la aplicación de calor artificial, mientras que el concreto se mantiene en la condición húmeda. La pérdida de humedad de las superficies puestas contra las formas, de madera o metal, expuestas al

calor por el sol, deberán ser minimizadas por medio del mantenimiento de la humedad.

Durante el curado, el concreto será protegido de perturbaciones por daños mecánicos, tales como esfuerzos producidos por cargas, choques pesados y vibración excesiva.

Cuando existan condiciones tales que produzcan dudas acerca de la seguridad de la estructura o parte de ella, o cuando el promedio de probetas ensayadas correspondientes a determinadas partes de la estructura, dé una resistencia inferior a la especificada, se harán ensayos de carga en cualquier porción de la estructura.

### **Resane**

Entre las operaciones de resane se puede considerar el llenado de huecos, eliminación de manchas y arreglo de defectos o daños en la superficie.

Antes de llenar los huecos éstos se limpiarán adecuadamente con agua, recomendándose usar morteros de color más claro que el concreto. El acabado debe ser dado con frotacho de madera, no con plancha o badilejo de acero; también es conveniente usar el mismo material de encofrado y el mismo tiempo de curado.

Toda operación para quitar manchas debe



realizarse transcurridas tres semanas del vaciado, las manchas debidas a la hidratación del concreto y oxidación del refuerzo son permanentes; para la limpieza de manchas de barro o polvo se usarán cepillo de cerda y agua limpia; las manchas de aceite se pueden eliminar usando detergentes.

El resane de daños en la superficie debe hacerse lo antes posible, siguiendo las mismas recomendaciones que para el llenado de huecos.

Para los daños en áreas pequeñas, el resane debe limitarse sólo a ellas.

### c) Tipos de Concreto

#### Concreto Ciclópeo

Dicho concreto se usará en los cimientos corridos, sobrecimientos, muros y gradas, que se apoyarán directamente sobre el terreno.

El concreto ciclópeo consta de cemento y agregados, dosificados en tal forma que se obtenga a los 28 días una resistencia mínima a la compresión de 100 Kg/cm<sup>2</sup>, en probetas normales de 6"x12". Se tomarán muestras de acuerdo a las normas de ITINTEC. Se agregará piedra en un volumen que no exceda el 30% y con un tamaño máximo de 0.15m. de diámetro.

El concreto se vaciará a la zanja con encofrado.

Las piedras se colocarán no si antes haber vaciado una capa de concreto de por lo menos 10cm de espesor. Todas piedras deberán quedar completamente rodeadas por la mezcla.

Para las bases y gradas se usará el concreto en la proporción cemento-agregado de 1:10.

### Concreto Armado

El concreto armado consta de cemento, agregados y armaduras de fierro, dosificados en tal forma que se obtenga a los 28 días una resistencia mínima a la compresión de 140, 175, 210 ó 280 Kg/cm<sup>2</sup>, en probetas normales de 6"x12". Las muestras serán tomadas de acuerdo a las normas ITINTEC.

El concreto se colocará en capas de 60cm de espesor como máximo, cada capa debe colocarse cuando la inferior está aun plástica, permitiendo la penetración del vibrado; para concreto masivo se emplean capas de 35 a 45 cm de espesor.

En caso de premezclado, el tiempo de transporte desde la fábrica a la obra será como máximo 2 horas.

A fin de lograr un conjunto monolítico, es importante que cada capa de concreto sea colocada mientras la capa inferior esté en un

estado plástico y las dos capas sean vibradas en conjunto.

En caso que una sección no pueda ser llenada en una sola operación, se ubicarán juntas de construcción de acuerdo a las presentes especificaciones.

La colocación de concreto en elementos soportados no debe ser comenzada hasta que el concreto previamente puesto (con 2 horas de anticipación) en columnas y paredes ya no esté en estado plástico.

El concreto debe ser depositado tan pronto como sea posible en su posición final, para evitar la segregación debido al deslizamiento o al remanejo.

El concreto no se depositará directamente en el suelo, debiéndose colocar solados de concreto antes de la colocación de la armadura.

Toda la consolidación del concreto se efectuará por vibración.

El concreto debe ser trabajado a la máxima densidad posible, debiéndose evitar la formación de bolsas de aire (incluido de agregados gruesos y grumos), contra la superficie de los encofrados y de los materiales empotrados en el concreto.

La vibración deberá realizarse por medio de

vibradores, accionados eléctrica o neumáticamente, aplicados directamente dentro del concreto en posición vertical (vibrador de aguja).

Los vibradores por inmersión de diámetro inferior a 10 cm. tendrán una frecuencia mínima de 7000 vibraciones por minuto; y los de diámetros superior a 10 cm. una frecuencia mínima de 6000 vibraciones por minuto.

La inmersión del vibrador será tal que permita penetrar y vibrar el espesor total del estrato y penetrar en la capa interior del concreto fresco, pero se tendrá especial cuidado para evitar que la vibración pueda afectar el concreto que ya está en proceso de fraguado. La vibración sera interrumpida inmediatamente cuando un viso de mortero aparezca en la superficie.

No se podrá iniciar el vaciado de una nueva capa antes de que la inferior haya sido completamente vibrada.

La duración de la vibración estará limitada al mínimo necesario, para producir la consolidación satisfactoria sin causar segregación. Será suficiente para lograr que el concreto fluya, se compacte totalmente y embeba el refuerzo, tubos, conductos y otra obra similar.

La sobrevibración o el uso de vibradores para desplazar el concreto dentro de los encofrados no está permitida. Los vibradores serán insertados y retirados en varios puntos, a distancias variables de 45 a 70 cm. En cada inmersión, la duración será lo suficiente para consolidar el concreto, pero no tan larga que cause la segregación; generalmente estará entre los 5 y 15 segundos de tiempo.

Se deberá disponer de un número adecuado de vibradores para proporcionar la seguridad de que el concreto que llega pueda ser compactado dentro de los primeros 15 minutos después de colocado. La vibración será suplementada si es necesario por un varillado a mano o paleteado, sobre todo en las esquinas y ángulos de los encofrados, mientras el concreto se encuentra en el estado plástico y trabajable.

Cuando se requiera, previa autorización del Inspector, la adherencia podrá obtenerse por uno de los métodos siguientes:

El uso de un adhesivo epóxico.

El uso de un retardador, que no provoque el fraguado del mortero superficial. El mortero será retirado en su integridad dentro de las 24 horas siguientes después de colocar el concreto, para producir una superficie de

concreto limpio de agregado expuesto.

Los refuerzos y otros metales embebidos en el concreto (excepto barras de trabazón), no deben ser continuados a través de cualquier junta de expansión.

Todos los manguitos, anclajes, tuberías, etc, que deben dejarse en el concreto, serán colocados y fijados firmemente en su posición definitiva antes de iniciarse el llenado del mismo.

Todas las tuberías y otros insertos huecos, serán rellenos con papel u otro material fácilmente removible antes de iniciarse el llenado.

### **10.3 OBRAS METÁLICAS.**

Las obras metálicas, están constituidas por las rejas y compuertas.

Las partes metálicas deberán ser cuidadosamente maniobradas a fin de evitar, dobladuras, roturas o cualquier otro daño y para su instalación se empleará personal con experiencia en este tipo de instalaciones.

Las partes metálicas desmontables deberán marcarse por piezas para facilitar un armado y ajustes en el campo.

a) Compuertas

Las compuertas serán de tipo deslizante, en cuyos bordes tendrán un marco que servirá como guía en la elevación y para impermeabilización de los apoyos de la hoja de la compuerta.

Las bases de los mecanismos de izaje, las marcas de las compuertas serán empotradas en el concreto durante la operación de las pantallas o ventanas de salida, perfectamente niveladas y alineadas, asegurándolas convenientemente para evitar desplazamientos durante el colado; en las compuertas pequeñas se puede dejar ranuras o muros en el concreto para la colocación posterior de los mismos.

Todas las partes móviles y mecanismos de izaje, serán cuidadosamente instalados probando su operación y ajuste en tal forma que todas sus partes se accionen libremente y funcionen en forma satisfactoria a juicio de la supervisión. Una vez hecha la instalación las compuertas serán limpiadas y pintadas así como las partes móviles y mecanismos serán adecuadamente lubricados. Especial cuidado debe tenerse con el contacto de los engranajes, para asegurar que ellos trabajen sin trabazones ni sacudidas.

## b) Rejas

Las rejas se han dimensionado para evitar la entrada al canal del material grueso de 1" de dimensión mínima; las rejas serán colocadas en forma inclinada sobre el canal con una inclinación de 45°. Las rejas serán confeccionadas con platinas de acero estructural de sección rectangular de 1/4 x 2" colocadas paralelamente al sentido de la corriente; la separación entre barras será de 1".

Las rejas serán confeccionadas en módulos de 0.60 mts. Cada módulo será asegurado en su posición y espaciamento por medio de una platina de 1/4" soldada en ambos extremos de las barras.

Cada módulo contará con dos pasadores soldados en la platina superior de tal forma que permitan levantar las rejas para su limpieza. Estos pasadores atravesarán dos armellas empotradas, una a cada lado de la parte superior de la pared del canal, permitiendo el giro. Todas las rejas deberán ser perfectamente alineadas, en su correcto nivel y gradiente, tanto longitudinal como transversalmente. Las partes metálicas a ser empotradas en concreto serán limpiadas de óxidos, polvo, grasa, concreto y toda sustancia extraña antes de que el concreto sea vaciado.



Los apoyos de la rejas verticales ubicadas en el by-pass serán ejecutados conforme se indique en los planos.

Para cualquier caso, en la parte inferior los módulos se apoyarán en una ranura constituida en el piso y en la parte superior ú otra similar hecha en la viga de amarre.

Una vez instaladas las rejas se procederá a su limpieza y pintado conforme se indique en la parte de pintura.

**c) Limpieza y pintura de Obras Metálicas**

Todas las obras metálicas, serán cubiertas de pintura anticorrosiva y otra de protección. Las superficies adyacentes a las obras metálicas a pintarse serán protegidas adecuadamente durante el proceso de pintado, la limpieza y las manos de pintura se harán antes, durante o después de su instalación, según esto se requiera y de acuerdo a la aprobación de la Supervisión.

Los materiales para la limpieza y pintado serán de buena calidad y deben ser aprobados por la Supervisión.

Antes del pintado deberá eliminarse de las superficies todo vestigio de tierra, óxido, grava, capas de pintura dañada y cualquier otro organismo así como también los residuos

resultantes de la soldadura. En caso de que aparezcan óxidos u otros inconvenientes en el intervalo comprendido entre la limpieza y pintado o entre las manos de la pintura, sera necesaria una relimpieza de la superficie.

Pintadas todas las obras metálicas deben ser maniobradas con cuidado y protegidas para que la pintura sea conservada en buenas condiciones.

Cualquier daño ocasionado en la pintura como rayadura u otro daño seran convenientemente reparados, hasta su colocación final.

La pintura antes de su aplicación sera debidamente mezclada en el momento de su aplicación; se pueden mejorar las propiedades de su aplicación calentando la pintura hasta una temperatura no mayor de 35 °C.

Las superficies estarán libres de humedad en el momento de la aplicación. Cada mano de pintura cubrirá las superficies completamente en forma uniforme evitando irregularidades.

Cada mano de pintura, deberá estar completamente seca o endurecida antes de aplicar la siguiente.

El tipo de pintura anticorrosiva, será dado por el fabricante en caso de las compuertas y rejas, para las barandas se aplicará una mano de pintura anticorrosiva y dos manos de pintura de aluminio para uso de intemperie o similar.

#### 10.4 CONSTRUCCION DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

##### a) **Alcances**

Las presentes especificaciones cubren la ejecución de las obras civiles: movimiento de tierras y acabados correspondientes a la construcción de lagunas de estabilización. No comprende el suministro ni la instalación de equipo del sistema de tratamiento: medidores, aereadores, equipo de laboratorio, subestaciones de energía eléctrica, etc, así como tampoco los recintos y estructuras donde se instalarán dichos equipos.

El contratista realizará la obra especificada de acuerdo a los planos, proporcionando toda la mano de obra, materiales, equipo de construcción y otras facilidades necesarias para ejecutar adecuadamente la obra contratada.

##### b) **Movimiento de tierras**

###### ***Limpieza y Desforestación***

Las áreas que deben ser limpiadas y/o desforestadas serán aquellas que se indiquen en los planos y que específicamente serán estacadas en el terreno por el Contratista y aprobadas por el Ingeniero Inspector; esta área será extendida hasta 3 mts. más allá del pie del talud exterior

de la laguna, si los planos no especifican otra cosa.

Se eliminarán los árboles, obstáculos ocultos, arbustos y otra vegetación, basura y todo el material inconveniente, incluyendo el desenraigamiento y retiro del desmonte producido.

### ***Trazo y Estacado***

Antes de construir la laguna, el terreno debe ser estacado por el Contratista y obtener el visto bueno del Ingeniero Inspector. En toda el área se estacará y nivelará una cuadrícula con separación máxima de 30 mts, excepto bajo los diques donde las estacas serán colocadas al pie interior y exterior.

El volumen de excavación se determinará dibujando el perfil final del piso de la laguna, sobre los perfiles transversales del terreno que resultaran de la nivelación previa.

### ***Excavación***

#### ***Excavación en explanación***

Una vez que toda el área de la laguna ha sido estacada y nivelada el Contratista puede empezar a excavar hasta la cota de fondo indicada en los planos.

El grado de acabado en la explanación de taludes y fondo de la laguna será aquel que pueda obtenerse ordinariamente mediante el uso de una niveladora de cuchilla, o una trailla, o con palas a mano, según los casos y lo determinado por el Ingeniero Inspector.

### **Préstamos**

El préstamo procederá cuando no se encuentre suficiente cantidad de material adecuado proveniente de la excavación de la laguna de acuerdo con las alineaciones, rasantes y dimensiones marcadas en los planos.

Se considera como distancia de transporte gratuito hasta 350 mts. de la zona de trabajo, estacada por el Ingeniero Inspector.

El relleno utilizado para la parte superior de los terraplenes será construido con material de préstamo selecto para acabados o material escogido o reservado para este fin desde la excavación.

### **Terraplenes (Diques)**

#### **Rellenos**

Se podrán ejecutar con material de sitio adecuado o de préstamo, de acuerdo con estas

especificaciones y de conformidad con los alineamientos, rasantes, secciones transversales y dimensiones indicadas en los planos. Todo trabajo de limpieza y desforestación deberá ser ejecutado en el área de los terraplenes antes de que se empiece la construcción de ellos.

Todo el material conveniente que provenga de las excavaciones será empleado en lo posible en la formación de terraplenes, taludes, asientos y rellenos de zanjas.

El material obtenido en las excavaciones y considerado conveniente, para terraplenes y taludes deberá estar libre de materia orgánica y ajustarse en lo posible a los requerimientos siguientes:

Mínimo índice de plasticidad: 15%

Mínimo que pase por la malla

# 200 de la serie Sieve: 25%

Todo talud de tierra sera acabado hasta presentar una superficie razonablemente llana y que esté de acuerdo con el plano pertinente, tanto en el aspecto del alineamiento, así como en las secciones transversales.

Los terraplenes y rellenos no podrán tener

escombros, árboles, troncos, materiales en pie o entrelazados, raíces o basura. Antes de comenzar la construcción se eliminará el césped, humus u otra materia orgánica, igualmente la zona del terraplén sera removida (arada) de tal manera que el material de éste se adhiera al terreno natural.

Todos los agujeros causados por la extracción de los tacones y la corrección de todas las irregularidades en la zona de la laguna seran rellenos con material selecto.

### **Compactación**

El material para la formación de los terraplenes sera colocado en capas horizontales de 20 a 30 cm. de espesor y que abarquen todo el ancho de la sección, esparcidas suavemente, con equipo esparcidor u otro equipo aplicable. Capas de espesor mayores a 30 cm. no serán usadas sin la autorización del Ingeniero Inspector.

Los rellenos por capas horizontales deberán ser ejecutados en una longitud que haga factible los métodos de acarreo, mezcla, riego o secado y compactación usados.

Cada capa de terraplén será humedecida o secada a un contenido de humedad necesario (humedad óptima) para asegurar la compactación máxima. Donde sea necesario asegurar un material uniforme, se mezclará el material usando la motoniveladora, rastra o disco de arado. Cada capa será compactada mediante equipo pesado: rodillo apisonador, rodillo de llantas neumáticas u otros aprobados por el Ingeniero Inspector.

Cuando fuese requerido, se aplicará el riego en los lugares, cantidades y a las horas (incluso de noche) que ordene el Ingeniero Inspector.

El Contratista suministrará un abastecimiento adecuado de agua. El equipo para riego tendrá amplia capacidad y dispositivos de tal naturaleza que aseguren la aplicación uniforme del agua en las cantidades indicadas por el Ingeniero Inspector.

Si no se especifica de otra manera en los planos o en disposiciones especiales, el terraplén será compactado para producir una densidad media de 92% (pero no menor de 90%) de la máxima determinada por el método de prueba de las "Cinco Capas" , o bien se



compactará hasta obtener por lo menos el 95% de la densidad obtenida por el método de prueba de "Proctor Modificado".

Donde sea aplicable, el Ingeniero Inspector hará ensayos de densidad de campo para determinar el grado de densidad obtenido.

El Contratista construirá todos los terraplenes de tal manera que, después de haberse producido la contracción y el asentamiento, y cuando haya de ejecutarse la aceptación de la obra, dichos terraplenes tengan en todo punto la rasante, el ancho y la sección transversal requerida en los planos. El Contratista se hará responsable de la estabilidad de todos los terraplenes construídos hasta la recepción final de la obra y correrá por su cuenta todo gasto causado por el reemplazo de toda parte que haya sido desplazada, a consecuencia de falta de cuidado o de trabajo negligente por parte del Contratista, o de daños resultante por causas naturales.

### **Afirmado**

Este trabajo se ejecutará después que el terraplén esté completamente terminado y todas las estructuras y tuberías hayan sido instaladas

y rellenas.

Todo el material blando o inestable que no es factible de compactar o que no sirva para el proposito señalado será removido como se ordene. Donde se estipule en los planos, especificaciones y metrados el Contratista deberá colocar y compactar una capa en la parte superior y en los taludes del terraplén ya sea en corte o en relleno, **empleando** material de afirmado, consistente en suelo granular de baja plasticidad. Piedras mayores a 10 cm o de 2/3 del espesor de la capa que se coloque seran eliminadas; ni terrones de arcilla ni material orgánico serán aceptados.

El material de afirmado estará formado por particulas o fragmentos de piedra o grava dura y durables y un rellenedor de arena u otro material mineral finamente dividido. La porción de material retenido en una malla #4 sera llamado agregado grueso y aquella porción que pase por la malla #4 será llamado relleno.

### ***Estabilizado***

Donde el material existente no tenga la resistencia adecuada o requerida por los planos o disposiciones especiales, el Contratista deberá construir una capa o lecho mezclando un

material estabilizador con el material natural existente de la excavación o préstamo.

Los materiales estabilizadores deben ser suelos de alto poder de sustentación como grava, tamizados de piedra, cemento, cal o cualquier otro material que en opinión del Ingeniero Inspector es apropiado para estabilizador.

En general, el material que contenga apreciable cantidad de materia orgánica o que tenga alta plasticidad no es conveniente para ser usado como estabilizador.

Los materiales para la estabilización serán colocados en capas de 15 cm., bien compactados y mezclados. Los materiales se mezclarán con cuchillas, discos o arados.

Cuando sea necesario, el Contratista deberá secar el material mojado o añadir agua al material seco para traer la mezcla estabilizada al contenido de humedad adecuado para la compactación, la que deberá ejecutarse hasta que toda la profundidad afirmada o estabilizada tenga una densidad determinada por pruebas hechas en cada capa, de no menos de 92% de la máxima densidad determinada por el método de compactación de las "Cinco Capas" o del 95% de la máxima determinada por el método del "Proctor Modificado".

### **Terminado**

Todas las zonas que formen las áreas de trabajo de la laguna, excavaciones, taludes, áreas de transición, serán uniformemente terminadas, tal como se indiquen en los cortes de los planos. El terminado sera razonablemente alisado, compactado y libre de toda irregularidad y será el que se obtiene con motoniveladora u otro equipo similar. El terminado no variará en 3 cm del indicado en los planos.

### **c) Acabados**

#### **Pavimentos**

Se colocará piedra escogida o pedraplén (rip-rap) con un espesor de 10 cm. La piedra usada como rip-rap debe ser dura, densa y durable, desechando aquellas del tipo lutita.

El tamaño mínimo de la piedra será la que tenga un peso de 500 gr. y el tamaño máximo la que tenga el peso de 1 Kgr. El espesor y ancho de las piedras no debe ser menor que la tercera parte de su longitud. Se permitirá el uso de hasta el 15% de peso de piedra que pasa por la malla de 3" y no se permitirá más del 5% de tierra, arena o polvo de roca.

El pedraplén o rip-rap se colocará en forma estable sin tendencia al deslizamiento y no

deberá haber espacios grandes sin rellenar dentro del rip-rap, los cuales se cubrirán con mortero cemento-arena 1:4 y aditivo impermeabilizante.

### **Impermeabilización**

Esta se ejecutará mediante la colocación de una capa de suelo-cemento de 10 cm. de espesor, según lo especifiquen los planos o lo ordene el Ingeniero Inspector.

La capa de suelo-cemento de 10 cm de espesor, en la proporción 1:5 preparada con agua a razón de 6 galones por saco de cemento. Una vez terminada la capa impermeable será curada por tiempo no menor de 15 días.

### **Varios: Cerco y Sembrío de grass**

Un cerco de cierre alrededor de los terrenos donde se construye la laguna se ejecutará de acuerdo como se especifica en los planos. Debe tener sus puertas de accesos y letreros respectivos.

Se sembrará grass en los taludes externos y parte de la calzada. Luego que la capa de tierra vegetal ha sido colocada, ésta deberá ser compactada y nivelada con la inclinación de taludes especificada en los planos.

CAPITULO XI  
METRADOS, COSTOS Y PRESUPUESTOS

## **11.1 RED DE ALCANTARILLADO - 1ra ETAPA**

### **a) METRADOS**

**PROYECTO INTEGRAL DE ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO  
DE AGUAS SERVIDAS PARA CIUDAD PACHACUTEC  
METRADO BASE : OBRAS DE RED DE ALCANTARILLADO - 1ra ETAPA**

DESCRIPCION	UNID.	METRADO
<b>01.00.00 <u>OBRAS PROVISIONALES</u></b>		
01.01.00 Almacen y Caseta de Guardiana	m2	50.00
01.02.00 Cartel de Obra	unidad	1
<b>02.00.00 <u>TRABAJOS PRELIMINARES</u></b>		
02.01.00 Movilizacion de Equipo y Herramientas	Km	40.00
02.02.00 Trazos, Niveles y Replanteo	Km	4.57
<b>03.00.00 <u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u></b>		
<b>03.01.00 <u>Excavacion de Zanja a Maquina en terreno normal</u></b>		
a) Para tuberias de 8"		
03.01.11 Hasta 1.5 m de profundidad	ml	338.30
03.01.12 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	967.58
03.01.13 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	113.84
b) Para tuberias de 10"		
03.01.21 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	64.23
c) Para tuberias de 12"		
03.01.31 Hasta 1.5 m de profundidad	ml	296.16
03.01.32 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	738.95
03.01.33 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	145.29
03.01.34 Hasta 3.0 m de profundidad	ml	63.89
d) Para tuberias de 16"		
03.01.41 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	222.13
03.01.42 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	79.72
03.01.43 Hasta 3.0 m de profundidad	ml	50.00
e) Para tuberias de 18"		
03.01.51 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	549.58
03.01.52 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	609.57
03.01.53 Hasta 3.0 m de profundidad	ml	327.00
<b>03.02.00 <u>Entibado de Zanja</u></b>		
a) Para tuberias de 8"		
03.02.11 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	967.58
03.02.12 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	113.84
b) Para tuberias de 10"		
03.02.21 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	64.23
c) Para tuberias de 12"		
03.02.31 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	738.95
03.02.32 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	145.29
03.02.33 Hasta 3.0 m de profundidad	ml	63.89
d) Para tuberias de 16"		
03.02.41 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	222.13
03.02.42 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	79.72
03.02.43 Hasta 3.0 m de profundidad	ml	50.00
e) Para tuberias de 18"		
03.02.51 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	549.58
03.02.52 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	609.57
03.02.53 Hasta 3.0 m de profundidad	ml	327.00
<b>03.03.00 <u>Refino, Nivelacion y Conformacion de Zanja</u></b>		
03.03.01 Para tuberias de 8"	ml	1419.72
03.03.02 Para tuberias de 10"	ml	64.23
03.03.03 Para tuberias de 12"	ml	1244.29
03.03.04 Para tuberias de 16"	ml	351.85
03.03.05 Para tuberias de 18"	ml	1486.15



DESCRIPCION		UNID.	METRADO
<b>03.04.00</b>	<b>Preparacion de Cama de Apoyo</b>		
03.04.01	Para tuberias de 8"	ml	1419.72
03.04.02	Para tuberias de 10"	ml	64.23
03.04.03	Para tuberias de 12"	ml	1244.29
03.04.04	Para tuberias de 16"	ml	351.85
03.04.05	Para tuberias de 18"	ml	1486.15
<b>03.05.00</b>	<b>Relleno y Compactacion de Zanjas</b>		
a)	Para tuberias de 8"		
03.05.11	Hasta 1.5 m de profundidad	ml	338.30
03.05.12	Hasta 2.0 m de profundidad	ml	967.58
03.05.13	Hasta 2.5 m de profundidad	ml	113.84
b)	Para tuberias de 10"		
03.05.21	Hasta 2.0 m de profundidad	ml	64.23
c)	Para tuberias de 12"		
03.05.31	Hasta 1.5 m de profundidad	ml	296.16
03.05.32	Hasta 2.0 m de profundidad	ml	738.95
03.05.33	Hasta 2.5 m de profundidad	ml	145.29
03.05.34	Hasta 3.0 m de profundidad	ml	63.89
d)	Para tuberias de 16"		
03.05.41	Hasta 2.0 m de profundidad	ml	222.13
03.05.42	Hasta 2.5 m de profundidad	ml	79.72
03.05.43	Hasta 3.0 m de profundidad	ml	30.00
e)	Para tuberias de 18"		
03.05.51	Hasta 2.0 m de profundidad	ml	549.58
03.05.52	Hasta 2.5 m de profundidad	ml	609.57
03.05.53	Hasta 3.0 m de profundidad	ml	327.00
<b>03.06.00</b>	<b>Eliminacion de Material Sobrante y Limpieza de Terreno</b>		
03.06.01	Para tuberias de 8"	ml	1419.72
03.06.02	Para tuberias de 10"	ml	64.23
03.06.03	Para tuberias de 12"	ml	1244.29
03.06.04	Para tuberias de 16"	ml	351.85
03.06.05	Para tuberias de 18"	ml	1486.15
<b>04.00.00</b>	<b>TUBERIAS Y PRUEBAS HIDRAULICAS</b>		
<b>04.01.00</b>	<b>Suministro, tendido y colocacion de tuberias de CSN</b>		
a)	Para tuberias de 8"		
04.01.11	Hasta 1.5 m de profundidad	ml	338.30
04.01.12	Hasta 2.0 m de profundidad	ml	967.58
04.01.13	Hasta 2.5 m de profundidad	ml	113.84
b)	Para tuberias de 10"		
04.01.21	Hasta 2.0 m de profundidad	ml	64.23
c)	Para tuberias de 12"		
04.01.31	Hasta 1.5 m de profundidad	ml	296.16
04.01.32	Hasta 2.0 m de profundidad	ml	738.95
04.01.33	Hasta 2.5 m de profundidad	ml	145.29
04.01.34	Hasta 3.0 m de profundidad	ml	63.89
d)	Para tuberias de 16"		
04.01.41	Hasta 2.0 m de profundidad	ml	222.13
04.01.42	Hasta 2.5 m de profundidad	ml	79.72
04.01.43	Hasta 3.0 m de profundidad	ml	30.00
e)	Para tuberias de 18"		
04.01.51	Hasta 2.0 m de profundidad	ml	549.58
04.01.52	Hasta 2.5 m de profundidad	ml	609.57
04.01.53	Hasta 3.0 m de profundidad	ml	327.00

DESCRIPCION		UNID.	METRADO
<b>04.02.00</b>	<b><u>DOBLE PRUEBA HIDRAULICA Y RESANE</u></b>		
04.02.01	Para tuberías de 8"	ml	1419.72
04.02.02	Para tuberías de 10"	ml	64.23
04.02.03	Para tuberías de 12"	ml	1244.29
04.02.04	Para tuberías de 16"	ml	351.85
04.02.05	Para tuberías de 18"	ml	1486.15
<b>05.01.00</b>	<b>Buzon tipo I de 1.2 m. de diametro, incluyendo marco de F*F* y tapa de concreto de 0.60m:</b>		
05.01.01	Hasta 1.5 m de profundidad	unidad	27
05.01.02	Hasta 2.0 m de profundidad	unidad	27
05.01.03	Hasta 2.5 m de profundidad	unidad	8
05.01.04	Hasta 3.0 m de profundidad	unidad	2
<b>05.02.00</b>	<b>Buzon tipo I de 1.5 m. de diametro, incluyendo marco de F*F* y tapa de concreto de 0.60m:</b>		
05.02.01	Hasta 3.5 m de profundidad	unidad	1
05.02.02	Hasta 4.0 m de profundidad	unidad	1
<b>05.03.00</b>	<b>Buzon tipo I de 1.2 m. de diametro con caida especial, incluyendo marco de F*F* y tapa de concreto de 0.60m:</b>		
05.03.01	Hasta 3.0 m de profundidad	unidad	7
<b>05.04.00</b>	<b>Buzon tipo I de 1.5 m. de diametro con caida especial, incluyendo marco de F*F* y tapa de concreto de 0.60m:</b>		
05.04.01	Hasta 3.5 m de profundidad	unidad	4
05.04.02	Hasta 4.0 m de profundidad	unidad	3

b) **PRESUPUESTO**

**PROYECTO INTEGRAL DE ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO  
DE AGUAS SERVIDAS PARA CIUDAD PACHACUTEC  
PRESUPUESTO BASE : OBRAS DE RED DE ALCANTARILLADO - 1ra ETAPA**

FECHA: AGOSTO 1992

DESCRIPCION	UNID.	METRADO	P.UNITARIO	P.PARCIAL	P.TOTAL
<b>01.00.00 OBRAS PROVISIONALES</b>					
01.01.00 Almacen y Caseta de Guardiania	m2	50.00	45.44	2272.00	
01.02.00 Cartel de Obra	unidad	1	597.94	597.94	2869.94
<b>02.00.00 TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
02.01.00 Movllsacion de Equipo y Herramientas	Km	40.00	50.64	2025.60	
02.02.00 Traxos, Niveles y Replanteo	Km	4.57	332.33	1518.75	3544.35
<b>03.00.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					
<b>03.01.00 Excavacion de Zanja a Maquina en terreno normal</b>					
a) Para tuberias de 8"					
03.01.11 Hasta 1.5 m de profundidad	ml	338.30	5.05	1708.42	
03.01.12 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	967.58	6.42	6211.86	
03.01.13 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	113.84	7.98	908.44	
b) Para tuberias de 10"					
03.01.21 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	64.23	6.42	412.36	
c) Para tuberias de 12"					
03.01.31 Hasta 1.5 m de profundidad	ml	296.16	5.62	1664.42	
03.01.32 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	738.95	7.54	5571.68	
03.01.33 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	145.29	10.01	1454.35	
03.01.34 Hasta 3.0 m de profundidad	ml	63.89	12.04	769.24	
d) Para tuberias de 16"					
03.01.41 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	222.13	8.66	1923.65	
03.01.42 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	79.72	11.13	887.28	
03.01.43 Hasta 3.0 m de profundidad	ml	50.00	13.60	680.00	
e) Para tuberias de 18"					
03.01.51 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	549.58	10.12	5561.75	
03.01.52 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	609.57	12.80	7802.50	
03.01.53 Hasta 3.0 m de profundidad	ml	327.00	16.31	5333.37	
<b>03.02.00 Entibado de Zanja</b>					
a) Para tuberias de 8"					
03.02.11 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	967.58	43.97	42544.49	
03.02.12 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	113.84	52.41	5966.35	
b) Para tuberias de 10"					
03.02.21 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	64.23	43.97	2824.19	
c) Para tuberias de 12"					
03.02.31 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	738.95	42.18	31168.91	
03.02.32 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	145.29	56.17	8160.94	
03.02.33 Hasta 3.0 m de profundidad	ml	63.89	66.38	4241.02	
d) Para tuberias de 16"					
03.02.41 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	222.13	54.32	12066.10	
03.02.42 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	79.72	63.17	5035.91	
03.02.43 Hasta 3.0 m de profundidad	ml	50.00	75.11	3755.50	
e) Para tuberias de 18"					
03.02.51 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	549.58	59.04	32447.20	
03.02.52 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	609.57	67.79	41322.75	
03.02.53 Hasta 3.0 m de profundidad	ml	327.00	80.79	26418.33	
<b>03.03.00 Refino, Nivelacion y Conformacion de Zanja</b>					
03.03.01 Para tuberias de 8"	ml	1419.72	1.75	2484.51	
03.03.02 Para tuberias de 10"	ml	64.23	2.19	140.66	
03.03.03 Para tuberias de 12"	ml	1244.29	2.62	3260.04	
03.03.04 Para tuberias de 16"	ml	351.85	3.57	1256.10	
03.03.05 Para tuberias de 18"	ml	1486.15	3.98	5914.88	

DESCRIPCION	UNID	METRADO	P.UNITARIO	P.PARCIAL	P.TOTAL
<b>03.04.00 Preparacion de Cama de Apoyo</b>					
03.04.01 Para tuberias de 8"	ml	1419.72	1.46	2072.79	
03.04.02 Para tuberias de 10"	ml	64.23	2.15	138.09	
03.04.03 Para tuberias de 12"	ml	1244.29	2.62	3260.04	
03.04.04 Para tuberias de 16"	ml	351.85	3.57	1256.10	
03.04.05 Para tuberias de 18"	ml	1486.15	3.98	5914.88	
<b>03.05.00 Relleno y Compactacion de Zanjas</b>					
a) Para tuberias de 8"					
03.05.11 Hasta 1.5 m de profundidad	ml	338.30	20.57	6958.83	
03.05.12 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	967.58	27.41	26521.37	
03.05.13 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	113.84	32.79	3732.81	
b) Para tuberias de 10"					
03.05.21 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	64.23	33.53	2153.63	
c) Para tuberias de 12"					
03.05.31 Hasta 1.5 m de profundidad	ml	296.16	30.97	9172.08	
03.05.32 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	738.95	41.96	31006.34	
03.05.33 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	145.29	54.58	7929.93	
03.05.34 Hasta 3.0 m de profundidad	ml	63.89	72.70	4644.80	
d) Para tuberias de 16"					
03.05.41 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	222.13	49.18	10924.35	
03.05.42 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	79.72	69.61	5549.31	
03.05.43 Hasta 3.0 m de profundidad	ml	50.00	88.41	4420.50	
e) Para tuberias de 18"					
03.05.51 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	549.58	68.18	37470.36	
03.05.52 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	609.57	99.04	60371.81	
03.05.53 Hasta 3.0 m de profundidad	ml	327.00	125.75	41120.25	
<b>03.06.00 Eliminacion de Material Sobrante y Limpieza de Terreno</b>					
03.06.01 Para tuberias de 8"	ml	1419.72	5.52	7836.85	
03.06.02 Para tuberias de 10"	ml	64.23	8.27	531.18	
03.06.03 Para tuberias de 12"	ml	1244.29	10.99	13674.75	
03.06.04 Para tuberias de 16"	ml	351.85	16.51	5809.04	
03.06.05 Para tuberias de 18"	ml	1486.15	19.23	28578.66	590946.00
<b>04.00.00 TUBERIAS Y PRUEBAS HIDRAULICAS</b>					
<b>04.01.00 Suministro, tendido y colocacion de tuberias de CSN</b>					
a) Para tuberias de 8"					
04.01.11 Hasta 1.5 m de profundidad	ml	338.30	21.22	7178.73	
04.01.12 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	967.58	21.74	21035.19	
04.01.13 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	113.84	22.32	2540.91	
b) Para tuberias de 10"					
04.01.21 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	64.23	27.20	1747.06	
c) Para tuberias de 12"					
04.01.31 Hasta 1.5 m de profundidad	ml	296.16	30.56	9050.65	
04.01.32 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	738.95	32.41	23949.37	
04.01.33 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	145.29	34.38	4995.07	
04.01.34 Hasta 3.0 m de profundidad	ml	63.89	35.79	2286.62	
d) Para tuberias de 16"					
04.01.41 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	222.13	50.21	11153.15	
04.01.42 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	79.72	53.83	4291.33	
04.01.43 Hasta 3.0 m de profundidad	ml	50.00	58.82	2941.00	
e) Para tuberias de 18"					
04.01.51 Hasta 2.0 m de profundidad	ml	549.58	63.98	35162.13	
04.01.52 Hasta 2.5 m de profundidad	ml	609.57	66.19	40347.44	
04.01.53 Hasta 3.0 m de profundidad	ml	327.00	68.80	22497.60	189176.23

DESCRIPCION	UNID.	METRADO	P.UNITARIO	P.PARCIAL	P.TOTAL
<b>04.02.00 DOBLE PRUEBA HIDRAULICA Y RESANE</b>					
04.02.01 Para tuberías de 8"	ml	1419.72	7.26	10307.17	
04.02.02 Para tuberías de 10"	ml	64.23	9.33	599.27	
04.02.03 Para tuberías de 12"	ml	1244.29	11.86	14757.28	
04.02.04 Para tuberías de 16"	ml	351.85	18.49	6505.71	
04.02.05 Para tuberías de 18"	ml	1486.15	21.57	32056.26	64225.67
<b>05.01.00 Buzon tipo I de 1.2 m. de diametro, incluyendo marco de F*F* y tapa de concreto de 0.60m:</b>					
05.01.01 Hasta 1.5 m de profundidad	unidad	27	1151.87	31100.49	
05.01.02 Hasta 2.0 m de profundidad	unidad	27	1396.28	37699.56	
05.01.03 Hasta 2.5 m de profundidad	unidad	8	1546.09	12368.72	
05.01.04 Hasta 3.0 m de profundidad	unidad	2	1728.66	3457.32	
<b>05.02.00 Buzon tipo I de 1.5 m. de diametro, incluyendo marco de F*F* y tapa de concreto de 0.60m:</b>					
05.02.01 Hasta 3.5 m de profundidad	unidad	1	2446.00	2446.00	
05.02.02 Hasta 4.0 m de profundidad	unidad	1	3712.78	3712.78	
<b>05.03.00 Buzon tipo I de 1.2 m. de diametro con caída especial, incluyendo marco de F*F* y tapa de concreto de 0.60m</b>					
05.03.01 Hasta 3.0 m de profundidad	unidad	7	2308.61	16160.27	
<b>05.04.00 Buzon tipo I de 1.5 m. de diametro con caída especial, incluyendo marco de F*F* y tapa de concreto de 0.60m</b>					
05.04.01 Hasta 3.5 m de profundidad	unidad	4	2811.12	11244.48	
05.04.02 Hasta 4.0 m de profundidad	unidad	3	3060.66	9181.98	127371.60
				<b>SUBTOTAL</b>	978133.79
<b>GASTOS GENERALES Y UTILIDADES (20%)</b>					195626.76
				<b>TOTAL: S/.</b>	1173760.55

c) ANALISIS DE COSTOS

**PARTIDA**                    **DESCRIPCION**  
**01.01.00** ALMACEN Y CASETA DE GUARDIANA

**UNIDAD**  
**M2**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.040	1.03			1.03
47	OPERARIO	HH	21.390	0.400	8.56			8.56
47	OFICIAL	HH	19.630	0.400	7.87			7.87
47	PEON	HH	18.160	0.400	7.26			7.26
43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	3.600		4.39		4.39
44	TRIPLAY DE 4 mm	PL	13.800	0.350		4.83		4.83
59	CANALON ETERNIT	M2	16.000	0.660		10.56		10.56
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	0.210		0.20		0.20
37	HERRAMIENTAS	%	24.719	0.020			0.74	0.74
					24.72	19.98	0.74	45.44

**PARTIDA**                    **DESCRIPCION**  
**61.02.00** CARTEL DE OBRAS

**UNIDAD**  
**UNIDAD**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	3.200	82.14			82.14
47	PEON	HH	18.160	16.000	290.56			290.56
43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	30.000		36.60		36.60
44	TRIPLAY DE 6 mm	PL	17.170	4.000		68.68		68.68
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	2.000		1.90		1.90
54	PINTURA ESMALTE	GL	43.000	2.000		96.00		96.00
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	1.000		4.47		4.47
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	0.070		0.77		0.77
5	PIEDRA CHANCADA	M3	29.000	0.100		2.90		2.90
5	PIEDRA MEDIANA	M3	20.260	0.130		2.63		2.63
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.040		0.10		0.10
37	HERRAMIENTAS	%	372.704	0.030			11.18	11.18
					372.70	214.05	11.18	597.94

**PARTIDA**                    **DESCRIPCION**  
**02.01.00** MOVILIZACION DE EQUIPO Y MAQUINARIA

**UNIDAD**  
**Km**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	PEON	HH	18.160	0.100	2.91			2.91
37	HERRAMIENTAS	%	2.306	0.020			0.09	0.09
48	VOLQUETE	HM	93.300	0.500			47.65	47.65
					2.91	0.00	47.74	50.64



**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**02.02.00**    TRAZOS NIVELES Y REPLANTEO

**UNIDAD**  
**KM**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.267	6.85			6.85
47	OPERARIO	HH	21.390	2.667	57.05			57.05
47	OFICIAL	HH	19.680	2.667	52.49			52.49
47	PEON	HH	18.160	8.000	145.28			145.28
3	FIERRO CORRUGADO	KG	1.322	15.000		22.83		22.83
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	0.125		1.38		1.38
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	0.500		2.24		2.24
29	YESO	BL	4.300	0.500		2.15		2.15
39	CORDEL DE ALGODON	ML	0.100	25.000		2.51		2.51
55	PINTURA AL OLEO	KG	27.000	0.125		3.38		3.38
37	WINCHA DE ACERO 30MT.	HM	1.500	2.667			4.00	4.00
37	VALONES	HM	0.875	8.000			7.00	7.00
37	HERRAMIENTAS	%	261.668	0.030			7.85	7.85
30	TEODOLITO	HM	3.125	2.667			8.33	8.33
20	NIVEL	HM	2.250	2.667			6.00	6.00
37	MIRAS	HM	0.563	5.334			3.00	3.00
					261.67	34.47	34.19	332.32

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**01.01.11**    EXCAVACION DE ZANJA A MAQUINA EN TERRENO NORMAL PARA 8' HASTA 1.5 PROF.

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.004	0.10			0.10
47	PEON	HH	18.160	0.045	0.82			0.82
37	HERRAMIENTAS	%	0.920	0.030			0.03	0.03
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.050	0.045			4.10	4.10
					0.92	0.00	4.12	5.04

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**01.01.12**    EXCAVACION DE ZANJA A MAQUINA EN TERRENO NORMAL PARA 8' HASTA 2.00 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.006	0.15			0.15
47	PEON	HH	18.160	0.057	1.04			1.04
37	HERRAMIENTAS	%	1.189	0.030			0.04	0.04
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.050	0.057			5.19	5.19
					1.19	0.00	5.23	6.41

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**    **UNIDAD**  
**03.01.13**    EXCAVACION DE ZANJA A MAQUINA PARA TERRENO NORMAL PARA 3' 2.50 PROF.                      ML

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.007	0.18			0.18
47	PEON	HH	18.160	0.071	1.29			1.29
37	HERRAMIENTAS	%	1.469	0.020			0.04	0.04
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.050	0.071			6.46	6.46
					1.47	0.00	6.51	7.98

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**    **UNIDAD**  
**03.01.21**    EXCAVACION DE ZANJA A MAQUINA PARA TERRENO NORMAL PARA 10' HASTA 200 PROF.                      ML

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.006	0.15			0.15
47	PEON	HH	18.160	0.057	1.04			1.04
37	HERRAMIENTAS	%	1.189	0.030			0.04	0.04
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.050	0.057			5.19	5.19
					1.19	0.00	5.23	6.41

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**    **UNIDAD**  
**03.01.31**    EXCAVACION DE ZANJA A MAQUINA PARA TERRENO NORMAL PARA 17' HASTA 1.5 PROF.                      ML

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.005	0.13			0.13
47	PEON	HH	18.160	0.050	0.91			0.91
37	HERRAMIENTAS	%	1.036	0.020			0.03	0.03
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.050	0.050			4.55	4.55
					1.04	0.00	4.58	5.62

**PARTIDA**                    **DESCRIPCION**                    **UNIDAD**  
**01.01.32**    EXCAVACION DE ZANJA A MAQUINA EN TERRENO NORMAL PARA 12' HASTA 2.00 PROF                    ML

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.YEQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.007	0.18			0.18
47	PEON	HH	18.160	0.067	1.22			1.22
37	HERRAMIENTAS	%	1.398	0.030			0.04	0.04
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.050	0.067			6.10	6.10
					1.40	0.00	6.14	7.54

**PARTIDA**                    **DESCRIPCION**                    **UNIDAD**  
**01.01.33**    EXCAVACION DE ZANJA A MAQUINA EN TERRENO NORMAL PARA 12' HASTA 2.50 PROF                    ML

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.YEQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.009	0.23			0.23
47	PEON	HH	18.160	0.089	1.62			1.62
37	HERRAMIENTAS	%	1.247	0.030			0.06	0.06
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.050	0.069			8.10	8.10
					1.35	0.00	8.16	10.01

**PARTIDA**                    **DESCRIPCION**                    **UNIDAD**  
**01.01.34**    EXCAVACION DE ZANJA A MAQUINA EN TERRENO NORMAL PARA 12' HASTA 3.00 PROF                    ML

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.YEQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.011	0.28			0.28
47	PEON	HH	18.160	0.107	1.94			1.94
37	HERRAMIENTAS	%	2.225	0.030			0.07	0.07
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.050	0.107			9.74	9.74
					2.23	0.00	9.81	12.03



**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**03.01.51**    EXCAVACION DE ZANJA A MAQUINA EN TERRENO NORMAL PARA 18' HASTA 2.00 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.009	0.23			0.23
47	PEON	HH	18.160	0.090	1.63			1.63
37	HERRAMIENTAS	%	1.865	0.020			0.06	0.06
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.050	0.090			8.19	8.19
					<b>1.87</b>	<b>0.00</b>	<b>8.25</b>	<b>10.12</b>

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**03.01.52**    EXCAVACION DE ZANJA A MAQUINA EN TERRENO NORMAL PARA 18' HASTA 2.5 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.011	0.28			0.28
47	PEON	HH	18.160	0.114	2.07			2.07
37	HERRAMIENTAS	%	2.353	0.090			0.07	0.07
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.050	0.114			10.38	10.38
					<b>2.35</b>	<b>0.00</b>	<b>10.45</b>	<b>12.80</b>

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**03.01.53**    EXCAVACION DE ZANJA A MAQUINA EN TERRENO NORMAL PARA 18' HASTA 3.0 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.015	0.39			0.39
47	PEON	HH	18.160	0.145	2.63			2.63
37	HERRAMIENTAS	%	3.018	0.090			0.09	0.09
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.050	0.145			13.20	13.20
					<b>3.02</b>	<b>0.00</b>	<b>13.29</b>	<b>16.31</b>

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**030231** ENTIBADO DE ZANJA PARA TUBERIA DE 3" HASTA 20 PROF

**UNIDAD**  
ML

COD	LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOTPART
2	47	CAPATAZ	HH	25.670	0.024	0.62			0.62
3	47	OPERARIO	HH	21.390	0.240	5.13			5.13
4	47	OFICIAL	HH	19.680	0.240	4.72			4.72
5	47	PEON	HH	18.160	0.240	4.36			4.36
46	43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	17.000		20.74		20.74
28	2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	0.700		0.67		0.67
0									
0									
0									
0									
0									
0									
0									
0									
179	37	HERRAMIENTAS	%	14.831	0.030			0.44	0.44
169	49	RETROEXCAVADORA	HM	91.050	0.060			7.28	7.28
0									
0									
						14.83	21.41	7.73	43.97

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**030217** ENTIBADO DE ZANJA PARA TUBERIA DE 5" HASTA 25 PROF

**UNIDAD**  
ML

COD	LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOTPART
2	47	CAPATAZ	HH	25.670	0.030	0.77			0.77
3	47	OPERARIO	HH	21.390	0.300	6.42			6.42
4	47	OFICIAL	HH	19.680	0.300	5.90			5.90
5	47	PEON	HH	18.160	0.300	5.45			5.45
46	43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	19.300		23.55		23.55
28	2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	0.700		0.67		0.67
0									
0									
0									
0									
0									
0									
0									
0									
0									
179	37	HERRAMIENTAS	%	18.539	0.030			0.56	0.56
169	49	RETROEXCAVADORA	HM	91.050	0.100			9.11	9.11
0									
0									
						18.54	24.21	9.66	52.41

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**030221** ENTIBADO DE ZANJA PARA TUBERIA DE 10" HASTA 2M. PROF

**UNIDAD**  
ML

COD	LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOTPART
2	47	CAPATAZ	HH	25.670	0.024	0.62			0.62
3	47	OPERARIO	HH	21.390	0.240	5.13			5.13
4	47	OFICIAL	HH	19.680	0.240	4.72			4.72
5	47	PEON	HH	18.160	0.240	4.36			4.36
46	43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	17.000		20.74		20.74
28	2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	0.700		0.67		0.67
0									
0									
0									
0									
0									
0									
0									
0									
0									
179	37	HERRAMIENTAS	%	14.831	0.030			0.44	0.44
169	49	RETROEXCAVADORA	HM	91.050	0.060			7.28	7.28
0									
0									
						14.83	21.41	7.73	43.97

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**010231** ENTIBADO DE ZANJA PARA TUBERIA DE 12" HASTA 200 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.021	0.54			0.54
47	OPERARIO	HH	21.39	0.21	4.49			4.49
47	OFICIAL	HH	19.66	0.21	4.13			4.13
47	PEON	HH	18.16	0.21	3.81			3.81
43	MADERA TORNILLO	P2	1.22	18		21.96		21.96
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.95	0.5		0.48		0.48
37	HERRAMIENTAS	%	129.737	0.03			0.39	0.39
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.05	0.07			6.37	6.37
					1298	2244	6.76	4218

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**010232** ENTIBADO DE ZANJA PARA TUBERIA DE 12" HASTA 25 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.036	0.92			0.92
47	OPERARIO	HH	21.39	0.36	7.70			7.70
47	OFICIAL	HH	19.66	0.36	7.08			7.08
47	PEON	HH	18.16	0.36	6.54			6.54
43	MADERA TORNILLO	P2	1.22	20		24.40		24.40
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.95	0.7		0.67		0.67
37	HERRAMIENTAS	%	2224892	0.03			0.67	0.67
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.05	0.09			8.19	8.19
					2225	25.07	8.86	56.17

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**010233** ENTIBADO DE ZANJA PARA TUBERIA DE 12" HASTA 300 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.045	1.16			1.16
47	OPERARIO	HH	21.39	0.45	9.63			9.63
47	OFICIAL	HH	19.66	0.45	8.86			8.86
47	PEON	HH	18.16	0.45	8.17			8.17
43	MADERA TORNILLO	P2	1.22	221		26.96		26.96
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.95	0.8		0.76		0.76
37	HERRAMIENTAS	%	2788865	0.03			0.33	0.33
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.05	0.11			10.02	10.02
					27.81	27.72	10.85	66.38

**PARTIDA**                    **DESCRIPCION**  
**030241** ENTIRADO DE ZANJA PARA TUBERIA DE 16" HASTA 200 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.035	0.90			0.90
47	OPERARIO	HH	21.39	0.35	7.49			7.49
47	OFICIAL	HH	19.68	0.35	6.89			6.89
47	PEON	HH	18.16	0.35	6.36			6.36
43	MADERA TORNILLO	P2	1.22	19		23.18		23.18
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.95	0.7		0.67		0.67
37	HERRAMIENTAS	%	21.62895	0.03			0.65	0.65
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.05	0.09			8.19	8.19
					21.63	23.85	8.84	54.32

**PARTIDA**                    **DESCRIPCION**  
**030242** ENTIRADO DE ZANJA PARA TUBERIA DE 16" HASTA 250 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.04	1.03			1.03
47	OPERARIO	HH	21.39	0.4	8.56			8.56
47	OFICIAL	HH	19.68	0.4	7.87			7.87
47	PEON	HH	18.16	0.4	7.26			7.26
43	MADERA TORNILLO	P2	1.22	22		26.84		26.84
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.95	0.9		0.86		0.86
37	HERRAMIENTAS	%	24.7188	0.03			0.74	0.74
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.05	0.11			10.02	10.02
					24.72	27.70	10.76	63.17

**PARTIDA**                    **DESCRIPCION**  
**030243** ENTIRADO DE ZANJA PARA TUBERIA DE 16" HASTA 300 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.05	1.28			1.28
47	OPERARIO	HH	21.39	0.5	10.70			10.70
47	OFICIAL	HH	19.68	0.5	9.84			9.84
47	PEON	HH	18.16	0.5	9.08			9.08
43	MADERA TORNILLO	P2	1.22	25		30.50		30.50
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.95	1		0.95		0.95
37	HERRAMIENTAS	%	30.8985	0.03			0.93	0.93
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.05	0.13			11.84	11.84
					30.90	31.45	12.76	75.11



**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**03.02.51** ENTIBADO DE ZANJA PARA TUBERIA DE 16" HASTA 2.00 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.037	0.95			0.95
47	OPERARIO	HH	21.39	0.37	7.91			7.91
47	OFICIAL	HH	19.68	0.37	7.28			7.28
47	PEON	HH	16.16	0.37	6.72			6.72
43	MADERA TORNILLO	P2	1.22	21		25.62		25.62
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.95	0.8		0.76		0.76
37	HERRAMIENTAS	%	22.86489	0.03			0.69	0.69
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.05	0.1			9.11	9.11
					22.86	26.38	9.79	59.04

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**03.02.52** ENTIBADO DE ZANJA PARA TUBERIA DE 16" HASTA 2.5 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.042	1.08			1.08
47	OPERARIO	HH	21.39	0.42	8.98			8.98
47	OFICIAL	HH	19.68	0.42	8.27			8.27
47	PEON	HH	18.16	0.42	7.63			7.63
43	MADERA TORNILLO	P2	1.22	24		29.28		29.28
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.95	0.9		0.86		0.86
37	HERRAMIENTAS	%	25.95474	0.03			0.76	0.76
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.05	0.12			10.93	10.93
					25.95	30.14	11.70	67.79

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**03.02.53** ENTIBADO DE ZANJA PARA TUBERIA DE 16" HASTA 3.00 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.054	1.39			1.39
47	OPERARIO	HH	21.39	0.54	11.55			11.55
47	OFICIAL	HH	19.68	0.54	10.63			10.63
47	PEON	HH	16.16	0.54	9.81			9.81
43	MADERA TORNILLO	P2	1.22	28		31.72		31.72
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.95	1.1		1.05		1.05
37	HERRAMIENTAS	%	33.37038	0.03			1.00	1.00
49	RETROEXCAVADORA	HM	91.05	0.15			13.66	13.66
					33.37	32.77	14.66	80.79

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**03.03.01**    REFINE, NIVELACION Y CONFORMACION DE ZANJA PARA TUBERIA DE 6"

**UNIDAD**  
**ML**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.003	0.21			0.21
47	PEON	HH	18.16	0.082	1.49			1.49
37	HERRAMIENTAS	%	1.69415	0.03 0			0.05	0.05
					1.69	0.00	0.05	1.75

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**03.03.02**    REFINE, NIVELACION, Y CONFORMACION DE ZANJA PARA TUBERIA DE 10"

**UNIDAD**  
**ML**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.01	0.26			0.26
47	PEON	HH	18.16	0.103	1.87			1.87
37	HERRAMIENTAS	%	2.12718	0.03 0			0.06	0.06
					2.13	0.00	0.06	2.19

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**03.03.03**    REFINE, NIVELACION Y CONFORMACION DE ZANJA PARA TUBERIA DE 12"

**UNIDAD**  
**ML**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.012	0.31			0.31
47	PEON	HH	18.16	0.123	2.23			2.23
37	HERRAMIENTAS	%	2.54172	0.03 0			0.08	0.08
					2.54	0.00	0.08	2.62

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**03.03.04**    REFINE, NIVELACION Y CONFORMACION DE ZANJA PARA TUBERIA DE 16"

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.017	0.44			0.44
47	PEON	HH	16.16	0.167	3.03			3.03
37	HERRAMIENTAS	%	3.46911	0.03			0.10	0.10
					3.47	0.00	0.10	3.57

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**03.03.05**    REFINE, NIVELACION Y CONFORMACION DE ZANJA PARA TUBERIA DE 18"

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.019	0.49			0.49
47	PEON	HH	16.16	0.186	3.38			3.38
37	HERRAMIENTAS	%	3.66549	0.03			0.12	0.12
					3.87	0.00	0.12	3.98

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**03.04.01**    PREPARACION DE CAMA DE APOYO PARA TUBERIA DE 6"

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.007	0.18			0.18
47	PEON	HH	16.16	0.068	1.23			1.23
37	HERRAMIENTAS	%	1.41457	0.03			0.04	0.04
					1.41	0.00	0.04	1.46

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**010402**    PREPARACION DE CAMA DE APOYO PARA TUBERIA DE 10'

**UNIDAD**  
**ML**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.01	0.26			0.26
47	PEON	HH	18.16	0.101	1.83			1.83
37	HERRAMIENTAS	%	2.09088	0.03			0.06	0.06
					2.09	0.00	0.06	2.15

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**010403**    PREPARACION DE CAMA DE APOYO PARA TUBERIA DE 12'

**UNIDAD**  
**ML**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.012	0.31			0.31
47	PEON	HH	18.16	0.123	2.23			2.23
37	HERRAMIENTAS	%	2.54172	0.03			0.05	0.05
					2.54	0.00	0.05	2.62

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**010404**    PREPARACION DE CAMA DE APOYO PARA TUBERIA DE 16'

**UNIDAD**  
**ML**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.017	0.44			0.44
47	PEON	HH	18.16	0.167	3.03			3.03
37	HERRAMIENTAS	%	3.46911	0.03			0.10	0.10
					3.47	0.00	0.10	3.57

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**03.0405**    PREPARACION DE CAMA DE APOYO PARA TUBERIA DE 18"

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.YEQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.019	0.49			0.49
47	PEON	HH	18.16	0.186	3.38			3.38
37	HERRAMIENTAS	%	1.82549	0.03			0.12	0.12
					3.87	0.00	0.12	3.98

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**03.0511**    RELLENO Y COMPACTACION DE ZANJA PARA TUBERIA DE 6" HASTA 1.5 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.YEQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.005	0.13			0.13
47	OPERARIO	HH	21.39	0.05	1.07			1.07
47	PEON	HH	18.16	1	18.16			18.16
39	AGUA POTABLE	M3	25	0.12		0.30		0.30
37	HERRAMIENTAS	%	19.35785	0.03			0.58	0.58
49	COMPACTADORA VIBRADORA	HM	6.58	0.05			0.33	0.33
					19.36	0.30	0.91	20.57

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**03.6512**    RELLENO Y COMPACTACION DE ZANJA PARA TUBERIA DE 8" HASTA 2.0 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.YEQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.007	0.18			0.18
47	OPERARIO	HH	21.39	0.067	1.43			1.43
47	PEON	HH	18.16	1.333	24.21			24.21
39	AGUA POTABLE	M3	25	0.15		0.38		0.38
37	HERRAMIENTAS	%	25.8201	0.03			0.77	0.77
49	COMPACTADORA VIBRADORA	HM	6.58	0.067			0.44	0.44
					25.82	0.38	1.22	27.41

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**010513** RELLENO Y COMPACTACION DE ZANJA PARA TUBERIA DE 8" HASTA 2.5 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.008	0.21			0.21
47	OFICIAL	HH	19.68	0.08	1.57			1.57
47	PEON	HH	18.16	1.6	29.06			29.06
39	AGUA POTABLE	M3	2.5	0.2		0.50		0.50
37	HERRAMIENTAS	%	30.83576	0.03			0.93	0.93
49	COMPACTADORA VIBRADORA	HM	6.58	0.08			0.53	0.53
					30.84	0.50	1.45	32.79

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**010521** RELLENO Y COMPACTACION DE ZANJA PARA TUBERIA DE 10" HASTA 2.0 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.008	0.21			0.21
47	OFICIAL	HH	19.68	0.082	1.61			1.61
47	PEON	HH	18.16	1.641	29.80			29.80
39	AGUA POTABLE	M3	2.5	0.17		0.43		0.43
37	HERRAMIENTAS	%	31.61968	0.03			0.95	0.95
49	COMPACTADORA VIBRADORA	HM	6.58	0.082			0.54	0.54
					31.62	0.43	1.49	33.53

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**010531** RELLENO Y COMPACTACION DE ZANJA PARA TUBERIA DE 12" HASTA 1.5 PROF

**UNIDAD**  
**GLOBAL**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.008	0.21			0.21
47	OFICIAL	HH	19.68	0.075	1.48			1.48
47	PEON	HH	18.16	1.509	27.40			27.40
39	AGUA POTABLE	M3	2.5	0.207		0.52		0.52
37	HERRAMIENTAS	%	29.0348	0.03			0.87	0.87
49	COMPACTADORA VIBRADORA	HM	6.58	0.075			0.49	0.49
					29.08	0.52	1.37	30.97

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**010532** RELLENO Y COMPACTACION DE ZANJA PARA TUBERIA DE 12' HASTA 2.0 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.01	0.26			0.26
47	OFICIAL	HH	19.68	0.103	2.03			2.03
47	PEON	HH	18.16	2.051	37.25			37.25
39	AGUA POTABLE	M3	2.5	0.225		0.56		0.56
37	HERRAMIENTAS	%	39.5299	0.03			1.19	1.19
49	COMPACTADORA VIBRADORA	HM	6.58	0.103			0.68	0.68
					39.53	0.56	1.86	41.96

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**010533** RELLENO Y COMPACTACION DE ZANJA PARA TUBERIA DE 12' HASTA 2.5 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.013	0.33			0.33
47	OFICIAL	HH	19.68	0.133	2.62			2.62
47	PEON	HH	18.16	2.667	48.43			48.43
39	AGUA POTABLE	M3	2.5	0.31		0.78		0.78
37	HERRAMIENTAS	%	51.38387	0.03			1.54	1.54
49	COMPACTADORA VIBRADORA	HM	6.58	0.133			0.88	0.88
					51.38	0.78	2.42	54.58

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**010534** RELLENO Y COMPACTACION DE ZANJA PARA TUBERIA DE 12' HASTA 3.0 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.013	0.46			0.46
47	OFICIAL	HH	19.68	0.178	3.50			3.50
47	PEON	HH	18.16	3.556	64.58			64.58
39	AGUA POTABLE	M3	2.5	0.37		0.93		0.93
37	HERRAMIENTAS	%	68.54208	0.03			2.06	2.06
49	COMPACTADORA VIBRADORA	HM	6.58	0.178			1.17	1.17
					68.54	0.93	3.23	72.69

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**030541** RELLENO Y COMPACTACION DE ZANJA PARA TUBERIA DE 16" HASTA 2.00 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.012	0.31			0.31
47	OFICIAL	HH	19.66	0.12	2.36			2.36
47	PEON	HH	18.16	2.4	43.58			43.58
39	AGUA POTABLE	M3	25	0.3		0.75		0.75
37	HERRAMIENTAS	%	46.2364	0.03			1.39	1.39
49	COMPACTADORA VIBRADORA	HM	636	0.12			0.79	0.79
					46.25	0.75	2.18	49.18

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**030542** RELLENO Y COMPACTACION DE ZANJA PARA TUBERIA DE 16" HASTA 2.50 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.017	0.44			0.44
47	OFICIAL	HH	19.66	0.17	3.35			3.35
47	PEON	HH	18.16	3.4	61.74			61.74
39	AGUA POTABLE	M3	25	0.4		1.00		1.00
37	HERRAMIENTAS	%	65.52399	0.03			1.97	1.97
49	COMPACTADORA VIBRADORA	HM	636	0.17			1.12	1.12
					65.53	1.00	3.08	69.61

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**030543** RELLENO Y COMPACTACION DE ZANJA PARA TUBERIA DE 16" HASTA 3.00 PROF

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.022	0.56			0.56
47	OFICIAL	HH	19.66	0.216	4.25			4.25
47	PEON	HH	18.16	4.324	78.52			78.52
39	AGUA POTABLE	M3	25	0.46		1.15		1.15
37	HERRAMIENTAS	%	83.33946	0.03			2.50	2.50
49	COMPACTADORA VIBRADORA	HM	636	0.216			1.42	1.42
					83.34	1.15	3.92	88.41







**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**03.0604** ELIMINACION DE MATERIAL SOBRENTE Y LIMPIEZA DE TERRENO PARA TUBERIA DE 16"

**UNIDAD**  
ML

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.YEQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.053	1.31			1.31
47	PEON	HH	18.16	0.55	9.99			9.99
37	HERRAMIENTAS	%	11.39935	0.03			0.34	0.34
48	VOLQUETE	HM	95.1	0.05			4.77	4.77
					11.40	0.00	5.11	16.51

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**03.0605** ELIMINACION DE MATERIAL SOBRENTE Y LIMPIEZA DE TERRENO PARA TUBERIA DE 18"

**UNIDAD**  
ML

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.YEQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.064	1.64			1.64
47	PEON	HH	18.16	0.642	11.66			11.66
37	HERRAMIENTAS	%	13.3016	0.03			0.40	0.40
48	VOLQUETE	HM	95.1	0.058			5.53	5.53
					13.30	0.00	5.93	19.23

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**04.01.11** SUMINISTRO TENDIDO Y COLOCACION DE TUB. DE CSN CON ANILLO DE JERE DE 8" (1.5 PROF)

**UNIDAD**  
ML

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.YEQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.011	0.28			0.28
47	OPERARIO	HH	21.39	0.107	2.29			2.29
47	PEON	HH	18.16	0.533	9.68			9.68
09	TUBERIA CSN 8"	ML	819	1.05		8.60		8.60
37	HERRAMIENTAS	%	12.25038	0.03			0.37	0.37
					12.25	8.60	0.37	21.22

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**04.01.12** SUMINISTRO TENDIDO Y COLOCACION DE TUB. DE CSN CON ANILLO DE JEBE DE 8" (20 PROF)

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ. Y EQ.	TOT. PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.011	0.28			0.28
47	OPERARIO	HH	21.39	0.111	2.37			2.37
47	PEON	HH	18.16	0.556	10.10			10.10
69	TUBERIA CSN 8"	ML	8.19	1.05		8.60		8.60
37	HERRAMIENTAS	%	1275362	0.03			0.38	0.38
					1275	8.60	0.38	21.74

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**04.01.13** SUMINISTRO TENDIDO Y COLOCACION DE TUB. DE CSN CON ANILLO DE JEBE DE 8" (25 PROF)

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ. Y EQ.	TOT. PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.012	0.31			0.31
47	OPERARIO	HH	21.39	0.116	2.48			2.48
47	PEON	HH	18.16	0.58	10.53			10.53
69	TUBERIA CSN 8"	ML	8.19	1.05		8.60		8.60
37	HERRAMIENTAS	%	1332208	0.03			0.40	0.40
					13.32	8.60	0.40	22.32

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**04.01.21** SUMINISTRO TENDIDO Y COLOCACION DE TUB. DE CSN CON ANILLO DE JEBE DE 10" (20 PROF)

**UNIDAD**  
**ML**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ. Y EQ.	TOT. PART
47	CAPATAZ	HH	25.67	0.012	0.31			0.31
47	OPERARIO	HH	21.39	0.119	2.55			2.55
47	PEON	HH	18.16	0.597	10.84			10.84
69	TUBERIA CSN 10"	ML	12.47	1.05		13.09		13.09
37	HERRAMIENTAS	%	13.69497	0.03			0.41	0.41
					13.69	13.09	0.41	27.20

**PARTIDA**    **DESCRIPCION**    **UNIDAD**  
**04.01.31**    **SUMINISTRO TENDIDO Y COLOCACION DE TUB. DE CSN CON ANILLO DE JEBE DE 12" (1.5 PROF)**    **ML**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.007	0.18			0.18
47	OPERARIO	HH	21.390	0.074	1.58			1.58
47	PEON	HH	18.160	0.370	6.72			6.72
69	TUBERIA CSN 12"	ML	14.970	1.050		15.72		15.72
37	HERRAMIENTAS	%	3.482	0.030			0.25	0.25
49	GRUA	HM	82.550	0.074			6.11	6.11
					8.48	15.72	6.36	30.56

**PARTIDA**    **DESCRIPCION**    **UNIDAD**  
**04.01.32**    **SUMINISTRO TENDIDO Y COLOCACION DE TUB. DE CSN CON ANILLO DE JEBE DE 12" (2.0 PROF)**    **ML**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.008	0.21			0.21
47	OPERARIO	HH	21.390	0.083	1.78			1.78
47	PEON	HH	18.160	0.417	7.57			7.57
69	TUBERIA CSN 12"	ML	14.970	1.050		15.72		15.72
37	HERRAMIENTAS	%	9.353	0.030			0.29	0.29
49	GRUA	HM	82.550	0.083			6.85	6.85
					9.55	15.72	7.14	32.41

**PARTIDA**    **DESCRIPCION**    **UNIDAD**  
**04.01.33**    **SUMINISTRO TENDIDO Y COLOCACION DE TUB. DE CSN CON ANILLO DE JEBE DE 12" (2.5 PROF)**    **GLOBAL**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.009	0.23			0.23
47	OPERARIO	HH	21.390	0.093	1.99			1.99
47	PEON	HH	18.160	0.465	8.44			8.44
69	TUBERIA CSN 12"	ML	14.970	1.050		15.72		15.72
37	HERRAMIENTAS	%	10.665	0.030			0.32	0.32
49	GRUA	HM	82.550	0.093			7.66	7.66
					10.66	15.72	8.00	34.38



**PARTIDA** **DESCRIPCION** **UNIDAD**  
**04.01.43** SUMINISTRO TENDIDO Y COLOCACION DE TUB. DE CSN CON ANILLO DE JEBE DE 16" (3.0 PROF) ML

LU.	RECURSO	UNI.	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ. Y EQ.	TOT. PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.014	0.36			0.36
47	OPERARIO	HH	21.390	0.143	3.06			3.06
47	PEON	HH	18.160	0.714	12.97			12.97
69	TUBERIA CSN 16"	ML	28.700	1.050		30.14		30.14
37	HERRAMIENTAS	%	16.384	0.030			0.49	0.49
49	GRUA	HM	82.550	0.143			11.80	11.80
					16.38	30.14	12.30	58.82

**PARTIDA** **DESCRIPCION** **UNIDAD**  
**04.01.51** SUMINISTRO TENDIDO Y COLOCACION DE TUB. DE CSN CON ANILLO DE JEBE DE 18" (2.0 PROF) ML

LU.	RECURSO	UNI.	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ. Y EQ.	TOT. PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.014	0.36			0.36
47	OPERARIO	HH	21.390	0.143	3.06			3.06
47	PEON	HH	18.160	0.714	12.97			12.97
69	TUBERIA CSN 18"	ML	33.620	1.050		35.30		35.30
37	HERRAMIENTAS	%	16.384	0.030			0.49	0.49
49	GRUA	HM	82.550	0.143			11.80	11.80
					16.38	35.30	12.30	63.98

**PARTIDA** **DESCRIPCION** **UNIDAD**  
**04.01.52** SUMINISTRO TENDIDO Y COLOCACION DE TUB. DE CSN CON ANILLO DE JEBE DE 18" (2.5 PROF) ML

LU.	RECURSO	UNI.	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ. Y EQ.	TOT. PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.015	0.39			0.39
47	OPERARIO	HH	21.390	0.154	3.29			3.29
47	PEON	HH	18.160	0.769	13.97			13.97
69	TUBERIA CSN 18"	ML	33.620	1.050		35.30		35.30
37	HERRAMIENTAS	%	17.644	0.030			0.53	0.53
49	GRUA	HM	82.550	0.154			12.71	12.71
					17.64	35.30	13.24	66.19





**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**04.02.03** DOBLE PRUEBA HIDRAULICA Y RESANE PARA TUBERIA DE 12"

**UNIDAD**  
**ML**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.YEQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.006	0.15			0.15
47	OFICIAL	HH	19.680	0.057	1.12			1.12
47	PEON	HH	18.160	0.457	8.30			8.30
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.330		0.83		0.83
4	ARENA FINA	M3	11.000	0.001		0.01		0.01
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	0.001		0.01		0.01
17	LADRILLO TIPO KK 9"14"24 CM	UN	0.179	0.083		0.01		0.01
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	0.001		0.00		0.00
37	HERRAMIENTAS	%	9.575	0.020			0.29	0.29
48	CAMION CISTERNA (1500 G LN)	HM	19.840	0.057			1.13	1.13
					9.57	0.87	1.42	11.86

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**04.02.04** DOBLE PRUEBA HIDRAULICA Y RESANE PARA TUBERIA DE 16"

**UNIDAD**  
**ML**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.YEQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.009	0.23			0.23
47	OFICIAL	HH	19.680	0.089	1.75			1.75
47	PEON	HH	18.160	0.711	12.91			12.91
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.330		1.33		1.33
4	ARENA FINA	M3	11.000	0.001		0.01		0.01
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	0.001		0.01		0.01
17	LADRILLO TIPO KK 9"14"24 CM	UN	0.179	0.153		0.03		0.03
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	0.001		0.00		0.00
37	HERRAMIENTAS	%	14.894	0.030			0.45	0.45
48	CAMION CISTERNA (1500 G LN)	HM	19.840	0.089			1.77	1.77
					14.89	1.38	2.21	18.49

**PARTIDA**                      **DESCRIPCION**  
**04.02.05** DOBLE PRUEBA HIDRAULICA Y RESANE PARA TUBERIA DE 18"

**UNIDAD**  
**ML**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.YEQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.010	0.26			0.26
47	OFICIAL	HH	19.680	0.104	2.05			2.05
47	PEON	HH	18.160	0.831	15.09			15.09
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.000		1.50		1.50
4	ARENA FINA	M3	11.000	0.002		0.02		0.02
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	0.002		0.02		0.02
17	LADRILLO TIPO KK 9"14"24 CM	UN	0.179	0.163		0.03		0.03
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	0.002		0.01		0.01
37	HERRAMIENTAS	%	17.394	0.030			0.52	0.52
48	CAMION CISTERNA (1500 G LN)	HM	19.840	0.104			2.06	2.06
					17.39	1.59	2.59	21.57

PARTIDA DESCRIPCION UNIDAD  
0501.01 BUZON TIPO I (1.2m DIAM), INCLUYE MARCO DE FFY TAPA DE CONCRETO DE 0.60m (1.5 PROF) UNIDAD

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT. PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	1.798	46.15			46.15
47	OPERARIO	HH	21.390	13.483	288.40			288.40
47	OFICIAL	HH	19.680	4.494	88.44			88.44
47	PEON	HH	18.160	22.472	408.09			408.09
2	ALAMBRE NEGRO NRO. 3	KG	0.950	0.544		0.52		0.52
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	0.184		0.17		0.17
3	FIERRO CORRUGADO	KG	1.522	19.000		28.92		28.92
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	1.047		11.52		11.52
4	ARENA FINA	M3	11.000	1.047		11.52		11.52
5	PIEDRA CHANCADA	M3	29.000	1.761		51.07		51.07
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	15.530		69.42		69.42
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.389		0.97		0.97
43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	7.539		9.20		9.20
31	MARCO FF TAPA DE CTO. BUZON	UN	101.480	1.000		101.48		101.48
37	HERRAMIENTAS	%	831.089	8.020			24.92	24.92
48	ENCOFRADO METALICO DE BUZONES	UN	2.000	1.500			3.00	3.00
48	MEZCLADORA DE 11 P3	HM	6.210	1.298			8.06	8.06
					831.09	284.78	35.99	1151.86

PARTIDA DESCRIPCION UNIDAD  
0501.02 BUZON TIPO I (1.2m DIAM), INCLUYE MARCO DE FFY TAPA DE CONCRETO DE 0.60m (2.0 PROF) ML

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT. PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	2.051	52.65			52.65
47	OPERARIO	HH	21.390	15.385	329.09			329.09
47	OFICIAL	HH	19.680	5.128	100.92			100.92
47	PEON	HH	18.160	30.789	558.77			558.77
2	ALAMBRE NEGRO NRO. 3	KG	0.950	0.560		0.53		0.53
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	0.184		0.17		0.17
3	FIERRO CORRUGADO	KG	1.522	19.000		28.92		28.92
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	1.236		13.60		13.60
4	ARENA FINA	M3	11.000	1.236		13.60		13.60
5	PIEDRA CHANCADA	M3	29.000	2.061		59.77		59.77
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	18.250		81.58		81.58
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.460		1.15		1.15
43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	7.539		9.20		9.20
31	MARCO FF TAPA DE CTO. BUZON	UN	101.480	1.000		101.48		101.48
37	HERRAMIENTAS	%	1041.418	0.030			31.24	31.24
48	ENCOFRADO METALICO DE BUZONES	UN	2.000	2.000			4.00	4.00
48	MEZCLADORA DE 11 P3	HM	6.210	1.551			9.63	9.63
					1041.42	309.99	44.87	1396.28

PARTIDA DESCRIPCION UNIDAD  
0501.03 BUZON TIPO I (1.2m DIAM), INCLUYE MARCO DE FFY TAPA DE CONCRETO DE 0.60m (2.5 PROF) ML

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT. PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	2.286	58.68			58.68
47	OPERARIO	HH	21.390	17.143	366.69			366.69
47	OFICIAL	HH	19.680	5.714	112.45			112.45
47	PEON	HH	18.160	34.286	622.63			622.63
2	ALAMBRE NEGRO NRO. 3	KG	0.950	0.560		0.53		0.53
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	0.184		0.17		0.17
3	FIERRO CORRUGADO	KG	1.522	19.000		28.92		28.92
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	1.425		15.68		15.68
4	ARENA FINA	M3	11.000	1.425		15.68		15.68
5	PIEDRA CHANCADA	M3	29.000	2.361		68.47		68.47
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	20.970		93.74		93.74
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.527		1.32		1.32
43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	7.539		9.20		9.20
31	MARCO FF TAPA DE CTO. BUZON	UN	101.480	1.000		101.48		101.48
37	HERRAMIENTAS	%	1160.458	0.030			34.31	34.31
48	ENCOFRADO METALICO DE BUZONES	UN	2.000	2.500			5.00	5.00
48	MEZCLADORA DE 11 P3	HM	6.210	1.714			10.64	10.64
					1160.46	335.17	50.46	1548.09

**PARTIDA** **DESCRIPCION** **UNIDAD**  
**05.01.04** BUZON TIPO I (1.2m DIAM), INCLUYE MARCO DE FFY TAPA DE CONCRETO DE 0.60m (3.0 PROF) ML

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MA.Q.YEQ.	TOT.PART.
47	CAPATAZ	HH	25.670	2.581	66.25			66.25
47	OPERARIO	HH	21.390	19.355	414.00			414.00
47	OFICIAL	HH	19.630	6.452	126.96			126.96
47	PEON	HH	18.160	38.710	702.97			702.97
2	ALAMBRE NEGRO NRO.3	KG	0.950	0.560		0.53		0.53
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	0.184		0.17		0.17
3	FIERRO CORRUGADO	KG	1.522	19.000		28.92		28.92
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	1.614		17.75		17.75
4	ARENA FINA	M3	11.000	1.614		17.75		17.75
5	PIEDRA CHANCADA	M3	29.000	2.661		77.17		77.17
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	23.690		105.89		105.89
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.593		1.43		1.43
43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	7.539		9.20		9.20
31	MARCO FF TAPA DE CTO. BUZON	UN	101.480	1.000		101.48		101.48
37	HERRAMIENTAS	%	1310.207	0.030			39.31	39.31
48	ENCOFRADO METALICO DE BUZONES	UN	2.000	3.000			6.00	6.00
48	MEZCLADORA DE 11 P3	HM	6.210	2.059			12.79	12.79
					1310.21	360.36	58.09	1728.66

**PARTIDA** **DESCRIPCION** **UNIDAD**  
**05.02.01** BUZON TIPO I (1.5m DIAM), INCLUYE MARCO DE FFY TAPA DE CONCRETO DE 0.60m (3.5 PROF) ML

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MA.Q.YEQ.	TOT.PART.
47	CAPATAZ	HH	25.670	3.902	100.16			100.16
47	OPERARIO	HH	21.390	29.268	626.04			626.04
47	OFICIAL	HH	19.630	9.756	192.00			192.00
47	PEON	HH	18.160	58.537	1063.03			1063.03
2	ALAMBRE NEGRO NRO.3	KG	0.950	3.040		2.89		2.89
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	0.220		0.21		0.21
3	FIERRO CORRUGADO	KG	1.522	25.000		38.05		38.05
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	1.285		14.14		14.14
4	ARENA FINA	M3	11.000	1.285		14.14		14.14
5	PIEDRA CHANCADA	M3	29.000	2.880		83.52		83.52
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	25.940		115.95		115.95
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.648		1.62		1.62
43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	9.170		11.19		11.19
31	MARCO FF TAPA DE CTO. BUZON	UN	101.480	1.000		101.48		101.48
37	HERRAMIENTAS	%	1581.237	0.030			59.44	59.44
48	ENCOFRADO METALICO DE BUZONES	UN	2.000	3.500			7.00	7.00
48	MEZCLADORA DE 11 P3	HM	6.210	2.440			15.15	15.15
					1981.24	383.13	81.59	2446.00

**PARTIDA** **DESCRIPCION** **UNIDAD**  
**05.02.02** BUZON TIPO I (1.5m DIAM), INCLUYE MARCO DE FFY TAPA DE CONCRETO DE 0.60m (4.0 PROF) ML

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MA.Q.YEQ.	TOT.PART.
47	CAPATAZ	HH	25.670	6.275	161.08			161.08
47	OPERARIO	HH	21.390	47.059	1006.59			1006.59
47	OFICIAL	HH	19.630	15.686	308.70			308.70
47	PEON	HH	18.160	94.118	1709.18			1709.18
2	ALAMBRE NEGRO NRO.3	KG	0.950	3.280		3.12		3.12
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	0.220		0.21		0.21
3	FIERRO CORRUGADO	KG	1.522	25.000		38.05		38.05
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	1.362		14.98		14.98
4	ARENA FINA	M3	11.000	1.362		14.98		14.98
5	PIEDRA CHANCADA	M3	29.000	3.131		92.25		92.25
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	28.660		128.11		128.11
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.716		1.79		1.79
43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	9.170		11.19		11.19
31	MARCO FF TAPA DE CTO. BUZON	UN	101.480	1.000		101.48		101.48
37	HERRAMIENTAS	%	3135.555	0.030			95.57	95.57
48	ENCOFRADO METALICO DE BUZONES	UN	2.000	4.000			8.00	8.00
48	MEZCLADORA DE 11 P3	HM	6.210	2.313			17.50	17.50
					3185.55	406.16	121.07	3712.78

**PARTIDA** DESCRIPCION **UNIDAD**  
**0503.01** BUZON TIPO I (1.2m DIAM) CON CAIDA ESPECIAL, INCLUYE MARCO DE FFY TAPA DE CONCRETO I ML

I.U.	RECURSO	UNI	PUNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	3.556	91.28			91.28
47	OPERARIO	HH	21.390	26.667	570.41			570.41
47	OFICIAL	HH	19.680	8.889	174.94			174.94
47	PEON	HH	18.160	53.333	968.53			968.53
2	ALAMBRE NEGRO NRO.3	KG	0.950	0.562		0.53		0.53
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	0.184		0.17		0.17
3	FIERRO CORRUGADO	KG	1.522	19.000		28.92		28.92
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	2.000		22.00		22.00
4	ARENA FINA	M3	11.000	2.600		22.00		22.00
5	PIEDRA CHANCADA	M3	29.000	3.500		101.50		101.50
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	30.600		134.10		134.10
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.667		1.67		1.67
43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	7.539		9.26		9.26
31	MARCO FF TAPA DE CTO. BUZON	UN	101.480	1.000		101.48		101.48
37	HERRAMIENTAS	%	1805.132	0.090			54.15	54.15
48	ENCOFRADO METALICO DE BUZONES	UN	2.000	3.000			6.00	6.00
48	MEZCLADORA DE 11 P3	HM	6.210	3.500			21.74	21.74
					1805.15	421.57	81.89	2308.61

**PARTIDA** DESCRIPCION **UNIDAD**  
**0504.01** BUZON TIPO I (1.5m DIAM) CON CAIDA ESPECIAL, INCLUYE MARCO DE FFY TAPA DE CONCRETO I ML

I.U.	RECURSO	UNI	PUNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	4.445	114.10			114.10
47	OPERARIO	HH	21.390	33.334	713.01			713.01
47	OFICIAL	HH	19.680	11.111	218.66			218.66
47	PEON	HH	18.160	66.668	1210.69			1210.69
2	ALAMBRE NEGRO NRO.3	KG	0.950	0.920		0.78		0.78
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	0.200		0.19		0.19
3	FIERRO CORRUGADO	KG	1.522	19.000		28.92		28.92
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	2.200		24.20		24.20
4	ARENA FINA	M3	11.000	2.200		24.20		24.20
5	PIEDRA CHANCADA	M3	29.000	3.978		115.36		115.36
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	33.960		150.01		150.01
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.700		1.75		1.75
43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	8.165		9.96		9.96
31	MARCO FF TAPA DE CTO. BUZON	UN	101.480	1.000		101.48		101.48
37	HERRAMIENTAS	%	2254.473	0.090			67.89	67.89
48	ENCOFRADO METALICO DE BUZONES	UN	2.000	3.500			7.00	7.00
48	MEZCLADORA DE 11 P3	HM	6.210	3.720			23.10	23.10
					2254.47	456.85	97.30	2811.12

**PARTIDA** DESCRIPCION **UNIDAD**  
**0504.02** BUZON TIPO I (1.5m DIAM) CON CAIDA ESPECIAL, INCLUYE MARCO DE FFY TAPA DE CONCRETO I GLOBAL

I.U.	RECURSO	UNI	PUNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	5.333	136.90			136.90
47	OPERARIO	HH	21.390	40.000	855.60			855.60
47	OFICIAL	HH	19.680	13.333	262.39			262.39
47	PEON	HH	18.160	66.667	1210.67			1210.67
2	ALAMBRE NEGRO NRO.3	KG	0.950	1.220		1.16		1.16
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	0.220		0.21		0.21
3	FIERRO CORRUGADO	KG	1.522	19.000		28.92		28.92
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	2.400		26.40		26.40
4	ARENA FINA	M3	11.000	2.400		26.40		26.40
5	PIEDRA CHANCADA	M3	29.000	4.275		123.98		123.98
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	36.980		165.30		165.30
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.784		1.96		1.96
43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	9.170		11.19		11.19
31	MARCO FF TAPA DE CTO. BUZON	UN	101.480	1.000		101.48		101.48
37	HERRAMIENTAS	%	2465.564	0.090			73.97	73.97
48	ENCOFRADO METALICO DE BUZONES	UN	2.000	4.000			8.00	8.00
48	MEZCLADORA DE 11 P3	HM	6.210	4.210			26.14	26.14
					2465.56	486.99	108.11	3060.66

d) FORMULA POLINOMICA DE REAJUSTE

**PROYECTO INTEGRAL DE ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO  
DE AGUAS SERVIDAS PARA CIUDAD PACHACUTEC  
FORMULA POLINOMICA**

**OBRA:** RED DE ALCANTARILLADO - 1ra ETAPA

**FECHA:** AGOSTO 1992

**PRESUPUESTO BASE:** S/. 1'173,760.55

SIMBOLO		IU	DESCRIPCION	COEF.	COEF. EN LA F.P.	INCIDENCIA
MO	MO	47	Mano de Obra	0.509	0.509	1.00
MEI	MEI	49	Maquinaria y Equipo Importado	0.087	0.087	1.00
TC	TC	69	Tuberia CSN	0.082	0.082	1.00
MN	MN	43	Madera Nacional	0.084	0.084	1.00
MHC	M	48	Maquinaria Nacional	0.021	0.061	0.34
	H	37	Herramientas	0.020		0.33
	C	21	Cemento	0.020		0.33
GGU	GGU	39	Gastos Generales y Utilidades	0.177	0.177	1.00

$$K = 0.509 MOr/MOo + 0.087 MEIr/MEIo + 0.082 TCr/TCo + 0.084 MNr/MNo + 0.061 MHCr/MHC_o + 0.177 GGUr/GGUo$$

LUEGO:

$$K = 0.509 MOr/MOo + 0.087 MEIr/MEIo + 0.082 TCr/TCo + 0.084 MNr/MNo + 0.061 (0.34Mr/Mo + 0.33 Hr/Ho + 0.33 Cr/Co) + 0.177 GGUr/GGUo$$

DONDE:

K= Coeficiente de Reajuste

(r) = Subindice a la fecha de reajuste

(o) = Subindice a la fecha del Presupuesto Base

## 11.2 LAGUNAS DE ESTABILIZACION - 1ra ETAPA

### a) METRADOS

**PROYECTO INTEGRAL DE ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO  
DE AGUAS SERVIDAS PARA CIUDAD PACHACUTEC  
METRADO BASE : LAGUNAS DE ESTABILIZACION - 1ra ETAPA**

DESCRIPCION	UNID.	METRADO
<b>11.00.00 <u>TRABAJOS PRELIMINARES</u></b>		
11.01.00 Limpieza del Terreno	m2	35199.50
11.02.00 Trazos, Niveles y Replanteo	m2	35199.50
<b>12.00.00 <u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u></b>		
12.01.00 Excavacion Masiva	m3	142400.00
12.02.00 Conformacion de Taludes	m3	37500.00
12.03.00 Compactacion y Perfilado de Taludes	m2	10800.00
<b>13.00.00 <u>ACABADOS</u></b>		
13.01.00 Enriplado de la Coronacion de Taludes	m2	4320.00
13.02.00 Colocacion de Rip-Rap	m2	7000.00
13.03.00 Impermeabilizacion del Fondo de Laguna	m2	21600.00
<b>14.00.00 <u>ESTRUCTURAS HIDRAULICAS ASOCIADAS</u></b>		
14.01.00 Camara de Rejas	Unidad	1.00
14.02.00 Medidor Palmer-Boulus	Unidad	1.00
14.03.00 Canal Divisor de Flujo	Unidad	1.00
14.04.00 Camara Repartidora de Caudal	Unidad	1.00
14.05.00 Dispositivo de Entrada	Unidad	8.00
14.06.00 Dispositivo de Salida	Unidad	8.00
14.07.00 Instalaciones Hidraulicas y Accesorios	Global	1.00



b) PRESUPUESTO

**PROYECTO INTEGRAL DE ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO  
DE AGUAS SERVIDAS PARA CIUDAD PACHACUTEC  
PRESUPUESTO BASE : LAGUNAS DE ESTABILIZACION - 1ra ETAPA**

FECHA: AGOSTO 1992

DESCRIPCION	UNID.	METRADO	P.UNITARIO	P.PARCIAL	P.TOTAL
<b>11.00.00 TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
11.01.00 Limpieza del Terreno	m2	35199.50	1.07	37663.47	
11.02.00 Trazos, Niveles y Replanteo	m2	35199.50	0.38	13375.81	51039.28
<b>12.00.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					
12.01.00 Excavacion Masiva	m3	142400.00	1.65	234960.00	
12.02.00 Conformacion de Taludes	m3	37500.00	4.60	172500.00	
12.03.00 Compactacion y Perfilado de Taludes	m2	10800.00	2.22	23976.00	431436.00
<b>13.00.00 ACABADOS</b>					
13.01.00 Enriplado de la Coronacion de Taludes	m2	4320.00	2.40	10368.00	
13.02.00 Colocacion de Rip-Rap	m2	7000.00	12.92	90440.00	
13.03.00 Impermeabilizacion del Fondo de Laguna	m2	21600.00	8.36	180576.00	281384.00
<b>14.00.00 ESTRUCTURAS HIDRAULICAS ASOCIADAS</b>					
14.01.00 Camara de Rejas	Unidad	1.00	8408.61	8408.61	
14.02.00 Medidor Palmer-Boulus	Unidad	1.00	1614.50	1614.50	
14.03.00 Canal Divisor de Flujo	Unidad	1.00	1165.47	1165.47	
14.04.00 Camara Repartidora de Caudal	Unidad	1.00	1176.04	1176.04	
14.05.00 Dispositivo de Entrada	Unidad	8.00	2278.06	18224.48	
14.06.00 Dispositivo de Salida	Unidad	8.00	1721.55	13772.40	
14.07.00 Instalaciones Hidraulicas y Accesorios	Global	1.00	29498.01	29498.01	73859.51
				<b>SUBTOTAL</b>	837718.79
<b>GASTOS GENERALES Y UTILIDADES (20%)</b>					167543.76
				<b>TOTAL: \$.</b>	1005262.54

c) ANALISIS DE COSTOS

**PARTIDA**                    **DESCRIPCION**  
**11.01.00** LIMPIEZA DEL TERRENO

**UNIDAD**  
**M2**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.005	0.128			0.128
47	PEON	HH	18.160	0.050	0.906			0.906
37	HERRAMIENTAS	%	1.036	0.020			0.031	0.031
					1.036	0.000	0.031	1.067

**PARTIDA**                    **DESCRIPCION**  
**11.02.00** TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO

**UNIDAD**  
**M2**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	OPERARIO	HH	21.390	0.006	0.128			0.128
47	PEON	HH	18.160	0.012	0.218			0.218
30	TEODOLITO	HM	3.125	0.006			0.019	0.019
30	NIVEL	HM	2.250	0.006			0.014	0.014
37	MIRAS	HM	0.563	0.006			0.003	0.003
					0.346	0.000	0.036	0.382

**PARTIDA**                    **DESCRIPCION**  
**12.01.00** EXCAVACION MASIVA

**UNIDAD**  
**M3**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M. OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	PEON	HH	18.160	0.010	0.132			0.132
49	TRACTOR D6-D	HM	70.950	0.010			0.710	0.710
48	VOLQUETE	HM	65.650	0.010			0.657	0.657
48	CAMION CISTERNA (1500 G/LN)	HM	19.840	0.005			0.099	0.099
					0.132	0.000	1.465	1.647

**PARTIDA**                    **DESCRIPCION**  
**120200**    **CONFORMACION DE TALUDES**

**UNIDAD**  
**M3**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	OPERARIO	HH	21.390	0.003	0.064			0.064
47	OFICIAL	HH	19.680	0.003	0.059			0.059
47	PEON	HH	18.160	0.060	1.090			1.090
49	TRACTOR D6-D	HM	70.950	0.010			0.710	0.710
49	CARGADOR FRONTAL DE 2 Y3	HM	68.140	0.010			0.682	0.682
48	CAMION CISTERNA (1500 GLN)	HM	19.840	0.010			0.198	0.198
48	VOLOQUETE	HM	65.650	0.010			0.657	0.657
49	MOTONIVELADORA DE 125 HP	HM	48.750	0.016			0.780	0.780
49	RODILLO VIBRADORA DE 100HP	HM	22.260	0.016			0.356	0.356
					1.213	0.000	3.382	4.595

**PARTIDA**                    **DESCRIPCION**  
**120300**    **COMPACTACION Y PERFILADO DE TALUDES**

**UNIDAD**  
**M2**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	OPERARIO	HH	21.390	0.003	0.171			0.171
47	OFICIAL	HH	19.680	0.016	0.315			0.315
47	PEON	HH	18.160	0.064	1.162			1.162
49	MOTONIVELADORA DE 125 HP	HM	48.750	0.003			0.390	0.390
49	RODILLO VIBRADORA DE 100HP	HM	22.260	0.003			0.178	0.178
					1.648	0.000	0.568	2.216

**PARTIDA**                    **DESCRIPCION**  
**130100**    **ENRIPIADO DE LA CORONACION DE TALUDES**

**UNIDAD**  
**M2**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	OFICIAL	HH	19.680	0.003	0.157			0.157
47	PEON	HH	18.160	0.018	0.327			0.327
49	RODILLO VIBRADORA DE 100HP	HM	22.260	0.008			0.178	0.178
49	MOTONIVELADORA DE 125 HP	HM	48.750	0.003			0.390	0.390
49	TRACTOR D6-D	HM	70.950	0.005			0.355	0.355
49	CARGADOR FRONTAL DE 2 Y3	HM	68.140	0.005			0.341	0.341
48	VOLOQUETE	HM	65.650	0.010			0.657	0.657
					0.484	0.000	1.920	2.404

**PARTIDA** DESCRIPCION  
**1302.00** COLOCACION DE RIPRAP

**UNIDAD**  
**M2**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	CAPATAZ	HH	25.670	0.020	0.513			0.513
47	OPERARIO	HH	21.390	0.200	4.278			4.278
47	PEON	HH	13.160	0.200	3.632			3.632
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	0.300		1.341		1.341
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	0.030		0.330		0.330
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.005		0.013		0.013
5	LAJA DE PIEDRA	M2	3.200	0.800		2.560		2.560
37	HERRAMIENTAS	%	3.423	0.030			0.253	0.253
					3.423	4.244	0.253	12.920

**PARTIDA** DESCRIPCION  
**1303.00** IMPERMEABILIZACION DEL FONDO DE LAGUNA

**UNIDAD**  
**M2**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	OPERARIO	HH	21.390	0.010	0.214			0.214
47	OFICIAL	HH	19.680	0.010	0.197			0.197
47	PEON	HH	13.160	0.100	1.316			1.316
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	0.300		1.341		1.341
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	0.100		1.100		1.100
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.100		0.250		0.250
37	HERRAMIENTAS	%	2.227	0.030			0.067	0.067
49	RODILLO VIBRADORA DE 100HP	HM	22.260	0.100			2.226	2.226
48	VOLQUETE	HM	65.650	0.010			0.657	0.657
49	MOTONVELADORA DE 125 HP	HM	48.750	0.010			0.488	0.488
					2.227	2.691	3.437	3.355

**PARTIDA** DESCRIPCION  
**1401.00** CAMARA DE REJAS

**UNIDAD**  
**UNIDAD**

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	OPERARIO	HH	21.390	48.661	1040.359			1040.359
47	OFICIAL	HH	19.680	48.661	957.648			957.648
47	PEON	HH	13.160	194.644	3534.735			3534.735
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	168.750		754.313		754.313
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	9.000		99.000		99.000
5	PIEDRA CHANCADA	M3	29.000	13.500		391.500		391.500
3	FIERRO CORRUGADO	KG	1.522	38.000		57.836		57.836
2	ALAMBRE NEGRO NRO.3	KG	0.950	3.000		7.600		7.600
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	3.500		3.075		3.075
43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	800.000		976.000		976.000
3	PLATINA 1/4x2	ML	3.160	75.000		237.000		237.000
29	SOLDADURA CELLOCORD 1/8	KG	8.160	6.000		48.960		48.960
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	4.310		10.775		10.775
3	COMPUERTA METALICA (b= 0.6)	UN	100.000	2.000		200.000		200.000
49	MOTOSOLDADORA	HM	6.000	2.410			14.460	14.460
49	COMPACTADORA VIBRADORA	HM	6.580	2.410			15.858	15.858
48	MEZCLADORA DE 11 P3	HM	6.210	6.300			39.123	39.123
49	VIBRADOR	HM	2.360	6.300			14.368	14.368
					5533.242	2791.059	84.309	8408.610

**PARTIDA**  
14.02.00 **DESCRIPCION**  
MEDIDOR PALMER BOWLUS

**UNIDAD**  
UNIDAD

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	OPERARIO	HH	21.390	18.160	392.720			392.720
47	OFICIAL	HH	19.680	18.340	361.325			361.325
47	PEON	HH	18.160	36.720	666.835			666.835
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.870	4.941		22.085		22.085
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	0.264		2.904		2.904
5	PIEDRA CHANCADA	M3	29.000	0.295		11.455		11.455
2	ALAMBRE NEGRO NRO.3	KG	0.950	4.750		4.513		4.513
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	5.200		4.940		4.940
43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	65.000		79.300		79.300
66	TUBERIA AC.450mm	ML	25.000	1.200		30.000		30.000
72	TUBERIA PVC SAPC.7.5'	ML	3.100	0.300		2.430		2.430
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.128		0.320		0.320
49	COMPACTADORA VIBRADORA	HM	6.580	1.240			8.159	8.159
48	MEZCLADORA DE 11 P3	HM	6.210	3.210			19.934	19.934
49	VIBRADOR	HM	2.360	3.210			7.576	7.576
					1420.880	157.948	35.689	1614.497

**PARTIDA**  
14.03.00 **DESCRIPCION**  
CANAL DIVISOR DE FLUJO

**UNIDAD**  
UNIDAD

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	OPERARIO	HH	21.390	1.470	31.443			31.443
47	OFICIAL	HH	19.680	4.550	89.544			89.544
47	PEON	HH	18.160	12.420	225.547			225.547
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.870	36.900		164.943		164.943
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	1.970		21.670		21.670
5	PIEDRA CHANCADA	M3	29.000	2.950		85.530		85.530
2	ALAMBRE NEGRO NRO.3	KG	0.950	3.980		3.781		3.781
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	4.100		3.895		3.895
43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	280.050		341.661		341.661
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.920		2.300		2.300
3	COMPUERTA METALICA (b=0.6)	UTN	100.000	1.000		100.000		100.000
69	TUBERIA CSN 2"	ML	42.000	1.900		63.000		63.000
48	VOLQUETE	HM	65.650	0.273			17.922	17.922
48	MEZCLADORA DE 11 P3	HM	6.210	1.163			7.222	7.222
48	CAMION CISTERNA (1500 GLN)	HM	19.840	0.214			4.246	4.246
49	VIBRADOR	HM	2.360	1.161			2.740	2.740
					346.535	786.800	321.30	1165.465

**PARTIDA**  
14.04.00 **DESCRIPCION**  
CAMARA REPARTIDORA DE CAUDAL

**UNIDAD**  
UNIDAD

I.U.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL.	MAQ.Y EQ.	TOT.PART
47	OPERARIO	HH	21.390	1.850	39.572			39.572
47	OFICIAL	HH	19.680	5.550	109.224			109.224
47	PEON	HH	18.160	15.000	272.400			272.400
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.870	28.100		11.667		11.667
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	1.390		15.290		15.290
5	PIEDRA CHANCADA	M3	29.000	2.100		60.900		60.900
2	ALAMBRE NEGRO NRO.3	KG	0.950	0.920		0.874		0.874
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	0.610		0.580		0.580
43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	280.000		341.600		341.600
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.680		1.700		1.700
3	COMPUERTA METALICA (b=0.6)	UTN	100.000	2.000		200.000		200.000
48	VOLQUETE	HM	65.650	0.025			1.641	1.641
48	MEZCLADORA DE 11 P3	HM	6.210	1.240			7.500	7.500
48	CAMION CISTERNA (1500 GLN)	HM	19.840	0.180			3.571	3.571
49	VIBRADOR	HM	2.360	1.830			4.319	4.319
					421.196	737.611	17.232	1176.039

**PARTIDA**  
**14.05.00** DISPOSITIVO DE ENTRADA

**UNIDAD**  
**UNIDAD**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.YEQ.	TOT.PART
47	OPERARIO	HH	21.390	1.650	35.294			35.294
47	OFICIAL	HH	19.680	5.100	100.368			100.368
47	PEON	HH	13.160	10.200	185.232			185.232
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	35.000		156.450		156.450
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	1.950		21.450		21.450
5	PIEDRA CHANCADA	M3	29.000	2.960		85.840		85.840
2	ALAMBRE NEGRO NRO.3	KG	0.950	3.500		3.325		3.325
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	1.450		1.378		1.378
43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	280.560		342.283		342.283
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	0.960		2.450		2.450
3	COMPUERTA METALICA (V.TRIANGULAR)	UN	60.000	4.000		240.000		240.000
3	FIERRO CORRUGADO	KG	1.522	19.210		29.238		29.238
72	TUBERIA PVC-SAL 3'	UN	16.150	65.000		1049.750		1049.750
48	VOLQUETE	HM	320.894	0.030			9.627	9.627
48	MEZCLADORA DE 11 P3	HM	6.210	1.530			9.501	9.501
48	CAMION CISTERNA (1500 G/LN)	HM	19.840	0.100			1.984	1.984
49	VIBRADOR	HM	2.360	1.650			3.894	3.894
					320.894	1932.163	25.006	2278.063

**PARTIDA**  
**14.06.00** DISPOSITIVO DE SALIDA

**UNIDAD**  
**UNIDAD**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.YEQ.	TOT.PART
47	OPERARIO	HH	21.390	1.650	35.294			35.294
47	OFICIAL	HH	19.680	5.100	100.368			100.368
47	PEON	HH	13.160	10.200	185.232			185.232
72	TUBERIA PVC-SAL 3'	UN	16.150	5.000		80.750		80.750
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	39.420		176.207		176.207
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	2.102		23.122		23.122
5	PIEDRA CHANCADA	M3	29.000	3.154		91.466		91.466
2	ALAMBRE NEGRO NRO.3	KG	0.950	2.500		2.375		2.375
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	1.300		1.235		1.235
43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	350.370		427.451		427.451
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	1.025		2.563		2.563
3	COMPUERTA METALICA (b=0.6)	UN	100.000	1.000		100.000		100.000
3	FIERRO CORRUGADO	KG	1.522	39.585		60.248		60.248
3	DISPOSITIVO DE IZAJE	UN	250.000	1.000		250.000		250.000
50	MARCO Y TAPA DE FF BUZON	UN	158.350	1.000		158.350		158.350
48	VOLQUETE	HM	320.894	0.030			9.627	9.627
48	MEZCLADORA DE 11 P3	HM	6.210	1.780			11.054	11.054
48	CAMION CISTERNA (1500 G/LN)	HM	19.840	0.100			1.984	1.984
49	VIBRADOR	HM	2.360	1.790			4.224	4.224
					320.894	1373.763	26.889	1721.550

**PARTIDA**  
**14.07.00** INSTALACIONES HIDRAULICAS Y ACCESORIOS

**UNIDAD**  
**GLOBAL**

LU.	RECURSO	UNI	P.UNIT.	CANT.	M.OBRA	MATERIAL	MAQ.YEQ.	TOT.PART
47	OPERARIO	HH	21.390	45.210	967.042			967.042
47	OFICIAL	HH	19.680	139.720	2749.690			2749.690
47	PEON	HH	13.160	279.790	5080.936			5080.936
72	TUBERIA PVC-SAL 3'	UN	16.150	185.000		2987.750		2987.750
21	CEMENTO PUZOLANICO TIPO IPM	BL	4.470	1080.000		4827.600		4827.600
4	ARENA GRUESA	M3	11.000	57.600		633.600		633.600
5	PIEDRA CHANCADA	M3	29.000	26.400		2505.600		2505.600
2	ALAMBRE NEGRO NRO.3	KG	0.950	68.480		65.056		65.056
2	CLAVOS DE 2 1/2	KG	0.950	35.620		33.339		33.339
43	MADERA TORNILLO	P2	1.220	1600.000		1952.000		1952.000
39	AGUA POTABLE	M3	2.500	3.120		7.800		7.800
48	VOLQUETE	HM	8797.718	0.820			7214.129	7214.129
48	MEZCLADORA DE 11 P3	HM	6.210	48.760			302.800	302.800
48	CAMION CISTERNA (1500 G/LN)	HM	19.840	2.740			54.362	54.362
49	VIBRADOR	HM	2.360	49.050			115.758	115.758
					8797.718	13013.245	7687.046	29498.011



d) FORMULA POLINOMICA DE REAJUSTE

**PROYECTO INTEGRAL DE ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO  
DE AGUAS SERVIDAS PARA CIUDAD PACHACUTEC  
FORMULA POLINOMICA**

**OBRA:** LAGUNAS DE ESTABILIZACION - 1ra ETAPA

**FECHA:** AGOSTO 1992

**PRESUPUESTO BASE:** S/. 1'005,262.54

SIMBOLO		IU	DESCRIPCION	COEF.	COEF. EN LA F.P.	INCIDENCIA
MO	MO	47	Mano de Obra	0.267	0.267	1.00
MEI	MEI	49	Maquinaria y Equipo Importado	0.265	0.265	1.00
M	M	48	Maquinaria Nacional	0.164	0.164	1.00
FGA	F	4	Agregado Fino	0.027	0.057	0.47
	G	5	Agregado Grueso	0.022		0.39
	A	3	Acero Corrugado	0.008		0.14
MNTC	MN	43	Madera Nacional	0.014	0.074	0.19
	T	72	Tuberia de PVC SAL	0.013		0.18
	C	21	Cemento	0.047		0.63
GGU	GGU	39	Gastos Generales y Utilidades	0.173	0.173	1.00

$$K = 0.267 \text{ MOr/MOo} + 0.265 \text{ MEIr/MEIo} + 0.164 \text{ Mr/Mo} + 0.057 \text{ FGAr/FGAo} + 0.074 \text{ MNTCr/MNTCo} \\ + 0.173 \text{ GGUr/GGUo}$$

LUEGO:

$$K = 0.267 \text{ MOr/MOo} + 0.265 \text{ MEIr/MEIo} + 0.164 \text{ Mr/Mo} + 0.057 (0.47 \text{ Fr/fo} + 0.39 \text{ Gr/Go} + 0.63 \text{ Ar/Ao}) \\ + 0.074 (0.19 \text{ MNr/MNo} + 0.18 \text{ Tr/To} + 0.63 \text{ Cr/Co}) + 0.173 \text{ GGUr/GGUo}$$

DONDE:

K = Coeficiente de Reajuste

(r) = Subindice a la fecha de reajuste

(o) = Su bindice a la fecha del Presupuesto Base

CAPITULO X  
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La evacuación de los desagües de la llamada Primera Etapa sera íntegramente por gravedad, habiéndose diseñado una red de Interceptores que recogerá las descargas de los Sectores de Vivienda en puntos previamente establecidos, para dar flexibilidad e independencia al servicio de alcantarillado.

La Ciudad ha sido dividida en cinco áreas o Zonas de Drenaje, definidas tanto por el modelo urbano propuesto, como por la topografía predominante. La Primera Etapa se encuentra incluida en la Zona de

Drenaje III.

El criterio de Tensión Tractiva nos provee de una justificación técnica para el dimensionamiento de colectores, cosa que no se lograba con el concepto tradicional de la velocidad mínima de arrastre.

Este concepto abarca además la prevención de la generación de  $H_2S$ , factor de extrema importancia en la vida útil de las tuberías de concreto.

La corrosión de las tuberías de CSN puede presentarse tanto en climas cálidos como fríos, pues la presencia de altos valores de DBO y condiciones inadecuadas de flujo en el colector son otros factores de incidencia. Asimismo, la generación del  $H_2S$  no sólo es provocada por el vertimiento de desagües industriales, sino también en desagües domésticos por la acción de sulfatos contenidos en el agua potable, cuya concentración se eleva al convertirse en agua servida.

La fórmula 6.4 nos permite relacionar el concepto de generación de  $H_2S$  y la fórmula de Manning, encontrando un valor fijo de velocidad crítica bajo la cual este gas se presenta en forma común, independientemente del diámetro del tubo.

Así, para una determinada velocidad mínima, la Tensión Tractiva decrece con el aumento del diámetro del colector (ver cuadro VI-1), y ese decrecimiento es más pronunciado cuanto mayor es la velocidad

mínima considerada. Esto significa que la acción de autolimpieza, al aplicar una velocidad mínima independiente del diámetro del colector, sería menos efectiva en diámetros grandes, subdimensionándolos; en el caso de diámetros menores, se estaría sobredimensionando.

Este último hecho no se produce cuando se usa el concepto de Tensión Tractiva, pues para un valor dado de ésta, la velocidad crece con el aumento del diámetro del colector, como se verifica en la realidad.

Sin embargo, es preciso afirmar que para evitar los problemas generados por la presencia del  $H_2S$ , se debe manejar con criterio cuidadoso el dimensionamiento de las tuberías, pues la velocidad mínima necesaria aumenta al aumentar el tirante, DBO o temperatura.

Se ha establecido que la velocidad mínima para la no generación de sulfatos es de 0.58 m/s, lo que en cierta forma podría justificar el empleo de la tradicional velocidad mínima de 0.60 m/s, comúnmente adoptada en las normas de diseño para cualquier diámetro de colector; sin embargo, esta aparente coincidencia no es tal, pues en la presente tesis se han presentado las justificaciones que indican que la velocidad mínima de arrastre no es independiente del diámetro de la tubería, sino que va en aumento con este último (ver cuadro VI-3), por lo que el uso del

concepto tradicional no es el más adecuado.

En el establecimiento de un valor crítico de Tensión Tractiva se han tomado en cuenta los conceptos de velocidad mínima de arrastre de partículas y de no generación de sulfatos. La combinación de ambos ha dado lugar a que se fije este valor en 2 N/m<sup>2</sup> para tirantes de 0.20D. Cabe destacar que la deducción de la fórmula original estaba errada, lo cual fue corregido como se hizo mención en el desarrollo de la presente teoría.

Por otro lado, si se analizan las condiciones hidráulicas de las alcantarillas a tirantes superiores a 0.20D el valor de tensión tractiva mínima se modifica. Para facilitar los cálculos, se recomienda siempre comprobar que "Z" no supere el valor de 32800.

Es el criterio de no generación de sulfatos el que define el valor crítico de  $\sigma$ , ya que esta condición se cumple a velocidades por encima de 0.58 m/s; de otro lado, para el arrastre de partículas de arena se precisa de una velocidad mínima de 0.5 m/s. Si no se tomase en cuenta el concepto de la formación de H<sub>2</sub>S, el valor mínimo de  $\sigma$ , para un tirante de 0.20D, sería de 1 N/m<sup>2</sup>. En conclusión, se justificaría utilizar este valor mínimo si se emplearan tuberías que sean resistentes a la acción de los sulfatos (PVC, fibra de vidrio, cerámica vitrificada).

En el caso de Ciudad Pachacútec se desechó el empleo de tubería de PVC por su alto costo en comparación a las de CSN y porque en el mercado nacional sólo se fabrican hasta diámetros de 300 mm.

Por tanto, se sugiere el uso del concepto de Tensión Tractiva para el dimensionamiento de colectores en sustitución del de velocidad de autolimpieza.

El valor crítico sugerido para  $\sigma$  de 2 N/m<sup>2</sup> puede emplearse provisionalmente hasta que futuras evaluaciones conducentes a encontrar el valor real sean realizadas en nuestro medio.

Para el caso de la red de alcantarillado de la Ciudad Pachacútec se demuestra que no se producirán problemas de corrosión en las tuberías de concreto debidos al H<sub>2</sub>S; las fuertes pendientes de los colectores permiten alcanzar velocidades muy superiores a las mínimas requeridas.

El estudio de suelos encontró zonas de elevada agresividad debida a sulfatos. Por ello se recomienda el uso de tuberías de CSN fabricadas con cemento puzolánico tipo IPM, lo cual no sólo atenuará la acción de los sulfatos en la parte externa del tubo, sino también en la pared interior del mismo. El recubrimiento del tubo con emulsión asfáltica y el aislamiento de éste mediante una capa de arena limpia de sales son medidas complementarias de seguridad.

De acuerdo a las condiciones topográficas sobre las cuales se han diseñado los Interceptores y el Emisor #1, es de mayor interés lo referente a la velocidad máxima de flujo, por ello el establecer un valor de ésta en 4m/s es de gran importancia para reducir los costos de las obras de alcantarillado.

Este valor propuesto es bastante conservador, si se compara con los valores sugeridos por los investigadores. Nuevamente sólo queda esperar que se realicen experiencias en nuestro país a fin de justificar una velocidad mayor.

Se recomienda una revisión de las normas nacionales de diseño ya que las actuales conducen, como se ha demostrado, a elevar los costos y el riesgo de colapso de las obras de alcantarillado, en momentos en que la situación económica del País obliga a proponer parámetros que posibiliten baja inversión en obras de saneamiento y larga vida útil de las mismas, con el fin de aumentar las coberturas de servicio.

Las aguas servidas producidas serán predominantemente de origen doméstico, pues la proporción de lotes industriales es pequeña, siendo éstos calificados para pequeña y mediana industria, cuyos desechos líquidos no representarán problemas para su tratamiento.

El tratamiento de los desagües en Ciudad Pachacútec no sólo tiene por fin mantener condiciones sanitarias



adecuadas de las poblaciones aledañas y la ecología del medio, sino también aprovechar los efluentes tratados en la agricultura.

Por ello la principal preocupación al proponer el sistema de tratamiento es la reducción de organismos patógenos causantes de enfermedades del tipo hidrofecal.

El tratamiento por lagunas de estabilización, no sólo por su menor costo de instalación, operación y mantenimiento, sino también por la efectiva reducción de patógenos que se logra en sus unidades, ha sido preferido sobre el tratamiento convencional.

Otro punto a favor del empleo de lagunas se basa en que éstas poseen notable flexibilidad para recibir cargas orgánicas mayores a las de diseño, lo cual nos permite contar con un rango de seguridad mayor en el caso de que este efecto se produzca en Ciudad Pachacútec. El tratamiento convencional da estrechos márgenes en cuanto a las variaciones de la calidad del desagüe a tratar, por lo que sólo sería conveniente proponer su uso cuando se conozcan con exactitud las características de los desagües en la Ciudad.

Se ha propuesto el empleo de lagunas facultativas (entre otras motivos) por su mayor eficiencia sobre los otros tipos de lagunas y porque las labores de operación y mantenimiento son más simples.

Se recomienda su disposición en serie y en paralelo simultáneamente, para aprovechar las ventajas que brinda cada asociación por separado.

El propósito de la laguna primaria es la remoción de sólidos sedimentables, parásitos y DBO. La laguna secundaria tiene por fin mejorar la calidad del efluente primario, desde que la remoción de patógenos en la precedente no permite alcanzar los niveles permitidos para su reuso.

Para el dimensionamiento de lagunas facultativas se utiliza el modelo propuesto por Yañez, luego de haber desarrollado y comparado los conceptos, ventajas y desventajas de otros similares, además que éste se puede aplicar para nuestras condiciones climatológicas con un alto grado de confianza.

El modelo propuesto por Yañez (1986) para la remoción de patógenos se ha tomado para el dimensionamiento de las lagunas facultativas en Ciudad Pachacútec, pese a que evaluaciones posteriores (1987) proponen otras correlaciones.

Esta elección se basa en el hecho que la calidad de los desagües que ingresan a las lagunas de San Juan se ha venido deteriorando, por recibir cargas mayores de DBO y patógenos debidas a incrementos en la población servida y una menor dotación de agua potable per cápita. Ante esas condiciones, que no se presentarán en Ciudad Pachacútec, por contar con

abastecimiento independiente, se estima que lo propuesto por Yañez nos dará una buena aproximación para el diseño de lagunas.

Como se concluye de las investigaciones acerca del funcionamiento de las lagunas, en ellas no se produce la mezcla completa, sino que trabajan bajo el modelo de flujo disperso. Los parámetros para predimensionamiento mediante este modelo sólo pueden ser encontrados una vez que la laguna está en operación, por lo que el de mezcla completa es el más usado para este fin.

Las correlaciones encontradas para la remoción de DBO por el modelo de flujo disperso han sido bastante pobres (Sáenz, 1987), mientras que la correspondiente a la remoción de patógenos han dado altos coeficientes de correlación. Por ello, sólo pueden tomarse como referenciales los valores encontrados para la remoción de DBO en las lagunas diseñadas.

Las características del suelo de la zona obligan a construir las lagunas en corte, impermeabilizar el fondo y proteger los taludes, para evitar la erosión y desmoronamiento de los diques así como la fuerte percolación que se produciría de no utilizarse un recubrimiento de fondo debido al alto valor de "K".

El periodo de retención total de una batería (primaria-secundaria en serie) sera de aproximadamente 15 días, valor por encima de lo

señalado como recomendable por la OMS y suficiente para la remoción de helmintos.

En el diseño se alcanzan valores de eficiencia de remoción total acumulada de DBO y patógenos, de 92.32% y 99.996%, respectivamente, para el mes mas frío (Agosto).

La limpieza de las lagunas podrá efectuarse en el periodo en que las cargas aplicadas (CSa) sean menores a la carga máxima superficial (CSm), encontrándose éste entre Enero y Abril, de acuerdo al análisis de sensibilidad N°2.

Los efluentes alcanzarán una concentración de coliformes fecales estimada a lo largo del año entre  $2.79 \times 10^2$  a  $4.05 \times 10^3$  CF/100ml, valores por debajo de los límites establecidos por la Ley General de Aguas para aguas de Clase III.

La construcción de las lagunas se hará por etapas no menores a 5 años, implementando las unidades a medida que la presión poblacional así lo exija, hasta alcanzar el número de unidades prevista. Como ya se hizo mención, las lagunas facultativas sólo podrán servir a un máximo de 43980 habitantes, por lo que al superarse esta cantidad deberán desarrollarse alguna de las dos alternativas presentadas.

Para que sea posible el reuso de los efluente tratados en Ciudad Pachacútec, sera necesario priorizar los trabajos de drenaje y regeneración de

suelos en las áreas señaladas por PRONADRET.

Entre los beneficios que se obtendrían en Ciudad Pachacútec están:

- a) La recuperación de terrenos eriazos y la ampliación de la frontera agrícola.
- b) Solución de la disposición final de las aguas servidas tratadas.
- c) Ahorro en el uso de fertilizantes en el caso de reuso en agricultura.
- d) Una mayor productividad de los cultivos por hectárea.
- e) El mejoramiento del entorno ecológico de la zona.

El reuso de los efluentes en Ciudad Pachacútec permitiría recuperar de alguna forma parte de las inversiones que se harían en la construcción, operación y mantenimiento de las lagunas de estabilización.

Del análisis de la situación del reuso en el Perú se concluye:

- a) Que en el Perú existe una gran cantidad de terrenos agrícolas regados con desagües crudos.
- b) Que un alto porcentaje (78%) de los productos agrícolas tienen la calificación de rechazable.
- c) Que entre los productos agrícolas que tienen la calificación de rechazables se pueden observar a las especies que se consumen crudas, pudiéndose

encontrar en ellas protozoarios y helmintos.

Dadas las conclusiones anteriores y, como por otro lado, la OMS señala que es posible el uso irrestricto de las aguas tratadas sin perjuicio de la salud de la población, se plantea la revisión de la Ley General de Aguas, en lo que respecta al riego de plantas de tallo corto o rastrero, sugiriéndose adoptar momentáneamente los niveles de calidad señalados en el cuadro IX-3 hasta que se hagan evaluaciones epidemiológicas que permitan obtener valores que estén acorde a la realidad del País.

La Ley General de Aguas no contempla específicamente los niveles de calidad para reuso de desagües tratados en agricultura, en función de los tipos de cultivos.

Como en Ciudad Pachacútec los desagües serán predominantemente domésticos, y mediante el análisis del cuadro IX-11 se puede concluir que las aguas residuales tratadas no tienen porque ser perjudiciales para su uso en agricultura.

Se debe tener en cuenta que en caso de reuso en agricultura existe una remoción adicional de los organismos patógenos en el suelo.

El riego irrestricto en Ciudad Pachacútec de acuerdo con el análisis de sensibilidad sólo será posible en los meses de Diciembre a Mayo, pues en este periodo la colimetría del efluente secundario está dentro de

lo estipulado por la OMS. Esta conclusión sera sometida a verificación una vez ya entrada en operación la laguna.

A pesar que los efluentes de las lagunas tienen una gran cantidad de algas (materia orgánica), esto representa una ventaja cuando su uso se destina para la agricultura, debido a la cantidad de nutrientes que contienen.

Para estimar la calidad de las aguas residuales tratadas para su uso en agricultura se puede tomar como primera aproximación las características físico-químicas del agua potable.

Los cultivos recomendados son:

Maíz amarillo, Maíz chala, Maíz amiláceo, Maíz híbrido, Algodón, Frijol, Zapallo, Papa, Camote, Ají.

Los árboles recomendados serán:

Eucalipto, Molle, Cedro, Casuarina.

En caso de adoptarse la acuicultura como método de reuso de las aguas tratadas se recomienda la especie "Tilapia del Nilo" por los buenos resultados obtenidos en las lagunas de San Juan.

El cultivo de esta especie se hará en lagunas especiales y solamente se sembrará en los meses de verano, para asegurar su rentabilidad.

```

10 REM @@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
20 REM @
30 REM @           A N E X O  N °  1
40 REM @
50 REM @           PROGRAMA DE CALCULOS HIDRAULICOS
60 REM @
70 REM @           PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE COLECTORES
80 REM @
90 REM @           MEDIANTE EL METODO DE TENSION TRACTIVA
100 REM @
110 REM @@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
120 REM
130 CLS: CLEAR
140 PRINT " CALCULO DE TIRANTES"
150 INPUT "Q (lps)= "; Q: INPUT "S(m/Km)= "; S: INPUT "D(mm)= "; D
160 SMIN=12.85*(Q^(-6/13)); SMIN=INT(SMIN*1000+.5)/1000
170 IF S<SMIN THEN PRINT "SMIN(%)="; SMIN ELSE 190
180 S=SMIN: GOTO 220
190 SMAX=2660.58*(Q^(-2/3)); SMAX=INT(SMAX*1000+.5)/1000
200 IF S>SMAX THEN PRINT "SMAX(m/Km)="; SMAX ELSE 220
210 INPUT "MANTENER PENDI. ORIGINAL (S/N)"; G$="S" THEN 220 ELSE S=SMAX
220 Q=Q/1000; S=S/1000; D=D/1000; N=.013
230 E=Q*N/((S^.5)*(D^(8/3)))
240 IF E>.3352736497 THEN PRINT "ELEGIR DIAMETRO MAYOR" ELSE 260
250 GOTO 430
260 IF E<.015150827 THEN PRINT "ELEGIR DIAMETRO MENOR" ELSE 280
270 GOTO 450
280 EW = (2^(13/5))*(E^(3/5))
290 T1=3
300 T2=SIN(T1)+EW*(T1^(2/5))
310 IF ABS (T1-T2)<=.001 THEN GOTO 320 ELSE T1=T2; GOTO 300
320 H=.5*(1-COS(T2/2)); H1=INT(H*1000+.5)/1000
330 A=(D^2)*(T2-SIN (T2))/8; R=(D/4)*(T2-SIN(T2))/T2
340 V=Q/A; V1=INT(V*1000+.5)/1000
350 PRINT "Q (lps)= "; Q*1000: PRINT "V (m/s)= "; V1
360 PRINT "D (mm)= "; D*1000: PRINT "γ/D = "; H1
370 PRINT "S (m/Km) = "; S*1000: PRINT "Y (mm) = "; H1*1000: PRINT
380 F=10000*R*S: F1=INT(F*1000+.5)/1000
390 PRINT "FUERZA TRCTIVA (N/m2)= "; F1
400 Z=((1.07^5)*250*T2/((S^.5)*(Q^(1/3))*2*SIN (T2/2))); Z1=INT(Z)
410 PRINT "Z (mg.s^(1/3)/l.m)= "; Z1
420 INPUT "PROBAR DIAMETRO MAYOR (S/N)"; U$: IF U$="S" OR U$="s" THEN GOTO 430 EL
E GOTO 440
430 D=D+.05; PRINT "D(mm)= "; D*1000: GOTO 230
440 INPUT "PROBAR DIAMETRO MENOR (S/N)"; V$: IF V$="S" OR V$="s" THEN GOTO 450 EL
SE GOTO 460
450 D=D-.05; PRINT "D(mm)= "; D*1000: GOTO 230
460 GOTO 150
470 END

```



## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Arthur, J.P. NOTES ON THE DESIGN AND OPERATION OF WASTE STABILIZATION PONDS IN WARM CLIMATES OF DEVELOPING COUNTRIES. World Bank Technical Paper Number 7. The World Bank. Washington DC, Abril, 1983. 97p.
- 2.- Azevedo Netto & Acosta Alvarez. MANUAL DE HIDRAULICA. Sexta Edición. Editorial Harla. México, 1975. 578p.
- 3.- Azevedo Netto, José M. de. ASPECTOS CONSTRUTIVOS DE LAGOAS DE ESTABILIZACAO. Revista DAE, Vol 45, N° 140: 44-49. Sao Paulo, Marzo, 1985.
- 4.- Bartone et al. MONITORING AND MAINTENANCE OF TREATED WATER QUALITY IN THE SAN JUAN LAGOONS SUPPORTING AQUACULTURE. Final Report of Phases I-II. UNDP/WORLD BANK/GTZ/CEPIS/OPS. Lima, Abril, 1985. 70p.
- 5.- Cáceres López, Oscar. DESINFECCION DEL AGUA. Primera Edición. Ministerio de Salud/OPS/OMS. Lima, Agosto, 1990. 369p.
- 6.- Castillo, Rodolfo. FORMULAS POLINOMICAS DE REAJUSTE AUTOMATICO EN OBRAS DE CONSTRUCCION. CAPECO. Lima, 1990. 103p.
- 7.- Castro de Esparza & Sáenz. EVALUACION DE RIESGOS PARA LA SALUD POR EL USO DE LAS AGUAS RESIDUALES EN AGRICULTURA. Resumen Ejecutivo, Vol I: Aspectos

- Microbiológicos. CIID/CEPIS/OPS/OMS. Lima,  
Diciembre, 1990. 32p.
- 8.- CAPECO. **REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES.**  
Octava Edición. Lima, Enero, 1992. 681p.
- 9.- Cubillos, Armando. **DESCRIPCION DE LAS EVALUACIONES  
DE LAS LAGUNAS DE PALMIRA COLOMBIA.** Proyecto  
DTIAPA. CEPIS. Lima, Noviembre, 1981. 35p.
- 10.- Cubillos, Armando. **ELEMENTOS DE MICROBIOLOGIA:  
MICROBIOLOGIA DE LAS AGUAS RESIDUALES Y ASPECTOS DE  
SALUD PUBLICA.** Proyecto DTIAPA. CEPIS. Lima,  
Noviembre, 1981. 37p.
- 11.- Cubillos, Armando. **MECANISMOS BIOLÓGICOS QUE  
INTERVIENEN EN EL TRATAMIENTO POR LAGUNAS DE  
ESTABILIZACION.** Proyecto DTIAPA. CEPIS. Lima,  
Noviembre, 1981. 16p.
- 12.- Cubillos, Armando. **PARAMETROS Y CARACTERISTICAS DE  
LAS AGUAS RESIDUALES .** Proyecto DTIAPA. CEPIS. Lima,  
Noviembre, 1981. 30p.
- 13.- Engineering Science/ESAL. **EVALUACION PRELIMINAR DE  
LA DISPOSICION DE AGUAS CLOCALES Y ALTERNATIVAS DE  
SU APROVECHAMIENTO.** Plan Maestro de los Sistemas de  
Producción y Distribución de Agua Potable y  
Recolección y Disposición de Aguas Servidas de Lima  
Metropolitana. Lima, Enero, 1981. 148p.
- 14.- Engineering Science/ESAL. **AGUA POTABLE: PLAN MAESTRO  
Y PRIMERA ETAPA DEL PROGRAMA DE AMPLIACIONES.**  
Volumen IIIA. Plan Maestro de Agua Potable y Desagüe

- para Lima Metropolitana. Lima, Noviembre, 1981.  
330p.
- 15.- ESAL. **NORMAS PARA ELABORACION DE PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO PARA LIMA METROPOLITANA.** Lima, Junio, 1973. 22p.
  - 16.- Fair, Geyer & Okun. **INGENIERIA SANITARIA Y DE AGUAS RESIDUALES.** Primera Edición. Editorial LIMUSA. México, 1988. 1311p.
  - 17.- Gloyna, Earnest. **ESTANQUES DE ESTABILIZACION DE AGUAS RESIDUALES.** OMS. Ginebra, 1973. 191 p.
  - 18.- GTZ. **MODULOS DE FORMACION Y DE PERFECCIONAMIENTO DEL PERSONAL DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.** CEPIS/OPS/OMS. Lima, Noviembre, 1989. 284p.
  - 19.- Hess, Max Lothar. **ASPECTOS PRACTICOS DE DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION.** Curso para Ingenieros sobre Operación y Mantenimiento de Lagunas para Estabilización de Aguas Residuales. Lima, Setiembre, 1980. 10p.
  - 20.- Hess, Max Lothar. **ASPECTOS PRACTICOS DE CONSTRUCCION DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION.** Curso para Ingenieros sobre Operación y Mantenimiento de Lagunas para Estabilización de Aguas Residuales. Lima, Setiembre, 1980. 20p.
  - 21.- Hess, Max Lothar. **LAGUNAS PARA EL TRATAMIENTO DE DESECHOS INDUSTRIALES.** Curso para Ingenieros sobre Operación y Mantenimiento de Lagunas para Estabilización de Aguas Residuales. Lima, Setiembre,

1980. 23p.
- 22.- Hess, Max Lothar. **OPERACION Y MANTENIMIENTO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION.** Curso para Ingenieros sobre Operación y Mantenimiento de Lagunas para Estabilización de Aguas Residuales. Lima, Setiembre, 1980. 16p.
- 23.- Hess, Max Lothar. **TEORIA Y DIMENSIONAMIENTO DE PROCESOS: CONSIDERACIONES HIDRAULICAS.** Proyecto DTIAPA. CEPIS. Lima, Noviembre, 1981. 26p.
- 24.- Hess, Max Lothar. **TRATAMIENTOS PRELIMINARES.** Proyecto DTIAPA. CEPIS. Lima, Noviembre, 1981. 22p.
- 25.- INADUR. **ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD DEL PROYECTO ESPECIAL "CIUDAD PACHACUTEC".** MVC. Lima, 1988.
- 26.- Instituto Nacional de Obras Sanitarias de Venezuela. **NORMAS PARA LA ELABORACION DE PROYECTOS DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS URBANAS.** Vol. III - Normas de Diseño. Dirección General de Planificación y Desarrollo. Caracas, Enero, 1976. 157p.
- 27.- Jimeno, Enrique. **PROYECTO DE AGUA POTABLE PARA LOS A.A.H.H. ANEXOS AL P.P.J.J. JERUSALEN DE LOS DISTRITOS DE PUENTE PIEDRA Y VENTANILLA.** Volumen I. SEDAPAL. Lima, 1986. 47p.
- 28.- Jimeno, Enrique. **ANALISIS DE AGUA Y DESAGUE.** UNI/FIA. Lima, Agosto, 1988. 295p.
- 29.- Kamiyama, Issashi. **LAGOA ANAEROBIA: TEORIAS E PRATICAS OPERACIONAIS.** Revista DAE, Vol 49, N° 155: 71-80. Sao Paulo, Abril-Junio, 1989.

- 30.- Kawai, Hideo. **GUIA PARA DESENVOLVIMENTO DE UM MANUAL DE OPERACAO E MANUTENCAO DE LAGOA DE ESTABILIZACAO.** Proyecto DTIAPA. CEPIS. Lima, Noviembre, 1981. 13p.
- 31.- Kawai, Hideo. **OPERACAO, MANUTENCAO E AVALIACAO DE DESEMPENHO DE LAGOA DE ESTABILIZACAO.** Proyecto DTIAPA. CEPIS. Lima, Noviembre, 1981. 34p.
- 32.- Kawai et al. **ESTABELECIMENTO DE CRITERIOS PARA DIMENSIONAMENTO DE LAGOA DE ESTABILIZACAO.** Revista DAE, N° 127: 37-45. Sao Paulo, Diciembre, 1981.
- 33.- Lazcano, César. **OPERACION DEL SISTEMA DE REUSO DE TACNA: ASPECTOS EVALUATIVOS PARA EL REUSO EN AGRICULTURA.** Curso para Ingenieros sobre Operación y Mantenimiento de Lagunas para Estabilización de Aguas Residuales. Lima, Setiembre, 1980. 15p.
- 34.- León, Guillermo. **ACUICULTURA CON AGUAS RESIDUALES.** Tesis de Grado. Lima, 1992. 125p.
- 35.- Ludwig & Parkhurst. **SIMPLIFIED APPLICATION OF PALMER-BOWLUS FLOW METERS.** Journal of the Water Pollution Control Federation, Vol 46, N° 12: 2764-2769. Washington DC, Diciembre, 1974.
- 36.- Ludwig & Almeida. **CONTROLE DA CORROSAO POR SULFETOS NO PROJETO DE INTERCEPTORES DE ESGOTO.** X Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitaria e Ambiental. Revista DAE, Vol 39, N° 121: 70-81. Sao Paulo, Enero, 1979.
- 37.- Malnati, Luis. **PROYECTO SAN JUAN 400: EXPERIENCIAS EN EL PERU EN LA UTILIZACION DE DESAGUES TRATADOS Y**

- TERRENOS RELLENADOS CON BASURA.** XVI Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria. Buenos Aires, Junio, 1976. 37p.
- 38.- Manzur, Miguel. **TRATAMIENTO DE DESAGUES DOMESTICOS EN REACTORES ANAEROBICOS DE FLUJO ASCENDENTE, EN MANTO DE LODOS.** INFORME DE AVANCE N° 1. CEPIS/SENAPA/ITINTEC/SEDAPAL. Lima, Octubre, 1985. 85p.
- 39.- Maqtas, Grieco & Centurión. **SISTEMATICA DE DIMENSIONAMIENTO PARA LAGOAS AERADAS.** X Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitaria e Ambiental. Manaus, Enero, 1979. 19p.
- 40.- Mara & Silva. **EXPERIENCIA DA LAGOA DE ESTABILIZACAO NO NORDESTE DO BRASIL.** Proyecto DTIAPA. CEPIS. Lima, Noviembre, 1981. 15p.
- 41.- Martinelli de Mayer, Maggie. **ESTUDIO DE SUELOS PARA LAGUNAS DE ESTABILIZACION EN CIUDAD PACHACUTEC.** Lima, Octubre, 1991. 50p.
- 42.- Mendonca, Sergio. **CRITERIO DE PROJETO PARA EVITAR A FORMACAO DE ODORES NOS COLETORES DE ESGOTOS DE GRANDE DIAMETRO.** Revista DAE, Vol 45, N° 142: 271-274. Sao Paulo, Setiembre, 1985.
- 43.- Metcalf & Eddy. **TRATAMIENTO Y DEPURACION DE LAS AGUAS RESIDUALES.** Primera Edición. Editorial Labor. Barcelona, Mayo, 1977. 837p.
- 44.- Michelena, Repetto & Asociados. **ESTUDIO PRELIMINAR DE MECANICA DE SUELOS EN CIUDAD PACHACUTEC.** Lima,

1988.

- 45.- Ministerio de Vivienda del Perú. **NORMAS Y REQUISITOS PARA LOS PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DESTINADOS A LOCALIDADES URBANAS.** Lima, Marzo, 1972. 15p.
- 46.- Ministerio de Agricultura del Perú. **PROYECTO DE RIEGO CON DESAGUES TRATADOS.** Estudio Definitivo. Convenio Zona Agraria VII/USAID. Tacna, Octubre, 1977. 239p.
- 47.- Ministerio de Desarrollo Urbano y Medio Ambiente de Brasil. **REDES DE ALCANTARILLADO SIMPLIFICADO.** Manual Técnico 1. CEPIS. Lima, Julio, 1987. 300p.
- 48.- Ministerio de Salud del Perú/University of Surrey. **PLAN NACIONAL DE VIGILANCIA DE LOS SERVICIOS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DE CONSUMO HUMANO.** Resumen. Lima, Febrero, 1989. 18p.
- 49.- Ministerio de Salud del Perú. **LEGISLACION SANITARIA SOBRE ASPECTOS DE SALUD AMBIENTAL.** Tomo I. Lima, Febrero, 1990. 368p.
- 50.- Mujeriego, Rafael. **RIEGO CON AGUA RESIDUAL MUNICIPAL REGENERADA.** Edicions de la Universitat Politecnica de Catanluya. Barcelona, Noviembre, 1990. 481p.
- 51.- Noé Moccetti, Norma. **ASPECTOS DE MICROBIOLOGIA DE LA PISCICULTURA EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION.** Proyecto DTIAPA. CEPIS. Lima, Noviembre, 1981. 25p.
- 52.- Noriega, Ruddy. **TRATAMIENTO DE DESAGUES.** UNI. Lima, 1987. 125p.

- 53.- Oliveira & Tomoyuki. **TENSAO TRATIVA: UM CRITERIO ECONOMICO PARA O DIMENSIONAMENTO DAS TUBULACOES DE ESGOTO.** Revista DAE, Vol 45, N° 140: 73-87. Sao Paulo, Marzo, 1985.
- 54.- OMS. **DIRECTRICES SANITARIAS SOBRE EL USO DE AGUAS RESIDUALES EN AGRICULTURA Y ACUICULTURA.** Serie de Informes Técnicos 778. Ginebra, 1989. 90p.
- 55.- Pessoa & Jordao. **TRATAMENTO DE ESGOTOS DOMESTICOS.** Volumen I, Segunda Edición. Associacao Brasileira de Engenharia Sanitaria e Ambiental/BNH. Sao Paulo, Diciembre, 1982. 528p.
- 56.- Porras, Jorge. **NORMAS DE CALIDAD EN LAS PRINCIPALES APLICACIONES UTILES DEL AGUA SUBTERRANEA.** Curso sobre Contaminación de Aguas Subterráneas. CIFCA. Madrid, Noviembre, 1976. 26p.
- 57.- Proyecto Especial Ciudad Pachacútec. **PLAN DIRECTOR.** Lima, 1989
- 58.- Proyecto Especial Ciudad Pachacútec. **PERFIL DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD PACHACUTEC Y LOS A.A.H.H. JERUSALEN Y ANEXOS.** Lima, Mayo, 1991. 14p.
- 59.- República del Perú. **LEY GENERAL DE AGUAS.** Lima, Julio, 1969. 32p.
- 60.- República del Perú. **CODIGO DEL MEDIO AMBIENTE Y LOS RECURSOS NATURALES.** Lima, 1991. 27p.
- 61.- Rocha, Arturo. **HIDRAULICA DE TUBERIAS Y CANALES.** Volumen II. UNI/FIC. Lima, 1987. 252p.



- 62.- Rojas, Ricardo. **ASPECTOS HIDRAULICOS EN LAGUNAS DE ESTABILIZACION.** Curso para Ingenieros sobre Operación y Mantenimiento de Lagunas para Estabilización de Aguas Residuales. Lima, Setiembre, 1980. 33p.
- 63.- Rojas, Ricardo. **GUIA PARA LA PREPARACION DE MANUALES DE OPERACION Y MANTENIMIENTO DE LAGUNAS PARA ESTABILIZACION DE AGUAS RESIDUALES.** Curso para Ingenieros sobre Operación y Mantenimiento de Lagunas para Estabilización de Aguas Residuales. Lima, Setiembre, 1980. 16p.
- 64.- Rojas, Ricardo. **MEDICION DE PARAMETROS OPERACIONALES Y METEREOLÓGICOS, FORMULARIOS DE REGISTRO, PROCESAMIENTO DE DATOS E INFORMES PERIODICOS.** Curso para Ingenieros sobre Operación y Mantenimiento de Lagunas para Estabilización de Aguas Residuales. Lima, Setiembre, 1980. 21p.
- 65.- Rojas & León. **LAGUNAS FACULTATIVAS EN SERIE Y EN PARALELO: CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO.** CEPIS/OPS/OMS. Lima, Noviembre, 1990. 15p.
- 66.- Sáenz, Rodolfo. **LAGUNAS DE ESTABILIZACION Y OTROS SISTEMAS SIMPLIFICADOS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.** Manual DTIAPA N° C-14, Segunda Edición. CEPIS. Lima, Octubre, 1985. 137p.
- 67.- Sáenz, Rodolfo. **PROYECTO DE LAGUNAS FACULTATIVAS, ANAEROBICAS Y AERADAS.** Seminario Taller sobre Tecnología de Diseño y Operación de Lagunas de

- Estabilización. CEPIS/OPS/OMS. México, Diciembre, 1985. 12p.
- 68.- Sáenz, Rodolfo. **CONSIDERACIONES EN RELACION CON EL USO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.** Hoja de Divulgación Técnica N°33. CEPIS/OPS/OMS. Lima, Junio, 1986. 13p.
- 69.- Sáenz, Rodolfo. **PREDICCIÓN DE LA CALIDAD DEL EFLUENTE EN LAGUNAS DE ESTABILIZACION.** Hoja de Divulgación Técnica N°38. CEPIS/OPS/OMS. Lima, Abril, 1987. 10p.
- 70.- Sáenz, Rodolfo. **POSIBLES MEDIDAS PARA CONTROLAR O ATENUAR EL DETERIORO DE LA CALIDAD MICROBIOLÓGICA DE LOS RECURSOS HÍDRICOS EN LA AMÉRICA LATINA Y EL CARIBE: RECOMENDACIONES PARA PROTEGER LA SALUD PÚBLICA MEDIANTE UN BUEN MANEJO DE LAS AGUAS RESIDUALES.** Revista Ingeniería Sanitaria, Vol XLIV, N° 1 y 2: 74-85. Rio de Janeiro, Enero-Junio, 1990.
- 71.- SEDAPAL. **ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE EJECUCIÓN DE OBRA.** Lima, Mayo, 1986. 149p.
- 72.- SENAPA. **ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE CONSTRUCCIÓN.** Lima, 1986. 200p.
- 73.- SENAPA/GTZ. **PLAN MAESTRO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DESAGUE DE LAS CIUDADES DE TRUJILLO, ICA Y PISCO.** Estudio de Factibilidad - Trujillo. Trujillo, Abril, 1986. 350p.
- 74.- Tejeda et al. **CRITERIOS PARA EL APROVECHAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN RIEGO AGRÍCOLA, EN ZONAS CON**

- ESCASA DISPONIBILIDAD DE AGUA.** Anexo I: Clasificación de Agua de Riego, Suelos y Cultivos. Comisión del Plan Nacional Hidráulico. México DF, Agosto, 1983. 42p.
- 75.- Tercero, Sergio. **ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO DE LAGUNAS FACULTATIVAS.** XI Seminario de Ingeniería Sanitaria de Centro América y Panamá. Revista Ingeniería Sanitaria, Vol XXXI (3): 292-294. Río de Janeiro, Enero-Marzo, 1978.
- 76.- Tomoyuki & Hisasi. **ARRASTE DE AR EM TUBULACOES COM GRANDE DECLIVIDADE: ALGUMAS CONSIDERACOES RELACIONADAS AO DIMENSIONAMENTO DOS COLETORES DE ESGOTO.** Revista DAE, Vol 47, N° 148: 51-58. Sao Paulo, Marzo, 1987.
- 77.- Uehara & Lima. **OPERACAO E MANUTENCAO DE LAGOAS ANAEROBIAS E FACULTATIVAS.** Serie Manuais. CETESB. Sao Paulo, Diciembre, 1989. 91p.
- 78.- Yañez, Fabián. **GUIA PARA LA OPERACION Y MANTENIMIENTO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION.** CEPIS. Lima, 1975. 20p.
- 79.- Yañez, Fabián. **CONTROL Y MANEJO DEL PROCESO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION.** Curso para Ingenieros sobre Operación y Mantenimiento de Lagunas para Estabilización de Aguas Residuales. Lima, Setiembre, 1980. 25p.
- 80.- Yañez, Fabián. **LAGUNAS AERADAS.** Curso para Ingenieros sobre Operación y Mantenimiento de

Lagunas para Estabilización de Aguas Residuales.  
Lima, Setiembre, 1980. 57p.

81.- Yañez, Fabián. **AVANCES EN EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES POR LAGUNAS DE ESTABILIZACION.** Serie de Documentos Técnicos 7. CEPIS/OPS/OMS.Lima,1982. 58p.

82.- Zapater, Juan. **REUTILIZACION DE AGUAS RESIDUALES PARA AGRICULTURA** Proyecto de Investigación CIID/Ministerio de Salud/OPS/CEPIS. Lima, Enero, 1980. 177p.