

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA SANITARIA



PROYECTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO
Y PLANTA DE TRATAMIENTO EN LA CIUDAD
DE SANTA DEL DEPARTAMENTO DE ANCASH

TOMO I

**TESIS DE BACHILLER Y GRADO PARA OPTAR EL
TITULO DE INGENIERO SANITARIO**

RIGOBERTO JOSE VERA MUNIVE

PROMOCION 1975 - 1

LIMA - PERU

1976

M I GRATITUD:

A MIS PADRES.

Agradecimiento a mi Asesor:

Ing. Augusto A. Navarro Palma.

T O M O I

MEMORIA DESCRIPTIVA Y PRESUPUESTO

PROGRAMA DE LA TESIS DE BACHILLER Y GRADO

T E M A

"PROYECTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO
EN LA CIUDAD DE SANTA DEL DEPARTAMENTO DE ANCASH"

A. INTRODUCCION

B. Teoría General

1. Características de la población

1.1. Ubicación geográfica.

1.2. Clima

1.3. Topografía y tipo de suelo.

1.4. Economía

1.5. Vivienda

1.6. Enfermedades

1.7. Servicios públicos

2. Fundamentos de diseño

2.1. Datos de población censada.

2.2. Cálculo de la población futura por densidad de población

2.3. Cálculo de la población futura por el Método del Crecimiento Racional.

2.4. Cálculo de la población futura por el Método del Crecimiento Aritmético.

2.5. Conclusión del cálculo de población.

3. Diseño del sistema de alcantarillado

3.1. Aspectos técnicos del sistema de alcantarillado

3.1.1. Constitución de un sistema de alcantarillado

3.1.2. Diseño hidráulico de los alcantarillados

3.1.3. Fórmulas empleadas en los cálculos de canales

3.1.4. Valores medios empleados en la fórmula de Kutter Manning (n) y (m) en la fórmula de Bazin

3.1.5. Consideraciones a tomarse para la selección de tuberías.

3.1.6. Tubería a emplearse para el alcantarillado

3.1.7. Normas para el sistema de alcantarillado de acuerdo al R.N.C.

3.2. Capacidad y volumen total del Sistema de Alcantarillado

3.2.1. Caudal de aportación por persona

3.2.2. Caudal por infiltración

3.2.3. Caudal por precipitación pluvial

3.2.4. Caudal total que ingresa al sistema de alcantarillado

3.3. Métodos de cálculo de un sistema de alcantarillado

3.3.1. Método de Areas drenadas

3.3.2. Método del caudal unitario por metro lineal de colector .

3.3.3. Elección del método

3.3.4. Cálculo del caudal unitario

3.4. Criterios de diseño para el sistema de alcantarillado

3.4.1. Diámetro mínimo.

3.4.2. Profundidad

3.4.3. Velocidad

3.4.4. Pendiente

3.4.5. Zanjas

3.5. Localización e instalación de colectores

3.5.1. Localización

3.5.2. Instalación

3.6. Buzones

3.7. Justificación de excavación de zanjas versus instalación de equipo de bombeo

3.7.1. Excavación de zanjas

3.7.2. Instalación de un equipo de bombeo

3.7.3. Elección de alternativas

3.8. Cálculo hidráulico del sistema de alcantarillado

4.- METRADO Y PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

4.1. Costos de materiales y mano de obra

4.1.1. Costos actuales en la localidad de Santa

4.1.2. Análisis de costos de construcción

4.2. Metrado y presupuesto de la red de alcantarillado

4.3. Metrado y presupuesto de la conexión domiciliaria

4.4. Metrado y presupuesto del emisor

4.5. Costo total del sistema

5.0. TRATAMIENTO DE DESAGUES

5.1. Razones del tratamiento

5.1.1. Fuentes de aguas residuales

5.1.2. Necesidad de tratar las aguas residuales

5.2. Características de los líquidos residuales

5.2.1. La turbiedad

5.2.2. El color

5.2.3. Olores

5.2.4. Residuos

5.2.5. Acidez

5.2.6. Alcalinidad

5.2.7. Cloruros

5.2.8. Los Sulfuros

5.2.9. Sulfatos

5.2.10. Nitrógeno

5.2.11. Fosfatos

5.2.12. Oxígeno disuelto

5.2.13. Demanda bioquímica de oxígeno

5.3. Método de tratamiento de las aguas negras

5.3.1. Tratamiento preliminar

5.3.2. Tratamiento primario

- a) Tanques sépticos
- b) Tanques de doble acción
- c) Tanque Imhoff
- d) Tanques de sedimentación simple con eliminación mecánica de lodos.

5.3.3. Tratamiento secundario

- a) Filtros goteadores
- b) Lodos activados
- c) Cloración
- d) Tratamiento de los lodos
- e) Unidades compactas

5.3.4. Laguna de estabilización

- a) Clasificación de las lagunas de estabilización

- 1) Lagunas Anaeróbicas
- 2) Lagunas Aeróbicas
- 3) Lagunas Facultativas

b) Estudio de los diversos factores que intervienen en el funcionamiento de las lagunas

- 1) Naturaleza de los materiales a tratar
- 2) Biología de las aguas negras
- 3) Algas
- 4) Proceso de tratamiento
- 5) Fases de reacción mas importantes en las lagunas de estabilización.
- 6) Carga orgánica
- 7) Períodos de retención
- 8) Profundidad
- 9) Eficiencia
- 10) Respecto a otras cargas
- 11) Lagunas de estabilización criterios de diseño
- 12) La evaporación
- 13) Ubicación del sitio
- 14) Viento
- 15) Aereación
- 16) Percolación

c) Fórmulas para el diseño de lagunas

- 1.- Período de retención
- 2.- Carga hidráulica
- 3.- Afluente actual
- 4.- Efluente actual
- 5.- Carga orgánica
- 6.- Energía total, H
- 7.- Energía total de luz visible, Es
- 8.- Energía Solar, S
- 9.- Profundidad de la laguna, d
- 10.- Coeficiente de la absorción de la luz, co
- 11.- Concentración de Algas, Cc
- 12.- Calor Específico de Combustión, h
- 13.- Relación de Oxígeno - Algas , P
- 14.- Demanda Bioquímica de Oxígeno, Lo
- 15.- Factor de Oxígeno , Of
- 16.- Eficiencia Fotosintética, F.

6.- DISEÑO DE LA UNIDAD DE TRATAMIENTO

- 6.1. Análisis de desague de una ciudad costera
- 6.2. Datos climatológicos y geográficos de la ciudad de Sanja
- 6.3. Solución de la Unidad de tratamiento
 - 6.3.1. Cálculo de la profundidad
 - 6.3.2. Concentración de algas
 - 6.3.3. Coeficiente de absorción oo

- 6.3.4. Iluminación incidente
- 6.3.5. Cálculo del período de retención
 - a) Según la fórmula de Oswald y Gotaas
 - b) Según la fórmula dada por el Manual Of. Practice Sewage Treatment Plant
- 6.3.6. Cálculo de la carga de BOD
- 6.3.7. Cálculo del volumen de la laguna
- 6.3.8. Cálculo del área de la laguna
 - a) En función de la carga de BOD
 - b) En función de la carga hidráulica
- 6.3.9. Número de unidades
- 6.4. Diseño del Medidor Parshall
- 6.5. Diseño de la Cámara de Rejas
 - 6.5.1. Canal de entrada a la Cámara de Rejas y a las lagunas
 - 6.5.2. Cálculo de la pérdida de carga en la Cámara de Rejas
 - 6.5.3. Cálculo de la altura del By-pass en la Cámara de Rejas
 - 6.5.4. Dimensiones de la Cámara de Rejas
- 6.6. Disposición final del efluente
 - 6.6.1. Pérdida del caudal por evaporación
 - 6.6.2. Pérdida del caudal por filtración y Has. de tierra a irrigarse.

7. METRADO Y COSTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

7.1. Medrado y costo de la cámara de rejas y medidor Parshall

7.2. Medrado y costo de las lagunas

7.3. Costo total de la planta de tratamiento

8. COSTO TOTAL DEL PROYECTO

9. TARIFAS

9.1. Análisis de partidas de mantenimiento del sistema

9.2. Análisis de partida de financiación

9.3. Tarifa total

9.4. Conclusión del cálculo de tarifas.

SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO.

A. INTRODUCCION

Un sistema de alcantarillado para una población del tipo urbano como son los pueblos que crecen del tipo rural, por consideraciones de espacio libre debido al aumento de la densidad de la población, se crea una necesidad; que la comunidad esté dotada de un sistema de agua potable y de alcantarillado público. Debido a consideraciones sanitarias y de educación que son indispensables en todo núcleo urbano, el sistema de alcantarillado público debe de tener conexiones de servicio a todas las viviendas habitadas por una o varias familias de acuerdo al tipo de vivienda.

De acuerdo a estadísticas de los organismos de la salud humana, aquellas localidades que cuentan de un sistema de alcantarillado sufren un porcentaje bajo de enfermedades infecto contagiosas, especialmente las de origen hídrico, frente a otras localidades que carecen de este servicio. En el aspecto económico, las localidades que cuentan con sistemas de alcantarillado, favorecen el desarrollo comercial, industrial y otras

actividades económicas, debido a la facilidad de evacuación de las aguas servidas de cada uso.

El otro aspecto de la descarga de las aguas negras. Hasta ahora dicha descarga se hace en forma incontrolada a los cursos de aguas naturales mas cercanos, sin tomar en cuenta las poblaciones ubicadas aguas abajo o la posibilidad de contacto directo con personas o animales. Esta situación es gravísima, ya que el crecimiento de la población es de tal magnitud, que el problema de la descarga es crítico. Es pues, de gran importancia el tratamiento de las aguas negras evitando así que empeoren las condiciones actuales precarias del saneamiento ambiental. Desde luego que esta solución no es nada fácil y sobre todo requiere una inversión grande en obras que no son reproductivas, pero que son de gran necesidad desde el punto de vista sanitario.

El costo de las plantas de tratamiento de aguas negras convencionales es elevado y su operación delicada. En las ciudades pequeñas, el costo relativo por persona servida es desproporcionalmente mayor. Es pues necesario empezar con métodos que sean efectivos y tengan un costo inicial mínimo y el mantenimiento pueda efectuarse por personal no especializado siendo además deseable que el efluente pueda ser utilizado para el riego de cultivo.

En la elaboración del presente proyecto, es nuestra intención considerar en toda sus fases; los aspectos técnico económico y financiero sin olvidar el desarrollo de la población, sus necesidades presentes y futuras y la función social del desarrollo.

En lo referente al aspecto técnico, se ha tenido en consideración el Nuevo Reglamento Nacional de Construcciones (R.N.C) para la determinación de los parámetros de diseño; para los otros aspectos nos hemos basado en los estudios socio económicos realizados y el propósito es el de presentar un proyecto cuya realización sea factible de llevarse a cabo, teniendo en consideración el aspecto económico como principal factor.

B. TEORIA GENERAL

1. CARACTERISTICAS DE LA POBLACION

1.1. UBICACION GEOGRAFICA

La localidad de Santa es la capital del distrito del mismo nombre, ubicado en la provincia de Santa, departamento de Ancash. Se encuentra a 9° Latitud Sur y 78° 34' Longitud Oeste.

Está ubicado a 432 kilómetros de Lima, en la carretera Panamericana Norte a 12 kilómetros de la Ciudad de Chimbote. Está a 30 metros sobre el nivel del mar.

Esta localidad se encuentra en la cuenca del Río Santa, a una distancia promedio de 2 km. del río.

1.2. CLIMA

El clima de esta zona es cálido y húmedo, con temperaturas promedio máxima que llega a 28° grados centígrados y la mínima a 13°C con pequeñas garuas que llegan en cualquier época del año.

1.3. TOPOGRAFIA Y TIPO DE SUELO

La topografía de la zona tiene una ligera pendiente, el suelo es arcilloso y arenoso, con una resistencia admisible de 1 kg/cm². aproximadamente. La napa freática se encuentra a 5 m. de profundidad en promedio.

1.4. ECONOMIA

La actividad económica que predomina en esta localidad es la agricultura siendo los productos principales el maíz, arroz, algodón y en menor escala los productos de pan llevar.

Por la cercanía a la Ciudad de Chimbote que tiene gran actividad laboral en la siderúrgica y en menor escala la pesquería, se beneficia en una proporción la economía del Santa.

1.5. VIVIENDA

Actualmente de acuerdo al plano regulador existente para el distrito, se han ubicado 1205 lotes según informe de ORBEZA.

Dentro de la Zona Urbana, la población tiende a

crecer hacia la parte Sur y Este de la ciudad por los barrios de San Carlos y Cruce. En la antigua zona las viviendas existentes estan hechos a base de adobe.

1.6. ENFERMEDADES

Las enfermedades que se presentan son generalmente de origen hídrico, bronco pulmonares y parasitosis; debido a la humedad del clima y la falta del sistema de desagues.

1.7. SERVICIOS PUBLICOS

Actualmente la población cuenta con:

- 2 escuelas primarias (uno de varones y otro de mujeres) con 140 alumnos en total.
- 1 escuela particular mixta (165 alumnos)
- 1 colegio secundario mixto (280 alumnos)
- 1 colegio agropecuario (45 alumnos)
- Posta Sanitaria.
- Oficina de Correos y telégrafos
- Banco de la Nación.
- Servicio de luz eléctrica.
- Servicio de agua potable.

2. FUNDAMENTOS DE DISEÑO

2.1. DATOS DE POBLACION CENSADA

2.1.1. De acuerdo al Censo Nacional efectuado en 1961, arrojó una población total de 9388 habitantes, según datos de la ONEC.

2.1.2. De acuerdo al Censo Nacional efectuado el 4 de Junio de 1972 se tiene el recuento hecho por la ONEC;

Viviendas particulares y colectivas.....	319
(en la zona urbana)	
Hogares en viviendas particulares.....	331
Población censada total en la zona urbana .	1588.

2.1.3. Según el documental Informe del Perú, publicado en setiembre de 1974 de Ancash, para la localidad de Santa una población total de 16289 habits.

2.1.4. De acuerdo al recuento de población hecha por el Area Hospitalaria de Chimbote, sobre la localidad de Santa, hecha en junio de 1974.

Población total 18589 habitantes.

Según la clasificación por edades:

edad-	1	1-5	6-14	15-19	20- 24	45-64	+	65
poblac.	651	3067	4331	1822	5948	2063		707

De acuerdo a estos la distribución de la población según las edades, se encuentra en la gráfica G-1.

2.1.5. Según el recuento de viviendas realizado en el mes de mayo de 1975 por la Oficina Técnica de Saneamiento Ambiental de Chimbote, arrojó 1205 viviendas.

2.1.6. Según el Registro de Nacimientos y Defunciones del Municipio de Santa se tiene:

Año	Nº de nacimientos	Nº de defunciones
1965	846	98
1966	805	90
1967	894	68
1968	1035	82
1969	860	96

1970	889	135
1971	1022	55
1972	968	86
1973	978	86
1974	986	70
1975	804	56

Total naci. en 11 años 10087

Total defun. en 11 años 922

Crecimiento Vegetativo por año $\frac{10087 - 922}{11} = 833$

11

2.1.7.

Datos de la encuesta habitantes por vivienda hecha en setiembre de 1975.

Se hizo el recuento del 20% del N°total de viviendas (1205 viviendas).

<u>N°vi.</u>	<u>N°habi.</u>
5	30
6	28
8	38
10	53
6	31

4	22
8	39
12	65
7	33
4	18
9	48
6	32
8	44
8	37
6	26
4	17
9	47
6	33
8	41
5	22
3	18
6	29
11	52
7	32
10	46
6	35
12	57
9	43
7	38
8	45

4	16
9	48
6	28
5	31
8	37

Total vi. 250

Total hab. 1259

2.1.8.

Area de la zona Urbana

Area total según el plano: PE-1 109.435 has.

Area libre, 30% del área total (Según el R.N.C)

II- VI. 4-3. G

Area neta = Area total - Area libre

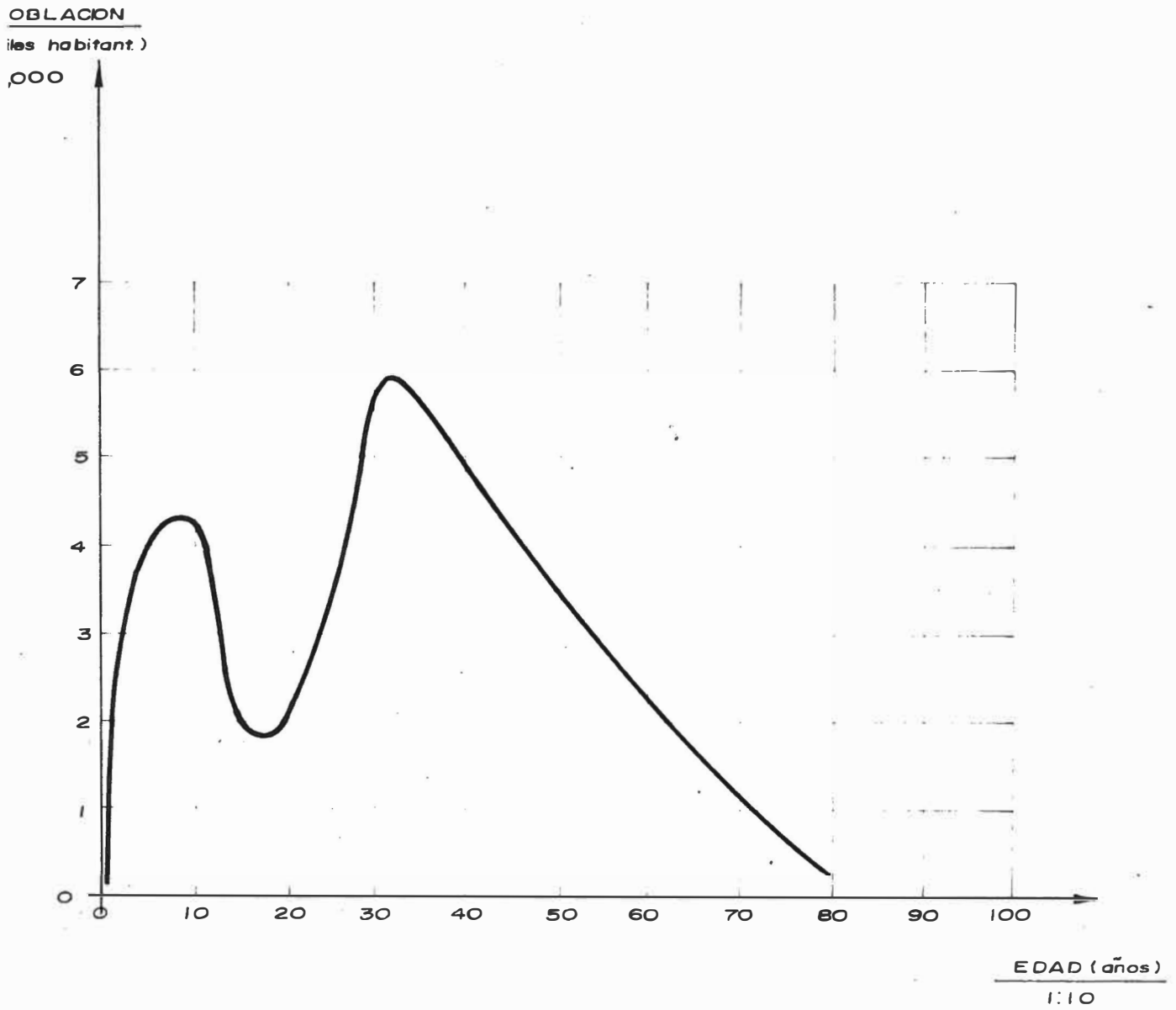
$$= 109.435 - 109.435 \times .30 = 76.605 \text{ has.}$$

2.1.9.

Localidades de la Región Costa, que fueron instaladas el servicio de agua potable; por el Ministerio de Salud a través del P.N.A.P.R., que se encuentra en el cuadro n°1.

INTERPRETACION GRAFICA

- Recuento población del SANTA , hecha por el AREA HOSPITALARIA DE CHIMBOTE
(JUNIO 1, 1974)



CUADRO N°1

Dpto.	Provincia	Localidad	N°hab/hect.		
			año		1975
			1965	1970	1975
Ica	Ica	Collazos	35	57	68
		Cerro Prieto	40	65	78
		Cachiche	58	73	81
		Pisco	San Clemente	41	53
La libertad	Pataz	Chilia	53	68	79
		Tauripa	45	56	69
Lambayeque	Chiclayo	Nueva Arica	43	65	83
	Lambayeque	Salas	38	53	65
		Chachope	62	78	89
Lima	Cañete	La Florida	46	63	78
		Zuñiga	43	58	69
	Huarochari	San Bartolomé	42	64	75
	Yauyos	Miraflores	39	57	72
Total hab/ha. en las 13 loca- lidades.			575	810	973

2.2. CALCULO DE LA POBLACION FUTURA POR DENSIDAD DE POBLACION

2.2.1. Número de habitantes por vivienda

A. De los datos tabulados en 2.1.7. tenemos:

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{hab/vivienda} &= \text{total vi.} (250) / \text{total hab} (1259) = 5.036 \\ &= 5 \end{aligned}$$

B. De los datos de 2.1.2. tenemos:

$$\text{N}^\circ \text{hab/vi} = \text{po. total} / \text{vi.} = 1588 / 331 = 4.978 = 5$$

Luego el número de habitantes por vivienda para - los fines del cálculo de población tomaremos igual a 5.

2.2.2. Número de viviendas por hectárea

De 2.1.5. el número total de viviendas recontadas 1205 vi.

De 2.1.8. el área neta hallada de la población urbana 76.605 has, luego el número de vi./ha= es $1205/76.605 = 15.78$

2.2.3. Area promedio de cada vivienda

De 2.2.2 tenemos 15.78 vi./ha.; luego el área promedio de cada vivienda es= $\text{ha.} (10^4 \text{ m}^2) / 15.78 \text{ vi} = 633. \text{ m}^2/\text{vi.}$

2.2.4. Construcción de la gráfica hab/Ha. Vs. año
del cuadro N°1 se tiene:

año 1965 $575/13 = 44$ hab/ha.

1970 $810/13 = 62$ " "

1975 $973/13 = 75$ " "

Graficando estos valores construimos la gráfica
N°2 (G-2)

2.2.5. Cálculo del porcentaje de crecimiento poblacional
respecto al N°de hab/Ha. actuales.

De la gráfica G-2. interceptando la recta en los
años 1985, 1990 y 1995 obtenemos 113,128 y 143 hab/
ha. luego para:

10 años

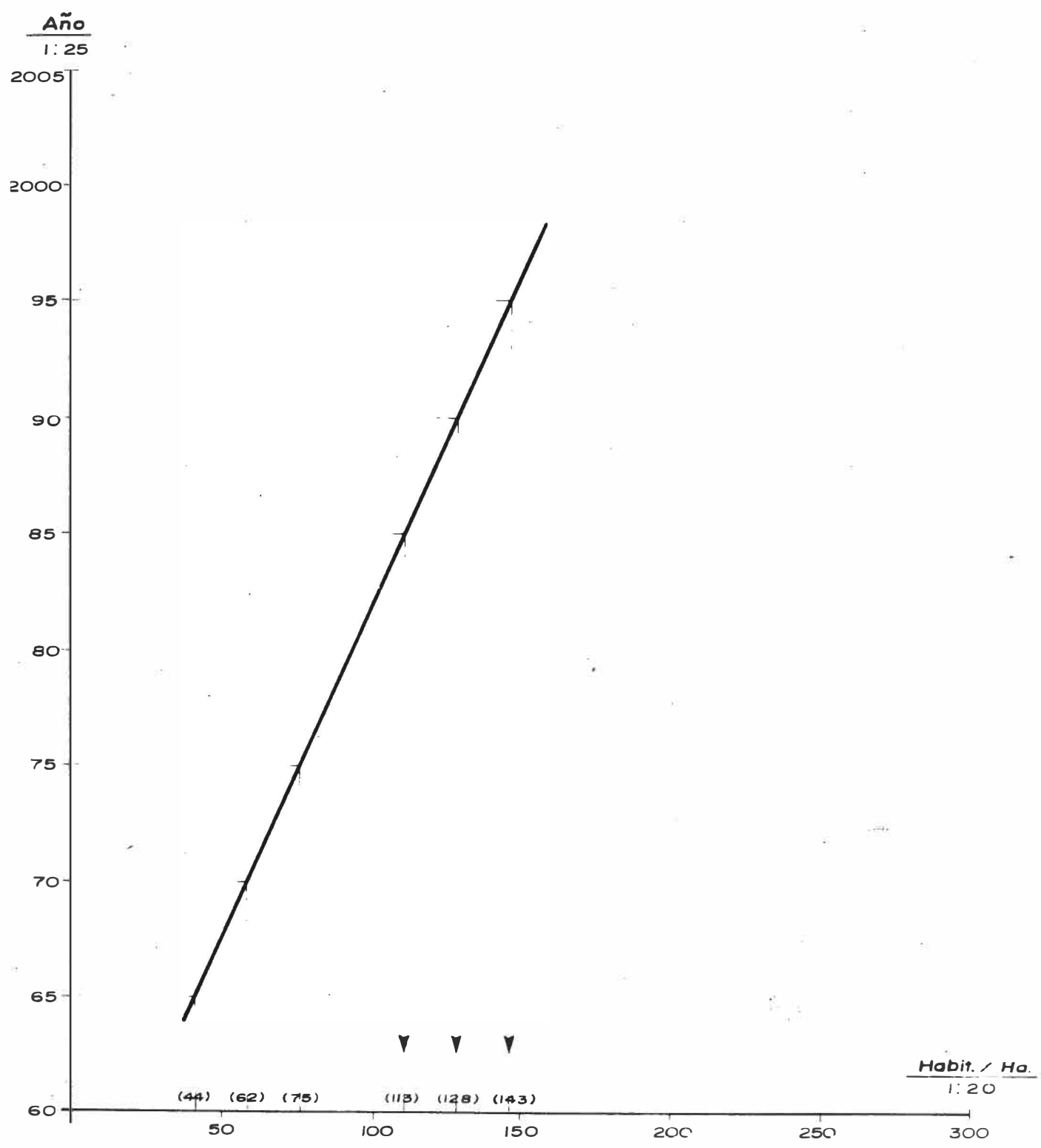
$$(113 - 75) / 75 = 0.506 = 50\%$$

15 años

$$(128 - 75) / 75 = 0.706 = 70\%$$

20 años

$$(143 - 75) / 75 = 0.906 = 90\%$$



CRECIMIENTO POBLACIONAL

- Según datos del Plan Nacional de Agua Potable Rural.
- Para una población con servicio de agua potable en la región de la costa.

2.2.6. Población Futura

A. Siendo la población del Santa dedicados en un 90% (aproximado) a la agricultura y teniendo en cuenta que los terrenos aledaños a la zona urbana son de cultivo.

Desarrollándose la zona urbana, de acuerdo al plano regulador proyectada a 20 años.

B. De acuerdo al R.N.C. título I-III-16-I correspondiente a Zona Residencial de Media Densidad, asignaremos una población de saturación de 250 hab/ha. para residencias unifamiliares.

Teniendo en cuenta que el número de hab/vi. es 5, la población de saturación equivaldría a 50 vi/ha ó 200 m²/vi.

C. Area actual por vivienda(promedio hallado en 2.2.3.).....633 m².

Area de saturación por vivienda.....200 m².

Para un crecimiento del 100%, el número de viviendas aumentará en 633/200 veces, luego para:

$$50\% \quad 633/200 \times 0.5 = 1.58$$

$$70\% \quad 633/200 \times 0.7 = 2.215$$

$$90\% \quad 633/200 \times 0.9 = 2.85$$

Número de viviendas actuales 1205

Número de hab/vi. 5

Las poblaciones serán:

año	1975	1205	X 1	X 5 = 6025	habitantes
	1985	1205	X 1.58	X 5 = 9520	"
	1990	1205	X 2.215	X 5 = 13345	"
	1995	1205	X 2.85	X 5 = 17170	"

2.3. CALCULO DE LA POBLACION FUTURA POR EL METODO DEL CRECIMIENTO RACIONAL

Con este método se determina el crecimiento de la población en forma directa, teniendo en consideración el saldo vegetativo y el saldo migratorio.

2.3.1. La Inmigración

Es muy baja debido a que es un pueblo rural dedicado a la agricultura principalmente.

Carece de escuelas de formación profesional y de centros de mando medio, por todas estas razones consideramos un índice de inmigración en total de 10 personas por año.

2.3.2. La Emigración

Debido a que el pueblo es una zona rural y de características mencionadas anteriormente y básicamente analizando los datos del recuento de población hecha por el Área Hospitalaria N°4 de Chimbo-te; donde la población de 15 a 25 años sufre un descenso según la interpretación gráfica G-1 esto se puede juzgar por:

- La población joven emigra a los centros urbanos, en busca de una formación profesional, técnica, obrera etc.
- En busca de mejores centros de trabajo y de nivel de vida.
- En busca de mejores centros de trabajo y de nivel de vida.

Como carecemos de registros estadísticos, estimaremos la emigración .

Datos de acuerdo al recuento:

edades	población	posible población promedio	diferencia
6- 14	4331		
15-19	1822	5139	3317
20- 44	5948		

Considerando el % de emigración:

$$3317 / 18589 = 1 / 5.6 = 18 / 100$$

aproximadamente 18 habitantes por cada 100 emigran de la localidad anualmente de población joven.

2.3.3. Cálculo de la Población futura por este método

$$Pf. = Po + N - D + I - E$$

Po= Población actual

Pf= Población futura

N= nacimientos

D= Defunciones

I = Inmigración

E = Emigración

$$N - D = 10086 - 922 = 9164 / 10 = 916 \text{ c/año.}$$

Po= 6025 habitantes

$$E = 18 \times 6025 / 100 = 1085$$

Cálculo estimativo de la emigración

Para Po= 6025 habitantes E = 1085 hab.

a 10 años

$$Pf = 6025 + 916 \times 10 = 15185$$

$$E = 15185 / 6025 \times 1085 = 2734$$

a 15 años

$$Pf = 6025 + 916 \times 15 = 19765$$

$$E(o) = 19765 / 6025 \times 1085 = 3559$$

a 20 años

$$Pf = 6025 + 916 \times 20 = 24345$$

$$E = 24345 / 6025 \times 1085 = 4383$$

Aplicación de la fórmula, para la población futura

$$Pf = Po + N - D + I - E$$

a 10 años

$$Pf. = 6025 + 916 \times 10 + 10 \times 10 - 2734 = 12551$$

a 15 años

$$Pf = 6025 + 916 \times 15 + 10 \times 15 - 3559 = 16356$$

a 20 años

$$Pf = 6025 + 916 \times 20 + 10 \times 20 - 4383 = 20162$$

2.4. CALCULO DE LA POBLACION FUTURA POR EL METODO DEL
CRECIMIENTO ARITMETICO

$$Pf = Po \left(1 + \frac{rt}{1000} \right)$$

Po = Población actual : 6025 habitantes

Pf = Población futura

r = Crecimiento poblacional anual por mil (30 por mil) tomado de las Normas del P.N.A.P.R.

t = Tiempo en años del posible crecimiento.

en 10 años

$$Pf. = 6025 \left(1 + \frac{30 \times 10}{1000} \right)$$

Pf = 7832 habitantes.

t en 15 años

$$Pf = 6025 \left(1 + \frac{30 \times 15}{1000} \right)$$

pf = 8736 hab.

t en 20 años

$$Pf = 6025 \left(1 + \frac{30 \times 20}{1000} \right)$$

pf = 9640 hab.

2.5. CONCLUSION DEL CALCULO DE POBLACION

A. La población a servir es por principio una - función del período de diseño y para la determinación de éste, es necesario tener en cuenta múltiples consideraciones como son:

Calidad y costo de los materiales a emplear en el sistema proyectado.

Período de vida útil (funcionamiento óptimo) de los equipos a utilizar.

Antecedentes de diseño similares.

Financiación(período) y programación para la realización de las obras.

El R.N.C. recomienda en el capítulo 3-II-I correspondiente a Período recomendable de las etapas constructivas en los proyectos de agua potable y alcantarillado.

a) Para poblaciones de 2,000 hasta 20,000 habitantes se considerará de 16 años.

b) Para poblaciones de 20,000 a mas habitantes se considerará de 10 años.

c) Los plazos se justificarán de acuerdo con la realidad económica de las localidades.

Un aspecto importante de nuestro diseño es el económico, ya que el presente proyecto está dirigido a una población de bajos ingresos, por antecedentes, estas obras se proyectan en su mayoría para períodos comprendidos entre los 20 y 40 años, debido a que es factible conseguir una financiación a largo plazo y con un interés blando de los organismos de banca a nivel mundial.

Del estudio de estas condiciones, hemos llegado a la determinación de que el período de diseño a utilizar será de 20 años y de que la satisfacción de las necesidades actuales y futuras de la población se hará mediante un plan de obras que permita su ejecución en una sola etapa.

Obteniendo nuestro período de diseño, para determinar la población hemos tomado como base los datos especificados en el estudio de población realizado en la parte primera de este capítulo.

B. Resumen del cálculo de población según los métodos:

año	Densidad de población	Crecimiento Racional	Crecimiento Aritmético
1975	6025 hab.	6025 hab.	6025 hab.
1985	9520 hab.	12551 hab.	7832 hab.
1990	13345 hab.	16356 hab.	8736 hab.
1995	17170 hab.	20162 hab.	9640 hab.

C.- No se emplearon otros métodos de cálculo de población, debido a la carencia de registros de censo antes del año 1972; que indiquen población en la zona urbana y rural propiamente dicha.

Para los fines del diseño del presente proyecto, hemos adoptado las poblaciones calculadas por densidad de población, por ser mas significativo y porque hemos asimilado datos de densidad. neta por hectárea a densidad por lote, para determinar la población de diseño por los siguientes motivos:

a) Obtenemos así uniformidad en el estudio de habitantes por lote, independiente del área de estos.

b) Que existe una gran diversidad de dimensiones en todos los lotes, que varían en cuanto al área.

c) Que el área promedio de los lotes fue un parámetro utilizado por nosotros en la determinación futura de la población.

d) Existen variaciones en el diseño de la urbanización que han determinado cambios sustanciales con el área neta a utilizar.

3. DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

3.1. ASPECTOS TÉCNICOS DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

3.1.1. Constitución de un sistema de alcantarillado

- 1.- Obras de captación.**
- 2.- Obras de tratamiento.**
- 3.- Obras de descarga o deposición.**

Aún cuando los sistemas individuales son en cierto sentido únicos se conforman a algunos de los tipos de desagües a tratarse posteriormente.

Las aguas residuales de las habitaciones e industriales se colectan junto con el escurrimiento pluvial mediante los alcantarillados combinados de un sistema combinado de drenajes o bien se conducen independientemente por medio de cloacas sanitarios, mientras que las aguas de tormentas pluviales se vierten a drenajes pluviales de un sistema separado de alcantarillado.

Los residuos domésticos arrastrados con agua son las aguas negras domésticas; las de establecimientos industriales

o comerciales; el drenaje municipal incluye a ambos.

El colector maestro de algunos sistemas combinados, es de hecho un arroyo o quebrada cubierto eventualmente cuando la polución convirtió sus aguas en demasiado desagradables a la vista, malolientes u objetables por alguna razón, para ser gravitacional el caudal en las alcantarillas y drenajes fluyen continuamente cuesta abajo, excepto cuando se intercalan estaciones de bombeo o tuberías de impulsión para elevar los flujos a conductos situados a un nivel mas elevado, debido:

- 1.- Evitando la costosa construcción de conductos perforados.
- 2.- Transfiriendo aguas residuales de áreas bajas subyacentes a las redes principales de alcantarillado.

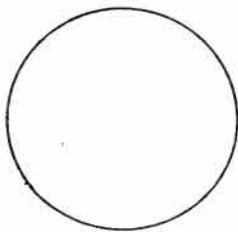
Los drenajes no deben fluir bajo presión, porque de ser así las aguas residuales tendrían que inyectarse mediante servicios individuales de los edificios y los drenajes de las propiedades a sus niveles inferiores tendrán que colocarse suficientemente alejadas bajo el nivel de los sótanos para evitar que las aguas negras inundacen éstos y brotaran por los accesorios sanitarios. Ambos sistemas son imprácticos actualmente.

3.1.2.

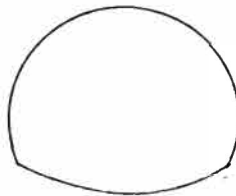
Diseño hidráulico de los alcantarillados se diseñan como canales abiertos fluyendo parcialmente o exactamente llenos a lo mucho.

Un canal abierto es un conducto en el que el líquido fluye con una superficie sometida a la presión atmosférica. El flujo se origina por la pendiente del canal y de la superficie del líquido.

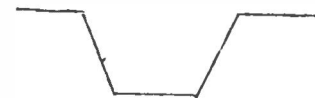
La sección transversal de un canal que puede tener cualquier forma, las comunes son las que se ilustran a continuación:



a) circular



b) herradura



c) trapezoidal

La primera forma(circular) es empleada especialmente para las alcantarillas, debido a la protección del líquido externamente y por la uniformidad perimetral de la sección.

La segundo forma (herradura), es empleado para con-

ducir líquidos especiales de uso industrial o doméstico, que requiere protección externa.

La tercera forma (trapezoidal), de forma abierta a la atmósfera es empleado en canales de riego.

En los canales se presenta diversos modos de circulación, que se clasifican:

a) Flujo uniforme y permanente

Que comprende dos condiciones de flujo:

1.- Flujo permanente.- Como se define para flujo en tuberías, se refiere a la condición según la cual las características del flujo en un punto no varían con el tiempo ($dv/dt=0$, $dy/dt=0$, etc).

2.- Flujo uniforme.- Se refiere a la condición según la cual la profundidad, pendiente, velocidad y sección recta permanecen constantes en una longitud dada del canal ($dy/dl=0$, $dv/dl=0$, etc).

b) Flujo no uniforme

Este flujo ocurre cuando la profundidad del líquido varía a lo largo de la longitud del canal abierto, o sea, $dy/dl \neq 0$

El flujo no uniforme puede ser permanente o no permanente.

c) Flujo laminar

Este flujo se dá en canales abiertos para valores del número de Reynolds Re de 2000 o menores. El flujo puede ser laminar por encima de $Re = 10,000$. Para el flujo en canales abiertos, $Re = 4RV/v$, donde:

R: es el radio hidráulico.

V. es la velocidad.

v. viscosidad del líquido.

3.1.3. Fórmulas empleadas en los cálculos de canales

Fórmula de Chezy

Esta fórmula es empleada para flujo uniforme y permanente:

$$V = C \sqrt{RS}$$

C : coeficiente.

V : velocidad media en m/seg.

R : radio hidráulico.

S : pendiente de la superficie del agua.

El coeficiente C tiene varias fórmulas según las experiencias hechas por los siguientes investigadores.

$$C = \sqrt{8g / f}$$

Chezy

$$C = \frac{23 + \frac{0.00155}{S} + \frac{1}{n}}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}} \left(23 + \frac{0.00155}{S} \right)}$$

Kutter

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

Manning

$$C = \frac{87}{1 + m / \sqrt{R}}$$

(Bazin)

$$C = -23.2 \lg \left(1.811 \frac{C}{Re} + \frac{E}{R} \right) \text{ (Powell)}$$

g: aceleración gravitacional 9.8 m/seg.2.

f: $f = 64 / RE$ RE: N° de Reynolds.

R: radio medio hidráulico = $\frac{\text{Sección del líquido}}{\text{Perímetro mojado}}$

m; n no son factores de rugosidad determinados experimentalmente solo para el agua.

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Manning

$$V = 0.85 C.R.^{0.63} S^{0.54}$$

Hazen y Williams

3.1.4. Valores medios empleados en la fórmula de Kutter Manning (n) y (m) en la fórmula de Bazin

Material de la tubería o canal	n	m
cemento muy pulido	0.010	0.11
tubería de alcantarillado, bien vitrificado, de hormigón ordinario.	0.013	0.29
tubería de alcantarillado de arcilla ordinaria, cemento pulido.	0.015	0.40
Canales de tierra rectos y bien conservados.	0.022	1.54
Canales labrados en roca	0.040	3.50

(Valores de los Textos : TRUEBA CORONEL Y SHAUM)

Para tuberías de concreto se utiliza el abaco de la fórmula de Kutter simplificada:

$$V = \frac{50 d \cdot \sqrt{S}}{0.598 + \sqrt{d}}$$

$$Q = \frac{39.25 d \sqrt{S}}{0.598 + \sqrt{d}}$$

donde $n = 0.013$

Siendo esta la fórmula empleada para el cálculo de la red de desague.

3.1.5. Consideraciones a tomarse para la selección de tuberías

1.- La capacidad inicial del transporte del tubo y su reducción con el tiempo definida, por ejemplo por el coeficiente C. de Hazen- Williams:

Material del conducto	edad nuevo	incierto
tubo de hierrocolado, cubierto (interior y exteriormente)	130	100
Tubo de hierro colado, revestido con cemento o esmalte bituminoso	130	130
Acero con uniones remachados cubierto	110	90

Acero con uniones soldadas, bubierto	140	100
Acero, uniones soldadas revestido con cemento o esmalte bituminoso	140	130
Concreto	140	130
Duelos de madera	130	130
Asbesto-cemento y plástico	140	130

2.- La resistencia del tubo, medida por su habilidad para soportar la presión interna y las cargas externas.

- Presiones desbalanceadas en las curvas, contracciones y cierres
- Cargas externas en forma de rellenos, tráfico y su propio peso entre los soportes externos (pilares colgantes).
- Expansión o contracción inducida por la temperatura.

3.- La vida o durabilidad del tubo, determinada como la resistencia a la corrosión del tubo de hierro colado o acero; del tubo de duelos con bandas de acero a la putridéz y corrosión; del tubo de concreto y asbesto cemento a la erosión y desintegración; y del tubo de plástico al agrietamiento y desintegración.

4.- La facilidad o dificultad para transportar, manejar y tender el tubo bajo diferentes condiciones de topografía,

geología y comunicación.

5.- La seguridad, economía y disponibilidad de los tamaños fabricados. Puede ser conveniente tender más de una línea bajo las siguientes condiciones:

a) Cuando se excede el tamaño máximo de tubo manufacturado; 36 pulg. (91 cm) como en el caso de tubo de hierro fundido centrifigado.

b) Cuando las fallas posibles podrían la línea fuera de servicio, por un tiempo largo, el colapso del tubo de acero por vacío es un caso digno de mencionarse.

6.- La disponibilidad de mano de obra estimada en la construcción de tuberías de distintas clases.

7.- Los requerimientos de mantenimiento y reparación, pérdidas de agua por fugas, y otros asuntos de comportamiento y adaptabilidad del tubo.

3.1.6. Tubería a emplearse para el alcantarillado

Para el sistema de alcantarillado se eligió la tubería de concreto normalizado por reunir las siguientes características:

A.- Externas:

- 1.- Debido a que la variación en cuanto al valor de C(coeficiente de Hazen-Williams) es sólo en 10 unidades al pasar el tiempo de uso.
- 2.- El tubo puede resistir presiones externas, originadas por cargas externas, rellenos, tráfico y no es afectado por la variación de temperatura.
- 3.- Por experiencias, la vida de la tubería llega a los 20 años cuando conduce el desague sin sustancias químicas que dañen su estructura como se indicará posteriormente; y cuando se diseña de manera que no trabaje a velocidades cercanas a la erosión (3 m/seg).
- 4.- Facilidad de transporte, de tendido, colocación

y reparación, que no requiere de mano especializada.

B.- Internas o de su confección

- 1.- Tener baja relación agua- cemento.
- 2.- Estar formado por una mezcla bien planeada
- 3.- Buenos agregados bien clasificados y buen cemento.
- 4.- Tener una fragua adecuada.

3.1.7. Normas para el sistema de alcantarillado de acuerdo al Reglamento Nacional de Construcciones

A.- Definiciones y Disposiciones

Arranques: inicio del alcantarillado

Laterales: son conexiones

Sub-principal: unión de dos o mas laterales

Principales: unión de dos o mas sub-principales

Troncales: unión de dos o mas principales

Las tuberías pueden trabajar con un tirante de $d/2$

Los interceptores con conexiones domiciliarias pueden trabajar a $3/4 D$

Los emisores no admiten conexiones domiciliarias pueden trabajar a tubo lleno.

Forma de las alcantarillas circulares en un 100% en desagües domésticos .

Materiales concreto normalizado (arcilla vitrificada) concretos armados para diámetros mayores hierro fundido, acero.

B. Capacidad de diseño

a.- 80% de la capacidad del sistema de agua.

b- Realizar un estudio sobre infiltración de agua subterránea en alcantarillado.

- Infiltración de agua servida.

Infiltración con rotura de alcantarilla.

- diámetros mínimos 200 mm (8'')

diámetros máximos para conexiones domiciliarias 400 mm (16'')

- - El dimensionamiento del sistema de alcantarillado se hace para la conducción de los caudales máximos con una altura de flujo o tirante del 75% ($3/4 D$) del diámetro de la tubería .

- Velocidad mínima de 0.60 m/seg. debida a experiencias realizadas se comprobó que a velocidades menores se sedimentan partículas de sólido en el canal o tubería.
- Cuando el flujo corresponde al 50% del caudal máximo
- ~~Mínimo~~ En los primeros 300 metros la pendiente no será menor de 10%1000.
- La velocidad máxima depende del tipo de material, que pueda soportar la erosión.

Cerámica vitrificada	5 m/seg.
Asbesto cemento, plástico (P. V. C)	3 "
F. Fdo. y acero	5 "
concreto	3 "

3.2. CAPACIDAD Y VOLUMEN TOTAL DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

3.2.1. Caudal de aportación por persona

Hemos considerado un caudal promedio por persona

equivalente al 80% de la dotación de agua, de acuerdo al R.N.C. siendo este valor igual que otros parametros sacados de experiencias en las construcciones a nivel nacional.

Así tenemos que el caudal por persona es:

Dotación del sistema de agua potable.....120 lt/habx día
(existente y de acuerdo al proyecto de agua potable del M.S.).

Caudal máximo diario= 120% x caudal promedio
(c.m.d) (c.p.)

Caudal máximo horario= 180% x caudal promedio
(cm.h.) (c.p.)

Caudal de aportación para el alcantarillado= 80% c.m.h.

Población futura a servir : 17170 habitantes

caudal promedio = $\frac{120 \times 17170}{86400}$ = 23.85 lt/seg.

Caudal máximo diario= 23.85 x 1.2 = 28.70 lts/seg

caudal de aportación

para el alcantarillado= 0.8 x 1.8 x 23.85 = 34.34 lt/seg

3.2.2. Caudal por infiltración

Este caudal representa la contribución proveniente de las aguas que a través del subsuelo penetran a

las tuberías, principalmente por las juntas. Teniendo en cuenta la permeabilidad del terreno, profundidad del agua freática, tipo de tubería y junta empleada, uniones de las tapas de registro. Por carecer de datos de registro de la región, adoptamos el valor estimado de caudal por infiltración de 20,000 lts/km de colector x día, de las normas para proyectos de alcantarillado en el medio rural de la D.I.S. del Ministerio de Salud.

Longitud total de colectores en la red de servicios24494 m.

$$\text{Caudal de infiltración total} = \frac{20000 \times 24494}{86400} = 5.666 \text{ lt/seg}$$

3.2.3.

Caudal por precipitación pluvial

Para el calculo del caudal de precipitación se puede emplear las fórmulas del texto de Linsley (Hidráulica para Ingenieros).

Fórmulas empíricas para el cálculo de las precipitaciones pluviales

Fórmula de Burkli - Siegler

$$Q_p = 3.9 A C_i \sqrt[4]{\frac{S}{A}} \quad Q_p; \text{ lt/seg.}$$

- C= 0.20 para áreas permeables
- C= 0.75 para zonas urbanas con alta impermeabilidad
- i: lluvia media esperada en mm/hora
- s: pendiente de la cuenca en %.
- A: área de la cuenca en hectáreas.
- C: coeficiente propia de cada zona.

Fórmula racional, ecuación empleada en cuencas pequeñas :

$$Q_p = \frac{C i a}{0.36}$$

En la práctica, C está seleccionado sólo con el tipo de terreno sin tener en cuenta la frecuencia.

Valores del coeficiente C

<u>Tipo de área</u>	<u>Valores de C</u>
Residencial llana, área 30 por 100 impermeable	0.40
Residencial de pendiente moderada, 50 por 100 impermeable.....	0.65
Area edificada, 70 por 100 impermeable.....	0.80
Tierra cultivada llana, suelo arenoso abierto..	0.20
Tierra ondulada cultivada, suelo franco arcilloso..	0.50
Tierra de colinas, forestal, suelo franco arcilloso.	0.50

Las mediciones del escurrimiento no son posibles o de significado real hasta que existen suficientes drenajes pluviales en un área dada y el área misma ha sido desarrollada hasta su uso final.

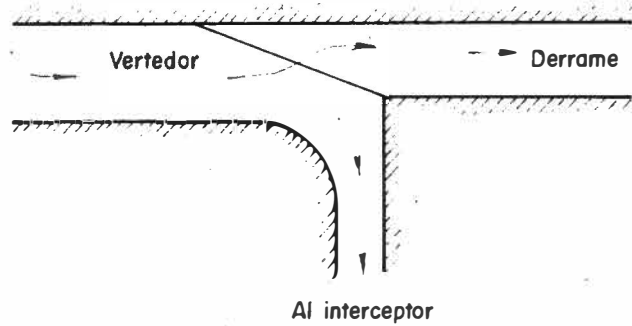
Acordemente el diseño de alcantarillas pluviales está normalmente basado no sobre el análisis del escurrimiento registrado sino en:

- 1.- el análisis de las lluvias **torrenciales**, su intensidad o velocidad de precipitación, duración y frecuencia de acontecimiento.
- 2.- La estimación del escurrimiento resultante de estas lluvias en el desarrollo planeado.

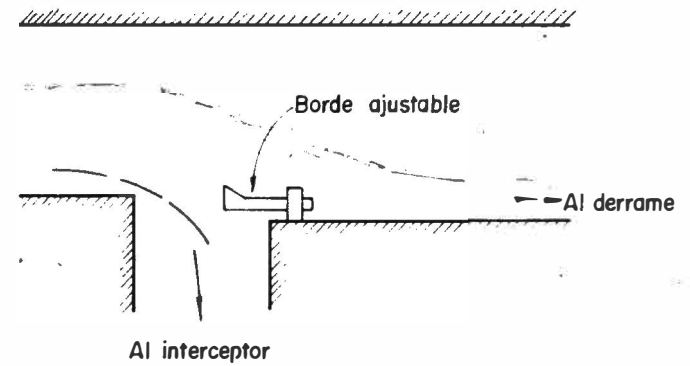
La gráfica G-3, ilustra construcciones en un sistema de alcantarillado para la recolección de las precipitaciones pluviales.

Del estudio de campo hecha en la localidad del Santa, de las encuestas hechas a los pobladores, en esta zona sólo se presentan pequeñas garúas en los meses de invierno que no se consideran precipitaciones pluviales de intensidad moderada.

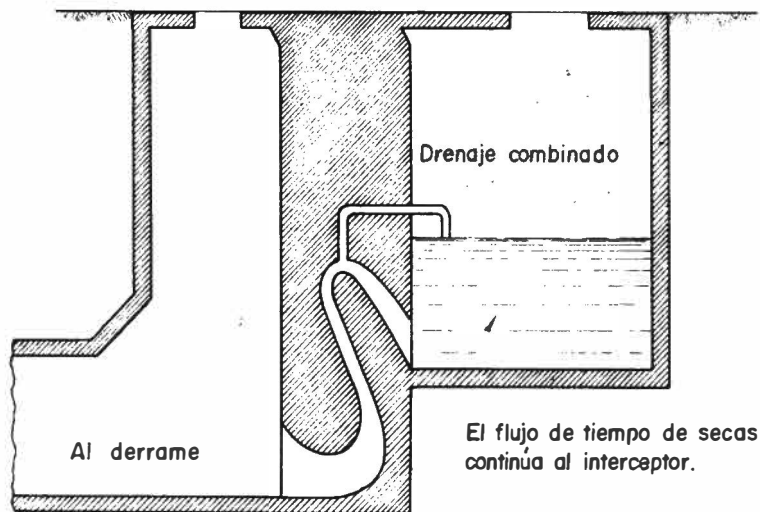
Regulación del derrame de aguas pluviales



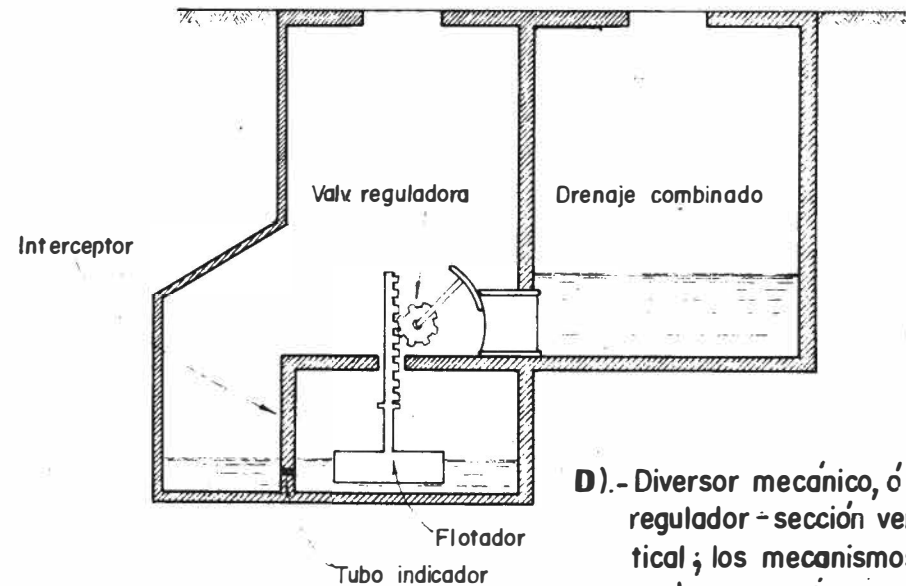
A).- Vertedor - divisor - planta



B).- Vertedor - divisor de aguas de tormenta - sección vertical.



C).- Vertedor de sifón - sección vertical



D).- Divisor mecánico, ó regulador - sección vertical; los mecanismos reales son más complicados.

El servicio Nacional de Meteorología e Hidrología, carece de datos de precipitación en esta zona, por no ser significativos dichas precipitaciones.

Para el sistema de alcantarillado se consideró cero la aportación por precipitación pluvial por las razones mencionadas.

3.2.4.	<u>Caudal total que ingresa al sistema de alcantarillado</u>
	a- Caudal doméstico.....34.34 lt/seg.
	b- Caudal por infiltración....5.66 lts/seg.
	c- Caudal por precipitación pluvial....0.0
	Caudal total40.00 lt/seg.

3.3. MÉTODOS DE CÁLCULO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Los métodos mas conocidos para el cálculo de los volúmenes de los colectores son:

3.3.1. Método de Areas drenadas

Este método es empleado para grandes zonas urbanas, industriales, comerciales etc. donde las aportaciones de aguas servidas tienen características físico-químicas diferentes y también caudales diferentes de acuerdo a cada uso.

Se diseñan las clases de tuberías y diámetros, teniendo en cuenta los factores antes mencionados, y trazando los colectores en cada zona y de acuerdo al grado de tratamiento que se daría al efluente dichos colectores se enlasan al sistema general de alcantarillado de todas las zonas que existen en el lugar.

3.3.2. Método del caudal unitario por metro lineal de colector

Este método es empleado para zonas de igual densidad.

Por ejemplo en zonas urbanas, donde las aportaciones se consideran iguales en todas las viviendas en cuanto a las características físico-químicas.

Zonas pobladas de densidad habitacional uniforme.

En este método el gasto total de la zona, se repar-

te entre la longitud total de la red; obteniendo así el caudal unitario por metro lineal de colector.

3.3.3. Elección del Método

Para el diseño del proyecto se eligió el método del caudal unitario por metro lineal de colector, debido a que la Localidad del Santa tiene las características apropiadas para este método de cálculo.

3.3.4. Cálculo del Caudal Unitario

Caudal total que ingresa al sistema de alcantari-
llado.....40,00 lt/seg.

Longitud total de colectores..... 24494 m

caudal unitario(c.u.)= $40.00/24494=0.00163$ lt/seg x m.

**3.4. CRITERIOS DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE ALCANTARI-
LLADO**

3.4.1. Diámetro mínimo

Esta consideración se basa en evitar o disminuir en lo posible el riesgo de atacos que ocasionan

los sólidos, y la facilidad de limpieza en caso de atoros. Siendo esta la razón fundamental empleamos como diámetro mínimo 8'' de acuerdo al R.N.C.

3.4.2. Profundidad

La profundidad de las tuberías de desagüe se basa en los siguientes criterios:

- 1.- Por razones de orden sanitario deben estar ubicados por debajo de las tuberías de agua potable.
- 2.- Deben drenar el aparato sanitario ubicado en la cota mas baja.
- 3.- Deben tener una protección externa de cargas a que pueden ser sometidas en la red.

De acuerdo a experiencias la profundidad mínima debe ser de 1.0 m. hasta la superficie externa superior de la tubería.

Las profundidades máximas aceptadas, para conexiones domiciliarias son hasta 4.50 m. debido a la gran pendiente que puede originar velocidades cercanas a la erosión de la tubería.

Para hacer las conexiones domiciliarias a mayores profundidades, se construirán colectores secundarios de profundidades adecuadas que lleguen a los buzones de reunión, de los colectores principales

3.4.3.

Velocidad

En las tuberías se consideran:

A. Velocidad mínima, para que no se produzca sedimentación .

Por experiencias se sabe que a velocidades menores de 0.30 m/seg. se produce sedimentación de arenas muy finas, para el sistema de alcantarillado se toma como límite inferior una velocidad de 0.60 m/seg.

B. Velocidad máxima, para que no produzca erosión, para las tuberías de concreto se toma como límite superior una velocidad de 3.0 m/seg. Estos valores tomados están de acuerdo al R.N.C.

3.4.4.

Pendiente

La pendiente determinada del colector, debe aprovechar al máximo la pendiente del terreno.

De acuerdo al R.N.C. y a experiencias las pendientes mínimas son:

10 por 1000 en los primeros 300 m. del colector.

5 por 1000 para diámetros 8"

3.5 por 1000 para diámetros 10"

2.5 por 1000 para diámetros 12"

2.3 por 1000 para diámetros 14"

3.4.5. Zanjas

En la excavación de zanjas se haran como mínimo a 1.0m. de profundidad desde la parte superior del tubo, siendo el ancho mínimo de zanja 0.60 m. tambien mas ancho que el diámetro de la tubería en 0.30 m. Debe de preverse un ancho total adicional para dar facilidad de trabajo en las uniones e instalaciones de accesorios: como válvulas, derivaciones, conexiones, etc.

En suelos rocosos se recomienda una sobre-excavación de 0.25 m. que será relleno con hormigón bien apisonado, esto debido a la protección de las tuberías de las ondas de fuerza que se propagan en suelos rocosos.

Ilustración en la gráfica G-4.

3.5. LOCALIZACION E INSTALACION DE COLECTORES

3.5.1. Localización

- a) Las tuberías de desagüe deben proyectarse con tramos rectos entre los buzones de inspección. Se proyectarán para ser construídos siguiendo en lo posible el eje de la calle. Si la sección transversal tiene desnivel se colocaran de preferencia en el lado mas bajo.
- b) Según el R.N.C. las calles que tengan mas de 20 m. de ancho se proyectarán líneas de alcantarillado a cada lado de la calzada.
- c) El sistema de colectores se proyectará de manera que pase a mas de 0.20 m. por debajo de las tuberías de agua cuando sean paralelas y a mas de 0.10 m. cuando se crucen.
- d) En lo posible, deberá mantenerse una distancia mínima horizontal de 2.0 m. entre los colectores y la tubería de agua, Ilustración Gráfica G-5 y G-6.

8.5.2.

Instalación

- a) El fondo de la zanja será bien nivelado, para que los tubos se apoyen a lo largo de su generatriz inferior y se conformará exactamente a la rasante correspondiente del proyecto aumentado con el espesor del tubo respectivo.

- b) Cualquier exceso de excavación será llenado con hormigón de río apisonado por capas no mayores de 0.20 m. de espesor, de modo que la resistencia conseguida sea por lo menos igual a la del terreno adyacente.

- c) Todas las tuberías serán revisadas cuidadosamente a fin descubrir defectos, tales como roturas, rajaduras, etc.

- d) Durante la descarga y colocación dentro de la zanja, los tubos no deberán dejarse caer.

- e) Colocados los tubos en la zanja, se enchufarán convenientemente de modo que las campanas se ubiquen hacia aguas arriba, se les centrará y alineará perfectamente y se procederá al relleno del espacio anular de las campanas con estopa sin alquitranas de una sola pieza y de un largo tal que

los abrace con exceso, haciéndola penetrar profundamente presionándola fuertemente.

f) El alineamiento de la tubería se hará utilizando aparato topográfico, cuando no se dispone de dicho aparato, se puede utilizar dos cordeles uno en la parte superior de la tubería y otro a un costado de ella consiguiendo alineamiento horizontal y vertical.

g) En el calafateo de las uniones se usará mortero de cemento y arena, proporción 1:1 siendo la arena de río, fina y limpia.

h) La prueba de las Juntas, se realizará haciendo pasar por todos los tramos una "bola" o esfera, cuyo diámetro tenga los siguientes valores de acuerdo al diámetro de las tuberías.

<u>Diámetro de la tubería</u>	<u>Diámetro de la bola</u>
8"	19.0 cms.
10"	24.5 cms.
12"	29.5 cms.
14"	34.5 cms.
16"	39.5 cms.

Si en algun tramo la "bola" no pasara libremente, se haran los trabajos necesarios para que en una nueva prueba quede expedito el tramo defectuoso.

i) La prueba hidráulica, se hara en tramos comprendidos entre buzones consecutivos, la prueba durará como mínimo 30 minutos, siendo la carga de agua, la producida por el buzón de aguas arriba completamente lleno hasta el nivel del techo del mismo.

Se recorrerá íntegramente el tramo en prueba, constatando las fallas, fugas, exudaciones que pudieran presentarse en las tuberías y sus uniones marcándolas en un registro para disponer su corrección a fin de someter el tramo a una nueva prueba.

Durante la prueba, la tubería no deberá perder su filtración, mas de la cantidad estipulada por la siguiente fórmula:

$$V = K.F. \frac{P}{d}$$

en donde:

V= Volúmen de agua de filtración en cm³/hora

F= Superficie de filtración en cm².

P= Presión hidrostática máxima en kg/cm².

d= Espesor de la pared de la tubería en cm.

K= Coeficiente de permeabilidad que dependen del material y cuyos valores mínimos se obtienen de P/d como se indica:

P/d	10	20	50	100	200	500	1000
K	0.02	0.04	0.1	0.2	0.4	1	2

Si se pasara esta especificación, se deberá localizar la fuga y repararla. Solamente una vez constatado el correcto resultado de las pruebas, se procederá al relleno de las zanjas.

j) Las conexiones domiciliarias. Se hará con tubería de 4" de diámetro como mínimo que se unirá al colector principal de la calle.

Los ejes de las tuberías deberán formar un ángulo de 45° como mínimo, la conexión domiciliaria deberá llegar hasta la vereda de las casas; debiendo tener una pendiente mínima de 25 por mil, Ilustración en la gráfica G-7.

k) Relleno de zanjas. El relleno de zanjas se hará con hormigón hasta alcanzar medio tubo teniendo cuidado en la buena distribución y compactación de la grava en los primeros 0.15 m. continuándose por capas iguales hasta llegar a medio tubo. Luego se rellenará hasta cubrir la tubería en 0.30 m, con una capa del material extraído finamente pulverizándolo sin piedras ni raíces, también en capas de 0.15 m. completándose el relleno de la zanja con el material extraído en capas de 0.30 m de espesor bien apisonados y compactados.

3.6. BUZONES

Los buzones serán los primeros trabajos de construcción, porque son los que determinan la nivelación y alineamiento de la tubería. Se dejarán las aberturas para recibir las tuberías de los colectores y empalmes previstos.

Los buzones serán de tipo Standard adoptadas comúnmente de 1.20 m. de diámetro interior y paredes de 0.15 m. de espesor, de concreto 1:3:6.

Para el presente proyecto, los buzones de más de 1.50 m. de profundidad estarán provistos de escalines de fierro \emptyset 3/4" espaciados cada 0.30 m. El fondo será de concreto 1:2:4 y en él se construirán las canaletas directoras de flujo, las cuales serán en la parte inferior de sección semi circular y de igual diámetro que las tuberías que converjan al buzón; luego las paredes se harán verticales hasta completar a la altura del diámetro de la tubería. Los falsos fondos o bermas tendrán una pendiente de 2% hacia el 0 los ejes de los colectores.

La pared circular de los buzones de profundidad mayor de 2.50 m. será armada con fierro de \emptyset 3/8" cada 0.15 m. en ambos sentidos.

Cuando los puntos de llegada a los buzones sobrepasen de 1.20 m. se instalarán en estos una "Y" sanitaria, de modo que la descarga se haga por el fondo del buzón (según diseño).

Interiormente, los buzones serán enlucidos con una capa de 1.5 cms. de espesor de mortero mezcla 1:2

El techo será de concreto 1:2:4 reforzado con fierro \emptyset 3/8" en malla espaciados cada 0.15 m.

Las tapas y marcos serán de fierro fundido de 110

kg. de peso total, y se colocará, de la siguiente manera:

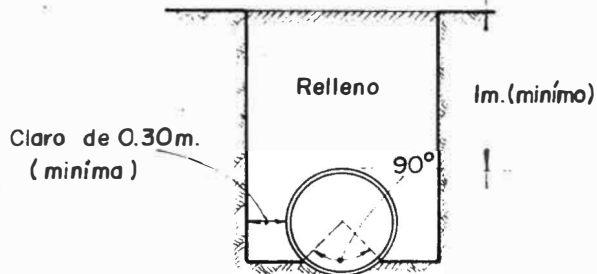
a) En los buzones en donde no hay intersección de colectores (buzones no ubicados en las esquinas) la charnela se colocará paralela al eje del colector.

b) En los buzones en donde hay convergencia de colectores (en las esquinas) la charnela se colocará paralela a la bisectriz de los ángulos formado por los colectores.

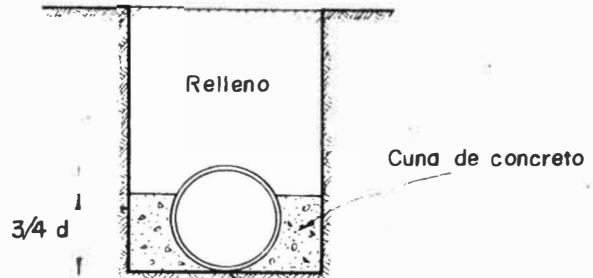
c) En los buzones de menos de 1.50 m. de profundidad, la tapa irá centrada con el buzón.

d) En los buzones de mas de 1.50 m. de profundidad (que llevan escalines) las tapas iran tangentes al muro del buzón y sobre la línea vertical en que están colocados los escalines.

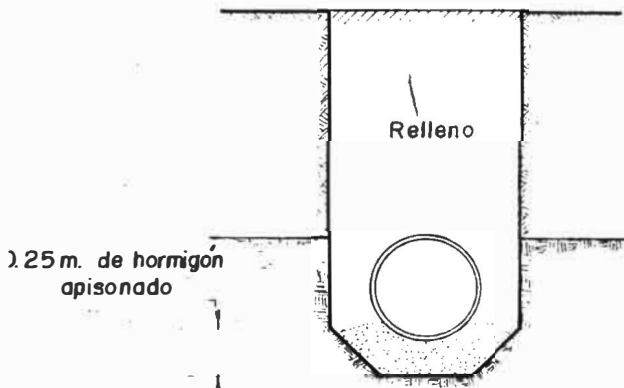
Ilustración: Gráfico G-5 y Plano de desagues P.D. 17



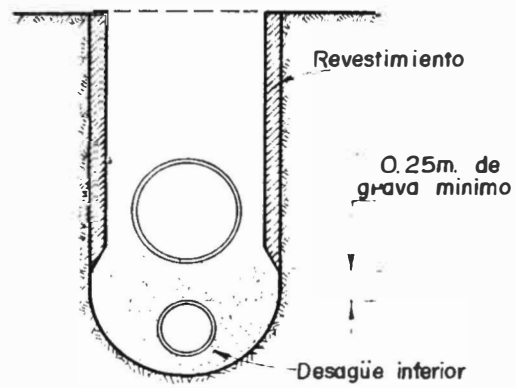
A).- Tubo en zanja de tierra



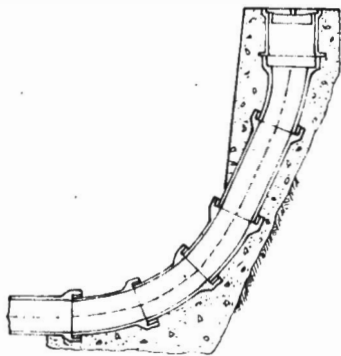
**B).- Tubo en cuna
(En suelos movedizos)**



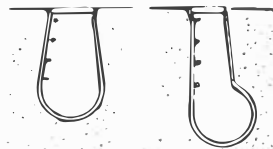
C).- Tubo en zanja de roca



D).- Tubo con desagüe interior

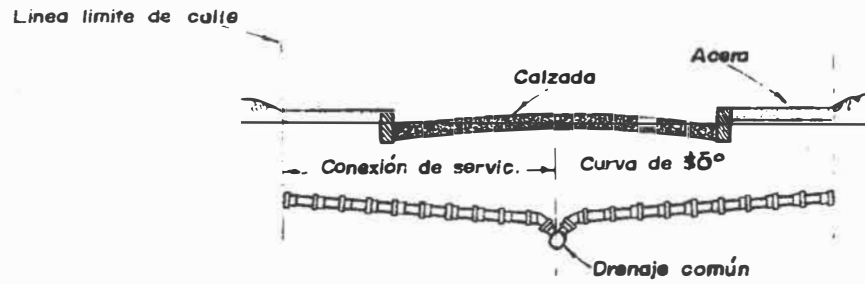


**— Registro terminal para limpieza
(Se puede omitir)**

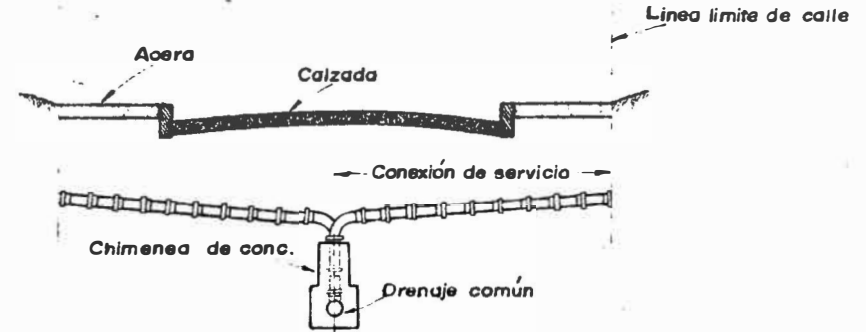


— Registros de visita para drenajes grandes.

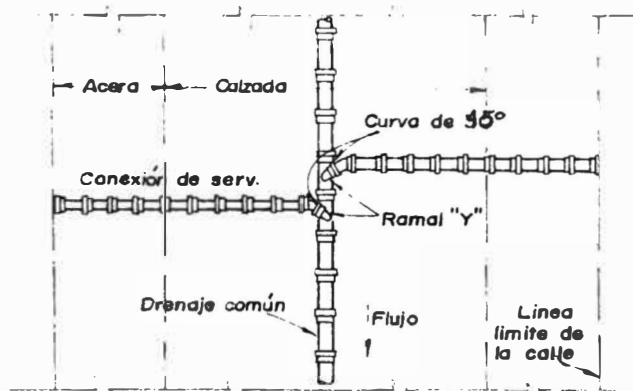
CONEXIONES DE SERVICIO AL ALCANTARILLADO PUBLICO



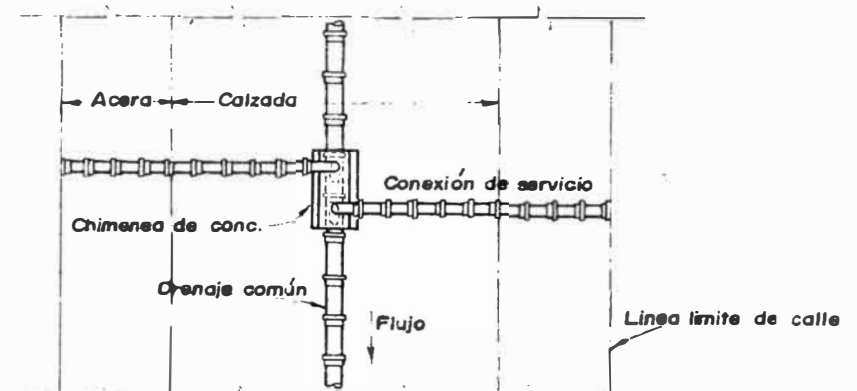
SECCION TRANSVERSAL



SECCION TRANSVERSAL



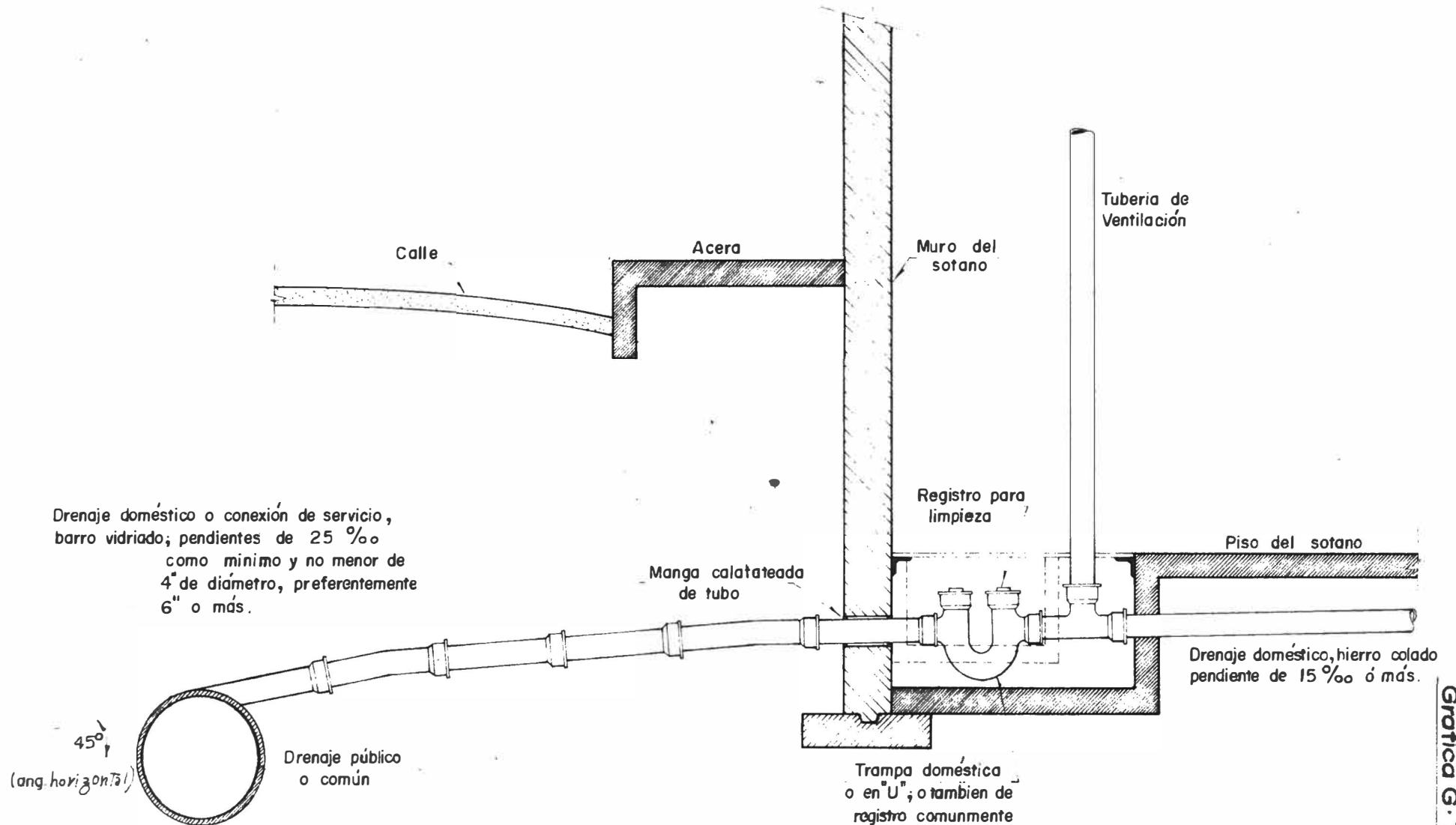
A.- Drenaje a profundidad normal



B.- Drenaje en zanja profunda

Sistema para conectar la red de drenaje de una vivienda a alcantarillado

La trampa doméstica o en "U" puede instalarse u omitirse



**3.7. JUSTIFICACION DE LA EXCAVACION DE ZANJAS VERSUS
INSTALACION DE UN EQUIPO DE BOMBEO**

3.7.1. Excavación de zanjas

Para esta alternativa, calculamos el costo de la instalación del sistema de alcantarillado de acuerdo al plano de la red(PD-1), en la zona que indica el plano de la red con bombeo.

El metrado se hizo del cuadro de cálculos de 3-8 y del plano PD-1.

Los costos unitarios se encuentran analizados en 4-1.

A. Metrado y costo de esta alternativa

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES		
			M. de Obras	Materiales	Mano de Obr.	Materiales	
1- A. Excavación, nivelación y refine de zanjas de 0.80 m. de ancho en la base, utilizando retroexcavadora para las siguientes dimensiones promedio:							
1.20 m.	m	387	80.0	-	30,960.0	-	
B. Excavación de zanjas siguiendo una pendiente de 1:0.5							
1.60 m.	m	60	200.0	-	12,000.0	-	
2.80 m.	m	70	250.0	-	17,500.0	-	
3.20 m.	m	15	275.0	-	4,125.0	-	
3.40 m.	m	72	275.0	-	19,800.0	-	
3.60 m.	m	80	300.0	-	24,000.0	-	
3.80 m.	m	33	300.0	-	9,900.0	-	
4.20 m.	m	30	325.0	-	9,750.0	-	
4.40 m.	m	192	325.0	-	62,400.00	-	
C. Excavación en agua con bombeo.							
5.0 m.	m	58	350.0	500.0	20,300.0	29,000.0	
5.20 m.	m	80	375.0	500.0	30,000.0	40,000.0	
5.80 m.	m	60	400.0	500.0	24,000.0	30,000.0	
6.00 m.	m	15	400.0	500.0	6,000.0	7,500.0	
6.20 m.	m	60	425.0	500.0	25,500.0	30,000.0	

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES		
			M.de Obras	Materiales	Mno. de Obra	Materiales	
2.- Adquisición de tuberías de concreto incluido 5% adicional por roturas.							
∅ 8"	m	643	-	66.0	-	42,438.0	
∅ 10"	m	630	-	71.50	-	45,045.0	
3.- Bajada a zanja, tendido, alineamiento, prueba hidráulica y resane.							
∅ 8"	m	612	27.00	22.0	16,524.0	18,464.0	
∅ 10"	m	600	27.0	23.40	16,200.0	14,040.0	
4.- Relleno, compactación y eliminación de desmonte para las zanjas:							
1.60 m.	m	60	60.27	-	3,616.20	-	
3.00 m.	m	85	130.27	-	11,072.90	-	
3.50 m.	m	152.0	155.27	-	23,601.00	-	
4.00 m	m	63	180.27	-	11,357.00	-	
4,50 m.	m	192	205.27	-	39,411.80	-	
5.00 m.	m	58	230.27	-	13,355.60	-	
5.50 m.	m	80	255.27	-	20,421.60	-	
6.00 m.	m	135	280.27	-	37,836.40	-	

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS SANITARIOS		COSTOS PARCIALES	
			N. de Obra	Materiales	Mano de Obra	Materiales
5!- Buzones standard, para las siguientes profundidades promedio:						
1.20 m.	m	6	2,000.0	3,893.50	12,000.0	23,361.0
2.00 m.	u	1	3,658.50	6,639.20	3,658.50	6,639.20
3.20 m.	u	1	8,638.60	20,206.90	8,638.60	20,206.90
3.60 m.	u	1	9,718.40	22,732.80	9,718.40	22,732.80
3.80 m.	u	1	10,258.30	23,995.70	10,258.30	23,995.70
4.00 m.	u	1	10,798.20	25,258.60	10,798.20	25,258.60
4.30 m.	u	1	11,608.10	27,153.00	11,608.10	27,153.00
4.70 m.	u	2	12,687.90	29,678.90	25,375.80	59,357.80
5.40 m.	u	1	13,252.40	34,099.10	13,252.40	34,099.10
5.60 m.	u	1	15,117.50	35,362.10	15,117.50	35,362.10
6.20 m	u	2	16,737.20	39,150.90	33,474.40	78,301.80
SUB- TOTAL					643,531.70	631,316.00

COSTO TOTAL S/. 1'274,847.70

3.7.2.

Instalación de equipo de bombeo

A. Recomendaciones para la instalación de un equipo de bombeo en un sistema de alcantarillado.

- a) Debe tener protección contra inundaciones.
- b) Se debe evitar depósitos de arena en las cámaras.
- c) En cada estación se debe instalar como mínimo 2 cámaras de bombeo.
- d) La forma de las estaciones en planta pueden ser: circulares, cuadrados o rectangulares; que pueden ser de dos o una cámara.
- e) Deben estar dotados de sistemas de control y flotadores ubicados de tal manera que no sufran interferencia por la entrada del flujo ni de la salida de la sección de bombeo.
- f) Deben de tener válvulas en la succión (válvulas de pie con su colador en la impulsión, válvulas de cierre, aliviaderos de presión), también válvula controladora frente del golpe de Ariete.
- g) Para el dimensionamiento del pozo húmedo se debe tener en cuenta:

- 1.- Debe tener una altura que permita el ingreso de un cuerpo de bomba y un hombre (operador).
 - 2.- El período de retención del flujo promedio debe ser como mínimo 10 minutos.
 - 3.- Pendiente del piso del fondo hacia la tolva de succión 1:1
 - 4.- La tolva debe tener una área horizontal mínima que permita la instalación de la tubería de succión.
- h)- Deben tener ventilación apropiada tanto el pozo húmedo como el pozo seco.
- i)- La línea de impulsión debe reunir las siguientes características:
- 1.- Una velocidad mayor o igual (mínima) a 0.60 m/seg.
 - 2.- Se deben instalar válvulas de aire en los puntos altos.
 - 3.- Que termine a 0.60 m. mas alto que la línea de flujo de descarga.
- j)- El sistema eléctrico proveniente de 2 fuentes

B.- Cálculo del equipo de bombeo

De acuerdo al plano de red con bombeo.

B-1.- Gastos para el bombeo

De la red trazada para el bombeo y del cuadro de cálculos correspondiente al plano

PD-1. Obtenemos:

año	gasto promedio (lt/seg)	gasto máximo horario (lt/seg)
1975	2.27	4.76
1985	3.595	7.540
1995	6.49	13.61

De acuerdo a las recomendaciones del item A, escogemos 2 equipos de bombeo; que funcionen alternadamente durante 18 horas al día, de 6 am. a 12 m, este margen es debido a que la población de Santa, carece de actividades nocturnas de acuerdo a lo señalado en el capítulo I.

El gasto de bombeo será igual al gasto promedio dentro de 10 años (3.595 lt/seg) de cada equipo, ya que funcionando los dos equipos a la vez pueden bombear 7.19 lt/seg; satisfaciendo de este modo una p-

portación del gasto máximo horario de 7.54 lt/seg. en un momento determinado.

B.2.- Cálculo del diámetro de impulsión

Para este cálculo emplearemos la fórmula de Bresse, en función de la duración de la tubería (20 años en promedio) empleamos el gasto máximo horario a 20 años 13.61 lt/seg.

$$D = K \sqrt{Q}$$

donde:

$$K = 1.3$$

Q = gasto en lt/seg.

D = diámetro en m.

X = longitud de tubería en m.

$$D = 1.3 \sqrt{13.61 \times 10^{-3}}$$

$$D = 0.141 \text{ m} = 5.5''$$

siendo la tubería de impulsión C = 140 ,clase 7.5

longitud de línea de impulsión = 264.0 + 5.45 = 269.45 m.

diámetros (aproximos)	Q. bombeo	Pérdida de carga (m)
4"	13.61	7.54
6"	13.61	1.10

Eligimos el diámetro de 6", porque se produce menor pérdida de carga

B.3.-Cálculo de la potencia de la bomba

Altura estática de bombeo 5.45 m.

longitud total de bombeo 269.45 m.

gasto de bombeo 3.595 lt/seg

pérdida de carga succión.....1.0 m.

(con margen de seguridad)

pérdida de carga en la impulsión.... 0.09 m.

Altura dinámica total (H.D.T.) = 5.45 + 1.0 + 0.09= 6.54 m.

Eficiencia..... 70%

$$\text{Pot. (H.P.)} = \frac{Q \times \text{H.D.T}}{75 \times E}$$

$$\text{Pot (H.P.)} = \frac{3.595 \times 6.54}{75 \times 0.7} = 0.447 = 0.5 \text{ H.P.}$$

$$\text{Potencia motor} = \text{Pot. bomba} / 0.70 = \frac{0.5}{0.7} = 0.71 \text{ H.P.}$$

C- Costo del equipo de bombeo

El costo fue averiguado en la compañía Hidrosta1.

<u>Datos de consulta</u>	<u>Datos de Hidrosta1</u>
Gasto de bombeo.....3.595 lt/seg.	Bomba modelo D4D, con columna de descarga(sumergible).
diámetro succión 4"	gasto de bombeo 4.0 lt/seg.
diámetro impulsión 6"	Potencia Bomba 2.6 H.P.
H.D.T. 6.54 m.	3600 rpm
Longitud de recorrido 269.45m.	diámetro succión 4"
altura S.N.M. 30.0 m.	diámetro de descarga 4"
Potencia de la bomba 0.5 HP	altura de bombeo 8.0 m.
Potencia del Motor 0.71 HP	Recorrido 300.0 m.
	Costo bomba \$ 82640.0 (incluido motor)
	columna \$ 14950.00
	Motor eléctrico trifásico 60 C/220 v. pot. 3.50 H.P.
	consumo de energía eléctrica 3.0 kw/hora

C-1.- Costo de 2 equipos	2 X 82640 =	165,280.0
		2 X <u>14950 =</u>	<u>29,900.0</u>
		Total	= 195,180.0

para un tiempo de vida útil 10 años.

C-2- Costo del consumo de energía eléctrica.

La tarifa en Santa es: \$ 1.50 /kwh

costo diario:

$$1.50 \times 3.0 \times 18.0 = 81.0$$

costo anual:

$$81.0 \times 365 = 29,565.00$$

costo en 10 años:

$$29,565.0 \times 10 = 295,650.00$$

C-3.- Costo del pago de personal.

Asignando un personal, para hacer funcionar las bombas alternadamente 6 horas cada uno y para que tenga el control de la caseta de bombeo; asignamos el jornal correspondiente a un oficial que es S/. 332.17/ día

$$\text{costo anual} : 365.0 \times 332.17 = 121,242.10$$

costo en 10 años:

$$121,242.10 \times 10 = 1'212,421.00$$

C-4.- Costo de mantenimiento.

costo anual(promedio averiguado) \$ 10,000.00
costo en 10 años las dos bombas $2 \times 10 \times 10,000.00 =$
 $= 200,000.00$

C-5.- Costo de instalación

promedio averiguado incluido, columna de des-
carga . \$. 5,000.00
costo en las dos bombas \$ 10,000.00

C-6.- Resumen de los costos:

C-1	S/. 195,180.00
C-2	295,650.00
C-3	1'212,421.00
C-4	200,000.00
C-5	10,000.00

Costo total S/. 1'913,251.00

C-7.- Costo del equipo a 20 años, para lo cual con- sideramos constante el costo del equipo de bombeo dentro de 10 años.

$2 \times 1'913,251.00 = S/. 3'826,502.00$

D.- Costo de construcción de la caseta de bombeo, cámara húmeda, escaleras, etc.

Este costo para los fines de comparación, asumimos un costo de construcción de un buzón de 6.0 m. de profundidad.

Mano de obra 10,197.30

Materiales 37,887.90

Total S/. 54,085.20

E.- Costo de instalación de la red para la zona comprendida de bombeo como está indicado en el plano de la Red con bombeo.

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES		
			M. de Obra	Materiales	M. de obra	Materiales	
1.-A. Excavación, nivelación y refine de zanjas; de las mismas especificaciones de la alternativa 3.7.1.							
1.20 m.	m	367	80.0	-	29,360.00	-	
1.40 m	m	77	80.0	-	6,160.00	-	
B. Excavación de zanjas siguiendo una pendiente de 1:0.5							
1.60 m	m	60	200.00	-	12,000.00	-	
2.00 m.	m	60	200.00	-	12,000.00	-	
2.20 m.	m	73	225.00	-	16,425.00	-	
2.40 m.	m	292	225.00	-	65,700.00	-	
2.80 m.	m	130	250.00	-	32,500.00	-	
3.70 m.	m	50	300.00	-	15,000.00	-	
2- A.- Adquisición de tubería de concreto simple, normalizado, incluido 5% adicional por roturas.							
8"	m	887	-	66.0	-	58,542.00	

B- Adquisición de tubería clase 75

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES	
			M. de Obras	Materiales	M. de Obra	Materiales

C= 140 para la impulsión.

6"	m	277	-	212.50	-	58,862.50
----	---	-----	---	--------	---	-----------

3.- Bajada a zanja, tendido alineamiento
prueba hidráulica y resane:

6"	m	264	27.00	20.00	7,128.00	5,280.00
8"	m	845	27.00	22.00	22,815.00	18,590.00

4.- Relleno, compactación y eliminación
de desmonte para las zanjas:

1.20 m.	m	367	40.27	-	14,779.10	-
1.50 m.	m	137	55.27	-	7,571.90	-
2.00 m.	m	133	80.27	-	10,675.90	-
2.50 m.	m	292	105.27	-	21,264.50	-
3.00 m.	m	130	130.27	-	16,935.10	-
3.70 m.	m	50	165.27	-	8,263.50	-

5.- Buzones standard, para las siguientes profundidades promedio:

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES	
			N. de Obras	Materiales	M. de Obra	Materiales
1.20 m.	u	2	2,000.00	3,893.00	4,000.00	7,787.00
1.40 m.	u	1	2,333.40	4,542.40	2,333.40	4,542.40
2.20 m.	u	5	4,358.50	8,001.90	21,792.50	40,009.50
2.40 m.	u	1	4,725.20	8,715.70	4,725.20	8,715.70
2.60 m.	u	1	7,018.80	16,418.10	7,018.80	16,418.10
3.00 m.	u	1	8,098.70	18,943.90	8,098.70	18,943.90
3.40 m.	u	1	9,178.50	21,469.80	9,178.50	21,469.80
			SUB-TOTAL		348,000.10	259,160.40
						=====
					T O T A L	S/. 607,160.50
						=====

**F.- Resumen del costo total de la alternativas
instalación de equipo de bombeo.**

C. Costo del equipo de bombeo	S/. 3'826,502.00
D.-Costo de caseta,cámara etc. bombeo	54,085.00
E.-Costo de la red comprendida de combeo	607,160.50
costo total	S/. 4'487,747.70

3.7.3.

Elección de alternativas:

La elección se hizo básicamente comparando costos de construcción y mantenimeinto para un período de 20 años.

Costo de Excavación de zanjas...S/.	1'274,847.70
costo de instalación de equipo de bombeo.....	4'487,747.70

Vemos pues que es mas económico la excavación de zanjas, que la instalación de equipo de bombeo que además de ser cara es molesto por que producen inundaciones,deficiente mantenimiento,carencia de personal tecnico para las reparaciones,etc Luego eligimos la exravación de zanjas,de acuerdo al plano P.D. 1.

3.8. CALCULO HIDRAULICO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Este cálculo se hizo de todos los tramos de la red, cumpliendo con los criterios de diseño, señalados en los items anteriores.

Los cálculos se encuentran tabulados en los cuadros, de las páginas siguientes:

Unidades empleadas en los cuadros de cálculos:

Diferencia de cotas.....	m
Longitud de los tramos.....	m
Pendiente de terreno.....	0/00 (m/km)
Descarga parcial	lt/seg.
Descarga acumulada.....	lt/seg.

Alcantarilla:

diámetro.....	pulgadas(")
capacidad (descarga total).....	lt/seg.
tirante.....	pulgadas(")
velocidad ficticia y real.....	m/seg.

4.0- METRADO Y PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE ALCANTARI-
LLADO.

4.1. Costos de materiales y mano de obra

4.1.1. Costos actuales en la localidad de Santa

A.- Materiales

Cemento	S/.120.00/bolsa
Areana	300.00/m3
Piedra	300.00/m3
Madera	40.00/pies2
Fierro(promedio de cualquier diámetro).	30.00/kg
Clavo	77.00/kg
Alambre N°10	68.00/kg
Almabre N°16	72.00/kg

Tubería de concreto simple normalizado:

8"	66.00/m1
10"	71.50/m1
12"	94.50/m1
14"	132.00/m1

Tubería de eternit 6" C=140 clase 7.5.....S/.212.50/m1.

B.- Mano de Obra

Operario	S/. 357.11/día
Oficial	332.17/día
Peón	307.83/día
Total de leyes sociales 15% de la mano de obra total.		

C.- Mano de obra y materiales para cada actividad

Costos averiguados en el Ministerio de Salud D. I.S.

C-1. Preparación y vaciado de concreto

P-ara estructuras apoyadas de concreto :

Fondo	S/. 793.98/m3
Muro	1,111.41/m3
Techo	1,270.26/m3

C-2. Enlucido

1 cm. de espesor	S/. 34.83/m2
2 cm. de espesor	40.41/m2
2.5 cm. de espesor	48.60/m2

C-3. Excavaciones

(incluyendo replanteo, refine y nivelación de zanjas).

a.- En terreno conglomerado arenoso

Mano de obra S/. 134.42/m³

Mano de Obra 73.69/m¹

Estos costos son para zanjas promedio de 0.80 x 1.0 x 1.0 m. incremento de S/.100.00 por cada 0.50 m. de profundidad hasta 3.50 m

b.- Excavación en agua con bombeo

Para terreno conglomerado arenoso.

Mano de obra S/. 117.50/m³

Materiales S/. 625.0/m³

Hasta 7.0 m. de profundidad en promedio.

C-4. Relleno compactación de zanjas y eliminación de desmonte

Mano de obra S/. 30.27/m¹

Zanjas hasta 1.0 m. de profundidad, incremento S/. 25.00 por cada 0.50 m. de profundidad

C-5. Encofrado y desencofrado

Mano de obra S/. 7.11/pies².

C-6. Doblado corte y colocación de fierro

Mano de obra S/. 6.30 /kg

C-7. Rotura y reposición de pavimento

Mano de obra S/. 144.90/m¹ de zanja

C-8. Cruce de carretera

Mano de obra S/. 965.25/m¹ de 0.80 m. de ancho.

Material S/. 3240.0/m¹ de 0.80 m. de ancho (con tubería ARMCO).

C-9. Bajada a zanja, tendido, alineamiento, calafateo, prueba hidráulica y resane de tubería de concreto normalizado.

Diámetro	Mano de obra	Materiales
8"	S/. 27.00/m ¹	S/. 22.00/m ¹
10"	27.00	23.40
12"	30.00	27.00
14"	30.00	28.80

C-10. Costo de las formas metálicas para encofrado de buzones de 1.20 m. de diámetro interior

Costo total S/. 10,000.00

duración hasta 500 usos.

C.11.Costo de excavación empleando retroexcavadora

S/. 100.00/m³ consultado a varias firmas, siendo a todo costo. La firma Vitaliano Delgado, tiene una retroexcavadora modelo 2.25 M moderna de 7.0 m. de brazo para trabajos de excavación.

Transporte de Lima a Santa(ida y vuelta)

S/. 50,000.00

4.1.2.

Análisis de costos de construcción

A. Costos de acuerdo a dosificaciones de concreto y mortero

De los datos empíricos obtenidos, de acuerdo a los procedimientos de construcción para la preparación de concreto y mortero del Ministerio de Salud (D.I.S.) se tiene el siguiente cuadro:

Preparación del 1 m³ de concreto incluyendo 5% por desperdicios.

Mezcla	cemento (sacos standard)	Arena (m³)	piedra (m³)
1:2:4	8.4	0.47	0.95
1:3:6	6.0	0.46	0.95
1:4:8	4.5	0.56	1.00
1:6:12	3.0	0.48	1.00

Preparación de 1 m³ de mortero incluyendo 5% por desperdicios .

Mezcla	cemento (sacos standard)	Arena (m³)
1:2	15.80	1.00
1:3	12.10	1.10
1:4	9.45	1.16
1:5	7.90	1.26

La cantidad de agua a emplearse, está de acuerdo a la resistencia a la compresión a los 28 días. Para una resistencia promedio de 180 kg/cm² se puede emplear una relación en peso de agua-cemento de 0.60; para una densidad de cemento de 1.5 se puede emplear por 1 kg de cemento 0.58 litros de agua.

Costo de concreto según dosificaciones:

Concreto	costo (1 m3)
1:2:4	S/. 1434.00
1:3:6	1143.00
1:4:8	1008.00
1:6:12	804.00

Costo de mortero según dosificaciones

Mortero	costo (1 m3)	costo (1 cm x m2)
1:2	S/. 2196	S/. 21.96
1:3	1782	17.82
1:4	1482	14.82
1:5	1326	13.26

B.- Costos de excavación con retroexcavadora

Con el costo promedio de S/. 100.00/m³ de excavación obtenemos:

B-1: Para zanjas de 0.80 x 1.0 x 1.0 m. S/.80.00/ml

B-2. Para zanjas mayores de 1.50m de profundidad, excavación siguiendo una pendiente de 1:0.5 tenemos:

-81

profundidad hasta	2.00 m.	S/. 200.0/m ¹
	2.50 m	225.0/m ¹
	3.00 m.	250.0/m ¹
	3.50 m.	275.0/m ¹
	4.00 m.	300.0/m ¹
	4.50 m.	325.0/m ¹
	5.00 m.	350.0/m ¹
	5.50 m.	375.0/m ¹
	6.00 m.	400.00/m ¹

Costo de excavación con bombeo, adicionamos el costo de materiales en S/. 500.00/m¹. de C-3 -b.

C. Costos de construcción de un buzón de alcantarillado de 0.15 m. de espesor y 1.20 m. de diámetro interior, y profundidad 1.0 m.

Descripción	Unidad	Cantidad	M.de O.	Mate.	Parc.M.O.	Parc/Mat.
excavación	m3	1.76	134.42	-	236.60	-
enfrado metálico	u	1	83.04	20.0	83.00	20.00
concreto 1:3:6 para las paredes	m3	0.60	1,111.41	1,143.0	666.80	685.80
concreto 1:2:4 para el fondo	m3	0.20	793.98	1,434.0	158.80	286.80
concreto 1:2:4 para las canaletas	m3	0.10	793.98	1,434.0	79.40	143.40
concreto 1:2:4 para el techo	m3	0.20	1,270.26	1,434.0	254.10	286.80
fierro de refuerzo Ø 3/8" cada 0.15 m incluido 5% por desperdicios.	kg	6.00	6.30	30.0	37.80	180.0
Tapa metálica de fierro fundido 110 kg. de peso de dimensiones standard.	u	1	83.04	1,500.00	83.04	1,500.0
Enlucido interior de las paredes, con mortero 1:2,1.5 cm. espesor.	m2	3.77	17.82	37.62	67.20	141.83
			Total S/.	1,666.74	1,666.74	3,244.60

D.- Costos de construcción de un buzón de paredes armadas, de especificaciones iguales al ítem C.

Descripción	Unidad	cantidad	M.de O.	Mate.	Parc.M.O.	Parc.Mate.
fierro de refuerzo 3/8" incluído 5% por desperdicios.	kg	73.40	6.30	30.0	462.40	2,202.0
Fierro 3/4" para escalines c/0.30 m.	kg	5.0	65.0	30.0	325.0	150.0
Alambre N°16 para amarres.	kg	2.0		72.0		144.0
Costos adicionales del ítem C.					1,666.74	3,244.60
			TOTAL	S/.	2,454.14	5,740.60

-Incremento de costo para buzones no armados de 1.50 m. a 2.50 m., por escalines S/. 325.0 M. de O. y S/. 150.0 Materiales.

- Incremento de costo para buzones no armados mayores de 1.0 m. 5% total.

- Incremento de costo para buzones armados mayores de 1.0 m. 10% total.

Estos incrementos se deben a los volúmenes de excavación y desperdicios de materiales en general.

4.2. Metrado y presupuesto de la red de alcantarillado

El metrado está según el plano PD-1, los costos se encuentran analizados en 4-1.

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES	
			M.de Obra	Materiales	Mano de O.	Materiales

1. A. excavación, nivelación y refi-
ne de zanjas de 0.80 m. de an-
cho en la base, utilizando re-
troexcavadora para las profun-
didades:

1.20 m.	m	4,037	80.00	-	322,960.00	-
1.50 m.	m	10,353	100.00	-	1'035,000.00	-

B. Excavación de zanjas con retro-
excavadora siguiendo una pendien-
te de 1:0.5 para las profundida-
des:

2.0 m	m	6,080	200.0	-	1'216,000.00	-
2.50 m	m	1,422	225.0	-	319,950.00	-
3.00 m	m	775	250.0	-	193,750.00	-
3.50 m.	m	1,050	275.0	-	288,750.00	-
4.00 m.	m	632	300.0	-	189,600.00	-
4.50 m.	m	327	325.0	-	106,275.00	-

C.-Excavación, en agua con bombeo,
con retroexcavadora para las
profundidades

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES	
			M.de Obra	Materiales	Mano. de O.	Materiales
5.0 m.	m	138	350.00	500.00	48,300.00	69,000.00
6.0 m.	m	135	400.00	500.00	54,000.00	67,500.00

2.- Adquisición de tubería de concreto incluido 5% adicional por roturas.

8"	m	24,593	-	66.00	-	1'623,138.00
10"	m	1,233	-	71.50	-	88,159.50
12"	m	371	-	94.50	-	35,059.50

3.- Bajada a zanja, tendido, alineamiento, prueba y resane de tubería.

8"	m	23,422	27.00	22.00	632,394.00	515,284.00
10"	m	1,174	27.00	23.40	31,698.00	27,471.60
12"	m	353	30.00	27.00	10,590.00	9,531.00

4.- Relleno, compactación de zanjas y- eliminación de desmonte para las profundidades:

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES	
			M.de Obra	Materiales	M.de Obra	Materiales
1.20 m.	m	4,037	40.27	-	162,570.00	-
1.50 m.	m	10,353	55.27	-	572,210.30	-
2.00 m.	m	6,080	80.27	-	488,041.60	-
2.50 m.	m	1,422	105.27	-	149,693.90	-
3.00 m.	m	775	130.27	-	100,959.30	-
3.50 m.	m	1,050	155.27	-	163,033.50	-
4.00 m.	m	632	180.27	-	113,930.60	-
4.50 m.	m	327	205.27	-	67,123.30	-
5.00 m.	m	138	230.27	-	31,777.30	-
6.00 m.	m	135	280.27	-	37,836.50	-

5. Buzones standard para las profundidades promedio siguientes:

1.20 m.	u	63	2,000.00	3,893.50	126,000.00	245,290.50
1.50 m.	u	89	2,625.10	5,110.20	233,633.90	454,807.80
2.00 m.	u	94	3,500.10	6,813.70	329,009.40	640,487.80
2.50 m.	u	16	6,748.90	15,786.60	107,982.40	252,585.60
2.80 m.	u	6	6,871.60	17,681.00	41,229.60	106,086.00
3.00 m.	u	11	8,098.70	18,943.90	89,085.70	208,382.90
3.50 m.	u	15	9,448.40	22,101.30	141,726.00	331,519.50

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES	
			M. de Obra	Materiales	M. de Obra	Materiales
3.80 m.	u	3	10,258.30	23,995.70	30,774.90	71,987.10
4.00 m.	u	6	10,798.20	25,258.60	64,789.20	151,551.60
4.50 m.	u	5	12,147.90	28,415.90	60,739.50	142,079.50
4.80 m.	u	2	12,957.80	30,310.30	25,915.60	60,620.60
5.50 m.	u	3	14,847.50	34,730.60	44,542.50	104,191.80
6.20 m.	u	2	16,737.20	39,150.90	33,474.40	78,301.80
			SUB- TOTAL		7'665,646.40	5'283,036.10
					=====	
			TO TAL		S/. 12'948,682.50	
					=====	

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES	
			M. de Obra	Materiales	M. de Obra	Materiales
<u>Caídas en buzones de 1.20 mt</u>						
Incluido Yee Sanitaria, codo de 45°; tubería de concreto y dado de concreto según diseño.	u	12	300.00	2,500	3,600.00	30,000.00
			SUB - TOTAL		S/.	33,600.00
			TOTAL GENERAL		S/.	12'982,282.50
						=====

4.3. Metrado y presupuesto de la conexión domiciliaria

El esquema de una conexión domiciliaria, se muestra en la Gráfica G-7, para el presupuesto consideramos: caja de registro sin trampa doméstica y tubería de conexión 4" a la red de alcantarillado; hasta una longitud de 5.0 m.

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES	
			M. de Obra	Materiales	M. de Obra	Materiales
1.-Excavación de terreno para colocación de caja de registro.	m3	0.50	134.42	-	67.20	-
2.-Excavación de zanja, de 0.80 m. de ancho y profundidad promedio hasta 3.0 m.	m	5	73.69	-	368.40	-
3.-Colocación de caja de registro prefabricada, de 0.25 x 0.40 x 0.35 m. y 0.05 m. de espesor	u	1	100.00	300.00	100.00	300.00
4.-Tapa metálica de fierro fundido incluido marco, de 0.25 x 0.40 m. 1/4" de espesor.	u	1	20.00	400.00	20.00	400.00
5.-Adquisición de tubería de concreto Ø 4" incluido 5% por roturas.	m	6	-	44.00	-	264.00

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES	
			M.de Obra	Materiales	M. de Obra	Materiales
6. Bajada a zanja tendido, alineamiento, prueba hidráulica ,resane y calafateo.	m	5	23.00	20.00	115.00	100.00
7.-Rotura de la tubería del colector y colocación en montantes de la tubería de conexión, y calafateo con mortero 1:1.	u	1	30.00	20.00	30.00	20.00
8.-Relleno, compactación de zanja y eliminación de desmonte.	m	5	-	30.27	-	151.30

SUB-TOTAL 700.60 1,235.30
=====

TOTAL S/. 1,935.90
=====

Las conexiones domiciliarias se ejecutarán, juntamente con la instalación de los colectores de la red; esto es debido para incentivar a los pobladores en la instalación de los aparatos sanitarios de cada vivienda y para ^{que} el sistema funcione con los gastos cercanos al de diseño.

Consederamos que en el 80% de las viviendas actuales serán instaladas las conexiones domiciliarias.

Costo total de las conexiones domiciliarias:

$$0.8 \times 1205 \times 1935.90 = \text{S/} 1'866,207.60$$

4.4. Metrado y Presupuesto del emisor

El emisor comprende desde el buzón 308, cruza la Carretera Panamericana Norte (10.0 m) y llega hasta el buzón 315 donde está ubicado la planta de tratamiento.

El metrado está de acuerdo al plano PD-2 y los costos están analizados en 4-1.

DESCRIPCIÓN	Unidad	Cantidad	COSTOS UNIDARIOS		COSTOS PARCIALES		
			M.de Obra	Materiales	M.de Obra	Materiales	
1. A. Excavación, nivelación y refi-							
ne de zanjas de 0.80 m. en la ba-							
se con retroexcavadora para las							
profundidades:							
1.30 m.	m	220	80.0	-	17,600.00	-	
1.40 m.	m	240	100.0	-	24,000.00	-	
B. Excavación de zanjas con retro-							
excavadora siguiendo una pendien-							
te de 1:0.5 para las profundida-							
des:							
1.80 m.	m	120	200.0	-	24,000.00	-	
3.00 m.	m	120	250.0	-	30,000.00	-	
4.15 m.	m	90	325.0	-	29,250.00	-	
4.15 m (cruce de carretera)	m	10	600.00	-	6,000.00	-	
2.- Adquisición de tubería de concre-							
to incluido 5% adicional por ro-							
turas.							
12"	m	840	-	94.50	-	79,380.00	
14" (ARMCO)	m	11	-	3,000.00	-	33,000.00	

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS*		COSTOS PARCIALES	
			M. de Obra	Materiales	M.de Obra	Materiales
3. Bajada a zanjas, tendido, alineamiento prueba hidráulica y resane de tubería.						
12"	m	800	30.0	27.00	24,000.00	21,600.00
4. Relleno, compactación y eliminación de desmonte, de las zanjas para las profundidades:						
1.30 m.	m	220	45.27	-	9,959.40	-
1.40 m.	m	240	50.27	-	12,064.80	-
1.80 m.	m	120	70.27	-	8,432.40	-
3.0 m.	m	120	130.27	-	15,632.40	-
4.15 m.	m	90	187.70	-	16,893.00	-
4.15 m (cruce carretera)	m	10	187.70	240.00	1,877.00	2,400.00
5.- B-uzones standard, para las profundidades:						
1.30 m.	u	2	2,275.10	4,428.90	4,550.20	8,857.80
1.50 m.	u	3	2,625.10	5,110.20	7,875.30	15,330.60
2.30 m.	u	1	4,350.20	7,612.60	4,350.20	7,612.60
3.60 m.	u	1	9,718.40	22,732.80	9,718.40	22,732.80
			SUB-TOTAL		246,203.10	190,913.80
			TOTAL		S/ 437,116.90	

4.5. COSTO TOTAL DEL SISTEMA

Esta formado por los siguientes costos:

Costo de la red.....	S/.	12'982,282.50
Costo total de las conexiones domiciliarias.....		1'866,207.60
Costo del emisor.....		437,116.80
Costo Total.....	S/.	15'285,607.00

5. TRATAMIENTO DE DESAGUES

5.1. RAZONES DEL TRATAMIENTO

5.1.1. Fuentes de aguas residuales

El drenaje sanitario es el abastecimiento de agua desechada por la comunidad; el drenaje doméstico es el agua residual procedentes de cocinas, baños, lavabos, sanitarios y lavandería.

Parte de las aguas subterráneas penetra a los tubos de drenaje a través de sus múltiples uniones. En sistemas combinados y en drenajes de aguas pluviales el escurrimiento proveniente de la lluvia y del descongelamiento del hielo y de la nieve se agregan a los deslaves de calles, techos, jardines., parques y patios.

Otras fuentes son las aguas residuales industriales, que de acuerdo a su composición son admitidas al sistema de alcantarillado público, a los drenajes pluviales o directamente a las corrientes naturales de agua.

5.1.2. Necesidad de tratar las aguas residuales

Al agua suministrada por la comunidad, se agrega cúmulo de materiales fecales, papel, jabón, suciedad, restos de alimentos (basura) y otras sustancias. Ciertos residuos permanecen en suspensión, algunas entran en solución y otros de estos se encuentran o llegan a estar tan finamente divididas que adquieren las propiedades de las partículas coloidales (dispersos submicroscópicos).

Gran parte de la materia residual es orgánica y útil para los microorganismos saprófitos, es decir organismos de la descomposición. Se infiere que el drenaje doméstico es inestable, biológicamente degradable o putrescible y capaz de originar olores ofensivos.

Debe suponerse que se encuentran organismos entéricos en las aguas negras domésticas, que las hacen peligrosas.

Las aguas residuales industriales varían en su composición de acuerdo con las operaciones de la industria. Algunos son aguas de enjuague relativamente limpias; otras se encuentran fuertemente cargadas

de materia orgánica o mineral o con sustancias corrosivas, venenosas, inflamables, o explosivos algunos son tan objetables que no deberían admitirse en los sistemas de alcantarillado público. Las grasas, la cal, el cabello y las fibras se adhieren a los ductos de alcantarillado y los destruyen.

Los ácidos en general y el ácido sulfhídrico en particular destruyen el cemento y los metales; los residuos calientes estrechan los ductos de barro y mampostería; los productos químicos venenosos destruyen el tratamiento biológico, matan la vida acuática útil y hacen peligrosos los abastecimientos de agua; los elementos fertilizantes contribuyen a la eutroficación de los lagos; el ántrax y otros organismos vivientes son nocivos al hombre, los líquidos inflamables o explosivos ponen en peligro las estructuras por las que fluyen, los vapores o gases tóxicos son peligrosos para los obreros y operadores de las obras de alcantarillado y ocasionalmente para los casatenientes.

La suciedad entrante de las aguas subterráneas, are-

na, polvo, grava y otras sustancias granulosas son pesadas e inertes y los residuos orgánicos son ligeros y desagradables.

Las aguas negras antes de ser lanzadas a los cursos finales como son: ríos, lagos, estanques, terrenos eriazos, mares, etc.

Debe ser cuantificado el poder contaminante para evitar alcanzar una fuerte polución. La carga impuesta sobre el agua que la transporta debe ser descargada antes de su evacuación, contándose para ello con las plantas de tratamiento que previenen además:

- 1.- La contaminación de los abastecimientos de agua, balnearios, bancos ostrícolas y suministros de hielo.
- 2.- La polución de las aguas receptoras, desagradables a la vista y al olfato que eutroficará los estanques y lagos.
- 3.- Destrucción de los peces alimenticios y otra manifestación de vida acuática valiosa.
- 4.- Conservación del agua para usos industriales y agrícolas.

5.- La prevención del azolve de los canales navegables.

Una planta de tratamiento de aguas negras se diseñan para retirar de las aguas negras las cantidades suficientes de sólidos orgánicos e inorgánicos que permiten su disposición, sin infringir los objetivos propuestos.

Los diversos procesos que se usan para el tratamiento de aguas negras siguen estrechamente los lineamientos de los de autopurificación de una corriente contaminada. Los dispositivos para el tratamiento solamente localizan y limitan estos procesos a un área adecuada, restringida controlada, y proporcionan las condiciones favorables para la aceleración de las reacciones físicas y bioquímicas. El grado hasta el cual sea necesario llevar un tratamiento determinado varía mucho de un lugar a otro. Existen tres factores básicos determinantes:

- 1) Las características y la cantidad de sólidos acarreados por las aguas negras.
- 2) Los objetivos que se propongan en el tratamiento.

3) La capacidad o aptitud que tenga el terreno o el agua receptora, para verificar la autopurificación o dilución necesaria de los sólidos de las aguas negras, sin violar los objetivos propuestos.

Empleando los tres métodos posibles:

a) Disposición por irrigación.- Que consiste en derramar las aguas negras sobre la superficie del terreno, lo cual se hace generalmente mediante zanjales de regadío.

b) Disposición Subsuperficial.- Este método consiste en hacer llegar las aguas negras a la tierra por debajo de su superficie, a través de excavaciones o enlozados.

c) Disposición por dilución.- Este método consiste simplemente en descargar las aguas negras superficiales como las de un río, un lago o un mar.

5.2.

CARACTERÍSTICAS DE LOS LIQUIDOS RESIDUALES

Las características principales son la materia or-

gánica y mineral siendo los índices de valorización:

5.2.1. La turbiedad

Nos permite tener una idea de la cantidad de materias extrañas en suspensión que pueden estar presentes en las aguas residuales, ^{en} especial: arcillas, limo, materia orgánica finamente dividida, plankton u organismos microscópicos.

Las unidades para determinar dicha concentración es:

Unidad de turbidez

Es una unidad arbitraria de medida definida.

1 mg SiO₂ x litro = unidad de turbidez

(SiO₂ Oxido de Silicio o Silice)

Se puede medir empleando el turbidímetro de Jackson o empleando el método de los patrones. O con el Turbidímetro de Baylis o St. Louis.

<u>Método</u>	<u>Rango</u>
Turbidímetro de Bujía Jackson	100-1000 (tubo corto)
"	25- 1000 (tubo largo)
"	arriba de 1000(por dilución)
Patrones de turbiedad	5-100 ⁿ
Turbidímetros Baylis o St. Louis	0- 2

5.2.2.

El color

En líquidos cloacales, generalmente, refleja parcialmente la magnitud de su concentración, las condiciones mismas del líquido relacionadas con su envejecimiento y la presencia en ellos de residuos industriales.

El color puede ser:

Color Real.- Es el producido por las sustancias en solución únicamente.

Color Aparente.-El color aparente o total es el que incluye, además del color real, el que producen las sustancias que están en suspensión.

Unidad de color.- Se ha escogido una escala arbitraria, llamada platino-Cobalto en la cual la unidad de color está definida por el que produce 1mg. de platino, como cloruro platinado de potasio y 0.5 mg. de cobalto, como cloruro cobaltoso, por litro.

5.2.3.

Olores

En líquidos cloacales, especialmente, muestran el grado de septización del líquido residual: fresco, rancio o séptico. Esto es de particular interés -

cuando se trata de precisar la necesidad de aplicar al agua residual ciertos tratamientos adicionales o el preveer el comportamiento de otros en función a tal circunstancia.

5.2.4.

Resíduos

Es de gran importancia y significación la determinación de resíduos en líquidos cloacales, debido a que los resíduos presentes en las aguas usadas son lo que, en gran proporción, comunican las tantas condiciones indeseables, agresivas, de los compuestos que se tratan de eliminar, a través de las distintas operaciones y procesos del tratamiento.

Sólidos totales fijos y volátiles :

La materia sólida presente en los líquidos residuales (resíduos de evaporación de la muestra), que mide la concentración y estado físico de los constituyentes del líquido cloacal, es de interés para determinar la presencia de aquellos sólidos que por su naturaleza le comunican propiedades indeseables al agua. La concentración permite determinar el tipo de tratamiento a que debe ser sometido el líquido.

a) El residuo fijo

Es el residuo remanente despues de la evaporación, carbonización e incineración durante 1 hora y a 600° C, no podemos diferenciar entre residuos orgánico e inorgánico, debido a las pérdidas por ignición que están sujetas las dos clases de residuos.

b) El residuo total

Es el residuo remanente despues de la evaporación y secado de la muestra (sin sedimentar, filtrar o centrifugar) a 103°C durante unos 60 minutos determina los sólidos totales(fijos más volátiles). La diferencia de éstos con los anteriores(totales menos fijos) define el contenido de sólidos volátiles, los cuales son muy representativos y constituyen, mayormente, los sólidos orgánicos presentes en el líquido cloacal.

c) Sólidos totales, suspendidos, disueltos y coloidales:

Es importante la determinación de estos sólidos .Los suspendidos(de tamaño mayor a una micra de diámetro) pueden ser, generalmente, removidos mediante la aplicación de tratamientos físicos sencillos(sedimentación simple, por ejemplo), los disueltos(de la 1×10^{-3} micras de diámetro) a través de la aplicación de

sustancias coagulantes que neutralicen las cargas o potenciales electrocinéticos de sus micelas coloidales, se les pueden aglutinar sus núcleos incipientes, que, al flocular, les permite crecer al límite de ser removidos a su vez por la acción de la gravedad.

Los coloidales (dispersión homogénea, molecular o iónica de 1×10^{-3} a 2×10^{-4} micras de diámetro) pueden ser parcialmente removidos, o transformados mediante la acción biológica de microorganismos que los utilizan como substratos solubles en su mecanismo metabólico.

Las unidades con la que se determinan los sólidos son:

- 1- Sólidos totales: (ppm o mg/lit).
- 2- Sólidos volátiles (ppm ó % respecto a los S. totales)
- 3- Sólidos fijos (ppm. ó % respecto a los S. totales).

b- Sólidos sedimentables (ml/lit/hora)

c- Sólidos Suspendidos ppm

d- Sólidos disueltos ppm.

5.2.5.

Acidez

La acidez en aguas residuales es de interés cuando los líquidos cloacales han recibido despojos ácidos (generalmente de origen industrial) o aguas de escurrimiento provenientes de áreas minerales. Ello con el objeto de prever y conocer la influencia que tal circunstancia ejerce, en especial, sobre los procesos biológicos utilizados en el campo del tratamiento de las aguas residuales, sensibles a aquellos valores que se apartan de los normalmente reportados para tales aguas.

La acidez de un agua puede deberse a la presencia de CO_2 no combinado, ácidos minerales y sales de ácidos fuertes y bases débiles. En esta última categoría entran las sales de fierro y aluminio, de origen mineral o industrial.

5.2.6.

Alcalinidad

En líquidos cloacales domésticos es, generalmente, mayor a la acusada por las aguas de las cuales provienen. Valores muy por encima de éstos, por otra parte, presuponen la descarga de despojos industriales fuertemente básicos.

En el agua la alcalinidad se debe generalmente a la presencia de bicarbonatos, carbonato e hidróxido y con menos frecuencia(ocasionalmente) a boratos, silicatos y fosfatos.

En las aguas naturales, o sea en aquellas que no han sufrido tratamiento alguno, los bicarbonatos representan generalmente la alcalinidad, desde que son formados en considerable cantidad, por la acción del CO_2 , sobre materiales básicos del suelo.

Determinación de la Alcalinidad

Hay tres clases de alcalinidad: hidróxido(OH^-), carbonatos(CO_3^-) y bicarbonatos(HCO_3^-).

a) Determinación del pH

En aguas usadas, cuando se conoce la existencia de descargas de aguas residuales industriales en el sistema, permite predecir, a "grosso modo", el comportamiento esperado por ese líquido residual cuando es sometido a tratamiento; además, la oportunidad de exigir, en un momento dado, una neutralización de las descargas industriales que provocan el fenómeno. La determinación del pH, puede reemplazar los análisis de acidez y alcalinidad, sobre todo cuando no se prevee la aplicación de tratamientos químicos en

el proceso de acondicionamiento de las aguas cloacales.

5.2.7.

Cloruros

Bajo la forma de ión Cl es uno de los aniones mayormente presentes en los líquidos cloacales, ya que proviene de una de las sales más frecuentemente usadas en la dieta del hombre (cloruro de sodio) y porque aparecen en muchas ocasiones en lugares cercanos al mar, asociadas con las aguas de infiltración que a través de las juntas de tubería del sistema de recolección se incorporan al sistema, cargadas con este anión.

La excreta humana y en especial la orina, contienen cloruros en una cantidad igual a los consumidos con los alimentos y el agua. Esta cantidad promedia cerca de seis gramos de Cloruros por persona y por día, y se incrementa la cantidad de cloruros en cerca de 15 mg. por litro en el agua de arrastre de los desagües.

Muchos desechos industriales contienen apreciables cantidades de Cloruros. Es así como los efluentes de desagües añaden considerable cantidad de Cloruros a un cuerpo de agua.

Determinación de los cloruros

Los cloruros pueden ser fácilmente medibles por procedimientos volumétricos, usando indicadores.

Se usan normalmente dos métodos de determinación:

- a. El Método Mohr, que utiliza Nitrato de Plata como titulador y Cromato de Potasio como indicador.
- b. El método del Nitrato Mercurico, utiliza el Nitrato Mercurico como titulador y de indicador el Difenilcarbazona.

5.2.8.

Los Sulfuros

Cuando son determinados en los líquidos cloacales, nos permiten conocer acerca de las siguientes formas significativas: sulfuros, totales (H_2S , HS, sulfuros metálicos solubles en ácido), sulfuros disueltos (remanentes) después que los sólidos suspendidos han sido removidos por floculación y decantación, hidrógeno sulfurado no ionizado.

5.2.9.

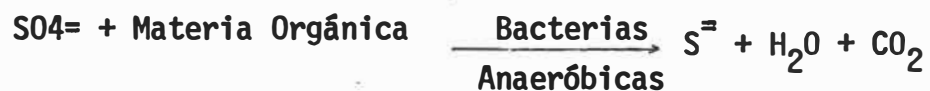
Sulfatos

El ión sulfato es uno de los mayores aniones presentes en aguas naturales. Se encuentran muy distribuidos en la naturaleza, y son abundantes en aguas duras.

Los sulfatos tienen gran importancia en desagues y desechos industriales porque ellos son indirectamente responsables de dos serios problemas frecuentemente asociados con el manejo y tratamiento del desague. Estos son:

- 1) Olores y
- 2) Corrosión de desagues.

Estos dos problemas resultan de la reducción de sulfatos a H_2S , bajo condiciones anaeróbicas, como se muestra en las siguientes reacciones:



Selección del Método de Análisis:

Existen tres métodos usualmente usados para la determinación de sulfatos según se empleen procedimientos gravimétricos o volumétricos.

La selección del método depende considerablemente de tres condiciones.

- El propósito para el cual se hace la determinación
- La concentración de sulfatos en la muestra.
- La exactitud requerida en los resultados.

De acuerdo a estas consideraciones:

a.- Método Gravimétrico

Se reconoce como procedimiento normal, es el más exacto y se usa para concentraciones mayores de sulfatos de 10 ppm. Tiene exactitud aproximada del 1%.

b.- El Método Turbidimétrico

Es una determinación rápida y exacta. Se usa para concentraciones menores de 10 ppm de sulfatos, siendo en este caso más exacto que el método anterior. Para mayores concentraciones su exactitud es de 10% o más.

c.- El Método Volumétrico

Es menos exacto, aplicable a soluciones que contengan más de 100 ppm. de sulfatos, donde es aceptable una exactitud de aproximadamente 10%. Se utiliza generalmente para análisis de aguas de calderas, donde es necesario rapidez en el resultado y donde la exactitud que da el método es suficiente.

Aplicación de la Información de Sulfatos

El contenido de sulfatos en aguas naturales es una consideración importante para determinar su conveniencia para abastecimientos públicos e industriales.

En áreas donde la temperatura de los líquidos cloacales sean altos, y el tiempo que permanecen en los desagües es largo y es apreciable la concentración de sulfatos, ("Crown") corrosión en la cima o parte alta de la tubería de concreto puede producirse, como se muestra en el gráfico G-8, y que es un problema importante.

Por eso en casos similares es importante conocer el contenido de sulfatos.

Del gráfico G-8, la formación del H_2S en desagües y corrosión en la parte alta de la tubería, resulta de la oxidación del H_2S a H_2SO_4 .

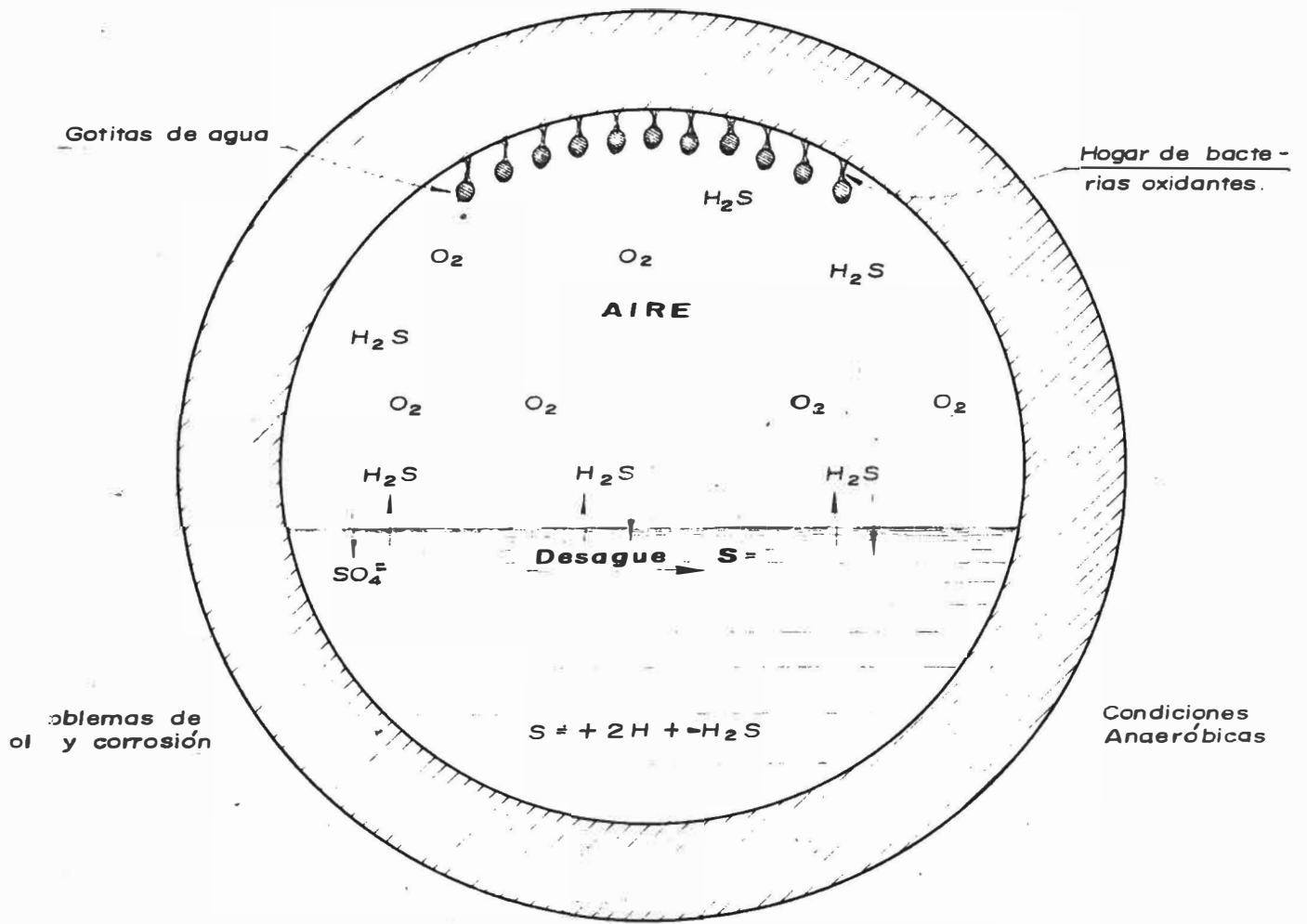
El H_2SO_4 es ácido fuerte que ataca el concreto. Este efecto es intensivo en la parte alta (corona) cuando el drenaje está trabajando a menos de medio tubo.

5.2.10.

Nitrógeno

El nitrógeno bajo sus distintas formas (nitrógeno orgánico, amoniacal, de nitritos y nitratos) en aguas residuales es de particular interés en el tratamiento de aguas cloacales:

LOS SULFATOS EN EL DESAGUE



a) En los efluentes de las obras de tratamiento con la finalidad de conocer su concentración y poder estimar el grado de transformación que sufren a través de las distintas etapas del acondicionamiento y para conocer mediante la concentración sobre la actividad biológica de los microorganismos responsables de las transformaciones que se efectúan en la materia orgánica.

b) En los efluentes de las plantas de tratamiento, con el objeto de conocer la estabilización de los líquidos tratados; y para conocer de acuerdo a la concentración de los compuestos nitrogenados, el grado de eutricación a que pueden estar sometidos los receptores finales.

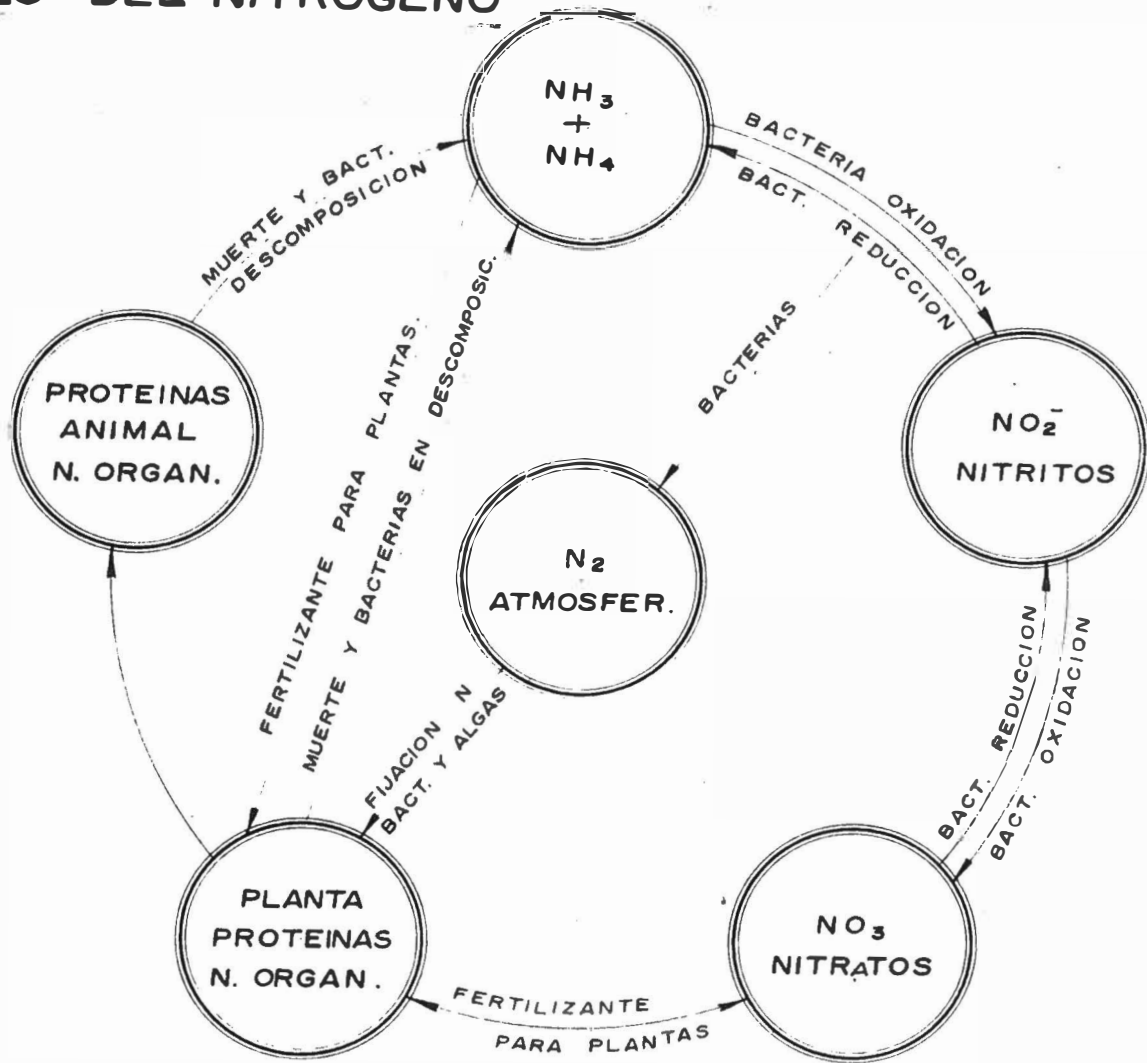
El ciclo del nitrógeno, y la descomposición del nitrógeno orgánico con el tiempo se muestra en la gráfica G-9.

De la gráfica G-9 podemos interpretar:

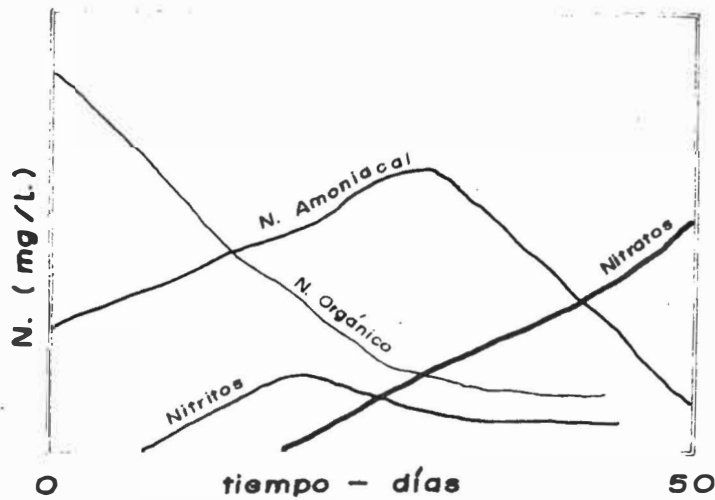
Que la mayor parte del Nitrógeno está originalmente presente en la forma de Nitrogeno orgánico (Proteína) y Amoniaco.

Cuando progresa el tiempo, el Nitrógeno orgánico se convierte gradualmente a Nitrógeno Amoniacal, y más tarde, en condiciones aeróbicas están presentes, la

LO DEL NITROGENO



Descomposición del nitrógeno orgánico con el tiempo.



oxidación del Amoniaco que da Nitritos y Nitratos.

Métodos de análisis

Nitritos N.

Nitratos N.

Nitrógeno amoniacal.

Nitrógeno Orgánico.

Nitrógeno albuminoideo.

5.2.11.

Fosfatos

Los fosfatos aún trazas presentes en los efluentes de las plantas de tratamiento favorecen el crecimiento de algas.

El fósforo orgánico y polifosfatos se convierten a ortofosfatos producida a través de la actividad microbiana.

5.2.12.

Oxígeno disuelto

El oxígeno disuelto (OD), en líquidos cloacales, puede indicar el grado de frescura o ranciedad de estas aguas, también indica el estado de septización y potencialidad de los líquidos cloacales en produ-

cir malos olores.

La solubilidad del oxígeno atmosférico en aguas frescas varían de 14.6 ppm. a 0°C a 7 ppm. a 35° C bajo una atmósfera de presión desde que es un gas pobremente soluble, su solubilidad varía directamente con la presión atmosférica a una temperatura dada. Los promedios de oxidación Biológica se incrementan con la temperatura y la demanda de oxígeno se incrementa de acuerdo a condiciones de alta temperatura.

La mayor parte de las condiciones críticas, ocurre en los meses de verano, donde las temperaturas son altas y la solubilidad del oxígeno es a un mínimo. La demanda de oxígeno de las aguas negras, aguas contaminadas y desechos industriales se debe a tres clases de materiales:

- 1) Materiales Orgánicos carbonosos .-que se aprovechan como una fuente de nutrientes por los organismos aerobios.
- 2) Materiales Nitrogenados oxidables, que se derivan de los compuestos, de nitrito, amoniaco y nitrógeno orgánico que sirven de nutrientes a bacterias específicas como Nitrosomas y Nitrobacter; y

3) Ciertos compuestos químicos reductores (hierro ferroso, sulfito y sulfuro), que reaccionan con el Oxígeno molecularmente disuelto.

En las aguas domésticas, crudas y sedimentadas, la mayor parte (y para propósitos prácticos) de la Demanda de Oxígeno se debe a la primera clase de materiales y se determina por la prueba de DBO.

En efluentes que han sufrido un tratamiento biológico, una proporción de consideración de la demanda de oxígeno se puede deber, a la segunda clase de materiales que también se incluyen en la prueba de la DBO.

Principio de la determinación

La prueba consiste en la determinación del OD, antes y después de un período de incubación a 20°C. El período usual de incubación es de 5 días.

Si la demanda de oxígeno de la muestra es mayor que la cantidad de Oxígeno disuelto, se hace una dilución. La cantidad en que se hace la dilución depende de la Demanda de Oxígeno y debe ser de tal manera que una apreciable cantidad de OD. (1.5 a 2.0, ppm.

como mínimo) deben permanecer después del período de incubación.

Para desechos o desagues que tienen una desconocida DO, es necesario hacer un número de diluciones de manera de estar seguros que algunas cumplan con los requerimientos.

Métodos de determinación

Método Directo

1.- Con muestras en que el DBO a 5 días no exceda de 7 ppm. no es necesario diluirla, Muchas aguas de río entran en esta categoría.

El procedimiento usual es llevar la muestra a una temperatura de 20°C y airearla con aire para incrementar o decrecer el contenido de gas disuelto de la muestra cerca a saturación. Entonces dos o mas botellas de BOD se llenan con la muestra; y se lleva la muestra a pH 7 , entonces por lo menos en una se analiza el OD inmediatamente y las otras se incuban por 5 días a 20°C. Después de 5 días se determina la cantidad de OD que permanecen en las muestras encubadas, y se calcula el BOD a 5 días por diferencia de los resultados del 5º día de aquel obtenido al 0º día.

Método de las Diluciones

Este método se basa en el concepto fundamental en que el promedio de la degradación bioquímica de la materia orgánica es directamente proporcional a la cantidad de material existente al mismo tiempo.

5.2.13.

Demanda Bioquímica de Oxígeno (D.B.O)

Se define usualmente como la cantidad de oxígeno requerido por las bacterias mientras se estabiliza la materia orgánica putrescible bajo condiciones aeróbicas. La DBO, en conjunto con la demanda química de oxígeno, es capaz de evaluar la materia responsable de la polución de las aguas naturales en forma mas exacta aún, que la que se obtiene a través de la determinación de los sólidos totales contenidos en aguas polutas.

Cálculo de la D.B.O.

Para todos los propósitos prácticos, el cálculo de la D.B.O. por el método de dilución puede ser hecho por el uso de cualquiera de las dos fórmulas siguientes:

1.- Para diluciones en %

$$\text{DBO (ppm)} = \frac{(\text{OD}_b - \text{OD}_i)}{\%} - (\text{OD}_b - \text{OD}_s)$$

OD_b= Oxígeno Disuelto blanco al fin del período de incubación.

OD_i= Oxígeno disuelto dilución de muestra al fin del período de incubación.

OD_s= Oxígeno Disuelto presente en la muestra no diluida.

2.- Por pipeteo directo.

$$\text{DBO(ppm)} = \frac{(\text{OD}_b - \text{OD}_i) \text{ vol. de la botella}}{\text{ml de muestra}} - (\text{OD}_b - \text{OD}_s)$$

De estas dos fórmulas, es obvio que cuando OD_s se acerca al valor de OD_b debe ignorarse más aún es innecesario el corregir el OD de la muestra cuando la DBO excede 200 ppm. debido a que el valor de OD_b-OD_s rara vez excede al valor de 8. La prueba de la DBO se considera que tiene una exactitud de más o menos 0.5%, y 8 está dentro del error esperado ya esos niveles de DBO.

Aplicación de la información de D.B.O.

a) Es la prueba principal aplicada a desagües y de-

sechos industriales para determinar su concentración(fuerza) en términos del oxígeno requerido para estabilización.

b) Es la única prueba que se aplica y da una medida de la cantidad de materia orgánica biológicamente oxidable presente que puede usarse para determinar los promedios a los cuales puede ocurrir la oxidación, o DBO puede determinarse en cuerpos de agua recibidos.

c) La DBO es por lo tanto el mayor criterio usado en control de polución de corrientes donde la carga orgánica debe ser restringida para mantener niveles de oxígeno disuelto deseado.

5.3. Métodos de tratamiento de las aguas negras

La disposición satisfactoria de las aguas negras, ya sea por irrigación, por el método subsuperficial o por el de dilución, depende del tratamiento previo a su disposición.

A pesar de que son muchos los métodos usados para el tratamiento de las aguas negras, todos pueden incluirse dentro de los cinco procesos siguientes:

- 1) Tratamiento preliminar.
- 2) Tratamiento primario.
- 3) Tratamiento secundario.
- 4) Cloración.
- 5) Tratamiento de los lodos.

5.3.1.

Tratamiento Preliminar

En la mayoría de las plantas, el tratamiento preliminar sirve para proteger el equipo de bombeo y hacer mas faciles los procesos subsecuentes del tratamiento. Los dispositivos para el tratamiento preliminar estan destinados a eliminar los sólidos inorgánicos pesados y eliminar cantidades excesivas de aceites o grasas.

Para alcanzar los objetivos de un tratamiento preliminar se emplean comunmente los siguientes dispositivos:

- 1) Rejas de barras o más finas.
- 2) Desmenuzadores, ya sea molinos, cortadoras o trituradoras.
- 3) Desarenadores.
- 4) Tanques de preaeración.

5.3.2. Tratamiento Primario

Por este tratamiento se separan o eliminan la mayoría de los sólidos suspendidos en las aguas negras, o sea aproximadamente de 40 a 60 por ciento mediante el proceso físico de asentamiento en tanques de sedimentación

Cuando se agregan ciertos productos químicos en los tanques primarios, se eliminan casi todos los sólidos coloidales, así como los sedimentables, o sea un total de 80 a 90 por ciento de los sólidos suspendidos. La actividad biológica en las aguas negras durante este proceso, tiene escasa importancia. El propósito fundamental de los dispositivos para el tratamiento primario, consiste en disminuir suficientemente la velocidad de las aguas negras para que pueden sedimentarse los sólidos. Por consiguiente, a estos dispositivos se les puede distinguir bajo el nombre de tanques de sedimentación. Debido a la diversidad de diseños y operación, los tanques de sedimentación pueden dividirse en cuatro grupos generales, que son:

- 1.- Tanques sépticos.
- 2.- Tanques de doble acción, como son los de Imhoff

y algunas otras unidades patentadas.

3.- Tanques de sedimentación simple con eliminación mecánica de lodos.

4.- Clarificadores de flujo ascendente con eliminación mecánica de lodos. Cuando se usan productos químicos, se emplean otras unidades auxiliares que son:

a- Unidades alimentadoras de reactivos.

b- Mezcladoras.

c- Flocladores.

En muchos casos el tratamiento primario es suficiente adecuado para que se pueda permitir la descarga del efluente a las aguas receptoras sin que se interfiera con el uso adecuado subsecuente de dichas aguas.

Tanques sépticos

Es un recipiente o cámara impermeable, diseñado para mantener a las aguas negras a una velocidad muy baja y bajo condiciones anaeróbicas, por un periodo de 12 a 24 horas, durante el cual se efectúa una gran eliminación de sólidos sedimentables. Estos sólidos se

descomponen en el fondo del tanque, produciendo- se gases que arrastran a los sólidos y los obligan a subir a la superficie, permaneciendo como una nata o capa hasta que escapa el gas y vuelven a sedimentarse. Esta continua flotación y subsecuente sedimentación de los sólidos los lleva con la corriente de aguas negras hasta la salida, por lo que eventualmente salen algunos sólidos con el efluente, frustrando así parcialmente el propósito del tanque. Debido a los largos períodos de retención y a la mezcla con los sólidos en descomposición, las aguas negras salen del tanque en una condición séptica que dificulta el tratamiento secundario.

Ilustración gráfica G-10

Los tanques sépticos se usan en instalaciones pequeñas, se emplean comúnmente en residencias aisladas, en pequeñas instituciones o escuelas, donde puede disponerse del efluente del tanque por el método subsuperficial o cuando el factor de dilución en aguas receptoras es muy alto.

b) Tanques de doble acción

La función de estos tanques es principalmente:

1) Impedir que los sólidos que se han separado de las aguas negras se mezclen nuevamente con ellas, permitiendo la retención de estos sólidos para su descomposición en la misma unidad.

2) Proporcionar un efluente adaptable a un tratamiento ulterior.

El contacto entre las aguas negras y los lodos que se digieren anaeróbicamente queda prácticamente eliminado y disminuye el período de retención en el tanque.

Otros tanques de doble acción. Algunas casas manufactureras han puesto en el mercado partes prefabricadas para instalar en tanques que se construyan de acuerdo con sus diseños, acondicionándolos de modo que funcionen según el principio de los tanques de Imhoff. Son unidades patentadas protegidas por marcas comerciales y se clasifican por marcas comerciales como "unidades compactadas"

Se proporcionan compartimientos separados para la sedimentación y la digestión de los lodos en un solo tanque. Pueden instalarse accesorios para calentar el compartimento de digestión, si así se desea. Las unidades son de forma circular y se fabrican en tamaños para dar servicio a poblaciones de hasta 5,000 personas.

c) Tanque Imhoff

Este tanque de doble acción fue diseñado por el Dr. Karl Imhoff, éste tanque puede ser rectangular o circular, y se divide en tres compartimientos o cámaras, que son: 1) La sección superior que se conoce como cámara de derrame continuo o compartimiento de sedimentación; 2) La sección inferior que se conoce como cámara de digestión de lodos, y 3) el respiradero y cámara de natas.

Durante la operación, todas las aguas negras fluyen a través del compartimiento superior. Los sólidos se depositan en el fondo de este compartimiento, que tiene pendientes de aproximadamente 1.4 unidades en el sentido vertical para una horizontal, resbaldando y pasando por una ranura que hay en el fondo. Una de las partes inclinadas del fondo se prolonga cuando menos unos 15 cm. mas allá de la ranura, lo cual hace de trampa que impide que los gases o partículas de lodos en digestión que hay en la sección inferior, se pongan en contacto con las aguas negras que hay en la sección superior. Los gases y partículas ascendentes de lodo son desviados hacia la cámara de natas y respiradero. Esto elimina la

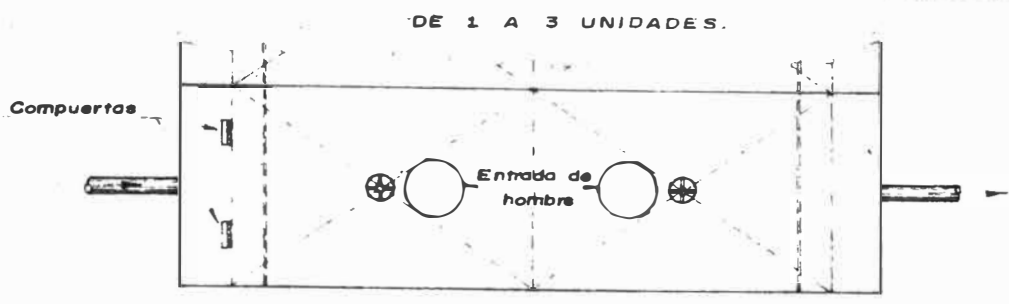
principal desventaja del tanque séptico. Las ventilas deben tener una superficie de cuando menos un 20 por ciento de la superficie total del tanque. Ilustración gráfica G-10

El tanque de Imhoff es más adecuado para las pequeñas municipalidades o las grandes Instituciones en donde la población tributaria es de 5,000 personas o menos.

d) Tanques de sedimentación simple con eliminación mecánica de lodos

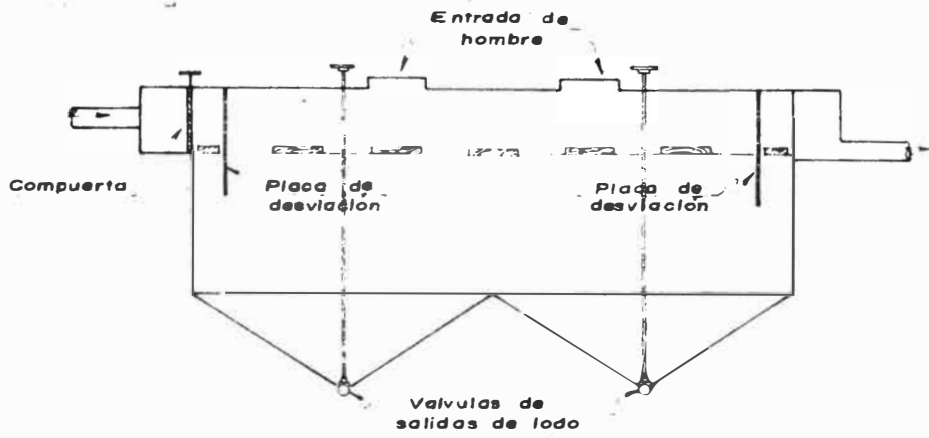
Estos tanques pueden ser rectangulares, circulares o cuadrados, pero todos operan por el mismo principio de recolectar los sólidos sedimentados por medio de rastras de movimiento lento que los empujan hacia el sitio de descarga.

En los tanques rectangulares, las rastras se fijan cerca de las orillas a una cadena sin fin que pasa sobre engranes o ruedas dentadas accionado por medio de motores. Las rastras se hacen pasar lentamente rozando el fondo del tanque, empujando los sólidos sedimentados hacia una tolva de lodos localizadas en el extremo de entrada del tanque, luego

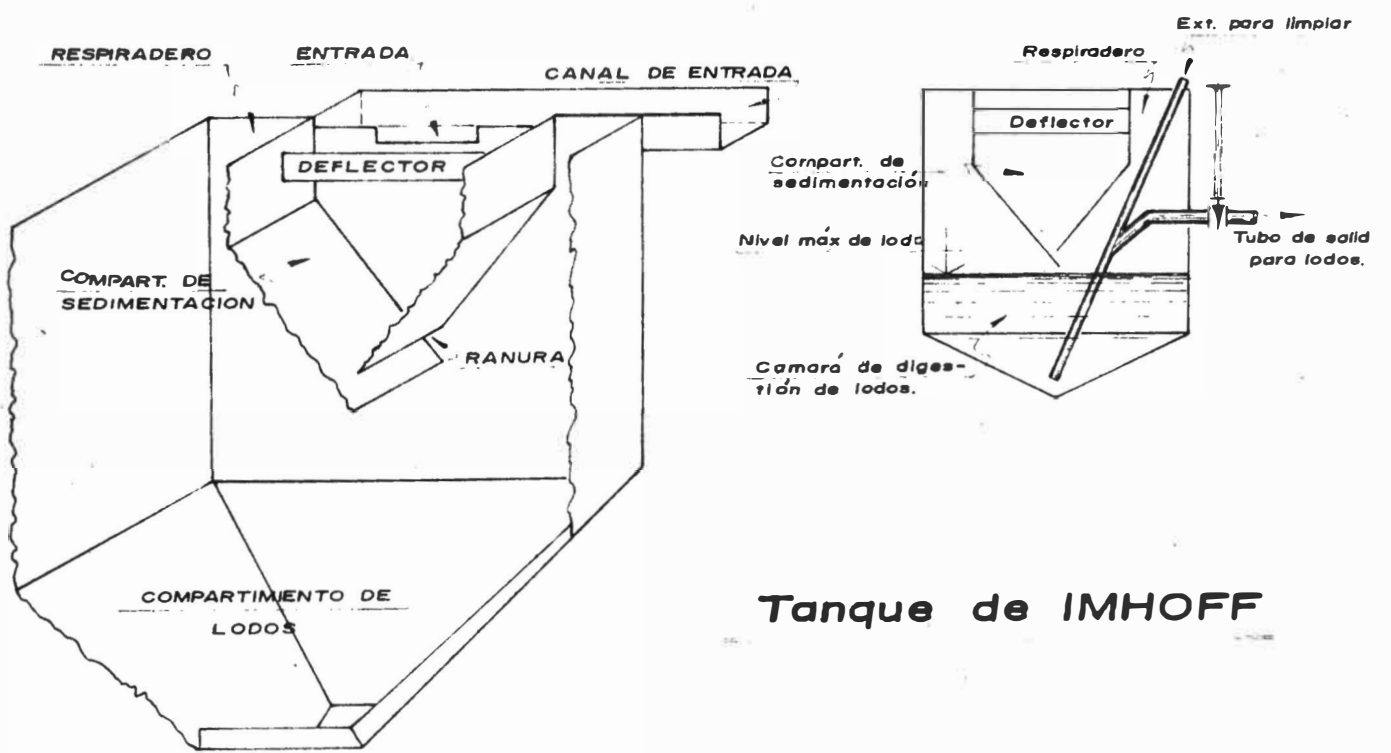


PLANTA

Tanque septico



ELEVACION



Tanque de IMHOFF

son levantadas por la cadena hacia la superficie del tanque en donde, parcialmente sumergidas, sirven para empujar los sólidos flotantes, las grasas y los aceites a un recolector de natas situado en el extremo de salida del tanque.

Los tanques circulares tienen armaduras horizontales fijas a un eje central impulsado por un motor. El fondo de los tanques está inclinado hacia el centro y las rastras mueven a los sólidos sedimentados hacia la tolva o embudo de lodos que hay en el centro. Las armaduras desnatadoras están sujetas a la flecha central en la superficie, para recolectar los sólidos flotantes, las grasas y los aceites. Estos tanques tienen capacidades adecuadas, similares los tanques de doble acción o a los tanques Imhoff.

El costo de instalación y de operación es relativamente caras para municipalidades o instituciones de modestos recursos económicos.

5.3.3.

Tratamiento secundario

Este tratamiento debe hacerse cuando las aguas negras todavía continen después del tratamiento prima-

rio, más sólidos orgánicos en suspensión o solución que los que puedan ser asimilados por las aguas receptoras sin oponerse a su uso normal adecuado. El tratamiento secundario depende principalmente de los organismos aerobios, para la descomposición de los sólidos orgánicos estables. Este tratamiento es comparable a la zona de recuperación de la autopurificación de la corriente.

Los dispositivos que se usan para el tratamiento secundario pueden dividirse en los cuatro grupos siguientes:

- 1) Filtros goteadores con tanques de sedimentación secundaria.
- 2) Tanques de aereación: a) lodos activados con tanques de sedimentación simple-b) aereación por contacto.
- 3) Filtros de arena intermitentes.
- 4) Estanques de estabilización.

Dentro del tratamiento secundario existen dos métodos básicos que son;

Los filtros goteadores y los lodos activados. Pueden usarse los filtros de arena cuando se desee un alto grado de tratamiento o un efecto brillante.

Hay algunos otros métodos cuya aplicación es limitada. En estos tipos de tratamiento se emplean cultivos biológicos para llevar a cabo una descomposición aeróbica u oxidación del material orgánico, transformándolo en compuestos más estables, lográndose un mayor grado de tratamiento que el que se obtiene por sólo una sedimentación primaria. Aunque los filtros goteadores y los lodos activados dependen de los organismos aerobios para llevar a cabo la descomposición, existe entre ellos una diferencia operacional. En los filtros, los organismos están adheridos al medio filtrante y hacia ellos va el material orgánico sobre el cual tienen que trabajar. En cambio con los lodos activados son los organismos los que se llevan hasta la materia orgánica de las aguas negras. En ambos casos, el éxito de la operación estriba en mantener las condiciones aerobias ambientales que son favorables para el ciclo vital de los organismos y en controlar la cantidad de materia orgánica que descompongan.

a) Filtros goteadores o rociadores

En este caso no está correctamente empleada la palabra 'filtro', porque no se efectúa ninguna acción

coladora ni filtrante. En realidad, un filtro goteador es un dispositivo que pone en contacto a las aguas negras sedimentadas con cultivos biológicos. El nombre correcto debería ser "lechos de oxidación biológica", pero el tiempo y el uso han popularizado el término de filtros goteadoras y es el que generalmente se emplea para describir este tipo de unidad.

Los filtros goteadores son unidades resistentes que no se dañan fácilmente por cargas violentas, distinguiéndose por la estabilidad de su funcionamiento y por ser capaces de resistir malos tratos.

Como en todas las unidades de tipo biológico, la temperatura les afecta, por eso, el clima frío abate la actividad biológica del filtro.

Estos filtros ocupan grandes superficies y su construcción es muy costosa.

Por economía, los filtros deben ser precedidos por tanques de sedimentación primaria equipados con colectores de natas. Un tratamiento primario antes de estos filtros, permite aprovechar al máximo su capacidad haciendo fácilmente sedimentable a los sólidos no sedimentables, coloidales y disueltos. Estos soli-

dos, orgánicos en su mayor parte, no son separados de las aguas negras, sino que se convierten en parte integrante de los organismos vivos microscópicos o de la materia orgánica estable que se adhiere temporalmente al medio filtrante, y de la materia orgánica que sale en el efluente. El material adherido o retenido se desprende eventualmente y es arrastrado por el efluente del filtro. Por esta razón los filtros goteadores deben preceder a tanques de sedimentación secundaria, para eliminar definitivamente los sólidos de las aguas negras.

Un filtro goteador típico, consiste de tres partes: a) el lecho o medio filtrante; b) un sistema recolector; c) un mecanismo para distribuir uniformemente las aguas negras sobre la superficie del filtro.

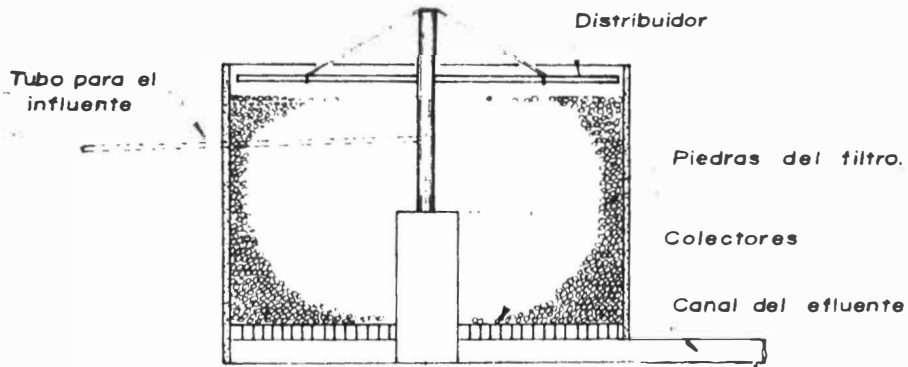
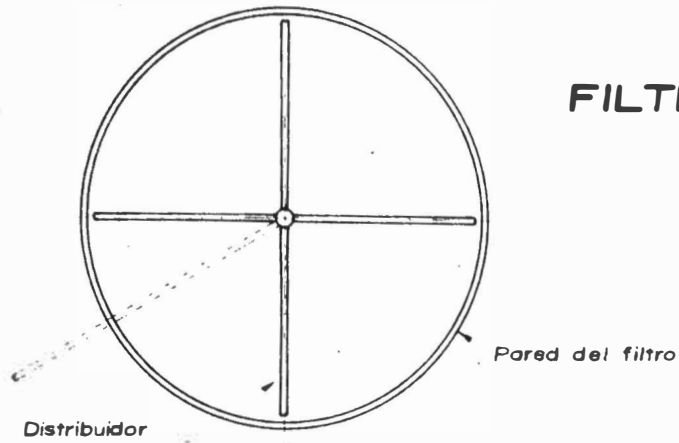
Ilustración Gráfica G-11.

b) Lodos activados

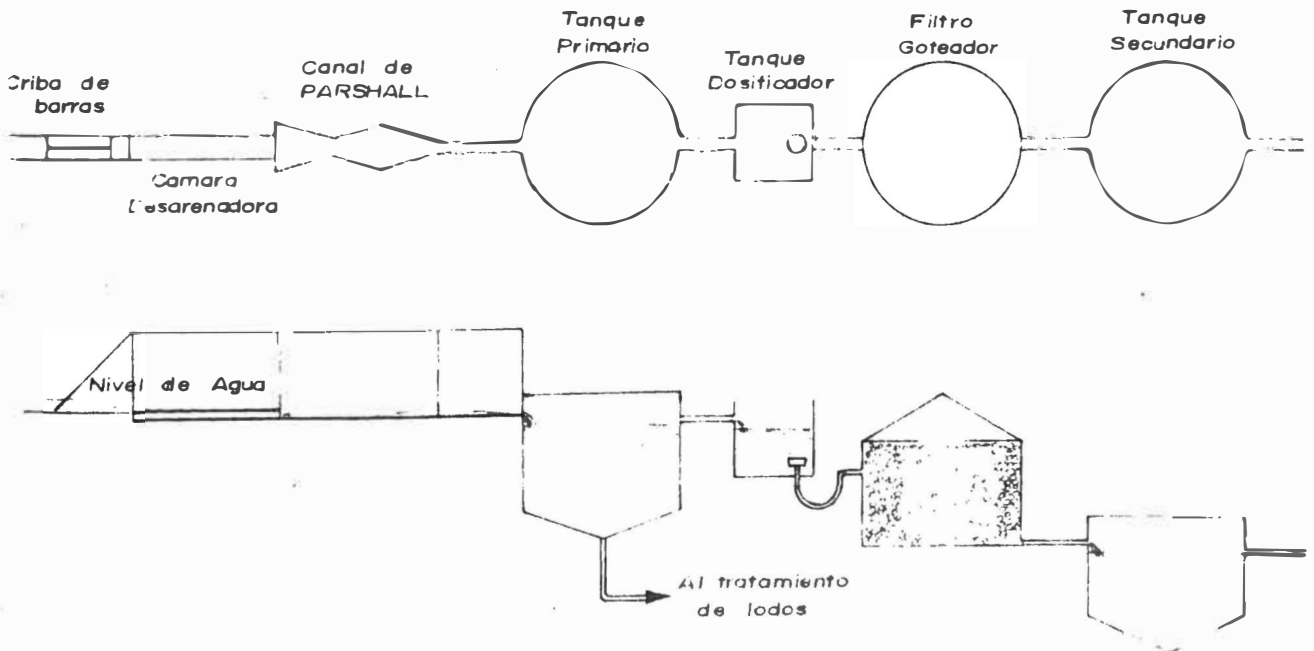
El desarrollo del proceso de lodos activados ha marcado un progreso importante en el tratamiento secundario de las aguas negras.

Similarmente a los filtros goteadores, es éste un

FILTRO GOTEADOR



FILTRO DE GASTO NORMAL



proceso biológico de contacto, en el que los organismos vivos aerobios y los sólidos orgánicos de las aguas negras, se mezclan íntimamente en un medio ambiente favorable para la descomposición aeróbica de los sólidos. Como el medio ambiente está formado por las mismas aguas negras, la eficacia del proceso depende de que se mantenga continuamente oxígeno disuelto en las aguas negras durante todo el tratamiento. No obstante, el medio ambiente, por sí mismo, no logra mucho, a no ser que está poblado por suficientes organismos vivientes.

Las aguas negras comunes contienen algunos de estos organismos biológicos, pero su número es demasiado chico para que puedan llevar a cabo el trabajo requerido. Es necesario, por lo tanto, agregar mucho más organismos y distribuirlos bien por todas las aguas negras, antes de que el proceso de lodos activados pueda empezar a funcionar con eficacia.

El proceso de lodos activados se emplea generalmente después de la sedimentación simple. Las aguas negras contienen algo de sólidos suspendidos y coloidales, de manera que cuando se agitan en presencia de aire, los sólidos suspendidos forman núcleos sobre los cuales se desarrolla la vida biológica pasando

gradualmente a formar partículas más grandes de sólidos que se conocen como lodos activados.

Los lodos activados están formados por floculos parduzcos que consisten, principalmente, en materia orgánica procedente de las aguas negras poblados por miriadas de bacterias y otras formas de vida biológica. Estos lodos activados, con sus organismos vivos, tienen la propiedad de absorber o de adsorber la materia orgánica coloidal y disuelta, incluyendo el amoníaco de las aguas negras con lo que disminuye la cantidad de sólidos suspendidos. El proceso de lodos activados consta de las siguientes etapas:

- 1) Mezclado de los lodos activados con las aguas negras que se van a tratar.
- 2) Aereación y agitación de este licor mezclado durante el tiempo que sea necesario.
- 3) Separación de los lodos activados, del licor mezclado.
- 4) Recirculación de la cantidad adecuada de lodos activados, para mezclarlos con las aguas negras.
- 5) Disposición del exceso de lodos activados.

Etapas fundamentales que forman el proceso de lodos

activados.

c) Cloración

Este es un método de tratamiento que puede emplearse para muy diversos propósitos, en todas las etapas de un tratamiento de aguas negras y aún antes del tratamiento preliminar. Generalmente se aplica el cloro a las aguas negras con los siguientes propósitos:

- 1) Desinfección o destrucción de organismo patógenos.
- 2) Prevención de la descomposición de las aguas negras para:
 - a) Controlar el olor, b) Protección de las estructuras de la planta.
- 3) Como auxiliar en la operación de la planta para:
 - a) la sedimentación b) en los filtros goteadores, c) el abultamiento de los lodos activados.
- 4) Ajuste o abatimiento de la demanda bioquímica de oxígeno.

d) Tratamiento de los lodos

Los lodos de las aguas negras están constituidos por los sólidos que se eliminan en las unidades de tratamiento primario y secundario, junto con el agua

que se separa con ellos. Este tratamiento tiene dos objetivos, siendo el primero de éstos eliminar parcial o totalmente el agua que contienen los lodos, para disminuir su volúmen en fuerte proporción y, segundo lugar, para que se descompongan todos los sólidos orgánicos putrescibles transformándose en sólidos minerales o sólidos orgánicos relativamente estables . Esto se logra con la combinación de dos o más de los métodos siguientes:

- 1) Espesamiento.
- 2) Digestión, con o sin aplicación de calor.
- 3) Secado en lechos de arena, cubiertos o descubiertos.
- 4) Acondicionamiento con productos químicos.
- 5) Elutriación.
- 6) Filtración al vacío.
- 7) Secado aplicando calor.
- 8) Incineración.
- 9) Oxidación húmeda.
- 10) Flotación con productos químicos y aire.
- 11) Centrifugación.

e) Unidades compactas

El término de "Unidades compactas", actualmente se emplea para describir a cierto equipo que ha sido lanzado al mercado por muchos fabricantes. No hay una definición de este término que haya sido aceptada generalmente. Un significado se refiere a una instalación completa que incluye tanto a los mecanismos como a los recipientes prefabricados. Este término se aplica también a las instalaciones en las que solamente se adquieren los mecanismos, y los recipientes son construídos por el comprador ajustándose a los planos y especificaciones aconsejados por el fabricante.

5.3.4.

Laguna de estabilización.

Son embalses diseñados para tratar aguas servidas por medio de procesos físicos, químicos y biológicos. La característica de estos embalses es su gran área superficial en relación a su profundidad; siendo esta una solución razonablemente sencilla y económica para el tratamiento de aguas cloacales que requiere principalmente de terreno suficiente y del esfuerzo humano.

a) Clasificación de las lagunas de estabilización

Estas lagunas se clasifican de acuerdo al proceso de funcionamiento en:

1.-Lagunas Anaeróbicas.- Son aquellas lagunas en las que los procesos de tratamiento se realizan en ausencia de oxígeno disuelto .

La característica de estas lagunas son la presencia de mal olor y son aplicados a pequeños desagües industriales y domésticos con tratamiento final del efluente.

2.- Lagunas Aeróbicas.- Son aquellas en las que los procesos de tratamiento se realizan en toda su profundidad. Son las más complicadas ya que existen una serie de factores para poderlas mantener exclusivamente en condiciones aerobias.

3.- Lagunas Facultativas

Son aquellas en las que los procesos de tratamiento que se realizan en las capas superiores, lo hacen en presencia de oxígeno disuelto (forma aeróbica) y los que se realizan en las capas inferiores (forma anaeróbica), en su ausencia.

Las lagunas de acuerdo a su operación pueden clasificarse en:

Lagunas Primarias

Son aquellas que se diseñan para recibir desague crudo para tratarlo en forma anaeróbica y/o facultativa.

Lagunas Secundarias

Son aquellas que se diseñan para tratar efluentes de tratamiento primario y deberán ser de tipo facultativo.

b) Estudio de los diversos factores que intervienen en el funcionamiento de las lagunas

1) Naturaleza de los materiales a tratar

Las lagunas de estabilización son más apropiadas para el tratamiento y eliminación de los desechos domésticos y de algunas clases de desechos industriales. Físicamente, las aguas negras normales de origen doméstico están formadas del 99.9% de agua, aproximadamente, y de pequeñas cantidades de sólidos en suspensión o disueltos, tanto en forma de materias orgánicas como inorgánicas. Las aguas negras crudas son generalmente alcalinas, tendiendo a acidularse con el tiempo, a medida que se estabilizan. La con-

centración de las aguas negras depende del agua per cápita relativa que utiliza la comunidad y de la cantidad y naturaleza de los desechos industriales, etc, que entren al sistema. En apariencia, las aguas negras son generalmente turbias y tienen un olor ligeramente rancio u oleaginoso.

Las características químicas de las aguas negras se derivan de las sustancias orgánicas complejas originadas a partir de heces y orina, así como de otros desechos que incluyen sustancias inorgánicas.

Los compuestos nitrogenados abarcan proteínas; urea, aminas y aminoácidos las sustancias no nitrogenadas comprenden celulosa, grasas y jabones.

2.- Biología de las aguas negras

Tanto las bacterias aerobias que utilizan el oxígeno libre, como las anaerobias que medran en su ausencia, están involucradas en la biología de las aguas negras. Aunque la mayor parte de las bacterias de aguas negras viven a expensas de materias orgánicas en descomposición, algunas de ellas son parásitas.

La neutralización de las aguas negras se debe a las bacterias y a las algas. Las bacterias digieren y oxidan las aguas negras, mientras las algas por medio de la fotosíntesis, producen el oxígeno que se requiere para la acción bacteriana aeróbica. El ciclo de descomposición de ^{la materia} orgánica es cerrado y continuo, ya que, a medida que la oxidación forma bióxido de carbono utilizado por las algas (bajo ciertas condiciones), se genera mayor cantidad de oxígeno. La acción anaeróbica forma amoníaco (compuesto nitrogenado) que, a su vez, se estabiliza por la oxidación debida a la acción aeróbica. Ilustración Gráfica G-12. Por tanto, el objeto del tratamiento de las aguas negras es llegar al ciclo natural en que se logre la neutralización sin que se originen condiciones ofensivas. La cantidad de oxígeno necesario para la descomposición aeróbica se denomina Demanda Bioquímica de Oxígeno, o DBO. El ritmo al que se requiere el oxígeno es máximo durante los primeros 5 ó 6 días disminuyendo después de modo constante. Puede nuevamente acelerarse alrededor del vigésimo día, después del cual disminuye gradualmente durante un período indefinido.

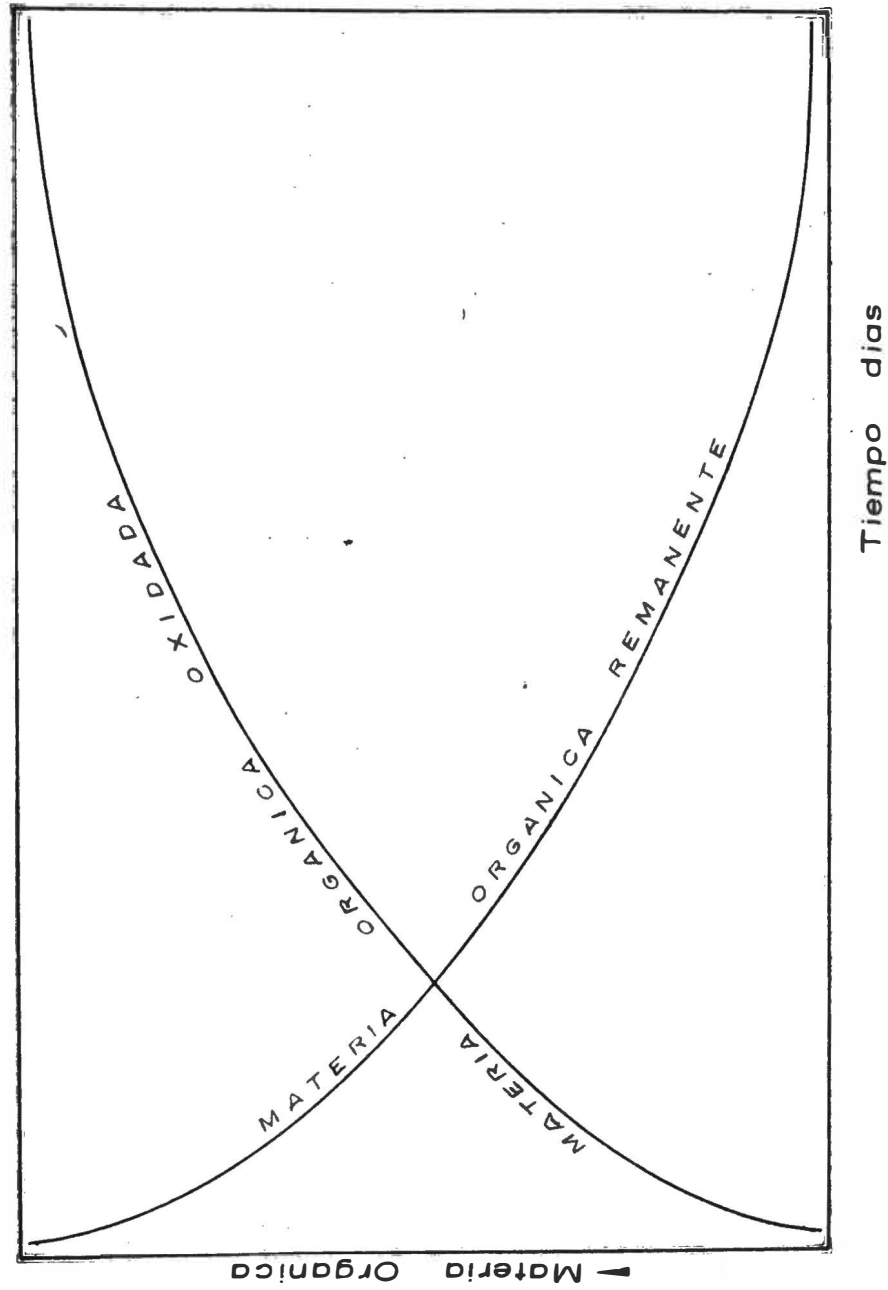
Pueden resultar olores desagradables de la emanación de ácido sulfhídrico por la acción bioquímica en condiciones anaeróbicas y con valores del pH (concentración de iones hidrógeno) inferiores a 7.5, aproximadamente . Sin embargo, en lagunas que tengan alta concentración de oxígeno disuelto, debe evitarse la formación de iones de sulfuro y de ácido sulfhídrico libre, con lo que se suprimirán los malos olores.

La satisfacción de la DBO depende del grado de concentración de las aguas negras, así como de otras varias condiciones las que incluyen la temperatura. Las temperaturas más altas de las zonas tropicales son, en este caso favorables, por que la satisfacción de la DBO(70 a 90%) se puede lograr en un tiempo mucho menor que el que se requiere en climas más fríos.

3.-Algas

Las algas son generalmente microorganismos unicelulares que se encuentran en amplia variedad de formas que varían desde esferas hasta bastones. Al vivir en aguas de la laguna, las algas utilizan los pro-

CAMBIOS EN LA MATERIA ORGANICA DURANTE LA OXIDACION BIOLÓGICA



Gráfica G-12

ductos derivados de la acción bacteriana y la energía de la luz solar en el proceso de fotosíntesis para producir oxígeno, que juega un papel vital en el proceso de tratamiento de aguas negras. La mayoría de las algas son inofensivas, pero algunas especies, en grandes cantidades, pueden ser dañinas, tanto para seres humanos como para el ganado, o bien, dar un sabor desagradable al efluente purificado (después de posterior tratamiento) cuando éste se usa para cocinar o beber. (No se recomienda esto último, a menos que se tengan pruebas dignas de confianza que indiquen que el agua es potable). De color verde en climas templados y verdes grisáceos en lugares cálidos, las algas flotan, por lo general, debajo de la superficie de la laguna. Durante los períodos de luz solar intensa pueden subir a la superficie y aumentar su actividad productora de oxígeno. Las heladas retardan la actividad de las algas, con la correspondiente disminución de la velocidad del proceso de tratamiento, el que, dadas tales condiciones, requiere de períodos más amplios de retención de líquidos. También, una capa de nieve sobre el hielo

nulificará la actividad de las algas y, consecuentemente, significará una pérdida en la producción de oxígeno.

Divisiones de algas **mayormente** presentes en las lagunas de estabilización:

Cyanophyta.- Comúnmente llamadas Algas verde-azuladas, que son pluricelulares o monocelulares, por lo general microscópicas; algunas formas se hacen monocelulares en medios turbulentos; generalmente con cubierta o vaina gelatinosa.

Euglenophyta.- Comúnmente llamadas Euglenoideas, son de pigmentación verde herbácea y son algas monocelulares, móviles y sin pared celular.

Chlorophyta.- Llamadas Algas verdes, de pigmentación verde-herbácea son algas monocelulares, pluricelulares, algunas macroscópicas.

Chrysophyta.- Llamadas Algas verde amarillentas o pardo-dorado: diatomeas; de pigmentación verde ama-

amarillenta a pardo, oro dorado las Xantofilas y los carotenos encubren la clorofila. Son algas microscópicas, casi siempre monocelulares.

Pyrrophyta.- Llamadas también dinoflagelados; de pigmentación verde amarillenta a pardo-oscuro; predominan las Xantófilas.

Son algas monocelulares, móviles pared celular celulosa.

4.- Proceso de tratamiento

Las algas proporcionan un método de tratamiento sencillo y extremadamente eficiente, ya que las aguas negras crudas del sistema de recolección descargan en un receptáculo de poca profundidad, en donde quedan sujetas al mismo proceso de oxidación que hay en lagos y arroyos, con las ventajas de velocidad incrementada gracias al control de las condiciones y a la reducción de la contaminación en las vías de agua naturales.

El sistema incluye la retención de aguas negras en la laguna hasta que se satisfaga adecuadamente la DBO (70 a 90%), después de lo cual se descarga el efluente en los arroyos locales o, en un sistema "equilibrado", se le retiene como el medio que se utiliza para sostener el proceso ininterrumpido en

un nivel óptimo. Los sólidos se convierten en lodos que se asientan en el fondo de la laguna. La acumulación de lodos se efectúa lentamente, a velocidades valoradas por varios expertos, que van desde una fracción de pulgada hasta un máximo de 3-1/2 pulgadas (8.89 cm) por año, circunstancia que permite que una laguna correctamente diseñada de muchos años de servicio eficiente sin padecer reducciones drásticas en su capacidad. Sin embargo, el efluente de la laguna de aguas negras (como es el caso del efluente que proviene de plantas ordinarias de tratamiento de aguas negras) no necesariamente está libre de organismos patógenos y puede requerir tratamiento y/o cloración adicionales. Si no es clorado, debe restringirse su uso al riego de cultivos cuyos productos no sean comestibles. Debe comprobarse su grado de contaminación periódicamente y determinarse su uso de acuerdo con los resultados de tal comprobación. Es difícil definir en que consisten las aguas negras neutralizadas. El grado de neutralización, desde luego, depende del uso a que se destine el efluente y de las normas que se apliquen para lograr tal neutralización .

En 1950, los franceses definieron las aguas negras neutralizadas como se indica a continuación.

1.-El agua tratada no debe contener mas de 30 miligramos por litro de materias de toda clase en suspensión.

2.- Antes y despues de un período de 5 días de incubación a 20°centígrados, no debe tener olor amoniacal o desagradable alguno y debe pasar una prueba de putrescibilidad negativa.

3.- No debe contener sustancias tóxicas para peces o dañinas para animales que viven en el agua en que va descargar el efluente.

4.- En un período de 5 días no debe absorber mas de 40 miligramos de oxígeno disuelto, por litro, a 18° C (prueba de la DBO).

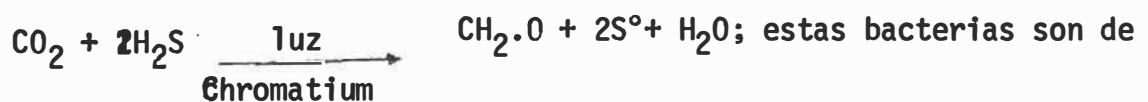
5- Fases de reacción más importantes en Lagunas de Estabilización

<u>Fase</u>	Oxidación Aerobia	Oxigenación Fotosintética	Fermentación Ácida	Fermentación Metánica
<u>Organismos</u>	Aerobios	Algas	Facultativos Heterotróficos	Productores de Metano
<u>Substrato</u>	Hidratos carbono, proteínas	CO_2 NH_3	Hidratos carbono, proteínas, lípidos	Ácidos orgánicos
<u>Productos</u>	$CO_2 + NH_3$	O_2 Algas	Ácidos Orgánicos	CH_4, CO_2 H_2
<u>Tiempo requerido en días</u>	5- 10	10- 20	10- 20	40 - 50
<u>Olores producidos</u>	ninguno	ninguno	por H_2S	por CH_4
<u>Temper. C°</u>	0-40	4-40	0-50	6-50
<u>Oxígeno</u>	Requerido	Requerido bajo ciertas condiciones	Requerido bajo ciertas condiciones	No requerido

<u>pH</u>	7- 9	6.5- 10.5	4.5- 7.5	6.8- 7.2
<u>luz</u>	No requerida	requerida	No requerida	No requerida
<u>Compuestos tóxicos</u>	Cr ⁺⁺⁺ NH ₃ ⁺	Ca ⁺⁺ , C12 Cr ⁺⁺⁺	Cr ⁺⁺⁺	CO ₂ detergentes

de acuerdo al gráfico G-13, como un ejemplo de actividad biológica, la acción de bacterias anaerobias que como las bacterias sulfurosas rosadas y clorobium, ejercen sobre el CO₂ y H₂S presentes en las aguas de ciertas lagunas con zonas de ambiente estrictamente anaerobio.

En efecto, Chromatium (de la familia Thiorhodaceae)- bacteria sulfurosa rosada-utiliza el dióxido de carbono y el ácido sulfhídrico producidos en las transformaciones microbiológicas de los sustratos orgánicos, para sintetizar compuestos orgánicos por fotosíntesis y depositar azufre en sus células, así:



utilidad por ejemplo, en el tratamiento de residuos industriales de refinerías de petróleo.

En el caso de Chlorobium (de la familia Chlorobacteriaceae), bacteria sulfurosa verde, ésta utiliza, también el dióxido de carbono y el ácido sulfhídrico como en el caso de la ecuación anterior. Ellas pueden así, a través de su metabolismo, controlar los olores ofensivos que produciría el H_2S al desprenderse de las lagunas.

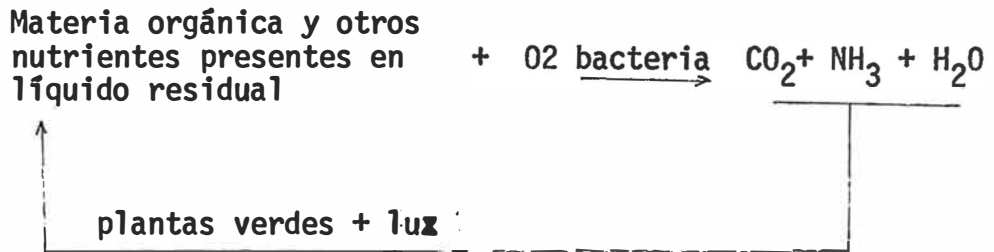
En el caso particular de las lagunas denominadas de alta tasa de oxidación fotosintética- Se ha desarrollado una teoría que permite evaluar las variables y factores que influyen en el sistema(1), lográndose a través de ella, diseños racionales. Estas lagunas producen, según su operación, excesos de algas verdes que pueden ser aprovechados como subproducto alimenticio.

En estas lagunas se utiliza la energía de luz visible absorbida por cultivos de algas, para el tratamiento de los despojos líquidos residuales.

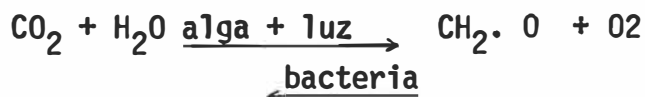
En el proceso en efecto, existe una simbiosis entre bacterias y algas, que bajo ciertas condiciones óptimas de funcionamiento, da como resultado efluentes altamente estables al lograrse mecanismos de

de oxidación bacteriana que estabilizan la materia orgánica que contiene el despojo líquido y la actividad de las masas de algas que utilizan la energía visible de la luz solar.

La reacción que ocurre en estas lagunas, de acuerdo a Gotaas y coautores es la siguiente:



que representa la oxidación bacteriana y reducción fotosintética, también mostradas por la reacción:



Se observa que, por una parte, se produce la oxidación de la materia orgánica presente en el líquido y por la otra la reducción del dióxido de carbono por las algas; y una liberación de hidrógeno a través de la acción de la luz sobre la clorofila.

Como la reducción del CO_2 y azúcares la célula vegetal asimila el nitrógeno y otros nutrientes, y

sintetiza compuestos complejos, tales como proteínas, los cuales permiten que se produzca la reacción.

Tan pronto el hidrógeno es asimilado, el oxígeno queda libre para escaparse de las células, apareciendo así en solución en el agua o liberado como gas dentro de la atmósfera.

Esta reacción, dicen los autores, indica a la vez que: la mera presencia de algas en una laguna no garantiza que el oxígeno estará también presente sólo cuando el alga lleva a cabo la fotosíntesis (crecimiento activo y producción de material celular), es cuando se produce un exceso de oxígeno molecular. Si no ocurre un crecimiento adecuado, la producción de oxígeno puede ser aún menor a los requerimientos exigidos por las propias algas.

En estas lagunas de oxigenación fotosintética se encuentran, preponderantemente, algas verdes(2): *Chlorella*, *Scenedesmus*, *Euglena*, *E. gracilis* (polisapróbica); diatomitos y algas verdes-azules en menor concentración y otras formas tales como los rotíferos, nematodos, etc.

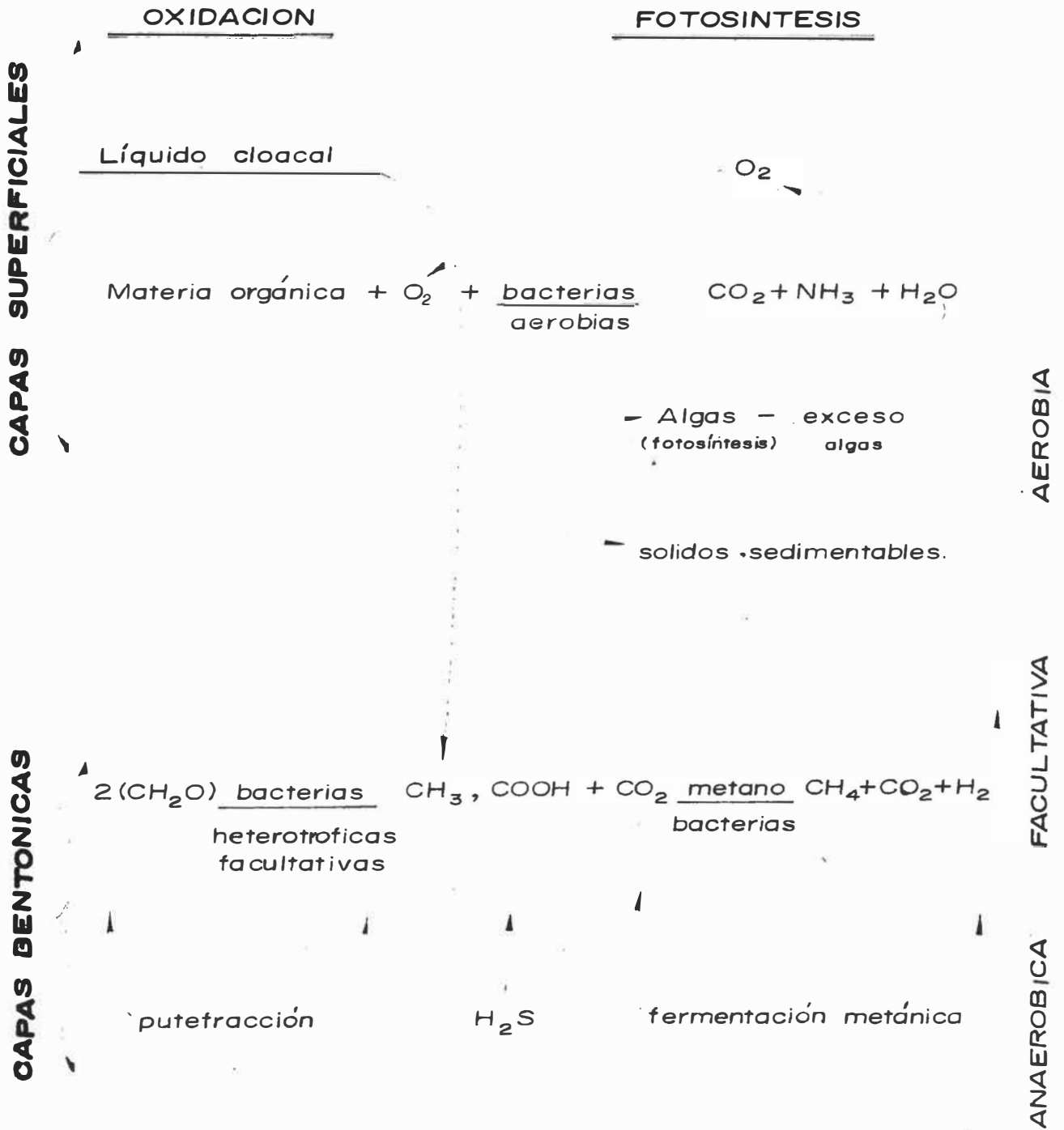
La formación racional que sigue, relaciona los factores más importantes envueltos en el comportamiento

de estas lagunas de oxidación de alta rata:

- a) Energía solar (de luz visible) disponible;
- b) Absorción de la luz por los cultivos de algas;
- c) Demanda bioquímica de oxígeno del líquido residual.
- d) Eficiencia fotosintética del sistema;
- e) Producción de oxígeno por fotosíntesis;
- f) Temperatura ambiente;
- g) Períodos de retención del líquido en la laguna;
- h) Volúmen, área superficial y profundidad de la misma.

6) Carga Orgánica: A este respecto es de interés citar que la mayoría de los trabajos consultados dan como cifra media de carga procesal, unos 56 kg de DBO₅/Ha x día (50 libras/Acre x día), Sin embargo la mayoría admite que tales cargas pueden ser aumentadas dependiendo del tipo y de la diversidad de factores que las afectan, y naturalmente, de las condiciones climáticas preponderantes de cada región. Según la clasificación de Oswald indica los valores que depende del tipo de lagunas:

MECANISMO DE CLARIFICACION DE UNA LAGUNA DE ESTABILIZACION



En Facultativas

para afluente crudo, doméstico:

67.2 kg/Ha x día (60 lb/Acre x día)

para efluente primario, doméstico:

190 kg /Ha x día (170 lb/Acre x día)

En las de alta rata

para efluente de primario, doméstico:

190 kg/Ha x día (170 lb/Acre x día)

En anaerobias:

planta de reducción:

762 kg/Ha x día (680 lb/Acre x día)

7) Períodos de Retención: Aún cuando algunos de los trabajos no son muy específicos en sentar éstas y las obras cifras que aquí comentamos, podemos indicar que, en general, se recomiendan los siguientes tiempos de retención: entre 3 a 4 días y mas(hasta un máximo de 20) para las lagunas de estabilización del tipo aerobio. Para que otras, períodos sensiblemente mayores, de 6 a 50 días y mayores (hasta unos 90 días).

Oswald precisa estos períodos, dependiendo del tipo de laguna: 3 días para las de alta rata; de 5 a 6 días para las facultativas tratando de efluentes de primario; de unos 50 días para estas últimas tratando líquido cloacal crudo; y de 38 días para las del tipo anaerobias.

8) Profundidad : Casi todos los autores indican para las de oxidación, recibiendo efluentes de tratamientos primarios, entre unos 60 a 120 cms. (2 a 4 pies). Y para las de otros tipos entre unos 60 y 150 cms(2 a 5 pies).

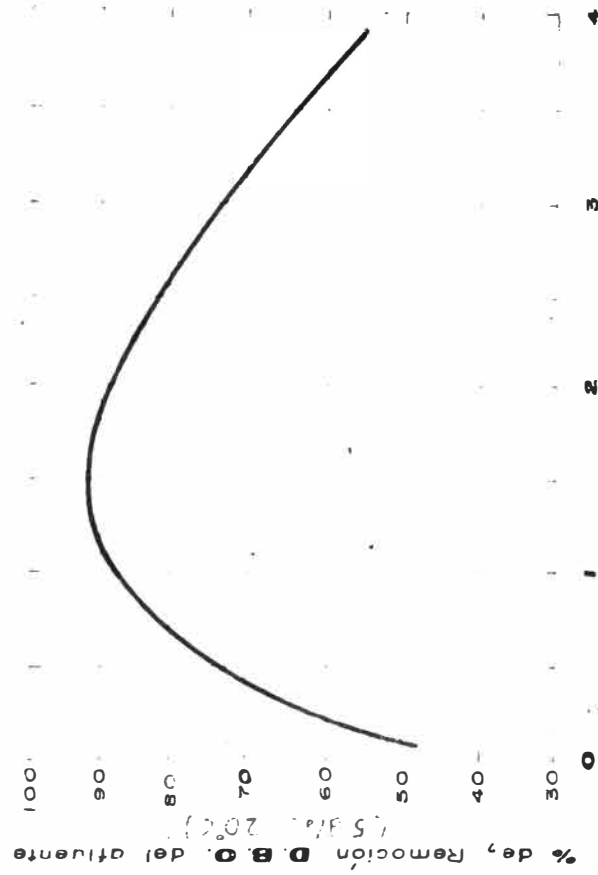
9) Eficiencia .- en remoción de la DBO, están de acuerdo en reconocer su variabilidad en función del tipo, cargas, arreglos físicos, condiciones climáticas, etc. En general, acusan valores comprendidos entre 73% y 95%. Como se puede observar en la gráfica G-14.

En lo que respecta a la reducción del índice coliforme, tantos sólo dos de ellos dan cifras específicas, indicando remociones del orden del 99.9% y más.

10) Respecto a otras cargas: Oswald cita el término "carga hidráulica" para correlacionar los parámetros profundidad periodo de retención, e influencias de la evaporación, percolación etc. Es también de interés el resumir otros elementos de diseño de cierto valor, tales como: diques y fondo de material impermeable cuando se desea evitar una percolación del líquido bajo tratamiento (caso de fuentes de abastecimiento subterráneas cercanas al sitio de la laguna); pendientes de los diques; interna de aproximadamente 4 a 1 y externa de más o menos 3 a 1; borde libre, de 30 a 120 cms. (un valor promedio del orden de los 60 cms); entradas (con excepción de las de alta rata) al centro de la laguna y cercanas al fondo; salidas, que permitan variar el nivel de la laguna (entre otros, para control de mosquitos); para las que tratan e-fuentes de tratamietnos primarios, en serie. Rivas Mijares indica: recirculación de las lagunas finales hacia la primera, para controlar olores (recirculación del 60% del gasto afluente).

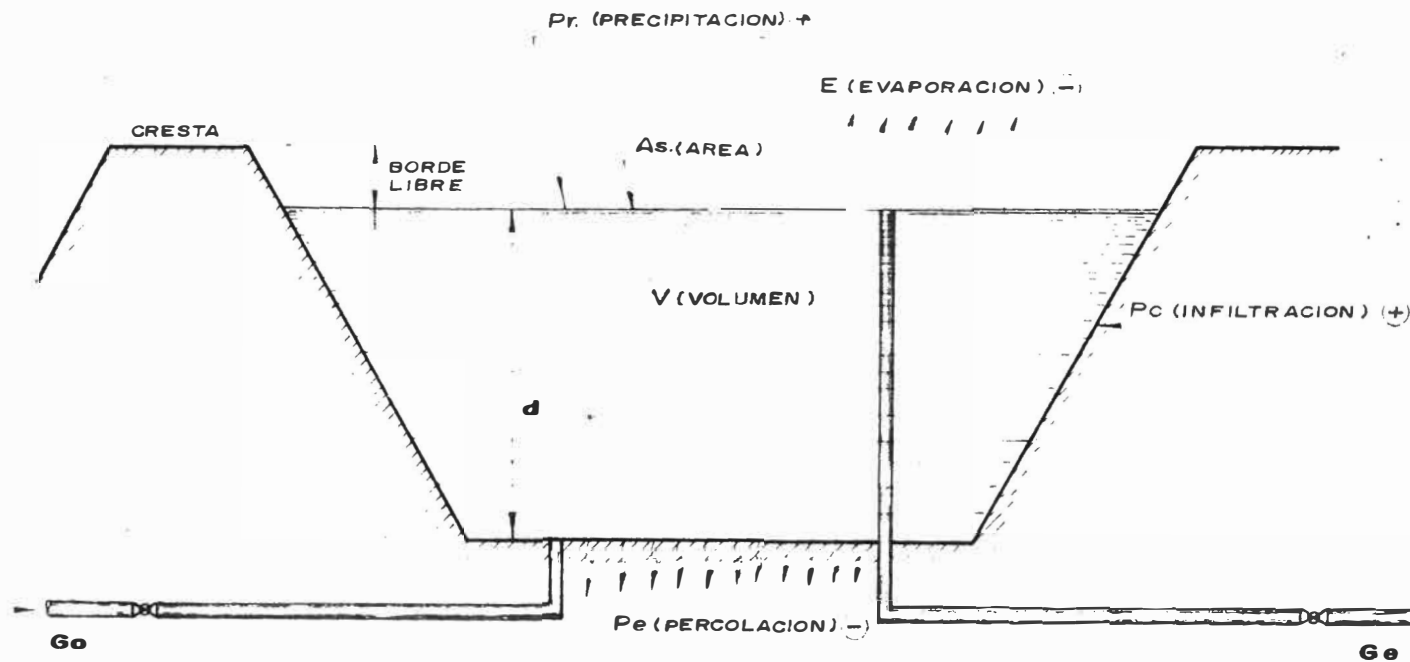
Ilustración Gráfica G-15.

REMOCION D.B.O. EN LAGUNAS DE ESTABILIZACION DE ALTA RATA



— Factor de oxigenación fotosintética, Of

TERMINOS EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION



11) Lagunas de estabilización criterios de diseño

<u>Tipo de laguna</u>	Aerobia	Anaerobia	Facultativa
<u>Carga orgánica (kg DBO/ Ha x día)</u>	225 o menor (112 a 225 sin olores)	225 o mayor (normalmente de 335 a 700 y más, normales)	56 a 168 (22 a 56 de sin olores) (70 tratando líquido crudo; 190 tratando efluente primario.)
<u>Período de retención en días</u>	2 a 4 normalmente 3	10 a 50 (+ 38)	15 a 100 (5 a 7 para efluentes de tratamiento primario; y de 50 o mas para líquido cloacal crudo 80 o mas sin efluentes)
<u>Carga Hidráulica (cm/día)</u>	5 a 12 (sin olores) ± 10	6 o más (20 a 30)	2.5 (sin olores) (de 2.5 para líquido crudo de 7 a 15 para efluente de primario)
<u>Profundidad (en cm)</u>	alrededor de 30 (en trópico, posible de 30 a 60)	250 a 300	90 a 150 (90 para efluente primario; 125 para líquido crudo).
<u>Mezcla necesaria</u>	Sí	no	no
<u>Eficiencia % en Remoción DBO</u>	+ 80	+ 70	+ 85 a 95

Factores que influyen el volúmen de agua en las lagunas de estabilización.

12)

La Evaporación.- La evaporación desempeña un papel importante en la determinación del nivel de agua que se mantiene en una laguna, especialmente en zonas tropicales. La cantidad de evaporación en un momento dado depende de la temperatura, la humedad y la velocidad de los vientos. Es, por tanto, difícil predecir con precisión la velocidad de la evaporación para un período corto. Afortunadamente tales pérdidas son críticas únicamente sobre la base de estaciones, empero, se conocen promedios razonablemente precisos de esas pérdidas para la mayoría de las regiones del mundo.

Sin embargo, en ciertas regiones puede perderse hasta un 20% del influente debido a la evaporación.

Puede calcularse de manera aproximada las velocidades de evaporación por medio de tablas como la siguiente:

Evaporación en pulgadas por mes	
Temperio Norte	Ene. Feb. Marz. Abr. May. Jun. Juli. Agt. St. Oct. Nov. Dic.
Temperio Sur	Jul. Ag. Set. Oct. Nov. Dic. Ener. Feb. Marz. Abr. May Jun.
	4.0 5.0 6.5 8.0 10.0 12.0 13.0 13.0 11.0 8.5 6.5 5.0
	1.0 1.4 2.0 3.0 4.8 6.5 8.5 8.0 6.5 4.6 2.6 1.1
	0.6 0.7 0.8 1.0 1.3 1.6 2.0 1.9 1.8 1.6 1.1 0.7
	(mínima) (máxima)
	1 pulg(2.54 cm)

Cuadro tomado de la publicación hecha por la O.M.S. (As. de estabilización para países en desarrollo)

En los lugares donde no hay expertos disponibles, los agricultores locales son generalmente buenos consultores para describir el carácter de las estaciones, aunque rara vez en términos de cifras cuantitativas.

Para obtener cifras locales precisas, se pueden llevar a cabo pruebas de campo durante, por lo menos, un ciclo completo anual y de preferencia varios. Fórmula para obtener el volumen de evaporación.

El volumen de evaporación en galones(E) para cualquier período dado (día, semana o mes) se puede determinar por medio de la siguiente fórmula:

$$E = 27000 \times A_s \times E' \text{ (publicación de la O.M.S.)}$$

Donde E' = evaporación estimada en pulgadas para el período en cuestión.

A_s = área de la laguna en acres.

13) Ubicación del sitio-Aunque la disponibilidad de los terrenos es factor fundamental, desde el punto de vista económico son preferibles los sitios a costas menores que la del sistema de recolección, a fin

de eliminar la necesidad de instalar costosas estaciones de bombeo. Las objeciones por parte de los habitantes del lugar (por regla general de índole psicológico) a menudo pueden vencerse por medio de explicaciones cuidadosas y, si ello es posible, llevándoles a visitar sistemas de lagunas en plena operación. Son también un factor importante la zonificación o las restricciones relativas a distancias fijadas para plantas comunes de tratamiento de desechos, aunque, desde un punto de vista práctico, se ha demostrado como satisfactorio una distancia mínima de 400 metros (1/4 de milla) con respecto a la zona habitacional. La dirección de los vientos dominantes (durante el día y la noche) es otro factor importante para ubicar lagunas con respecto a los poblados.

14) Viento.- El trazo de las lagunas debe proyectarse de manera que la dirección de los vientos dominantes nunca sea sobre la línea de la corriente, pues en esa forma daría lugar a corto circuito de las aguas negras de la entrada a la salida o retardaría el flujo normal. Deben evitarse los obstáculos que entorpezcan el movimiento del aire. El viento induce oleaje

y corrientes laminares casi a ras de superficie, necesarios para estimar la oxidación sin embargo, al exceder los vientos de una velocidad de 48 km/hora pueden dar lugar a un oleaje que, a su vez, puede erosionar los bordes de la laguna, lo que se evita colocando bloques o losas de hormigón en las orillas.

A fin de asegurarse de que los vientos barran sin obstáculos, deben conocerse los cambios de dirección debido a las estaciones, así como las velocidades relativas. Los agricultores, los pescadores y otros individuos cuyo trabajo se desarrolla al aire libre durante todo el año, son generalmente excelentes fuentes de información sobre datos generales del clima, para el caso en que no se cuente con cifras precisas de la localidad.

La experiencia en los EE.UU. indica que la erosión no es seria sino hasta que las lagunas alcanzan una superficie de 30 acres (aproximadamente 12 hrs).

En virtud de que varios factores afectan las condiciones locales de los vientos, tales como temperatura, alturas de la vegetación, etc es difícil intentar una generalización relativa a las obstrucciones en las inmediaciones de la laguna. En el caso promedio, empero, se puede dar una distancia sin obstáculos de 5 a 8 veces la altura de cualquier grupo de

árboles o arbustos, contada aquella desde la orilla de la laguna. En el caso de edificios aislados, basta, por regla general, con que haya una distancia sin obstáculos, igual a la altura o al ancho de la estructura, sea cual fuere la mayor de esas dimensiones. Finalmente puede afirmarse que una distancia mínima de barrido de 95 m. (300 pies) libre de toda obstrucción excepto una que otra aislada, proporcionará el oleaje adecuado en todos los casos.

15) Aereación. El bajo costo del tratamiento en lagunas que, además, no necesita de maquinaria, alguna es factor que hace que el sistema sea muy atractivo, especialmente para naciones y comunidades en desarrollo. Sin embargo, donde sea necesario y económicamente factible, puede recurrirse a varios medios de aereación artificial para inducir la circulación y el oleaje, y, por consecuencia, la absorción de oxígeno. Este recurso puede emplearse para reactivar sistemas que, por alguna razón, se han transformado en anaeróbicos, o para aumentar la capacidad de instalaciones ya existentes, por requerirse así de inmediato, o donde la falta de fondos o de terrenos demoren la construcción de otras lagunas. La aereación también puede utilizarse para

reducir o evitar la congelación en las lagunas ubicadas en zonas de climas más fríos.

Según este método, por medio de un ventilador se introduce aire en un sistema de tubos perforados que descansan en el fondo de la laguna. Según suben las burbujas de aire, inducen una circulación leve que incrementa la absorción de oxígeno. Puede notarse la formación de ligera espuma sobre las líneas de tubos. Otros sistemas incluyen la agitación de la superficie de las aguas de la laguna por medio de rociadores de agua.

Aunque la aereación artificial de las lagunas es práctica, no debe sobrestimarse tal cualidad, pues un proceso extensivo de aereación no substituye el proceso de tratamiento natural en que intervienen las algas para proporcionar oxígeno. Por consiguiente, donde ello sea posible, deben proyectarse las lagunas para que funcionen sin aereación artificial.

16) Percolación .- El problema que constituye la pérdida por filtración en el terreno tiene dos aspectos. El primero consiste en que existe el peligro de contaminar las fuentes de agua cercanas si el fondo de la laguna queda más bajo que, o demasiado cerca del, nivel de aguas freáticas en cualquier estación.

Segundo, bajo condiciones rigurosas, la pérdida del líquido puede ser suficiente grande como para que el volúmen de agua retenida baje hasta un punto inferior al necesario para la operación aeróbica eficiente.

Antes de decidirse definitivamente por un sitio, deben realizarse pruebas de percolación para obtener una estimación precisa de la pérdida inicial de líquido y del peligro relativo de contaminación que corran las fuentes cercanas de agua. Las pruebas deben hacerse a la cota del fondo proyectado para la laguna. Siendo un procedimiento común; cavar un pozo de sección cuadrada, del 1 pie de lado (30.48 cm) hasta una profundidad aproximada de 1.5 pies (45.72 cms) abajo del nivel proyectado para fondo de la laguna, Se llena el pozo de prueba con agua hasta una altura conocida (generalmente de 15 a 30 cms) Una vez que haya desaparecido el agua, vuelve a llenarse el pozo a la misma altura y se anota el tiempo que toma la absorción del agua. Este tiempo (en minutos) se divide entre la profundidad del pozo en pulgadas (cm) para obtener el tiempo que toma el nivel de agua para bajar una pulgada (2.54 cm). Se repite este procedimiento en varios puntos del sitio escogido para

pruebas, especialmente donde sean evidentes los cambios en la calidad del suelo. Se promedian los factores resultantes para llegar a un solo coeficiente de diseño.

Debe hacerse notar que los depósitos de lodos se llan lentamente el fondo de la laguna, reduciendo así las pérdidas hasta un punto despreciable en suelos que sean relativamente impermeables y, aún en los peores casos, reduciendo drásticamente las filtraciones. Por ejemplo, la experiencia indica que una fuerte pérdida inicial de 6 pulgadas (1,524 cm) por día puede bajar gradualmente hasta llegar a ser de 1/4" a 3/4" por día.

C) Fórmulas para diseño de lagunas

El diseño de las lagunas no es, hasta la fecha, una ciencia exacta. En los primeros diseños se exigía un acre (.4047 ha) por cada 100 a 200 personas mientras que, posteriormente, al evolucionar y acumular experiencias, se hicieron posibles cargas mucho mayores. Al proyectar una laguna, es necesario determinar su capacidad, que es el producto del área de la laguna multiplicado por su profundidad. Para llegar a estas cifras es esencial obtener la siguiente información básica:

a. El volúmen máximo de líquidos que entran a la laguna, que es la suma del consumo básico desecho-agua de la comunidad a la que sirve la laguna, más el líquido que entra al sistema por infiltración, lluvias, etc.

b. El volúmen mínimo de líquido que se va retener en la laguna que es igual al consumo básico líquido desecho-agua, menos la pérdida de líquido de la laguna por filtración y evaporación.

c. La concentración de las aguas negras en términos de DBO por persona por día y la carga de la laguna en libras(kg) de DBO por acre(ha) por día.

d. El período de retención necesario para que las aguas negras lleguen a una reducción de DBO de 70 a 90%.

1.- Período de retención

$$D(\text{en días}) = \frac{V \text{ (volúmen en MC)}}{Q \text{ (gasto en MCD)}} \quad (1)$$

$$V \text{ (M)} = A_s \text{ (área superf. en m}^2\text{)} \times d \text{ (prof. en m)}$$

$$M^3 = m^3$$

2.- Carga hidráulica:

$$L_h \text{ (cm/día)} = \frac{d \text{ (profundidad en cm)}}{D \text{ (período de retención, en días)}} \quad (2)$$

3.- Afluente actual:

$$Q^{\circ}(\text{en cm/día}) = Q_a + (Pr + Pc) \quad (3)$$

en donde:

Pr = Precipitación , en cm/día;

Pc = Infiltración, en cm/día

Qa= Gasto nominal afluente, en cm/día

4.- Efluente actual

$$Q_e (\text{cm/día}) = Q_o - (E + Pe); \quad (4)$$

en donde:

Qo = Gasto efluente, cm/día

E = Evaporación, en cm/día

Pe= Percolación, en cm/día

5.- Carga orgánica

$$L_o = K \cdot d/D = \text{DBO o ser removido en la laguna,} \quad (5)$$

luego:

$$L_o = \text{Kg DBO/Ha. día} = 0.1014 L_h (\text{cm/día}) \text{ DBO}(\text{mg/l}) / \theta$$

$$(K = 0.226 \text{ para } L_o \text{ en lb/Acre día y } L_h \text{ en pulg/día}) -$$

(Rivas Mijares)

La DBO a ser removida, $(L_o) = (\text{DBO afluente}) - (\text{DBO efluente})$.

así:

$$L_o = (L_a - L_e)$$

en donde:

La= DBO afluente, primera etapa, para temperatura media del agua.

Le= DBO, efluente, primera etapa, para temperatura media del agua.

6) La energía total, H, fijada durante el proceso de fotosíntesis, es una fracción, F, de la energía total de luz visible (E_s) que penetra la superficie (con cultivos) durante el período de retención D; así que

$$H = \text{energía total} = F \cdot E_s \quad (8)$$

El factor F es la expresión de la eficiencia total fotosintética (expresada como fracción)

7) El valor E_s es la expresión de la energía total de luz visible que penetra en la laguna, e igual a:

$$E_s = S \cdot A \cdot D. \quad (9)$$

en donde:

S = Insolación visible, en gramo-caloría/cm² x día (Dangleys /día).

A= Area superficial de la laguna expuesta a la luz en cm².

D= Tiempo de exposición, en días

En consecuencia:

$$H = F \cdot S \cdot A \cdot D. \quad (10)$$

Si el peso de la materia orgánica fotosintetizada durante el período de retención D, es expresado ^{como} concentración de algas, Cc (en mg/l) y el alga tiene como unidad de calor de combustión el valor h, siendo éste la energía requerida para asimilación, nutrición y producción de los compuestos del carbono (obtenidos del CO₂ que se convierte en materia orgánica de las algas, liberando el O₂ que aprovechan las bacterias) y del nitrógeno (resultado de la acción biológica en el desdoblamiento de los desechos orgánicos), la energía total H, en la fotosíntesis de un litro debe ser:

$$H = h.Cc \quad (10-a)$$

Si sustituimos estos valores de A y de H, de las ecuaciones (10-a) y (10-b), en la ecuación (10) tendremos:

$H = h.Cc = F.S. \cdot 1000/d \times D$, que al expresar en términos del período de retención, se convierte en

$$D = h.Cc \cdot d/1000 F.S. \quad (11)$$

La relación entre el peso total de oxígeno liberado W_o, y el peso total del alga sintetizada, Cc, se puede expresar con un factor P, así:

$$P = W_o/Cc \quad (12)$$

Por otra parte, el peso de la materia orgánica en

el líquido, aplicada y sometida a transformaciones en la laguna por la acción de las bacterias aerobias, es proporcional a la DBO a ser satisfecha, Lo . Como esta demanda Lo , debe ser satisfecha por el oxígeno producido a través de la fotosíntesis, Wo , luego:

$$P = Wo/Cc = Lo/Cc \text{ o bien:}$$

$$Cc = Lo/P \quad (13)$$

Combinando las Ecuaciones (11) y (13)

$$D = d.h.Lo / 1000 F.S.P. \quad (14)$$

expresado a h en calorías/mg de materia volátil.

La eficiencia fotosintética, F, de las Ecuaciones (11) y (14), está influenciada por cada uno de los factores ambientales. Ello en tal forma, que puede ser evaluado como una función de la temperatura, concentración del líquido cloacal, período de retención y luz disponible.

Así, un coeficiente de temperatura, Ic , se introduce en el denominador de la Ecuación (14) para darnos:

$$\frac{d.h.C.c}{Tc \cdot F \cdot 1000S} = \frac{d.h.Lo.}{Tc \cdot FX \cdot 1000SP} = D \quad (15)$$

Que es la ecuación de diseño que relaciona cada uno de los factores pertinentes.

8) La Energía solar, S: que es la insolación de luz solar visible, en gr- cal./cm² x día, representa la cantidad diaria de energía que llega a la tierra y depende de factores astronómicos, geográficos y meteorológicos. Está sujeta a variaciones diarias y estacionales.

9) La profundidad de la laguna d: Según estudios de la profundidad de penetración y absorción de la luz visible, en cultivos de algas de diferentes concentraciones de células, han demostrado que la penetración o absorción está descrita, dentro de pequeños límites, de acuerdo a la Ley de Beer-Lambert,

así:

$$I/I_i = e^{-C_c X_o X d} \quad (16)$$

de donde:

$I = I_i (e^{-C_c X_o X d})$; aplicando logaritmos neperianos:

$$\log_e I = \log_e I_i + C - C_c X_o X d) \log_e e;$$

$$\log_e I = \log_e I_i = - C_c X_o X ; \text{ por ello:}$$

$$d = \frac{\log_e I + \log_e I_i}{C_c X_o} = \frac{\log_e I_i - \log_e I}{C_c X_o}$$

en donde:

I = Intensidad de la luz transmitida, medida a la profundidad d ;

I_i = Intensidad de la luz incidente;

C_c = Concentración celular

μ = Coeficiente de absorción de la luz, típico de cultivo.

En general para diseños se supone que la luz disponible en su totalidad, así d , se utiliza como profundidad de la laguna.

La penetración se supone de un 90% cuando el rayo solar llega verticalmente a la superficie, y de un 60% cuando forma ángulos alrededor de unos 10° con la horizontal. Existen quienes consideran que la luz transmita al fondo de la laguna, es de un $1/200$ de la correspondiente a la intensidad promedio de la incidente.

El valor de I_i puede ser estimado de la información suministrada por la climatología local. Una regla que permite cierta aproximación al respecto es: el promedio de la intensidad de la luz incidente es ± 10 veces la insolación total expresada en langleyes/día, multiplicada por la fracción de tiempo que el sol está en el cielo, o sea:

$$I_i = 10 \times S \times 12/24$$

Este valor puede ser reemplazado en la ecuación (17) para determinar la profundidad de la laguna.

10) Coefficiente de la Absorción de la luz, μ

La penetración de la luz queda afectada por la concentración de algas y además, depende del coeficiente de absorción μ , específico de cada cultivo. Este coeficiente es relativamente constante para condiciones de crecimiento más o menos constantes. Sus valores están, generalmente, comprendidos entre 1×10^{-3} y 2×10^{-3} (3). En cultivos muy profundos, podría llegar a ser hasta de 4×10^{-3} .

11) Concentración de Algas, C_c :

Esta concentración depende a su vez de la respectiva concentración de los nutrientes disponibles en el sistema, de la luz y del período de retención.

Para la retención normal de unos 2.5 días y bajo condiciones normales de luz y líquido cloacal, la máxima concentración celular es para, digamos 2° cms. de profundidad (según la ecuación 17, del orden de los 225 mg/l).

Esta concentración decrece, a mayores profundidades, por las limitaciones de luz.

12) Calor Específico de Combustión ,h:

Los valores de este parámetro han sido determinados por varios métodos, obteniéndose cifras que fluctúan entre 5.5 y 6.5 gramo-calorías/miligramo de materia volátil contenida en el alga (en razón del alto contenido proteínico y de grasas de las algas que dependen a su vez, del periodo de retención), En general, un valor del orden de los 6 gr-cal/mg es recomendable para el diseño de estas lagunas de alta rata.

13) RELación Oxígeno-Algas,P:

Este factor expresa la relación entre el peso de oxígeno liberado al peso de materia celular sintetizado. Un valor promedio de $P= 1.58$, puede considerarse como satisfactorio para diseños prácticos.

14) Demanda Bioquímica de Oxígeno, Lo:

En lagunas bien operadas, la materia orgánica contenida en el afluente sufre, rápidamente, una precipitación por biofloculación y sedimentación.

La mayor parte de la DBO, así, llega al fondo en pocas horas,dejando una sobrnadante con bajo contenido de materia biodegradable.

El material sedimentado sufre una prolongada oxidación, cuando existe allí oxígeno molecular disponible, y prosigue de acuerdo a la reacción monomolecular:

$$y = L_0 (1 - 10^{-K't}) \text{ , fórmula (4).}$$

L_0 = DBO, primera etapa, en mg/l:

y = DBO al tiempo t ;

K' = Constante de desoxigenación (en base 10)

$$K' = 0.1 (20^\circ C)$$

Para mantener las lagunas bajo condiciones de aerobividad, la tasa de oxidación aerobia del lodo debe ser igual a la tasa de descomposición del mismo. Como la relación en peso, de oxígeno producido al material celular sintetizado, P , es aproximadamente constante, el peso de alga, C_c , que a través del crecimiento ha de producir suficiente oxígeno para satisfacer la demanda; puede ser calculado con la ecuación: $C_c = L_0/p$

como el valor de la DBO, primera etapa, del afluente es:

$$L_a = \frac{y_a}{1 - 10^{-K't}} \text{ , si asumimos una DBO a los 5}$$

días. Ya para las aguas receptoras, podemos luego encontrar la correspondiente para la DBO del efluente:

$$Le = \frac{Ye}{1 - 10^{-K't}} \quad \text{La DBO removida en la laguna,}$$

Lo, debe ser entonces:

$$Lo = (Le - La), \text{ en mg/l} \quad (19)$$

15) Factor de Oxígeno, Of:

Su valor óptimo, alrededor de 1.5 según la gráfica G-14 para el cual puede obtenerse una remoción de la DBO de alrededor del 90% , está dado por:

$$Of = \frac{PCc}{Lo} \quad (20)$$

16) Eficiencia Fotosintética , F:

Este valor, como dijéramos, varía de acuerdo a cambios de la temperatura período de retención, periodicidad, concentración de la DBO del líquido cloacal e intensidad de la luz, y esta intensidad se indica como sigue:

En donde:

Fp= Periodicidad

Fd= Período de retención

Fs= Energía de luz visible,

Fy= DBO,

Tc= temperatura, y,

F= La eficiencia Fotosintética ya definida, expresada como decimal.

Los valores de Fp, Fd, Fs, Fy, y Tc, se obtienen de la tabla siguiente:

EFICIENCIA FOTOSINTÉTICA EN POR CIENTO, COMO FUNCION DE
CONDICIONES AMBIENTALES

Energía luminica S1 (Flux)en (Fs) cal/l x min	(Fs)	Período de retención		Periodicidad		D.B.O. aplicada		Temperatura	
		días	(Fd)	%	(Fp)	mg/l	(Fg)	°C	(Tc)
1	7.4	1.0	6.2	30	-	10	0.2	4	0.01
2	6.9	1.5	5.7	33	-	25	0.5	6	0.02
3	6.7	2.0	4.9	36	0	50	1.2	8	0.23
4	6.4	2.5	4.3	39	4.8	75	2.1	10	0.49
5	6.2	3.0	3.8	42	4.5	100	2.6	12	0.70
6	6.0	3.5	3.5	45	4.1	125	3.1	14	0.82
8	5.7	4.0	3.1	48	3.9	150	3.6	16	0.91
10	5.8	4.5	2.9	51	3.7	175	4.0	18	0.96
15	4.6	5.0	2.7	54	3.5	200	4.3	20	1.00
20	4.0	5.5	2.5	57	3.4	250	4.8	22	0.99
25	3.5	6.0	2.3	60	3.3	300	5.1	24	0.96
30	3.0	7.0	2.1	66	3.1	350	5.3	26	0.92
40	2.2	8.0	1.9	72	3.0	400	5.4	28	0.87
50	1.6	9.0	1.7	78	3.0	500	5.0	32	0.73

(Tabla del texto Rivas Mijares)

6. DISEÑO DE LA UNIDAD DE TRATAMIENTO

6.1. ANALISIS DE DESAGUE DE UNA CIUDAD COSTERA

Debido a que la ciudad del Santa carece de sistemas de desague alguno, se ha tomado valores de análisis de desague de poblaciones similares que tienen costumbres parecidas, carecen de industrias, de dedicación agrícola mayormente, etc. Estos valores son parecidos a los que sirven como diseño para el Ministerio de Vivienda.

Valores promedios del análisis del desague

BOD	20°C 5 días	200 ppm
Nitrógeno total	30 ppm
pH	7.2
Sólidos fijos		820 ppm
Sólidos volátiles		650 ppm
Sólidos totales		1110 ppm
Sólidos disueltos		795 ppm
Sólidos suspendidos		315 ppm.

6.2. DATOS CLIMATOLOGICOS Y GEOGRAFICOS DE LA CIUDAD DE SANTA

-180

Estos datos fueron averiguados en el SENAMHI.

Latitud.....	9°S
Altura promedio sobre el nivel del mar	30.0 m
% de horas del sol al día	invierno 35% verano 65%
Heliofanía relativa	invierno 70% verano 90%
Temperatura media	invierno 15°C verano 29°C
Humedad relativa	75.4%
Evaporación	2.81 mm/día
vientos	moderados con direc- ción norte.

6.3.

SOLUCION DE LA UNIDAD DE TRATAMIENTO

6.3.1.

Cálculo de la profundidad.

Empleando la fórmula: $d = \frac{\text{Loge } I_i}{C_c \text{ oo}} \quad (1)$

Cc oo

en donde:

d= profundidad den cm.

Cc= Concentracion de algas en mg/lit

oo= coeficiente de absorción

Ii= Iluminación incidente en bujías- pié

6.3.2. Concentración de algas

Cc= 10 N % de recuperación de nitrógeno

En lo que: N= Nitrógeno total del desague = 30 ppm

% de recuperación de nitrógeno: inv 50%

(según experim. de Gotaas) ver.75%

Luego: Invierno : Cc= 10 x 30 x 0.50 = 150 ppm (2)

Verano : Cc= 10 x 30 x 0.75 = 225 ppm

6.3.3. Coeficiente de absorción (oo)

Gotaas y Oswald en experimentos en plantas pilotos

de Richmond- EE. UU. han obtenido valores promedios,

los cuales recomiendan para el diseño: Invierno 1.8×10^{-3}

Verano: 1.3×10^{-3} ⁽³⁾

6.3.4. Iluminación incidente

Ii= 10 x S x % horas de sol al día

En lo que: % horas de sol al día; Invierno 35%

Verano 65%

S= energía solar total en Langleys/día (cal/cm²x día)

La energía solar varía de acuerdo a la latitud geo-

gráfica. Para la ciudad del Santa que se encuentra a 9°S no existen determinaciones locales ni tablas aproximadas para el hemisferio sur como para poderlas aplicar. Por lo tanto basándonos en la tabla de insolación de United States Weather Bureau Latitud Norte, que se puede aplicar con cierta aproximación a nuestro hemisferio.

Correcciones aproximadas por altura:

Radiación total: $S = St (1+ 0.0607 \text{ km})$

Radiación visible $S = Sv (1 + 0.0303 \text{ km})$

Km (representa la altura en kms)

Corrección por nubosidad $S = S_{min} \times (S_{max} - S_{min}) \%T.D.$

T.D Tiempo despejado.

Probables valores promedios -directa y difusa en una superficie horizontal a nivel del mar, en Langleys por día.

f Norte

Variación	enero		febrero		marzo		abril		may o		junio		julio	
	Vis ^C	tot	Vis	Tot	Vis	Tot	Vis	Tot	Vis	Tot	Vis	Tot	Vis	Tot
8 Max	230	620	249	665	267	700	270	709	266	685	258	678	260	680
min	187	495	192	510	196	523	185	467	191	506	124	320	154	405
Max	223	595	244	655	264	694	271	711	270	694	262	688	265	690
Mi	179	475	184	490	193	513	183	464	192	512	129	350	158	414

NORTE

Variación	agosto		setiembre		octubre		noviembre		diciembre	
	Vis ^C	Tot	Vis	Tot	Vis	Tot	Vis	Tota	Vis	Tot
Max	263	688	267	695	252	660	234	616	231	590
Min	174	456	200	518	186	486	182	478	169	440
J Max	266	693	266	693	248	650	228	600	225	570
Min	176	460	196	510	131	474	176	462	162	420

Estos valores pertenecen a la tabla de datos del Plan de Investigacion de Algas Laboratorios de Investigación de Ingeniería Sanitaria Departamento de Ingeniería Universidad de California Bercley. Junio 15, 1954

Los valores de Langleys /día están en $\text{cal./g} \times \text{cm}^2$
Vis . Radiación de longitudes de ondas de 4000A a
7000 A penetrando una superficie de agua tran-
quila.

Tot. Radiación de todas las longitudes de ondas
en el espectro solar.

Maxi. valor el cual normalmente sería excedido.

Min. valores basados de extrapolación, valores mas
bajos observados para meses y latitudes indi-
cados durante un record de 10 años.

De los datos anteriores hallamos por extrapolación
la valores para 9°L.S.

Verano:	Maxi.	710	Invierno:	Maxi	580
	Mi	580		Mi	335

Luego : En invierno

Corrección por altura:

$$S = S_t (1 + 0.0607 \text{ km})$$

$$S_{\text{max}} = 580 (1 + 0.0607 \times 0.030) = 580 \text{ langleys/día}$$

$$S_{\text{mi}} = 335 (1 + 0.0607 \times 0.030) = 335 \quad "$$

Corrección por nubes: $S_{in} = S_{mi} + (S_{max} - S_{mi}) \times \% \text{ H.R}$

$$B_{inv} = 335 + (580 - 335) \times 0.70 = 506 \text{ langleys /día}$$

H.R.(heliofanía relativa)

Iluminación Incidente

$$I_{inv} = 10 \times 506 \times 0.35 = 1,771 \text{ langleys/día} \quad (4)$$

En Verano

Corrección por altura

$$S_{max} = 710 (1 + 0.0607 \times 0.030) = 710 \text{ langleys /día}$$

$$S_{mi} = 580 (1 + 0.0607 \times 0.030) = 580 \quad "$$

Corrección por nubes

$$S_{ver} = 580 + (710 - 580) \times 0.90 = 697 \text{ langleys /día.}$$

Iluminación incidente

$$I_{ver} = 10 \times 697 \times 0.65 = 4531 \text{ langleys /día} \quad (5)$$

Por lo tanto reemplazando los valores de (2) (3) y (4) (5) en (1)

tenemos:

$$\text{Invierno:} \quad d = \frac{\log_e 1,771}{150 \times 1.8 \times 10^{-3}} = 27.66 \text{ cm}$$

$$\text{Verano:} \quad d = \frac{\log_e 4531}{225 \times 1.3 \times 10^{-3}} = 28.79 \text{ cm}$$

Luego de acuerdo a los resultados, las profundidades de las lagunas en verano como en invierno son conservadoras. Estas pequeñas profundidades halladas se deben a las constantes del coeficiente de absorción y al porcentaje de recuperación de Nitrógeno, los cuales son constantes experimentales obtenidas de plantas pilotos operadas en otros climas (EE.UU) completamente diferentes al nuestro, donde los factores climatológicos son variados, adversos para el buen funcionamiento de las lagunas.

En cambio en nuestro medio en particular para Santa, donde el clima es favorable, se puede adoptar una mayor profundidad. En base a estudios realizados por Van Heuvelen en climas cálidos, el que recomienda profundidades de 0.80 a 1.50 m.; también de acuerdo a 5.3.4.6.8. donde se indica las profundidades recomendables de 0.60 m. a 1.50 m., luego adoptaremos valores promedio para:

Invierno: 1.0 m.

Verano : 1.20 m.

6.3.5.

Cálculo del período de retención

a) según la fórmula de Oswald y Gotaas

$$D = \frac{d \times h \times Lt}{Tc \times F \times S \times P} \times 10^{-3} \quad (6)$$

En lo que:

D = período de retención en días

d= profundidad en cms: Inv. 100 cms.

Vera. 120 cms.

h = calor de combustión de algas; 60 kcal(valor promedio obtenido de experimentos por Oswald y Gotta).

Tc= Coeficiente de temp. Inv. 0.75 valores recomienda.

Ver 0.99 dos por Gotaas

F = Eficiencia fotosintética ; Inv.8 % "

Ver 6% "

P = razón de oxígeno a alga en peso 1.6 "

Lt = BOD a 20°C y 5 días 200 ppm

S= Energía solar visible en Langleys por día. Se

obtiene de la tabla mencionada en 6.3.4. del

siguiente modo Ver: 271 Inv. 198

227 127

Invierno

Corrección por altura S = Sv (1+ 0.0303 km)

Smax = 198 (1+ 0.0303 x 0.030) = 198 langleys /día

Smi = 127 (1+ 0.0303 x 0.030) = 127 langleys /día

Corrección por nubosidad $S = S_{min} + (S_{max} - S_{mi}) \% H.R.$

$$S_{mi} = 127 + (198 - 127) \times 0.70 = 177 \text{ langleys /día}$$

Verano

Corrección por altura

$$S_{max} = 271 (1 + 0.0303 \times 0.030) = 271 \text{ langleys /día}$$

$$S_{mi} = 227 (1 + 0.0303 \times 0.030) = 227 \quad "$$

Corrección por nubosidad

$$S_{ver} = 227 + (271 - 227) \times 0.90 = 267 \quad "$$

Por lo tanto reemplazando valores en (6) tenemos:

Invierno

$$D = \frac{100 \times 6 \times 200}{0.75 \times 0.08 \times 177 \times 1.6} \times 10^{-3} = 7.06 \text{ días} = 7 \text{ días}$$

Verano

$$D = \frac{120 \times 6 \times 200}{0.98 \times 0.06 \times 267 \times 1.6} \times 10^{-3} = 5.81 \text{ días} = 6 \text{ días}$$

6.3.5.

B. Según la fórmula dada por el Manual of Practice Sewage Treatment Plant:

$$\underline{d} = 70 \frac{F \times S}{Lt}$$

En lo que:

D = periodo de retención en días

d= profundidad en pulgadas: Inv. 39.37"

Ver. 47.24"

F = eficiencia fotosintética: Inv. 8%

Ver. 6%

Lt = BOD a 20°C y 5 días 200 ppm

S = energía solar visible : Inv. 177 langleys/día

Ver. 267 langleys/día

Luego:

Invierno:

$$D = \frac{39.37 \times 200}{70 \times 0.08 \times 177} = 7.95 \text{ días} = 8 \text{ días}$$

Verano:

$$D = \frac{47.24 \times 200}{70 \times 0.06 \times 267} = 8.43 \text{ días} = 8 \text{ días}$$

Comparando los resultados vemos que son casi iguales; por lo tanto adoptaremos como periodo de retención:

Invierno: 7 días

Verano : 6 días Según cálculo de 6.3.5.1.

6.3.6.

Cálculo de la carga de BOD

$$C = (d \times \text{BOD}) / D$$

En lo que:

C = carga de BOD en kg BOD/ Ha x día.

d = profundidad en cms.

BOD en gr/m³

D = periodo de retención en días.

Luego:

Invierno:

$$C = \frac{100 \times 200}{7.00} \times 10^{-1} = 286 \frac{\text{kg BOD}}{\text{Ha x día}}$$

Verano:

$$C = \frac{120 \times 200}{6} \times 10^{-1} = 400 \frac{\text{kg BOD}}{\text{Ma x día}}$$

6.3.7.

Cálculo del volumen de la laguna

$$V = Q_{\text{max}} \text{ día} \times D \quad Q_{\text{may. d.}} = 28.70 \times 0.80 = 22.96 \text{ lt/seg}$$

(de 3.2.1) = 1983.74 m³/día

Invierno:

$$V = 1983.74 \times 7 = 13,886.18 \text{ m}^3$$

Verano:

$$V = 1983 \times 6 = 11,902.44 \text{ m}^3$$

6.3.8. Cálculo del área de la laguna

a) En función de la carga de BOD

$$A = \frac{Q \text{ max día} \times \text{BOD}}{C} \times 10$$

A en m².
 Q m³/día
 BOD ppm
 C; kg BOD
 Ha x día

Invierno:

$$A = \frac{1983.74 \times 200}{286} \times 10 = 13,872 \text{ cm}^2 = 1.39 \text{ Ha.}$$

Verano:

$$A = \frac{1983.74 \times 200}{400} \times 10 = 9,918.0 \text{ m}^2 = 0.99 \text{ Ha}$$

b) En función de la carga hidráulica

$$A = \frac{V}{d}$$

Invierno

$$A = \frac{13,886.18}{1.0} = \frac{13,886.18 \text{ m}^2}{1.0} = 1.39 \text{ Ha.}$$

Verano:

$$A = \frac{11,902.44}{1.20} = 9,918.70 \text{ m}^2 = 0.99 \text{ Ha.}$$

6.3.9. Número de unidades

Como toda el área obtenida de las lagunas esta

diseñada para el futuro (20 años); es necesario subdividirla y obtener un número de unidades parciales que se vayan instalando periódicamente de acuerdo a las necesidades futuras de la población. Para ello nos hemos basado en las previsibles poblaciones dentro de 10, 15 y 20 años, y a la topografía del terreno para determinar en cada etapa sus áreas y el número de unidades correspondientes, según se muestra en el siguiente cuadro:

NUMERO DE UNIDADES POR ETAPAS

	Poblac.	G. Max día m3/día	Volumen m3		Area (Ha)		N°Unidades		
			Inv.	Ver	Inv.	Ver.	Inv.	Inv.	Ver
975	6,025	694.05	4,858	4,164	0.48	0.35	4	4	3
985	9,520	1,096.70	7,677	6,580	0.77	0.55	3	7	5
990	13,345	1,537.34	10,761	9,224	1.10	0.77	3	10	8
995	17,170	1,983.74	13,886	11,902	1.39	0.99	2	12	9

Area de cada laguna:

Tomando la relacion de largo - 3 ancho

las dimensiones promedio de cada unidad 20 x 60 m

area promedio 1200 m2.

Verificación del período de retención (días)

AÑO	INVIERNO	VERANO
1975	6.91	6.22
1985	7.66	6.56
1990	7.81	6.56
1995	7.26	6.53

Dimensiones de cada unidad

Con los criterios mencionados de: borde libre mínimo 0.60 m. y pendiente lateral de 1:2 básicamente las dimensiones para cada unidad son:

a) Tirante 1.20 m.

dimensiones del fondo 17.60 x 57.60 m

dimensiones del borde

del agua (superiores) 22.40 x 62.40 m

b) Tirante 1.0 m.

dimensiones del fondo 17.60 x 57.60 m.

dimensiones del borde

del agua (superiores) 21.60 x 61.60 m.

Todas las lagunas tendrán la misma cota de fondo 15.20 m. debido a que el terreno ubicado de las lagunas, son arenosos y conglomerado, cuya permeabilidad pueden hacer variar los volúmenes de las lagunas de situarse en diferentes niveles.

Durante el verano, para tener el tirante de agua 1.20 m. en las lagunas, se tendrán que bajar los baffles de maderade las estructuras de salida para conseguir la altura deseada.

El esquema y detalles de las lagunas se muestran en los planos: PD-22 y PD- 23.

6.4. DISEÑO DEL MEDIDOR PARSHALL

El medidor Parshall es una estructura que sirve para medir el gasto que circula por un canal, este medidor es un instrumento empírico, para nuestro diseño tomaremos las que tienen dimensiones Standar y escogemos por el ancho de la garganta de acuerdo a los gastos máximos y mínimos horarios según el cuadro adjunto

DIMENSIONES DEL MEDIDOR PARSHALL STANDARD - CM

W		capacidad	
		Lt/seg.	
pulg.	cm.	Qmin.	Qmax.
3	7.6	0.85	53.8
6	15.2	1.42	110.4
9	22.9	2.55	251.9
12	30.5	3.11	455.6
18	45.7	4.25	696.2
24	61.0	11.89	936.7

Por lo tanto comparando este cuadro de limites con el cuadro de los gastos para cada etapa que van a entrar a las lagunas vemos que necesitamos 1 unidad Parshall de garganta $W = 6''$

Cuadro de gastos

AÑO	POBLACION	Gasto lt/seg	
		Min	Maxi
1975	6,025	8.03	17.71
1985	9,520	12.69	24.70
1990	13,345	17.79	32.35
1995	17,170	22.96	40.00

El esquema se encuentra en el plano P.D. 24

6.5. DISEÑO DE LA CAMARA DE REJAS

La cámara de rejás se diseñará para que sirva como protección, de restos de desperdicios que pueden ser arrojados al desague y que podrían causar molestias en las lagunas y antes de ello, perjudicaría la lectura en el medidor Parshall.

6.5.1. Canal de entrada a la cámara de rejás y a las lagunas

a) Para un gasto máximo diario actual.....8.03 lt/seg.

velocidad de ingreso..... 0.69 m/seg

adoptamos con la forma rectangular de ancho- 0.30 m.

$$s = 9.6/1000$$

$$\text{Area mojada (A)} = \frac{G}{V} = \frac{8.03 \times 10^{-3}}{0.69} = 0.0122 \text{ m}^2$$

$$\text{tirante (t)} = \frac{0.0122}{0.30} = 0.04066 \text{ m} = 4.1 \text{ cm}$$

$$\text{Cálculo de S; } S = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2 \quad R \text{ (hallado)} = 0.031$$

$n = 0.013$

b) Cálculo de velocidad y tirante para un gasto futuro de 40.0 lt/seg. de tanteos hallados

$$R = 0.06 \quad S = 9.6\%$$

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} = \frac{(0.06)^{2/3} (0.0096)^{1/2}}{0.013} = 1.08 \text{ m/seg}$$

$$A = \frac{40.0}{1.08} \times 10^{-3} = 37.04 \times 10^{-3}$$

$$t = \frac{37.04 \times 10^{-3}}{30 \times 10^{-2}} = 0.1235 \text{ m}$$

Velocidad: 1.08 m/seg

tirante: 12.35 cm

c) Altura del canal:

de los pasos anteriores a y b tenemos que el tirante máximo es 12.35 cm para el gasto máximo horario futuro.

borde libre 17.65 cm.

altura mojada.....12.35 cm.

altura total 30.00 cm.

Luego el canal de entrada tiene forma cuadrada de 0.30 m x 0.30 m.

6.5.2. Cálculo de la pérdida de carga en la cámara de rejas

La cámara de rejas comprende de un canal principal con rejas y un bypass para el sobre flujo.

Las rejas tendrán las siguientes dimensiones:

Espesor de la barra(liso)..... 3/8"

Espaciamiento 1"

Inclinacion 45°

Con estas dimensiones adoptamos calcularemos la

pérdida de carga en los enrejados:

$$h_f = K \frac{V_p^2}{2g}$$

En lo que: H_f = Pérdida de carga en metros

B = depende de la forma de la reja

$K = B \frac{(S)^{4/3}}{b}$					
	2.42	1.83	1.67	1.79	0.76

S = espesor de la barra 3/8"

b= espaciamiento de barras 1"

$$B = 1.79$$

$$K = 1.79 \left(\frac{3/8}{1} \right)^{4/3} = 0.499$$

$$V_p = V_a (\text{Sen } 45^\circ)^{1/2}$$

$$V_p = V_a (0.705)^{1/2}$$

Vavelocidad de aproximacion

$$n = 0.013$$

$$Va = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad S = \frac{9.6}{1000} \quad (\text{Smin de tanteos})$$

0.30 m = ancho del canal

a) Para un gasto máximo diario actual 8.03 lt/seg de 6.5.1.a tenemos $Va = 0.69$ m/seg

$$Vp = 0.69 (0.705)^{1/2} = 0.60 \text{ m/seg}$$

$$hf = \frac{0.499 (0.60)^2}{2 \times 9.8} = 0.01 \text{ m}$$

b) Para una gasto máximo horario futuro 40.0 lt/seg de 6.5.1.b tenemos $Va = 1.08$ m/seg

$$Vp = 1.08 (0.705)^{1/2} = 0.94 \text{ m/seg}$$

$$Hf = \frac{0.499 (0.94)^2}{2 \times 9.8} = 0.02 \text{ m}$$

6.5.3.

Cálculo de la altura del By-pass en la cámara de rejas

El número de varillas metálicas lisas(3/8") que serán colocadas será 8; separadas a una pulgada una

de otra, a excepción de las extremas que estarán 2.30 cm. de las paredes.

Luego el espacio libre por donde pase el líquido será.

$$30.0 - 8 (0.952) - 7 (2.5) - 2.30 \times 2 = 22.38 \text{ cm}$$

a) Tirante para un gasto de 8.03 lt/seg

de 6.52 a. $V_p = 0.60 \text{ m/seg}$

$$A = \frac{G}{V} = \frac{8.03 \times 10^{-3}}{0.60} = 13.383 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$t_1 = \frac{13.383 \times 10^{-3}}{22.38 \times 10^{-2}} = 0.597 \times 10^{-1} \text{ m} = 5.97 \text{ cm}$$

b) Tirante para un gasto de 40.0 lt/seg.

de 6.5.2 b. $V_p = 0.94 \text{ m/seg}$

$$A = \frac{G}{V} = \frac{40 \times 10^{-3}}{0.94} = 42.55 \times 10^{-3}$$

$$t_2 = \frac{42.55 \times 10^{-3}}{22.38 \times 10^{-2}} = 1.90 \times 10^{-1} \text{ m} = 19 \text{ cm}$$

c) de los pasos a y b anteriores, obtenemos que la altura máxima que alcanzará el líquido será 19.0cm; luego con un margen de 30% diseñamos una altura de 25.0 cm.

6.5.4.

Dimensiones de la cámara de rejas.

Las dimensiones calculadas para el régimen hidráulico son; canal de entrada similar al de la laguna 0.30 x 0.30 m. altura del by-pass 0.25 m

Las otras dimensiones fueron calculadas en base a espacio libre para facilidad de operación y de construcción.

El esquema de la cámara de rejas se encuentra en el plano PD-24.

6.6.

DISPOSICION FINAL DEL EFLUENTE

El efluente obtenido de las lagunas de estabilización se recomienda que sea empleado para la agricultura, pero solamente para plantas de tallo largo (algodón, árboles frutales etc. propias de la zona) De acuerdo a las normas sanitarias no debe emplearse para regar plantas de tallo corto, ya que están

expuestas a contaminación y que constituyen un peligro potencial para la salud humana.

6.6.1. Pérdida del caudal por evaporación

De 4.3.4.b.12. Tomamos el valor máximo de evaporación para un clima templado de 8.5 pulg/día = 0.719×10^{-2} m/día. Vol. de evapo. 0.00719 A m³/día

6.6.2. Pérdida del caudal por filtración y Has. de tierra a irrigarse

Se sabe de acuerdo a experiencias de la zona, consultadas el índice de percolación es 0.00762 m/día (valor promedio).

Vol. de perco = 0.00762 A m³/día.

El caudal del efluente, descontando pérdidas por evaporación y filtración, y considerando el número de has. de terreno irrigados tomando el valor promedio de riego para dichos terrenos de 69 m³/día x ha. obtenemos el siguiente cuadro:

AÑO	Q maxi dia. m3/día llegada	Area m2	Perdi. Eva. 0.0072A m3/día	Perdi. filt. 0.0076A m3/día	Perdi. tot. m3/día	Q.pro. efluente m3/día	Has de tierrra irrigada
1975	694.05	4800	34.56	36.48	71.04	623.01	9.03
1985	1096.70	8400	60.48	63.84	124.32	972.38	14.09
1990	1537.34	12000	86.40	91.20	177.60	1359.74	19.71
1995	1983.74	14400	103.68	109.44	213.12	1770.62	25.66

7.0. METRADO Y COSTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

7.1. Metrado y costo de la cámara de rejas y medidor
Parshall

Los metrados se hicieron de acuerdo a los planos de detalle PD-21 y PD-24. Los costos unitarios y de construcción se encuentran analizados en 4.1.

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES		
			M. de Obra	Materiales	Mano de O.	Materiales	
<u>Cámara de Rejas y medidor</u>							
<u>Parshall</u>							
1. <u>Tramo buzón de reunión y cámara de rejas</u>							
a. Excavación, nivelación y refi- ne de zanja, con 0.80 m. en la base; para la profundidad:							
130 m	m	10	88.69	-	886.90	-	
b. Adquisición de tubería de con- creto, incluido 5% por desper- dicios:							
12"	m	11	-	94.50	-	1,039.50	
c. Bajada a zanja, tendido, ali- neamiento, prueba y resane de tubería:							
12"	m	10	30.00	27.00	300.00	270.00	
d. Relleno, compactación y elimi- nación de desmonte, para la profundidad							
1.30 m.	m	10	45.27	-	452.70	-	
			SUB-TOTAL. 1		1,639.60	1,309.50	

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES	
			M. de Obra	Materiales	M. de Obra	Materiales
2. Cámara de Rejas						
a.Excavación de terreno	m3	7.50	134.42	-	1,008.10	-
b.Concreto 1:2:4, para el fondo,by-pass y muro central	m3	1.80	1,111.41	1,434.00	2,000.50	2,581.20
c.Muros de ladrillo king kong asentados con mortero 1:2 1.5 cm. de espesor.	m2	7.0	66.00	140.96	462.00	987.00
d.Mortero 1:2, para recubrimiento de paredes, 2 cm. de espesor.	m2	14.00	40.41	43.92	566.00	615.00
e.Doblado , corte y colocación de fierro en el muro central con 5% de desperdicios: 3/8"	kg	3.10	6.30	30.0	19.50	93.00

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES	
			M. de OBra	Materiales	M. de Obra	Materiales
f. Fierro liso, para colocación de parrilla; incluye corte doblado, colocación y 5% por desperdicios: 3/8"	kg	9.0	6.30	30.0	57.0	270.0
g. Losa removible de 0.75 x 0.60 x 0.05 m para apoyo del operador en cámara de rejás.	u	1	66.0	95.0	66.0	95.0
			SUB-TOTAL	2	4,179.10	4,641.20

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES	
			M. de Obra	Materiales	M. de Obra	Materiales
B. Medidor Parshall						
a. Excavación de terreno para colocación de canal de concreto 0.30 x 0.30 m. de sección y 10 m. de longitud.	m3	26	134.42	-	3,494.90	-
b. Concreto 1:2:4, para la formación del canal de sección indicada en el plano PD-22	m3	1.0	1,111.41	1,434.00	1,111.41	1,434.00
c. Enlucido de paredes y fondo 2 cm. de espesor con mortero 1:2	m2	9.0	40.41	43.92	363.60	395.30
d. Encofrado y desencofrado de las paredes del canal.(3 usos)	p2	65	7.11	13.33	462.10	866.40
e. Alambre N°10 para amarres	kg	0.80	-	68.0	-	54.40
f. Clavos para el encofrado	kg	0.80	-	77.0	-	61.60
g. Losas pre fabricadas, removibles de 0.40 x 0.50 x 0.05 m. para cubrir el canal en una longitud de 4.50 m.	u	9	10.00	95.00	90.00	855.00
h. Medidor Parshall, según medidas indicadas en el plano PD-24.	u	1	120.00	2,500.00	120.00	2,500.00
SUB-TOTAL -3					5,642.00	6,167.00

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES	
			M. de Obra	Materiales	M. de Obra	Materiales
4. <u>Resumen total</u>			Sub total	1	1,639.60	1,309.50
			sub total	2	4,179.10	4,641.20
			sub total	3	5,642.00	6,167.00
			RESUMEN TOTAL	S/.	11,460.70	12,117.70
					S/.	<u>23,578.40</u>

7.2. METRADO Y COSTO DE LAS LAGUNAS

Para el presupuesto se consideró el costo de construcción de las cuatro lagunas, que serían contruídas en la primera etapa y las que entrarían en funcionamiento de acuerdo al diseño.

Las otras lagunas serán construídas de acuerdo a los tiempos señalados en el diseño, (6.3.9).

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES	
			M. de Obra	Materiales	M. de Obra	Materiales
<u>Metrado y costo de las lagunas</u>						
<u>A. Entrada a las lagunas</u>						
1. Excavación de terreno para el canal de entrada a las cuatro primeras lagunas desde el medidor Parshall	m3	546	134.42	-	73,393.00	-
2. Encofrado y desencofrado para la construcción del canal de medidas 0.30 x 0.30 m. (3 usos)	p2	450	7.11	13.33	3,199.50	5,998.50
3. Alambre N°10 para encofrado	kg	4.2	-	68.0	-	285.60
4. Clavos para encofrado	kg	4.2	-	77.00	-	323.40
5. Concreto Concreto 1:2:4 para el fondo y muros del canal.	m3	6.4	1,111.41	1,434.00	7,113.00	9,177.60
6. Enlucido del canal, con mortero 1:2, 2 cm. de espesor	m2	63	40.41	43.90	2,545.80	2,765.70

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES		
			M. de Obra	Materiales	M. de Obra	Materiales	
7. Colocación de planchas metálicas de 0.25 x 0.30 x 1/8" incluido tornillo pasante sinfin de 1/4", que sirven como compuertas reguladoras de gasto.	u	4	100.00	200.00	400.00	800.00	
8. Larguero de fierro 0.40 x 0.05 x 0.05 m, pefforadas con roscas de 1/4" que sirven de soporte a las planchas metálicas.	u	2	30.00	250.00	60.00	500.00	
SUB TOTAL A.					86,711.60	19,850.80	

B. Metrado y costo de cada laguna.

B-1 Entrada a la laguna

1. Excavación de zanja de 0.80 m. en la base profundidad promedio 0.60 m.

m	5	73.69	-	368.40
---	---	-------	---	--------

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	COSTOS UNITARIOS		COSTOS PARCIALES	
			M. de Obra	Materiales	M. de Obra	Materiales
2. Adquisición de tubería de concreto 8" incluido 5% por desperdicios.	m	5	-	66.00	-	330.00
3. Bajada a zanja, tendido, alineamiento, prueba y resane de tubería 8"	m	5	27.00	22.00	135.00	110.00
4. Relleno compactación y eliminación de desmonte.	m	5	30.27	-	151.30	-
			SUB TOTAL B1.		654.70	440.00
B-2. <u>Apoyo de concreto a la entrada de la laguna</u>						
1. Excavación de terreno	m3	0.50	134.42	-	67.20	-
2. Encofrado y desencofrado (3 usos)	p2	41	7.11	13.33	291.50	546.50