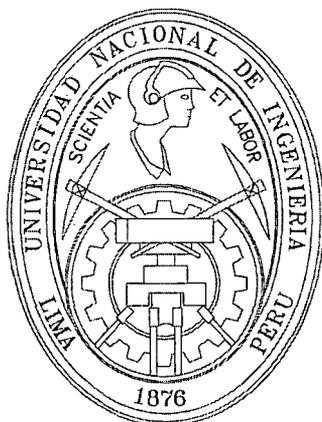


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Civil



**PROYECTO DE LA RED DE DESAGÜE Y DEL SISTEMA
DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS-DISTRITO DE
CONGAS-PROVINCIA DE OCROS-DEPARTAMENTO DE
ANCASH**

(Volumen 1)

TESIS

Para optar el Título Profesional de :

INGENIERO CIVIL

RAFAEL PARRA ERKEL

Lima - Perú

2008

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

DEDICATORIA

A mis amigos, a mi mamá que está en el cielo, a mi padre y hermanos.

AGRADECIMIENTOS

La primera mención de agradecimiento va dirigido mi madre Olga, quien guía mis pasos y me alienta a continuar adelante, y al Ing. Próspero Jesús Moya Sácciga, asesor de la presente Tesis.

Un agradecimiento especial al Padre Roberto Padros, a mi entrañable amigo el Padre Henry Díaz Sánchez, al Ing. José Zapata Zamata, al Ing. Antioco Quiñones Villanueva, y al Ing. Hugo Córdova por su apoyo en el desarrollo de los diseños.

ÍNDICE

	Página
DEDICATORIA	02
AGRADECIMIENTOS	03
ÍNDICE	04
RESUMEN	13
<u>CAPITULO 1: GENERALIDADES</u>	
1.1 OBJETIVOS GENERALES	15
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
1.3 UBICACIÓN GEOGRÁFICA	16
1.4 VÍAS DE COMUNICACIÓN	18
1.5 GEOLOGÍA	19
1.6 TOPOGRAFÍA Y TIPO DE SUELO	19
1.7 HIDROGRAFÍA	20
1.8 CLIMA	20
1.9 ACTIVIDADES ECONÓMICAS	20
1.10 VIVIENDAS	21
1.11 SERVICIOS PÚBLICOS	21
CUADROS	22
GRÁFICOS	24
<u>CAPITULO 2: DESCRIPCIÓN DE LOS SERVICIOS ACTUALES EN CONGAS</u>	
2.1 INTRODUCCIÓN	46
2.2 SERVICIO DE AGUA POTABLE	46
2.3 SERVICIO DE DESAGÜE	47
2.4 SERVICIO DE ENERGÍA ELÉCTRICA	48
2.5 SERVICIO TELEFÓNICO	48
GRÁFICOS	49
<u>CAPITULO 3: CONSIDERACIONES BÁSICAS EN EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO</u>	
3.1 PARÁMETROS DE DISEÑO	56

3.2 PERIODO DE DISEÑO	56
3.3 DETERMINACIÓN DEL PERIODO DE DISEÑO	57
3.3.1 Criterios para fijar el periodo de diseño	57
3.3.2 Factores determinantes para el período de diseño	57
3.3.3 Fijación del periodo de diseño	58
3.3.4 Cálculo del periodo de diseño para los sistemas de alcantarillado en Congas	60
3.4 CRECIMIENTO POBLACIONAL	61
3.4.1 Métodos gráficos	62
3.4.1.1 Método de Tendencias	62
3.4.2 Métodos Matemáticos	62
3.4.2.1 Método geométrico	63
3.4.2.2 Método de Interés Simple	65
3.4.2.3 Método de los incrementos variables	67
3.4.2.4 Método de los Mínimos cuadrados con crecimientos porcentuales de tendencia aritmética	69
3.4.3 Método racional	70
3.4.4 Determinación Final de la población de diseño para la Ciudad de Congas	72
3.5 DOTACIÓN	73
3.6 VARIACIONES DE CONSUMO	75
3.6.1 Caudal promedio anual de la demanda (Qp)	75
3.6.2 Caudal máximo anual diario (Qmd)	75
3.6.3 Caudal máximo anual horario (Qmh)	76
3.6.4 Relación desagüe / agua o factor de reingreso "C"	76
3.6.5 Gasto máximo horario o gasto máximo de desagüe (Qmhd)	77
3.7 CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO PARA LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO EN LA LOCALIDAD DE CONGAS	77
3.8 ESTUDIO DEL CAUDAL DE PRECIPITACIÓN	78
3.8.1 El método racional	79
3.8.1.1 Coeficiente de escorrentía "C"	80
3.8.1.2 Intensidad de Precipitación	80
I Cálculo de precipitación de diseño	81
II Saltos y tendencias en la media	81
III Funciones de probabilidad	83

IV Límites de aplicabilidad y selección de la función de distribución de probabilidad	87
CUADROS	91
TABLAS	95

CAPITULO 4: DISEÑO DE LAS REDES DE DESAGÜE

4.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO	99
4.2 TIPO DE TRAZADO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO	99
4.3 COMPONENTES DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO	99
4.3.1 Redes de Contribución	99
4.3.2 Cámaras de Inspección	100
4.4 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO	101
4.4.1 Aportes de Agua a la Red de Alcantarillado	101
a) Aguas servidas	101
b) Aguas de Infiltración	102
c) Aguas pluviales	102
4.5 CALCULO HIDRÁULICO	102
4.5.1 Consideraciones para el cálculo hidráulico	102
4.5.2 Elementos hidráulicos de las tuberías parcialmente llenas	106
4.5.3 Cálculo hidráulico del sistema de desagüe de la localidad de Congas	106
CUADROS	113
TABLAS	115

CAPITULO 5: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA LA CIMENTACIÓN Y AGRESIVIDAD DEL SUELO

5.1 GENERALIDADES	123
5.1.1 Objetivo del estudio	124
5.1.2 Ubicación del área de estudio	124
5.1.3 Características del proyecto	124
5.2 INVESTIGACIONES EFECTUADAS	125
5.2.1 Trabajos de campo	125
a) Calicatas	125
b) Muestreo disturbado	126
c) Registro de excavaciones	126

5.2.2 Ensayos de laboratorio	126
5.2.3 Clasificación de suelos	127
5.3 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO	127
5.4 CONDICIONES DE LA CIMENTACIÓN	129
5.5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	129

CAPITULO 6: CONCEPTOS GENERALES ACERCA DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS SERVIDAS

6.0 INTRODUCCIÓN	139
6.1 EL AGUA RESIDUAL URBANA	141
6.1.1 Orígenes y definiciones	141
6.1.1.1 Aguas negras urbanas	142
6.1.1.2 Aguas negras domésticas	142
6.1.1.3 Aguas negras	143
6.1.1.4 Aguas de limpieza pública	143
6.1.1.5 Aguas pluviales	143
6.1.1.6 Aguas negras sanitarias	144
6.1.1.7 Aguas negras combinadas	144
6.1.1.8 Aguas industriales	144
6.1.2 Decálogo de las aguas residuales	144
6.1.3 Composición del agua residual	146
6.1.3.1 Composición química de sólidos	147
a) Residuos orgánicos	147
b) Residuos inorgánicos	148
6.1.3.2 Composición física de los sólidos	149
a) Sólidos suspendidos	149
b) Sólidos disueltos	150
c) Sólidos totales	150
6.1.3.3 Gases disueltos	150
a) Oxígeno disuelto	151
b) Bióxido de carbono	151
c) Nitrógeno	151
d) Ácido sulfhídrico	151
6.1.3.4 Composición biológica	151

a) Bacterias	152
b) Organismos macroscópicos	153
c) Virus	154
d) Protozoos	154
6.1.4 Auto depuración y sus procesos	154
6.1.4.1 Fases de la auto depuración.	155
Zona de degradación	155
Zona de descomposición	156
Zona de recuperación	157
Zona de agua limpia	157
6.1.4.2 Procesos físico – químicos	158
Dilución y mezcla	158
Coagulación – floculación	159
Sedimentación	159
Sorción	160
pH	160
6.1.4.3 Oxígeno - oxidación – reducción	161
Oxígeno	161
Oxidación – reducción	161
6.1.4.4 Nutrientes	162
Carbono	162
Nitrógeno	163
Fósforo	165
Azufre	166
6.1.4.5 Procesos biológicos	167
6.1.5 Necesidad de tratar las aguas residuales	167
6.1.6 Reutilización de las aguas residuales	169
6.1.6.1 Utilización de las aguas residuales para riego	169
6.2 TRATAMIENTOS FÍSICO-QUÍMICOS	170
6.2.1 Pre tratamiento	170
6.2.1.1 Aliviadero	171
6.2.1.2 Desbaste	171
6.2.1.3 Dilaceración	172
6.2.1.4 Desarenado	173
6.2.1.5 Desengrasado	173

6.2.1.6 Eliminación de los productos separados en el tratamiento	174
6.2.2 Tratamiento Primario	174
6.2.2.1 Sedimentación simple	175
6.2.2.2 Flotación con aire	178
6.2.2.3 Tratamiento químico	179
6.2.2.4 Tanques sépticos	182
6.2.2.5 Tanques de doble acción	183
6.3 TRATAMIENTO BIOLÓGICO	184
6.3.1 Introducción	184
6.3.2 Depuración Biológica por lodos activos	185
6.3.2.1 Materia orgánica contaminante	186
6.3.3 Etapas del proceso de lodos activos	188
6.3.3.1 Mezclado de lodos activos con aguas a tratar	188
6.3.3.2 Aireación y agitación del líquido mezclado	189
6.3.4 Biocenosis del lodos activos	189
6.3.4.1 Organismos presentes en los lodos activos	191
6.4 TRATAMIENTOS BLANDOS	192
6.4.1 Lechos bacterianos	192
6.4.1.1 Eliminación de la materia orgánica	193
6.4.1.2 Control de funcionamiento	194
6.4.2 Filtro Verde	195
6.4.3 Lagunas de estabilización	196
6.4.3.1 Lagunas anaerobias	197
6.4.3.2 Lagunas facultativas	197
6.5 DESINFECCIÓN	198
6.5.1 Cloración	199
6.5.1.1 Compuestos del cloro	200
6.5.1.2 Propósitos de la cloración	201
6.5.2 Radiaciones ultravioleta	202
6.5.3 Ozonización	203
6.6 LODOS	203
6.6.1 Características de los lodos	204
6.6.1.1 Esponjamiento	204
6.6.1.2 Desfloculación	205

6.6.1.3 Lodos ascendentes	205
6.6.1.4 Producción de espumas	205
6.6.2 Composición de los lodos	206
6.6.3 Tratamiento de los lodos	207
6.7 PROCEDIMIENTO ANALÍTICO	209
6.7.1 Toma de muestras	209
6.7.2 Caracterización de las aguas residuales	211
6.7.2.1 Parámetros físicos	211
6.7.2.2 Parámetros químicos	213
6.7.2.3 Parámetros biológicos	215

CAPITULO 7: COMPARACIÓN DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTOS DE LAS AGUAS SERVIDAS

7.0 INTRODUCCIÓN	216
7.1 VISIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS SERVIDAS	216
7.1.1 Pre tratamiento	216
7.1.2 Tratamiento primario o lagunas primarias	217
7.1.3 Tratamiento secundario o lagunas secundarias	219
7.1.4 Desinfección	220
7.1.5 Tratamiento terciario	220
7.2 CRITERIOS DE SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO	221
7.2.1 Calidad del efluente	222
7.2.2 Otros criterios de selección	224
7.3 USO DE TANQUE IMHOFF	224
7.3.1 Descripción de Tanque Imhoff	224
7.3.2 Ejemplo de dimensionamiento de un tanque Imhoff	233
7.3.3 Procedimiento de operación	235
7.3.4 Ventajas y desventajas de su uso	236
7.3.5 Aplicación del diseño de tratamiento de aguas servidas en Congas	237
7.3.6 Conclusiones	246
7.4 USO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	246
7.4.1 Definición	246

7.4.2	Clasificación	247
7.4.3	Descripción del sistema	248
7.4.4	Ventajas y desventajas de su uso	249
7.4.5	Diseño de la laguna de estabilización	250
7.4.5.1	Definición y características generales de los sistemas de tratamiento	250
7.4.5.2	Condiciones generales para el diseño	251
7.4.5.3	Criterios de dimensionamiento	252
7.4.5.4	Descripción de los parámetros de diseño en lagunas facultativas	252
7.4.6	Sistema operativo	263
7.4.6.1	Arranque	263
7.4.6.2	Operación y mantenimiento	264
7.4.6.3	Control	266
7.5	USO DE REACTORES ANAERÓBICOS	266
7.5.1	Generalidades	266
7.5.2	Procesos de tratamiento anaeróbico	268
7.5.3	Descripción del sistema	268
7.5.4	Diseño de reactores anaeróbicos	271
7.5.4.1	Características generales	271
7.5.4.2	Elementos del sistema	272
7.5.4.3	Parámetros de control	274
7.5.4.4	Recomendaciones	276
7.5.5	Ventajas y desventajas de su uso	277
CUADROS	278
TABLAS	283
FIGURAS	285

CAPITULO 8: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS CONSTRUCTIVAS

8.1	GENERALIDADES	292
8.1.1	Objetivo	292
8.1.2	Ámbito de la aplicación	292
8.1.3	Referencias normativas	292
8.1.4	Definiciones básicas	293
8.1.5	Disposiciones generales	297

8.2 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS OBRAS DE DESAGÜE.	
8.2.1 Colectores	297
8.2.1.1 Obras Preliminares	297
8.2.1.2 Movimientos de Tierras	298
8.2.1.3 Suministro e Instalación de Tuberías	302
8.2.2 Buzones	310
8.2.2.1 Buzones de Concreto	310
8.2.2.2 Cámara de Rejas	312
8.3 TANQUE IMHOFF – LECHO DE SECADO – FILTRO BIOLÓGICO ...	312
8.3.1 Trazo y Replanteo	312
8.3.2 Movimiento de Tierras	312
8.3.3 Impermeabilización	318
8.3.4 Cerco Perimétrico	320
8.4 CAJA DE REPARTICIÓN DE CAUDALES	320
8.4.1 Obras Preliminares	320
8.4.2 Movimientos de Tierras	321
8.4.3 Concreto Simple	321
8.4.4 Concreto Armado	325
8.4.5 Encofrado y desencofrado	327
8.4.6 Tarrajeo con impermeabilizante	328
8.5 DISPOSITIVOS DE INGRESO Y SALIDA	328
8.6 CONEXIONES DOMICILIARIAS	329
8.6.1 Obras preliminares	329
8.6.2 Movimientos de tierras	329
8.6.3 Suministro e instalación de caja domiciliaría	331

CAPITULO 9: PRESUPUESTO Y ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS... 335

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 356

BIBLIOGRAFÍA

ANEXO:

- PROGRAMACIÓN DE OBRAS
- PLANOS

RESUMEN

El presente trabajo de tesis se propone desarrollar "El Proyecto de la Red de Desagüe y del Sistema de Tratamiento de Aguas Servidas para el Distrito de Congas, Provincia de Ocros, Departamento de Ancash", con la finalidad de solución a la problemática principal de saneamiento para la población ubicada en el Distrito de Congas, perteneciente a la Provincia de Ocros, Departamento de Ancash. Este trabajo se desarrolla en los siguientes capítulos:

En el capítulo I se presenta las generalidades básicas del trabajo. En esta parte del trabajo se describe los objetivos generales y los objetivos específicos que se desea alcanzar con la tesis. Además se hace una descripción general de la zona de estudio, como la ubicación geográfica, características topográficas, vías de comunicación, hidrografía, clima, etc.

La descripción de los sistemas actuales de abastecimiento de agua y desagüe en la localidad de Congas se realiza en el Capítulo II. Además se hace una descripción de la situación de los servicios de telefonía y de energía eléctrica.

En el capítulo III se realiza una detallada descripción de cómo se obtienen los parámetros para el diseño del sistema de alcantarillado. En primer lugar se aborda el cálculo del período de diseño, la población de diseño, los criterios para la elección de la dotación, cuáles son las variaciones del consumo y cómo afectan desde el punto de vista del diseño del sistema de alcantarillado. Además, se evaluará el caudal de diseño y se hace una descripción de cómo influiría el aporte del caudal de precipitación en el objeto de nuestro estudio.

La descripción del sistema proyectado asumido se realiza en el Capítulo IV. Se detalla las características de las redes colectoras de desagüe, las conexiones domiciliarias, la descripción del sistema de tratamiento que se desarrollo y el cálculo de la unidades de tratamiento.

En el Capítulo V se realiza en informe del estudio de suelos, necesario para todo proyecto de ingeniería civil, de acuerdo a la Norma E-050 de Suelos y

Cimentaciones, del Reglamento Nacional de Construcciones. Se detallan las investigaciones efectuadas, la descripción del perfil estratigráfico y las condiciones de cimentación que deben ser utilizadas durante el proceso de construcción.

En el Capítulo VI se hace una descripción de los conceptos generales acerca del tratamiento de las aguas servidas. Este capítulo es necesario para centrar esta problemática presentando en forma resumida los términos y definiciones que son necesarios para desarrollar el capítulo siguiente.

El Capítulo VII es la parte central de este trabajo de investigación. Se desarrolla una comparación descriptiva de tres posibles sistemas de tratamiento de las aguas servidas que son posibles de usar. Dado que la localidad de Congas está ubicada al borde de la cabecera de inicio del río que riega a un valle, que aguas abajo tiene otras poblaciones no es posible el vertido directo a este canal natural. Por ello, antes de evacuar las aguas servidas, se debe realizar un tratamiento previo. Este capítulo aborda esa problemática y describe cuáles son los sistemas de tratamientos que existen actualmente, cuáles son las ventajas y desventajas en su utilización.

En el capítulo VIII se presentan las especificaciones técnicas de todo el proyecto. Como en la localidad de Congas se usará el tanque Imhoff se presenta también sus respectivas especificaciones técnicas.

El presupuesto y el análisis de los costos unitarios de la obra se desarrolla en el capítulo IX.

Se anexan la programación de obra y los planos del proyecto.

CAPITULO 1

Generalidades

1.1 OBJETIVOS GENERALES

El presente trabajo de Tesis tiene como objetivo fundamental diseñar la RED DE DESAGÜE Y LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE CONGAS con la finalidad de dar solución a la problemática principal de saneamiento que adolece dicha población. Se ha identificado que en dicha localidad sólo el Municipio y la Posta Médica cuentan con un módulo de servicios higiénicos y vierten sus descargas a un pozo de percolación y no cuentan con una disposición final de aguas servidas. Actualmente parte de la población realizan su disposición de excretas en silos y al aire libre, contaminando el medio ambiente y creándose focos infecciosos que perjudican la salud de la población. Todo ello crea la necesidad de contar con el sistema de alcantarillado para la evacuación de las aguas servidas.

Adicionalmente, la localidad de Congas se encuentra ubicada en la ladera occidental de la Cordillera Negra y en la parte inicial de una cuenca cuyo río riega los sembríos de otras localidades aguas abajo. Por lo tanto las aguas servidas no pueden verterse sin previo tratamiento. Por ello, el sistema de alcantarillado debe necesariamente tener un sistema de tratamiento de aguas servidas.

Como beneficio temporal, la ejecución de este proyecto beneficiará a una población aproximada de 305 familias que viven en extrema pobreza y contribuirá a generar puestos de trabajo entre los pobladores de la comunidad tanto en la etapa constructiva como la del funcionamiento.

Asimismo disminuirá la tasa de mortandad de la niñez previniéndola de enfermedades infecciosas con el Servicio de Desagüe.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

La presente Tesis tiene los siguientes objetivos específicos y directos:

- Diseño para la instalación de 2,883.00 m tubería UPVC y 10 m de tubería de F° F° de 150 mm DN.
- Diseño para la instalación de 170.00 m de tubería de UPVC Alcantarillado de 200 mm DN.
- Diseño para la construcción de 74 buzones y 184 conexiones domiciliarias.
- Elección y diseño de un Sistema de tratamiento de aguas.

Como no se dispone con suficiente área de terreno y al no tener pendientes favorables para la construcción de lagunas de estabilización, se ha considerado la construcción de una Cámara de Rejas, una Caja Distribuidora de Caudal, dos Tanques Imhoff, un Lecho de Secado y un Filtro Biológico dentro del perímetro disponible de la localidad, que constituirán las unidades de la Planta de Tratamiento.

1.3 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La localidad de Congas pertenece a la Provincia de Ocros, Departamento de Ancash. En la Figura 1.1 se puede observar el mapa del Perú. El círculo señala la Ubicación del Departamento de Ancash. En la Figura 1.2 se presenta un acercamiento del Departamento de Ancash, en la Figura 1.3 se señala la ubicación de Ocros, provincia donde pertenece la zona en estudio y en la Figura 1.4 se presenta la ubicación de la localidad de Congas y sus alrededores. Congas está a 9.34 Km. de la ciudad de Ocros, a 89.0 Km. de la ciudad de Huaraz (capital del Departamento de Ancash) y a 195 Km. al norte de la ciudad de Lima. Sus coordenadas geográficas son los siguientes: 10°19' de latitud sur y 77°27' de longitud oeste.

Con respecto a Ancash, departamento ubicado en la costa del Perú, limita al norte y noreste con el departamento de La Libertad, al este con el de Huánuco y al sur con el de Lima. Su capital es Huaraz.

Administrativamente se encuentra dividido en 20 provincias cuyas principales características se detallan en el Cuadro N° 1.1. La Provincia de Ocros es la de menor densidad poblacional.

En el Departamento de Ancash se encuentran dos ramales de la cordillera Occidental, las llamadas cordillera Blanca (por la profusión de cumbres nevadas, entre las que destaca el Huascarán) y la cordillera Negra, entre las que se ubica el pasillo o callejón de Huaylas, por el que discurre el río Santa. La proximidad de los relieves a la costa hace que al sur del departamento las cumbres se hallen sólo a 22 Km. de la línea del océano Pacífico. Los ríos descienden desde las cimas rápidamente formando valles encajados en los que se localiza la actividad agrícola, a modo de oasis. En dichas zonas agrícolas se cultiva arroz, algodón, caña de azúcar y se cría toda suerte de ganadería. Por los puertos de Casma y Chimbote (el puerto natural más impresionante de este tramo costero) se exportan los recursos mineros: plata, wolframio y carbón. En claro contraste con los valles se alzan las desérticas lomas, en las que las frecuentes nieblas, o garúas, aportan hasta 300 mm de precipitación media anual. La corriente fría de Perú o de Humboldt es la causante de la sequedad de la costa, pero, al mismo tiempo, responsable de las nieblas, lo mismo que de la abundante pesca (anchoveta). Fue fundado en 1821 con el nombre de Huaylas, aunque en 1893 cambió la denominación a la actual. Población (1993), 983.546 habitantes.

En la lámina N° U-01 se presenta la distribución en planta de la localidad de Congas. En la Figura N° 1.5 se presenta la entrada al distrito de Congas. Note que su extensión aproximada es de 16.00 km² y su distribución urbana es típica de las ciudades andinas: calles estrechas (véase las Figuras N° 1.6, 1.7 y 1.8), concentradas alrededor de los centros de administración política y religiosa, es decir la Iglesia y la alcaldía (véase las Figuras N° 1.9, 1.10 y 1.11). Tiene algunos espacios para recreación, como un paseo (que lamentablemente se conserva sucia) (Figura N° 1.12) desde la cual se contempla todo el valle aguas abajo (véase la Figura N° 1.13), un campo deportivo con gradas y cancha de concreto (véase la Figura N° 1.14) y una loza deportiva en regular estado.

1.4 VÍAS DE COMUNICACIÓN

La ruta de acceso principal para llegar a la localidad de Congas es la siguiente:

- a) **Carretera Lima - Barranca:** 200.00 Km. de Carretera asfaltada (4.30 horas). Este tramo es el más confortable. Es una autopista hasta la ciudad de Huacho y a partir de allí es una vía de doble sentido. Está totalmente señalizada y hay un estricto control policial a lo largo de la vía.
- b) **Carretera Barranca - Copa:** 92.00 Km. de trocha carrozable (4.30 horas). Hay un pequeño tramo que es asfaltado, pero la mayor parte no está asfaltado. Pasa por los pueblos de Churlín, Choque y Copa. El trayecto hasta Churlín es netamente la costa, de grandes planicies, sembríos de maíz, caña de azúcar y cultivos de pan llevar, muy agradable a la vista. Desde Churlin hasta Choque el viaje es pesado. Se cruza a lo largo de un cauce de huayco. Por lo tanto en épocas de fenómenos del Niño moderados la comunicación se corta y se hace sumamente difícil. La zona es polvorienta y árida. En las partes altas se observa vegetación del desierto, es decir cactus, etc. En el pueblo de Choque se inicia la etapa del valle estrecho y angosto, con casas con pequeños huertos, muy pegados a los ríos. El cultivo más común es el maíz, la papa y las frutas y la ruta tiene curvas empinadas y el ancho de la vía es sumamente estrecho.
- c) **Carretera Copa – Congas:** 15.00 Km. de trocha carrozable (1.00 hora). Es esta etapa se inicia la transición del clima templado al clima frío, propio de pueblos de la serranía, de bajas temperaturas. El cultivo más común es la papa, el maíz, el olluco, la quinua y otros sembríos resistentes al frío.

En la Figura N° 1.15 se presenta el mapa vial que conduce a la localidad de Congas desde la ciudad de Barranca. Y en la Figura N° 1.16 la carretera al llegar a la localidad de Congas.

1.5 GEOLOGÍA

En la Figura N° 1.17 se presenta el mapa geológico de los alrededores de la localidad de Congas, tomado del mapa 21-i del INGEMMET. Congas está sobre la unidad estratigráfica denominado Pca1, del grupo Caliput, correspondiente a la era cenozoica del sistema pleogeno. A una distancia aproximada de 6.5 kilómetros hacia el oeste hay un contacto conocido con la unidad estratigráfica denominado Klca, correspondiente a la era mesozoica del sistema cretáceo, serie inferior. En la Figura N° 1.18 se presenta la lista de símbolos para interpretar correctamente la Figura N° 1.17

1.6 TOPOGRAFÍA Y TIPO DE SUELO

En la Figura N° 1.19 se tiene una vista en que se observa la pendiente del terreno, bastante empinada. Se observa que su topografía es ondulada y con fuertes pendientes y se encuentra a una altura promedio de 3,050 m.s.n.m. En la Lámina U-02 se presenta el mapa topográfico de la localidad de Congas. En las Figuras N° 1.20 y 1.21 se muestran otras perspectivas de la pendiente general de Congas. Las Figuras N° 1.22 y 1.23 muestran dramáticamente la gran pendiente de la localidad.

La topografía de la localidad es un factor importante en la elección del sistema de tratamiento de las aguas servidas. En la Figura N° 1.24 se observa la zona destinada para construir las instalaciones del sistema de tratamiento de aguas servidas. Observe que el área es insuficiente para una laguna de oxidación y muy cercana a la localidad.

Superficialmente en la localidad de Congas se observan un suelo arcilloso, propio de la actividad agrícola. Sin embargo, base al informe de estudio de suelos, se deduce la siguiente conformación:

Un estrato superficial, de espesor promedio de 0.20 a 0.40 m, esencialmente material de relleno conformado por material orgánico y arena con finos en terreno húmedo.

Un estrato intermedio, de 0.40 a 1.60 m, donde existe poca o nula existencia de material orgánico y predomina la existencia de limo, y arenas con fino.

Como estrato final, más allá de 1.60 m, hay arena limosa con intercalaciones de gravas angulosas, semi compacto, con gravillas. El estudio de suelo no ha profundizado porque la profundidad alcanzada es suficiente para la obra que se proyecta.

1.7 HIDROGRAFÍA

En la Figura 1.25 se presenta la hidrografía de la localidad donde se va realizar el proyecto. En general son quebradas secas que drena hacia el Río Congas y éste a su vez aporta sus aguas hacia el Río. Congas está en la parte alta entre la Quebrada Shacamachan y la Quebrada Cocha. El sentido de flujo de drenaje es hacia el sur oeste.

1.8 CLIMA

El clima de la localidad donde se va realizar el proyecto es propio de la serranía peruana: seco, cálido de día y frío de noche con una temperatura promedio de 10 - 15 °C.

1.9 ACTIVIDADES ECONÓMICAS

La localidad de Congas se dedica principalmente a la actividad ganadera y en forma secundaria a la agricultura. De la Figura 1.13 y 1.24 se observa que la agricultura es del tipo familiar, en pequeñas parcelas en la cual siembran papa, trigo, maíz, quinua, ollucos, etc., que solo se usa para consumo familiar. Es rendimiento es muy bajo, por la falta de uso de

tecnologías y metodologías en la administración de las actividades agrícolas. En cambio la ganadería es más intensa por la cercanía a la puna, en donde los animales domésticos, tales vacas y ovejas, se alimentan del ichu. Los productos que llegan de la ciudad (detergentes, fideos, gaseosas, etc.) tienen un precio bastante alto en comparación al de la ciudad más cercana, por el coste del transporte. En general la localidad es bastante pobre y su actividad solamente cubre sus necesidades básicas. En la Figura N° 1.26 y 1.27 se observan algunos animales típicos de la zona.

1.10 VIVIENDAS

Casi la totalidad de toda la infraestructura de la zona está construida de adobe, de gran espesor, sin refuerzo que garantice su estabilidad ante un sismo. Por la peculiaridad de la topografía, los muros de adobe son altos, esbeltos, bastante frágiles. En la Figura N° 1.31 se observa esta característica típica de las casas de Congas. Por un lado aparecen de un solo nivel y por el otro, por la pendiente, son de dos niveles. En las Figuras N° 1.32 y 1.33 se aprecia que la mayor parte de las viviendas está sujetas a estas características. En la Figura N° 1.31 se observa dramáticamente cómo los muros ya han fallado y no soportarían un sismo de moderada magnitud. En conclusión Congas es una localidad con una alta vulnerabilidad, por sus muros altos de adobe, por sus calles estrechas que no permitirían el escape de los moradores hacia zona seguras y porque la pendiente hace que la caída de una casa con seguridad arrastre a las que se encuentran en la parte inferior.

1.11 SERVICIOS PÚBLICOS

Congas es una ciudad distrital y por ello cuenta con algunos servicios que no hay en otras localidades de los alrededores. En la Figura N° 1.32 se observa un puesto de salud con los servicios básicos de medicina. Asimismo cuenta con una ambulancia que funciona para trasladar al personal médico y para situaciones de emergencia.

Asimismo, cuenta con un solo colegio para primaria y secundaria, construido con adobe y se puede observar en la Figura N° 1.33.

Tanto el puesto de salud de Congas, el colegio y la municipalidad poseen instalaciones sanitarias cuyas aguas servidas son evacuadas a pozo sépticos.

Los servicios religiosos son brindados por la Iglesia Católica a través de sacerdotes que son traídos para la fiestas patronales del pueblo. También existen otra confesión religiosa llamado Movimiento Misionero Mundial. En la Figura N° 1.34 se puede ver el actual estado de la Iglesia del lugar. En las Figuras N° 1.35 y 1.36 se presentan vistas del cementerio de la localidad.

Congas no tiene protección policial. Para acceder al servicio de la Policía Nacional se debe viajar hasta la ciudad de Ocros, capital de la provincia del mismo nombre.

CUADRO N° 1.1
DISTRIBUCIÓN PROVINCIAL DEL DEPARTAMENTO DE ANCASH

PROVINCIA	CAPITAL	SUPERFICIE (Km ²)	ALTITUD (msnm)	POBLACIÓN (Habitantes)
Asunción	Chacas	528.66	3 359	9846
Bolognesi	Chiquián	3 065.56	3 350	28 029
Carhuaz	Carhuaz	803.95	2 688	39 721
Casma	Casma	2 261.03	39	35 380
Corongo	Corongo	988.01	3 192	8 917
Carlos Fisicarrald	San Luis	624.25	3 131	21 026
Huaraz	Huaraz	2 492.91	3 052	121 028
Huari	Huari	2 771.90	3 160	63 883
Huarmey	Huarmey	3 908.42	7	23 858
Huaylas	Caraz	2 292.78	2 385	50 575
Mscal Luzurriaga	Piscobamba	730.58	3 250	23 151
Ocros	Ocros	1 945.07	3 230	7 039
Pallasca	Cabana	2 101.21	3 255	28 389
Pomabamba	Pomabamba	914.05	3 066	26 276
Recuay	Recuay	2 304.19	3 422	19 234
Santa	Chimbote	4 004.99	35	338 951
Sihuas	Sihuas	1 455.97	2 700	31 963
Yungay	Yungay	1 361.48	2 585	50 188
ANCASH, Dpto.	HUARAZ	35 825.57	3 052	955 023

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática

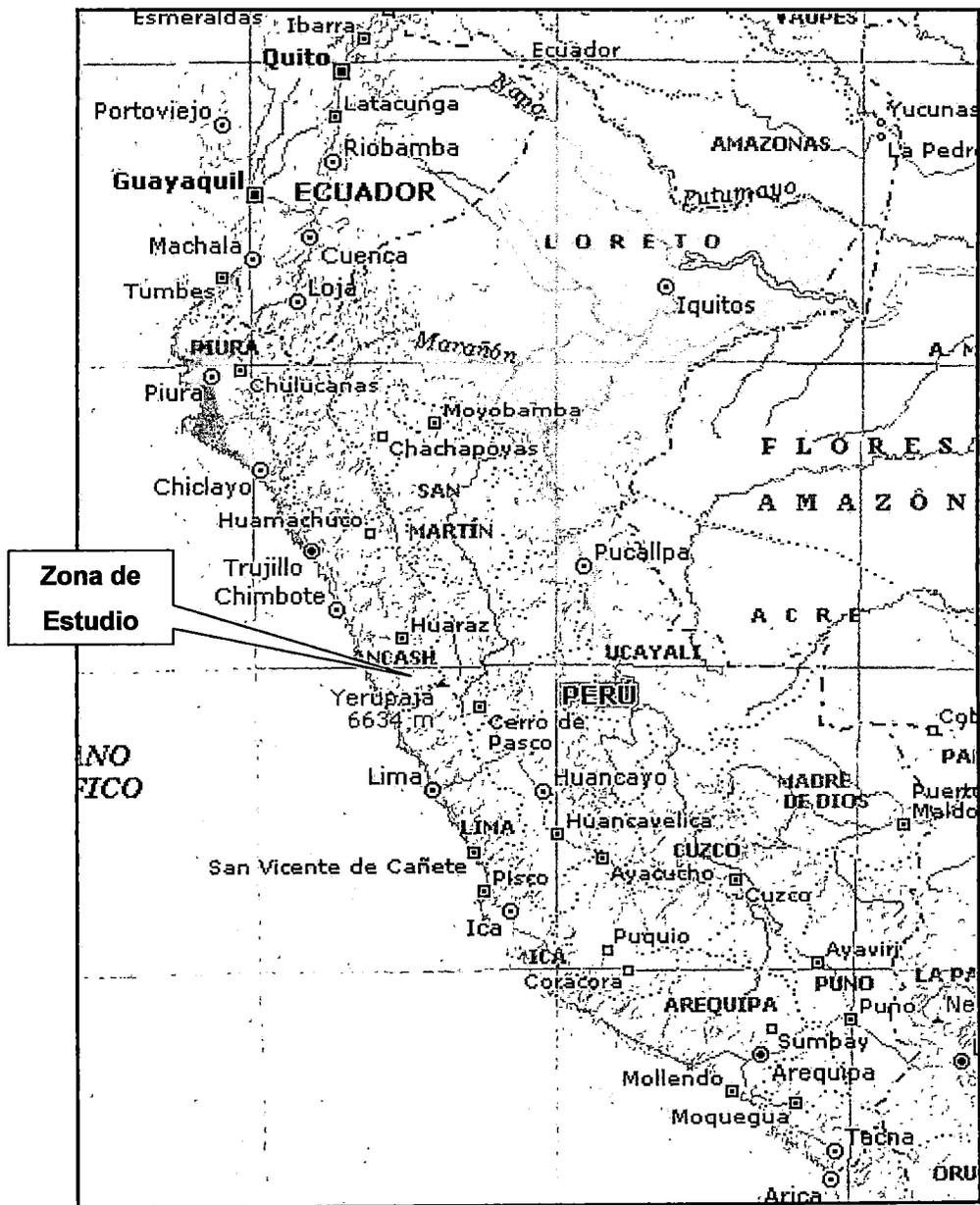


FIGURA N° 1.1: Mapa del Perú con la ubicación aproximada de Congas, la zona en estudio.

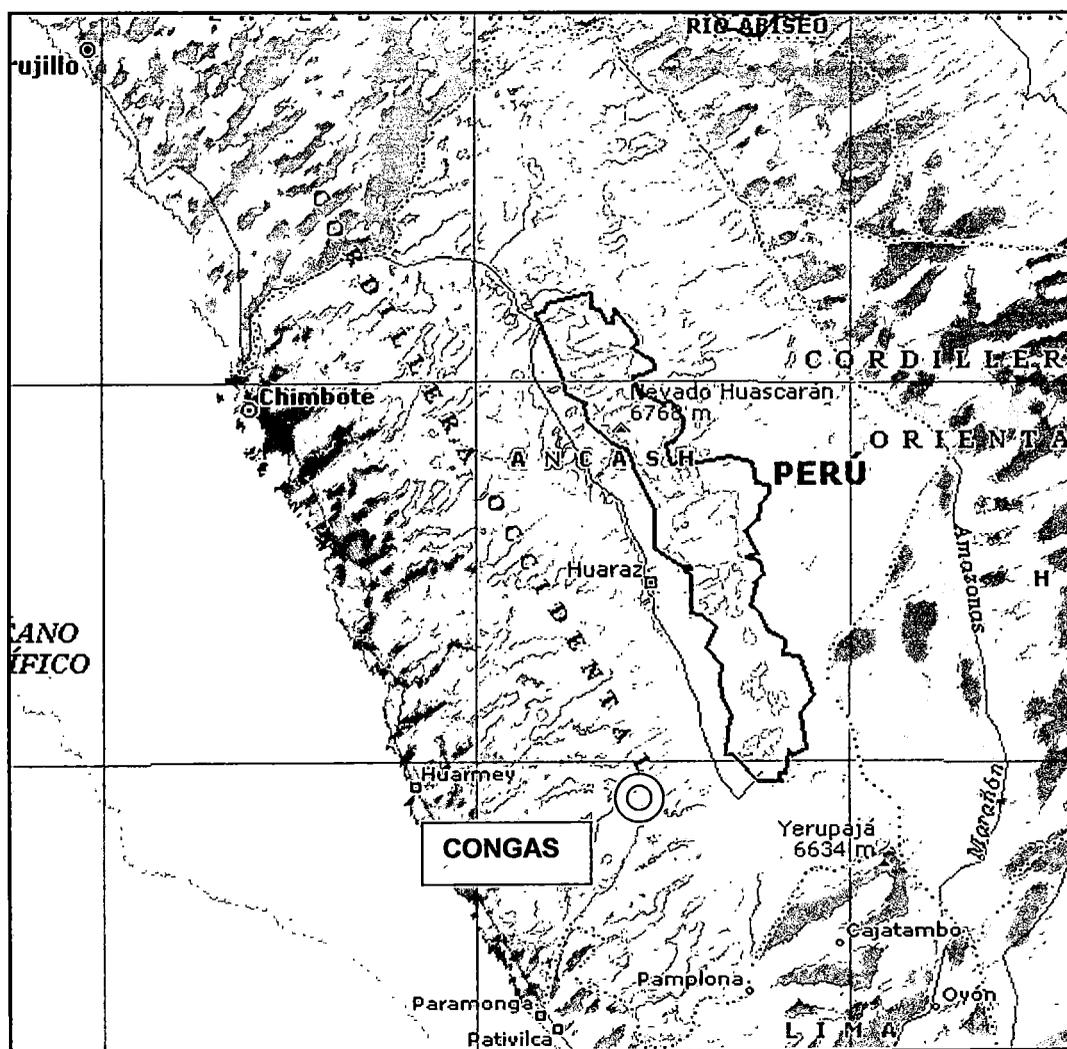


FIGURA N° 1.2: Mapa del Departamento de Ancash, con la ubicación de Congas. Note que su ubicación está cercana a la Cordillera Blanca. La altitud promedio de Congas es de 3050 msnm.

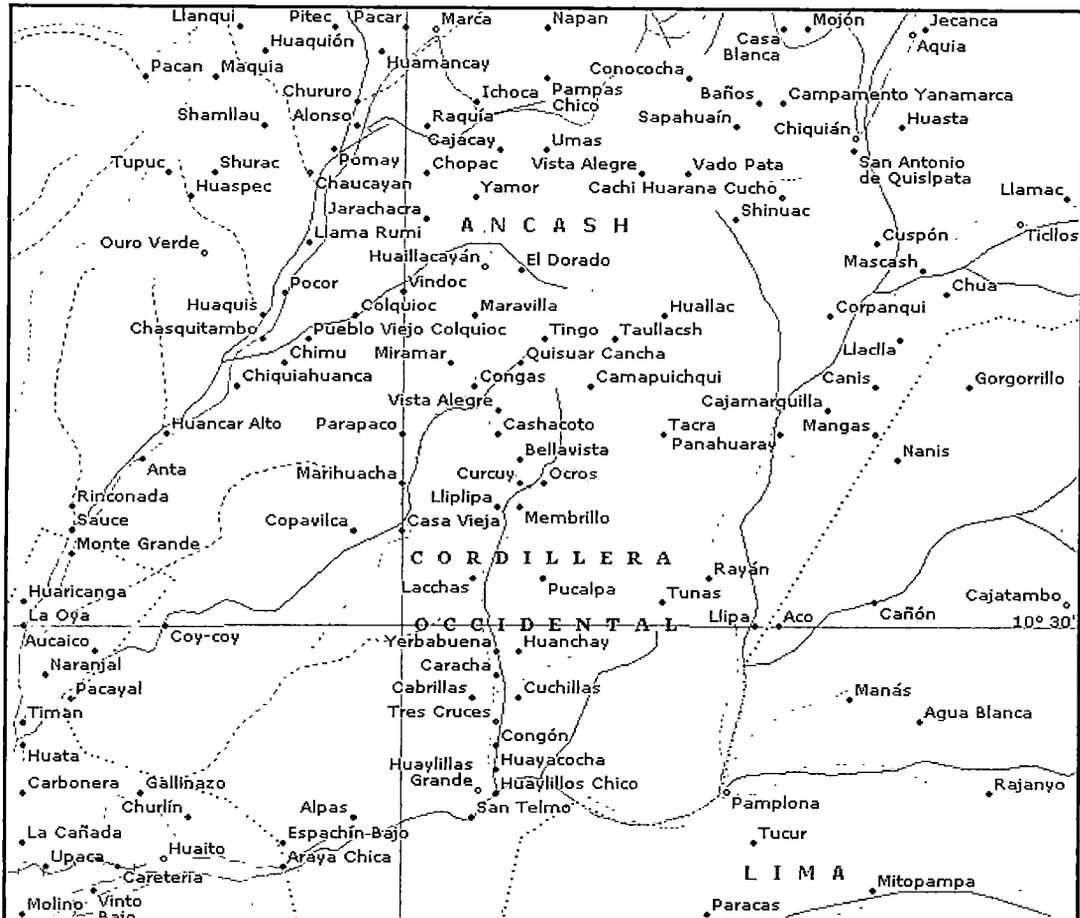


FIGURA N° 1.3: Ubicación de la Provincia de Ocros, en cuya jurisdicción se ubica la localidad de Congas.



FIGURA N° 1.5: Vista del portal de bienvenida al Distrito de Congas.

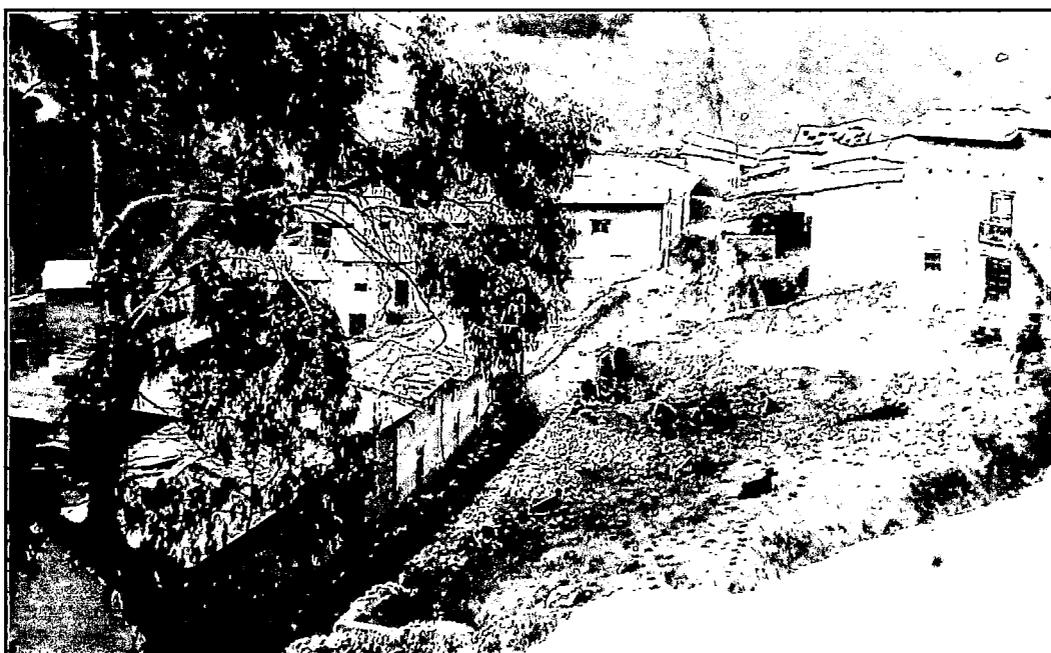


FIGURA N° 1.6: Calles típicas de la localidad de Congas. Estas son estrechas, de trazo virreyenal.



FIGURA N° 1.7: Vista de las calles perpendiculares. Estas son bastante empinadas y estrechas.

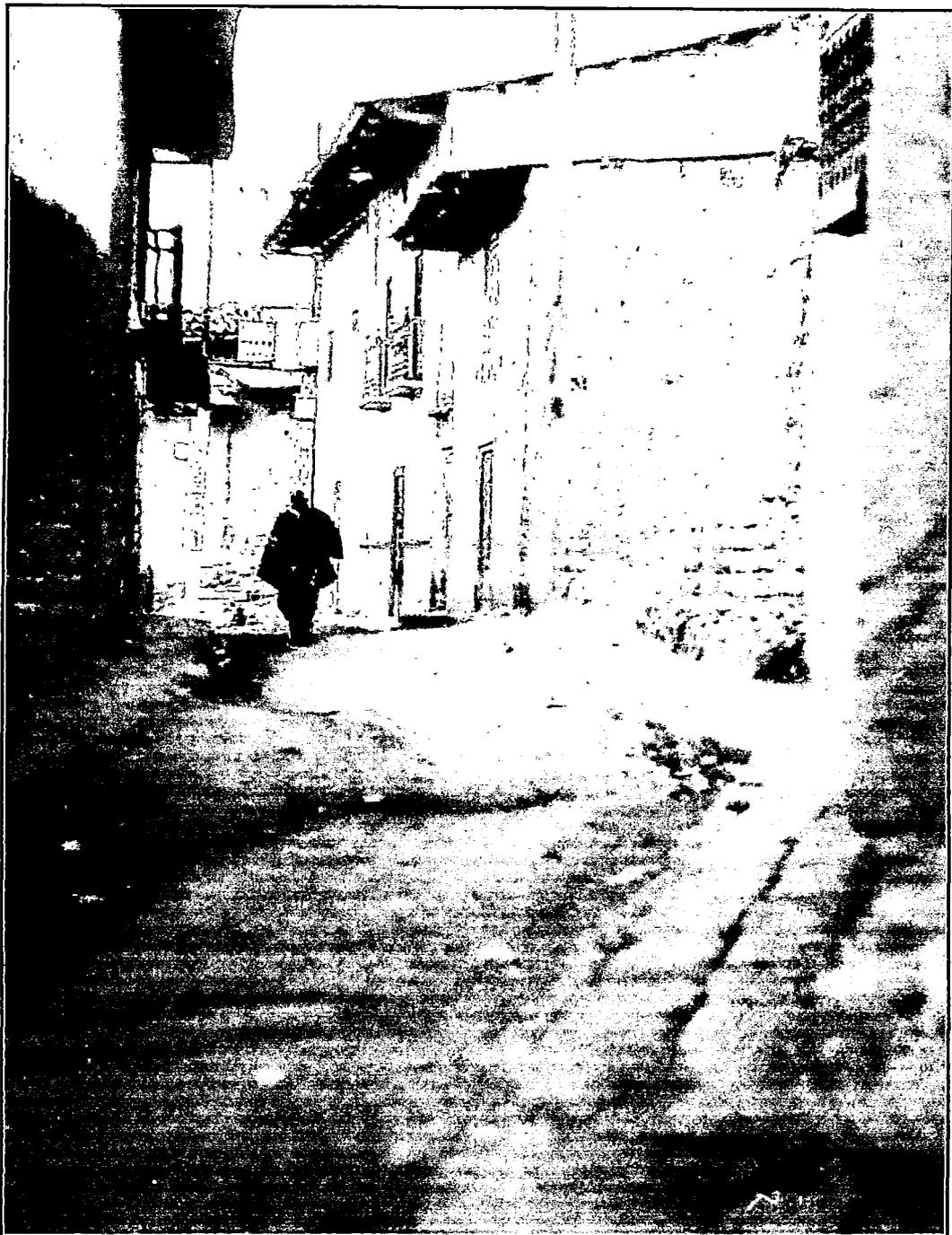


FIGURA N° 1.8: Vista de las calles longitudinales.

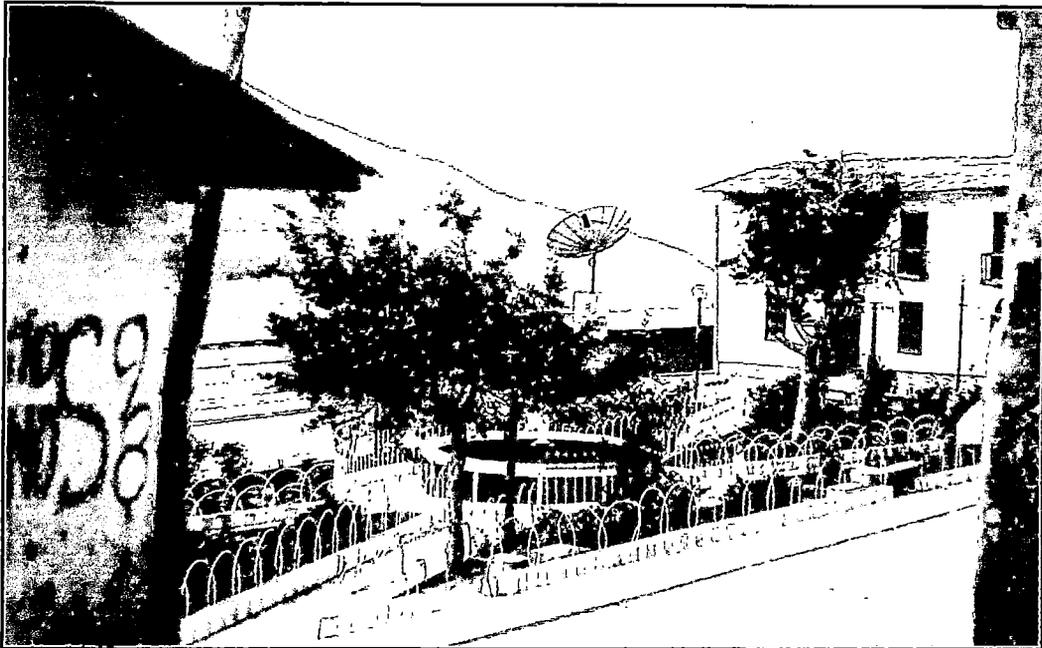


FIGURA N° 1.9: Vista de la Plaza principal de la localidad.



FIGURA N° 1.10: Vista de la Municipalidad de Congas, frente a la Plaza Principal de la localidad.



FIGURA N° 1.11: Vista adicional del perímetro de la Plaza de la localidad de Congas.



FIGURA N° 1.12 Vista de la ubicación de un pequeño paseo en la localidad de Congas.



FIGURA N° 1.13: Vista panorámica del Valle aguas abajo que se observa del Paseo de Congas



FIGURA N° 1.14: Vista del estadio de fútbol en la localidad de Congas.

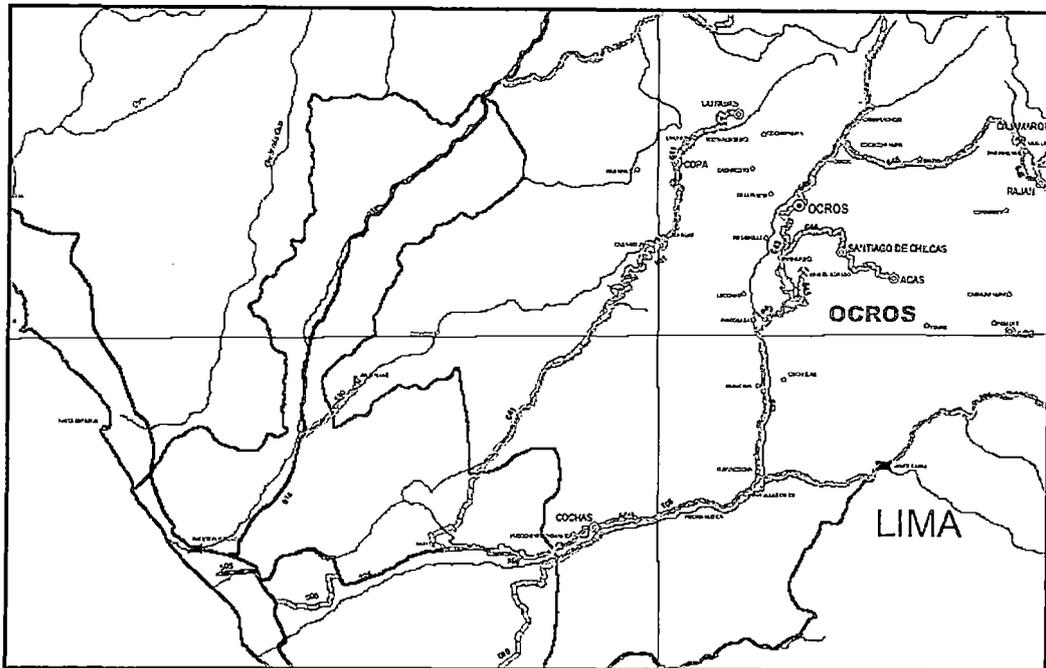


FIGURA N° 1.15: Mapa de la Carretera Barranca – Congas.

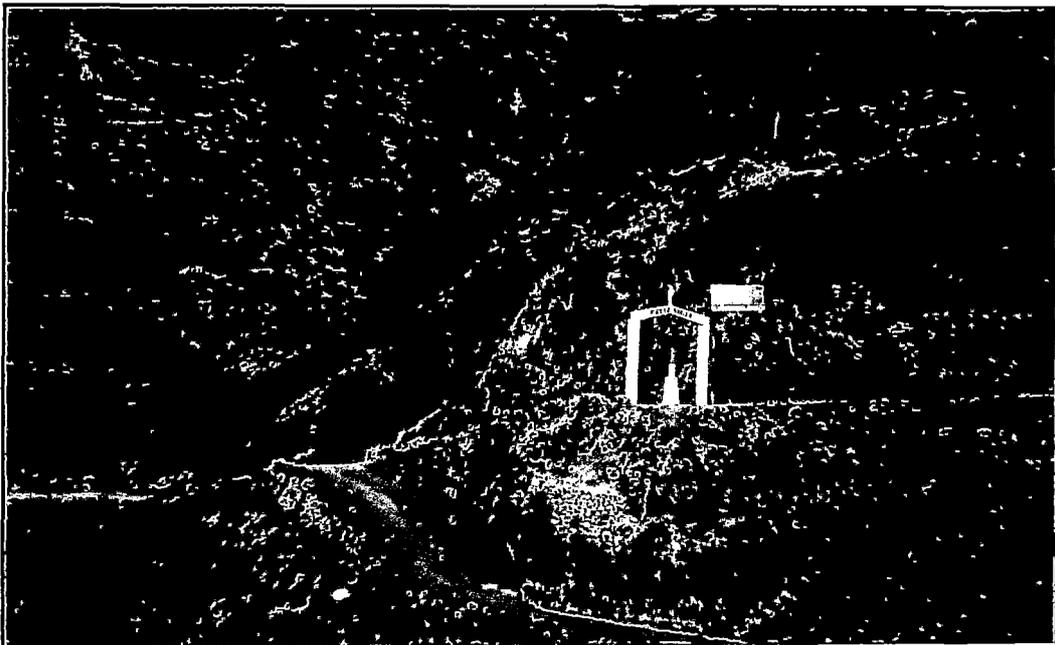


FIGURA N° 1.16: Vista de la carretera que llega a la localidad de Congas

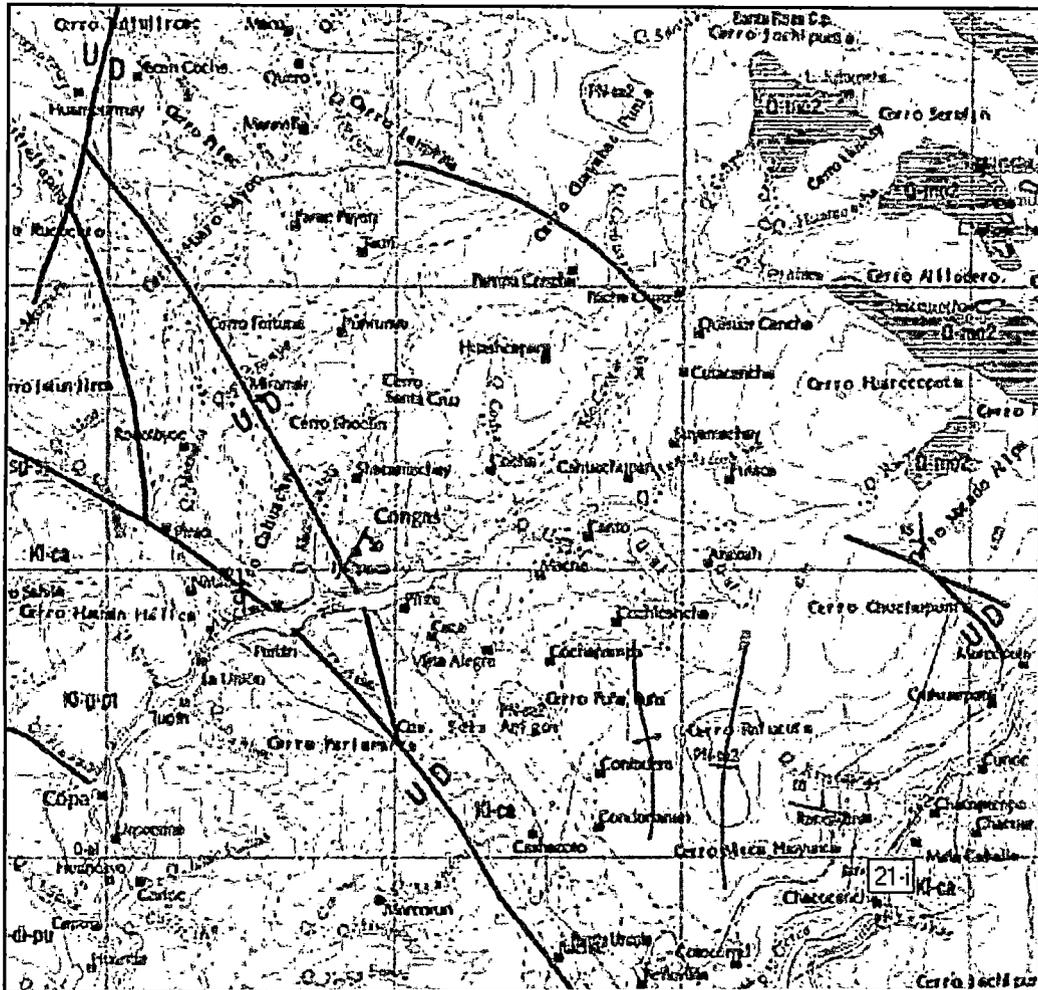


FIGURA N° 1.17: Geología de la localidad de Congas y sus alrededores, tomado de la Carta Geológica Nacional de INGGEMMET .

LEYENDA

ERA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOSTRATIGRAFICAS	ROCAS INTRUSIVAS	
CENOZOICA	CUATERNARIO		Depósito Aluvial		
			Depósito Glaciares		
			Depósitos Marinos		
		NEOGENO		Fm. Fortaleza	
			PALEOGENO	GRUPO CALIFOR	
				Fm. Casapaca Fm. Jirón Fm. Pichay	
MESOZOICA	CRETACEO	SUPERIOR	Fm. Pichay		
			INFERIOR	GRUPO DONTAGUAYESA Fm. Carhuaz Fm. Santa Fm. Cuzco	
		Fm. Pichay			
		Fm. Cuzco			
		Fm. Santa			
		Fm. Cuzco			
		Fm. Cuzco			
		Fm. Cuzco			
		Fm. Cuzco			
		Fm. Cuzco			
Fm. Cuzco					
JURASICO	SUPERIOR	Fm. Chocoma			
			INTRUSIVO 		

SIMBOLOGIA

- Contacto conocido
- Contacto inferido
- Rumbo y buzamiento de estrato
- Rumbo y buzamiento FotoInterpretados
- Eje de anticlinal
- Eje de sinclinal
- Lineamiento
- Lineamiento inferido
- Falla normal } U = Bloque levantado
- Falla inversa } D = Bloque hundido
- Rumbo y buzamientos de estratos invertidos
- Mina
- Línea de sección
- Zona de alteración

FIGURA N° 1.18: Leyenda y Simbología del plano de geología usada en la Figura N° 1.17.

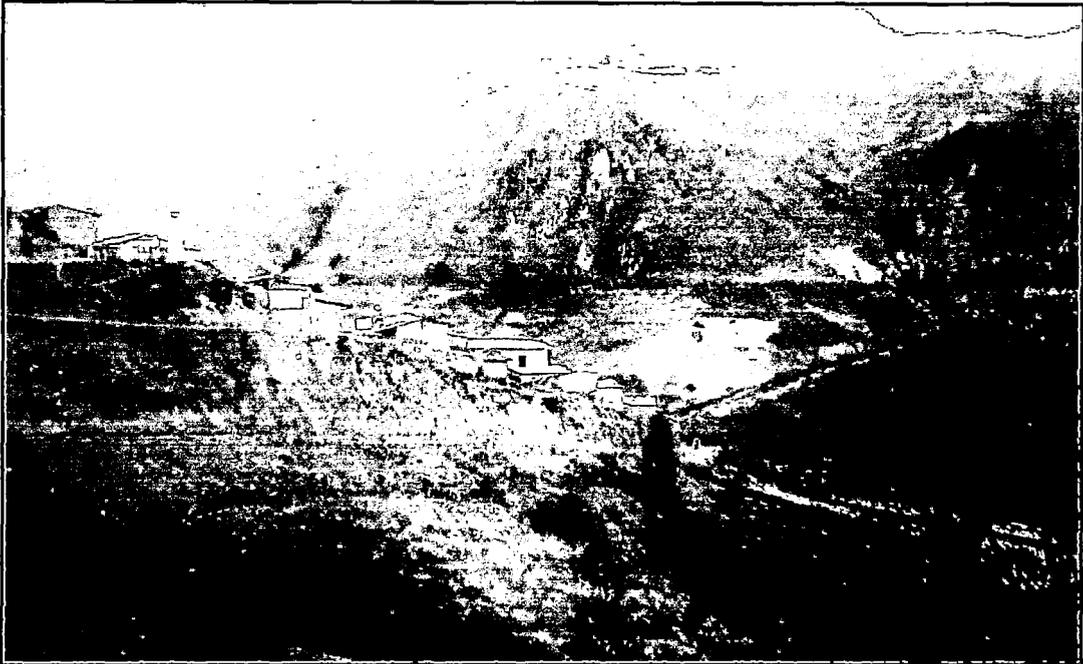


FIGURA N° 1.19: Vista que muestra la pendiente de terreno en la que está asentada la localidad de Congas.

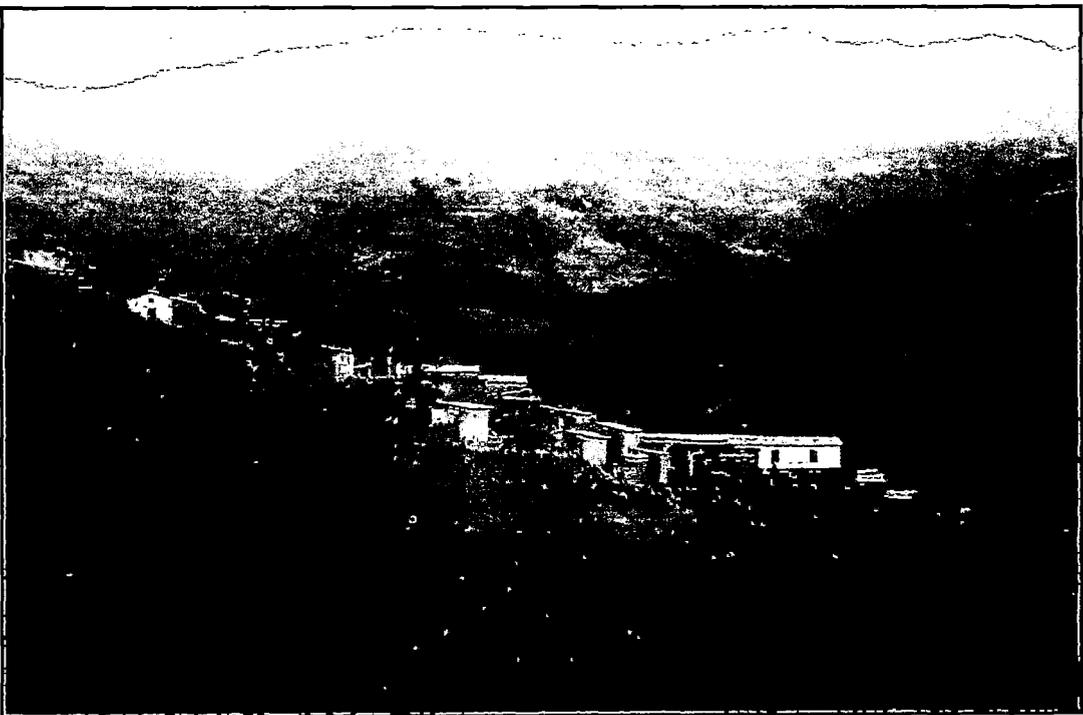


FIGURA N° 1.20: Otra vista de la pendiente de Congas.



FIGURA N° 1.21: Otra perspectiva de la topografía de la localidad de Congas.



FIGURA N° 1.22: Pendientes típicas por donde se realizará las obras de saneamiento.



FIGURA N° 1.23: Otra vista donde se observa que la mayor parte del terreno es de alta pendiente.



FIGURA N° 1.24: Zona destinada para la construcción del sistema de tratamiento de aguas servidas.

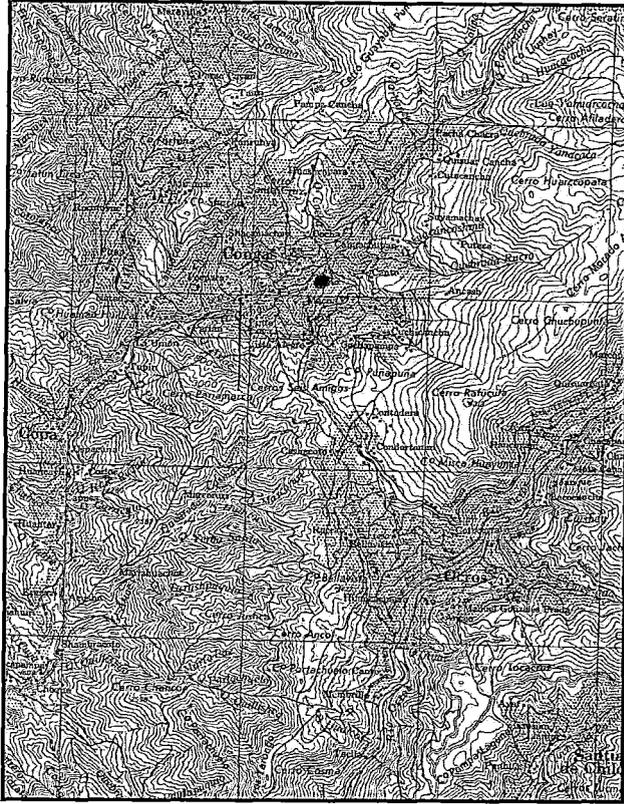


FIGURA N° 1.25: Mapa hidrográfico de la localidad de Congas.



FIGURA N° 1.26: Animales domésticos típicos de la zona.

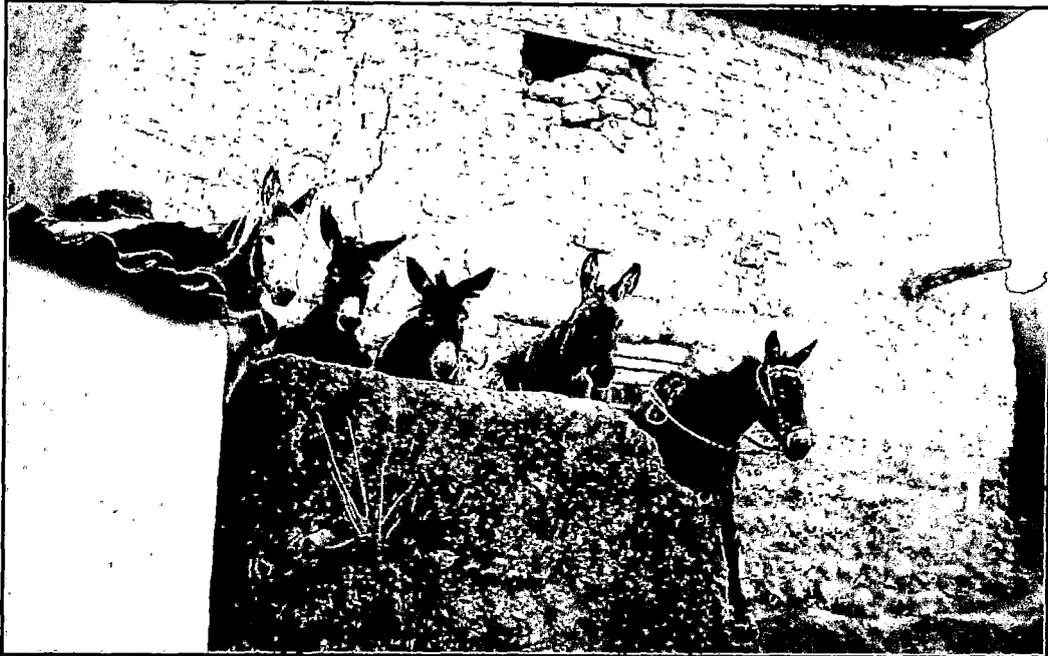


FIGURA N° 1.30: Grupo de animales de carga.

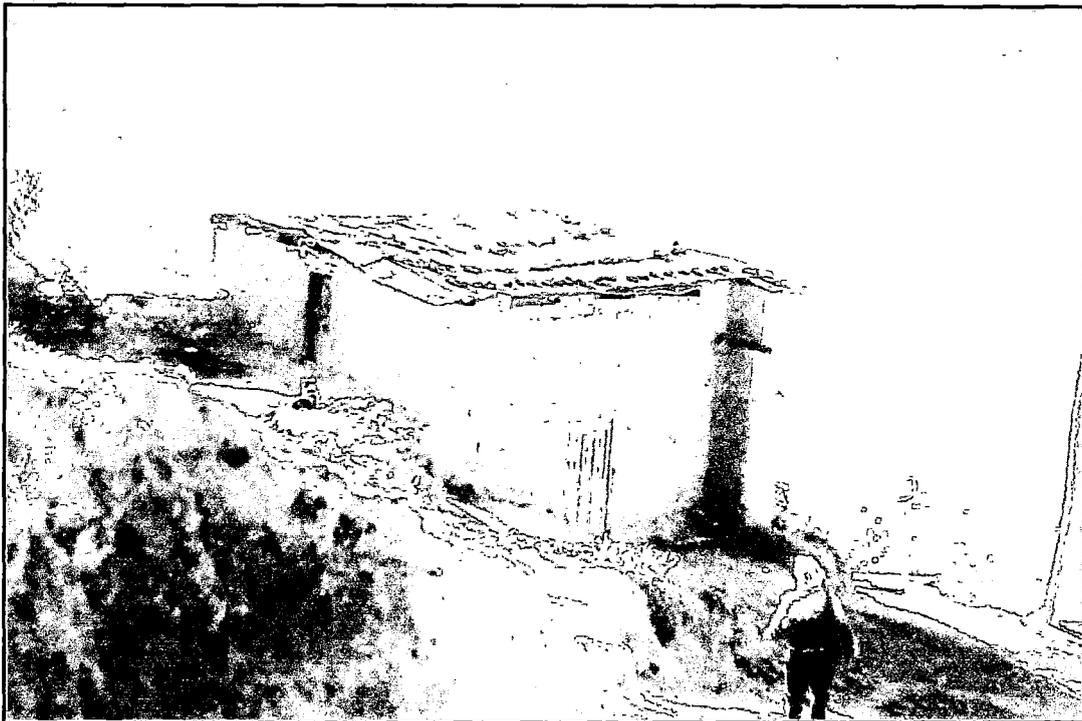


FIGURA N° 1.28: Característica geométrica típica de las viviendas de Congas.
De poca altura por un lado y de gran altura por el otro lado.

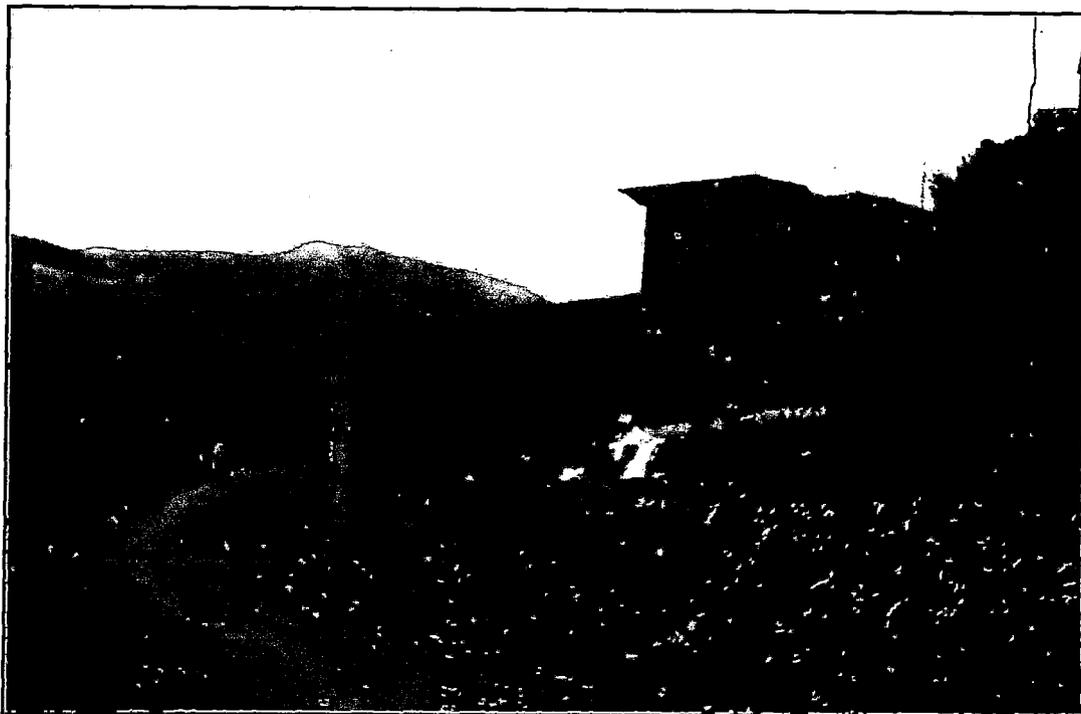


FIGURA N° 1.29: Vistas adicionales que muestra las características estructurales de las casas típicas de Congas.



FIGURA N° 1.30: La aglomeración casas frágiles incrementa la vulnerabilidad sísmica de la localidad de Congas..

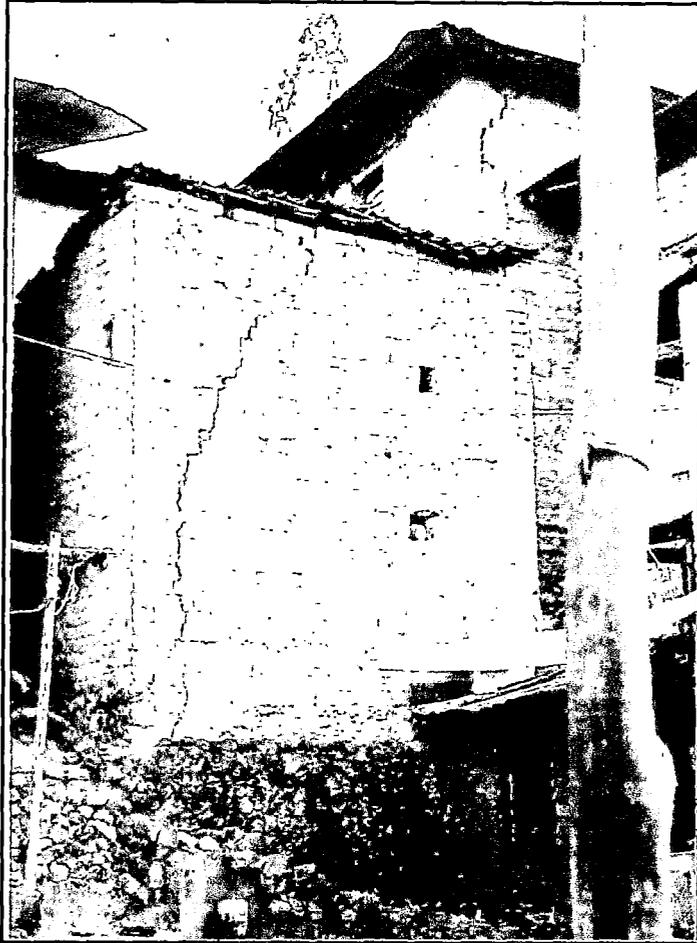


FIGURA N° 1.31: Muros fallados por corte. Las calles estrechas y muros frágiles incrementan la vulnerabilidad de Congas.



FIGURA N° 1.32: Puesto de salud de Congas.

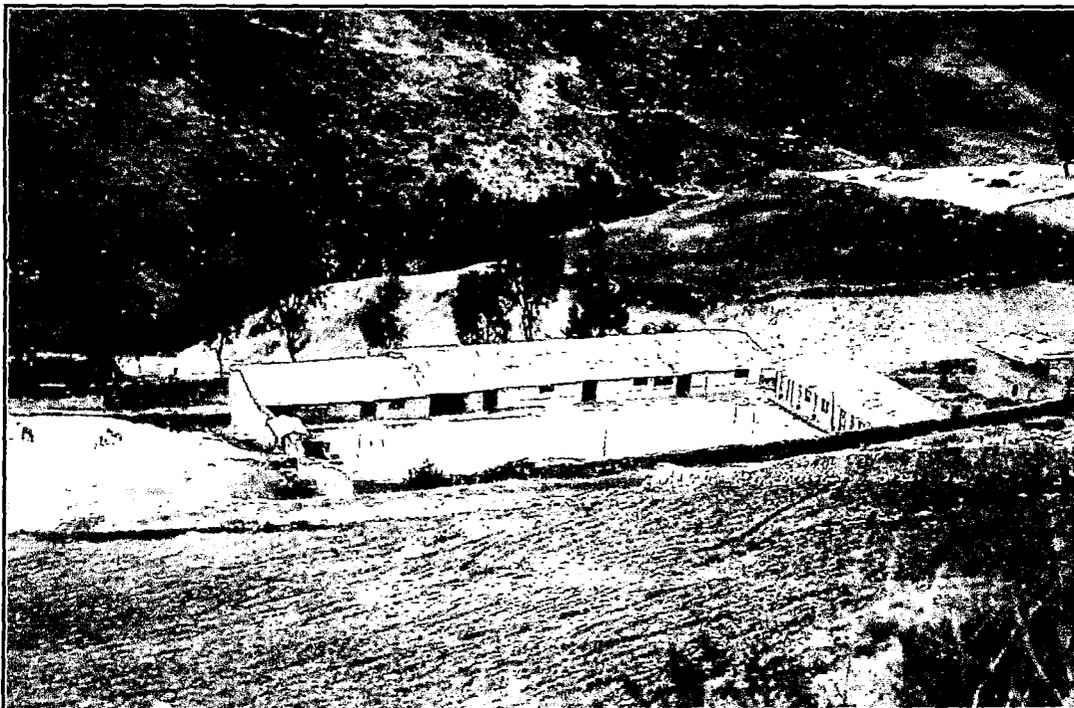


FIGURA N° 1.33: Colegio de Congas.



FIGURA N° 1.34: Iglesia Católica de Congas.



FIGURA N° 1.35: Entrada del cementerio de la localidad.

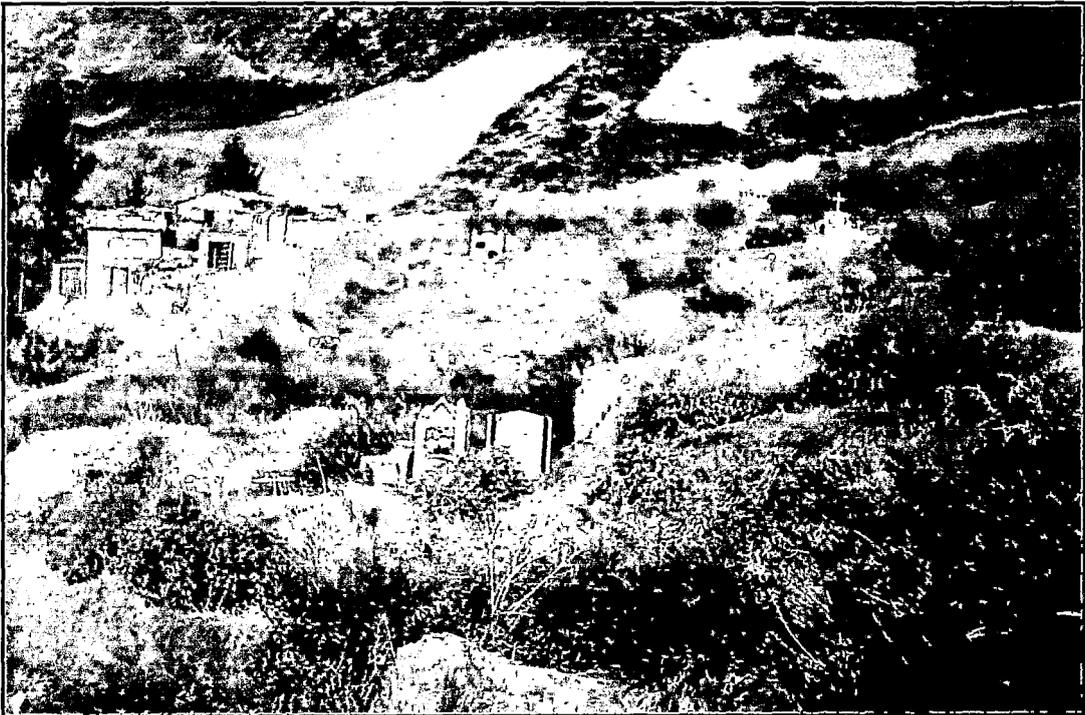


FIGURA N° 1.36: Interior del Cementerio de Congas.

CAPITULO 2

Descripción de los Servicios Actuales en Congas

2.1 INTRODUCCIÓN

Los niveles de calidad de vida de una población se miden principalmente por el acceso a los servicios básicos y por sus posibilidades de desarrollo humano y económico. Para la sustentación de la necesidad de la ejecución de las obras de red de desagüe y sistema de tratamiento del Distrito de Congas se debe evaluar las condiciones actuales en que viven los pobladores. Dado que actualmente solo existe un servicio básica de agua potable se hace prioritario el diseño y construcción del sistema de desagüe. Este capítulo sustentará el porqué es urgente el diseño y construcción de este sistema.

2.2 SERVICIO DE AGUA POTABLE

El servicio básico de agua potable con el que cuenta Congas, el que está conformado por una estructura de captación en un manantial de fondo, el cual no cubre la demanda de la población.

El agua del manantial es derivada a través de un canal artesanal que abastece a un reservorio existente de 35 m³. La línea de aducción y las redes de distribución son de 11/2" (el primer tramo – calle Miraflores) y de 1/2" todos las restantes.

La localidad de Congas cuenta con 6 pilones, de los cuales se abastece generalmente en algunas horas de la mañana, contando algunas viviendas con conexiones domiciliaras (30%). En la Figura

N° 2.1 se observa uno de estos pilotes. Por lo general el agua no es limpia y cristalina. La Figura N° 2.2 presenta el tanque cisterna de dimensiones pequeñas. La Figura N° 2.3 presenta las conexiones al interior de la caseta de control.

Como es sistema de agua funciona en forma limitada muchos pobladores recurren a un puquial natural. Este ha sido recubierto por el Ministerio de Salud para su protección en la épocas que el cólera assolaba al país. En la Figura N° 2.4 se aprecia una especie de tanque al lado de una caseta y en la Figura N° 2.5 se presenta un acercamiento a este puquial natural. En la Figura N° 2.6 se aprecia mejor el agua empozada dentro del puquial. La calidad del agua de este lugar no es la ideal.

2.3 SERVICIO DE DESAGÜE

Congas carece de sistema alguno de desagüe y las costumbres de los lugareños no es la más propicia para una buena salubridad de la comunidad. Sólo el colegio, la posta médica y la municipalidad posee un sistema de tanque séptico. En la entrada del pueblo hay dos letrinas pública conectadas a un pozo simple. En las Figuras N° 2.7 y 2.8 se presentan dos vistas de esta letrina. En general están sucias y como el agujero de evacuación tiene contacto directo con el pozo el olor es nauseabundo. Por esta causa es muy poco usada por los pobladores. Ellos prefieren realizar sus necesidades al aire libre, en una hondonada cubierta de arbustos y plantas, el cual puede apreciarse en la Figura N° 2.9. Otro lugar preferido para realizar sus necesidades es el camino que se presenta en la Figura N° 2.10. El horario de mayor uso de esos espacios es en las noches. En general es frecuente encontrar restos fecales en cualquier lugar del pueblo. Algunas casas evacuan sus aguas servidas directamente a la calle, tal como se observa en la Figura N° 2.11. Como es lógico, la

localidad de Congas está expuesta irremediablemente a una epidemia del cólera o a enfermedades infecto contagiosas.

Además la Municipalidad del Distrito Congas hace muy poco por el tratamiento de la basura. No hay rellenos sanitarios adecuadamente tratados y la basura está expuesta. La Figura N° 2.12 y 2.13 muestra diferentes puntos donde se acumula la basura.

2.4 SERVICIO DE ENERGÍA ELÉCTRICA.

La localidad de Congas cuenta con redes de energía eléctrica que funciona diariamente en forma restringida, es decir, desde las 18.00 horas hasta las 23.00 horas. En la Figura N° 2.14 puede observarse las características de la red que alimenta a la localidad.

2.5 SERVICIO TELEFÓNICO

La localidad de Congas se comunica con el país a través de una radio..



FIGURA N° 2.1: Pilotes que dan servicio de agua en la localidad de Congas.

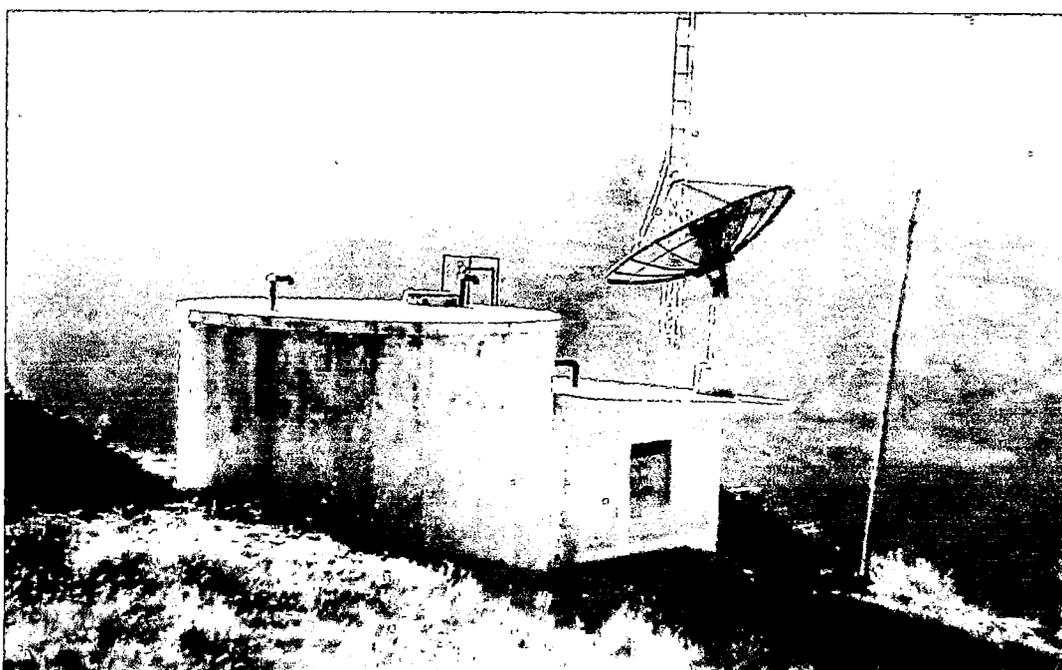


FIGURA N° 2.2: Vista de la cisterna que alimenta de agua potable a la localidad de Congas.



FIGURA N° 2.3: Instalaciones y conexiones al interior de la caseta de control del tanque elevado.



FIGURA N° 2.4: Vista del puqial de agua, cubierto para evitar la contaminación.

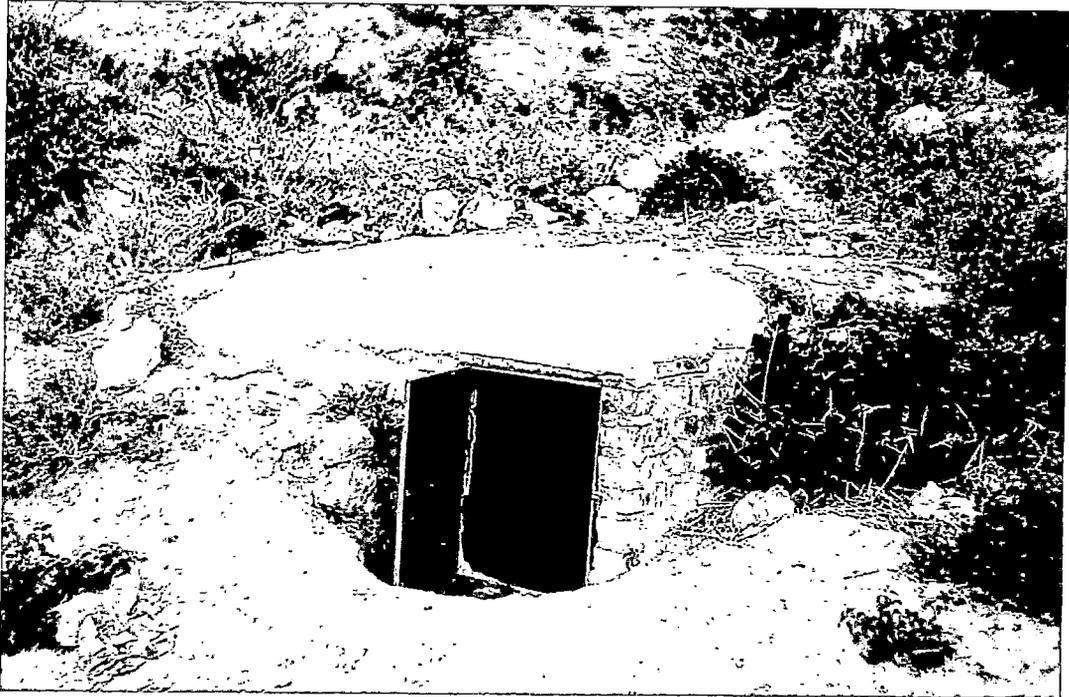


FIGURA N° 2.5:Acercamiento al puquial protegido con obras de concreto.



FIGURA N° 2.6: Vista del agua del puquial.

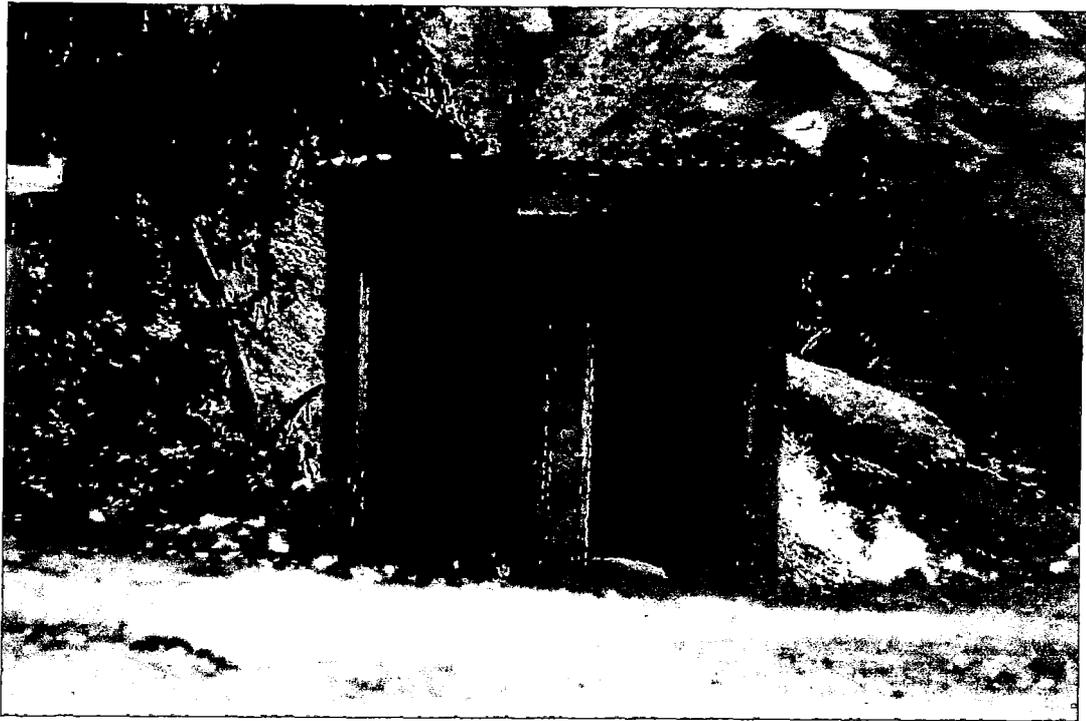


FIGURA N° 2.7: Vista de la letrina pública, en la entrada del pueblo.

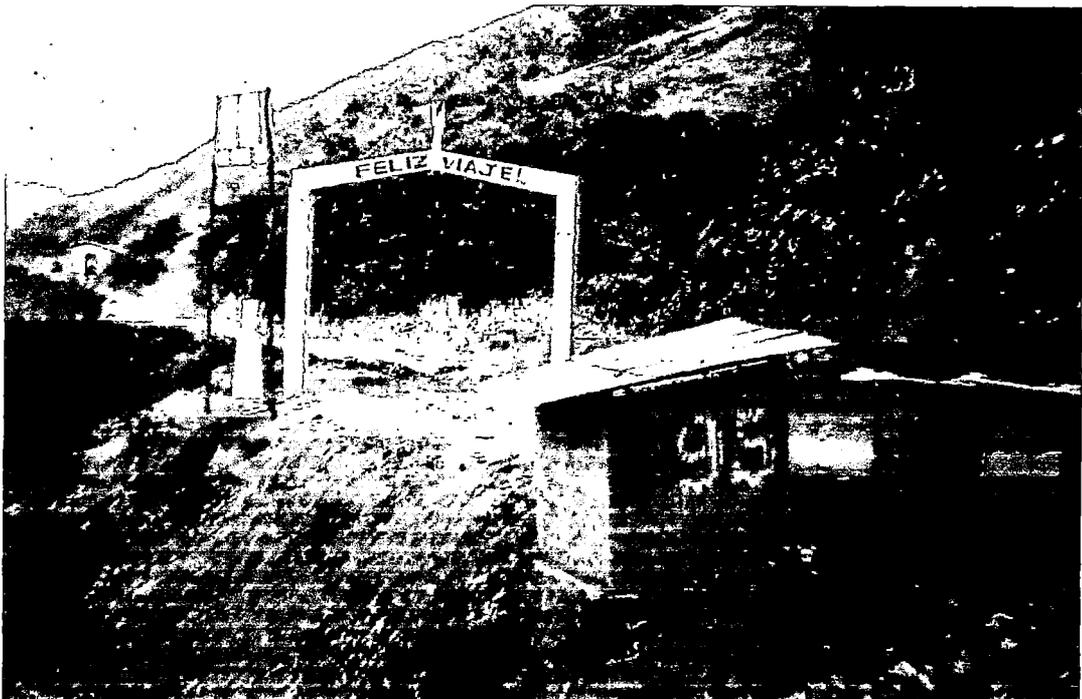


FIGURA N° 2.8: Vista desde otra perspectiva de las letrinas públicas.



FIGURA N° 2.9: Vista del sitio mayormente usado por los lugareños para realizar sus necesidades.



FIGURA N° 2.10: Otra calle bastante usada por los lugareños para realizar sus necesidades.



FIGURA N° 2.11: Algunas viviendas descargan en la calle sus aguas servidas.



FIGURA N° 2.12: Zona de depósito de basura.



FIGURA N° 2.13: Otra zona del pueblo donde se arrojan los desperdicios.

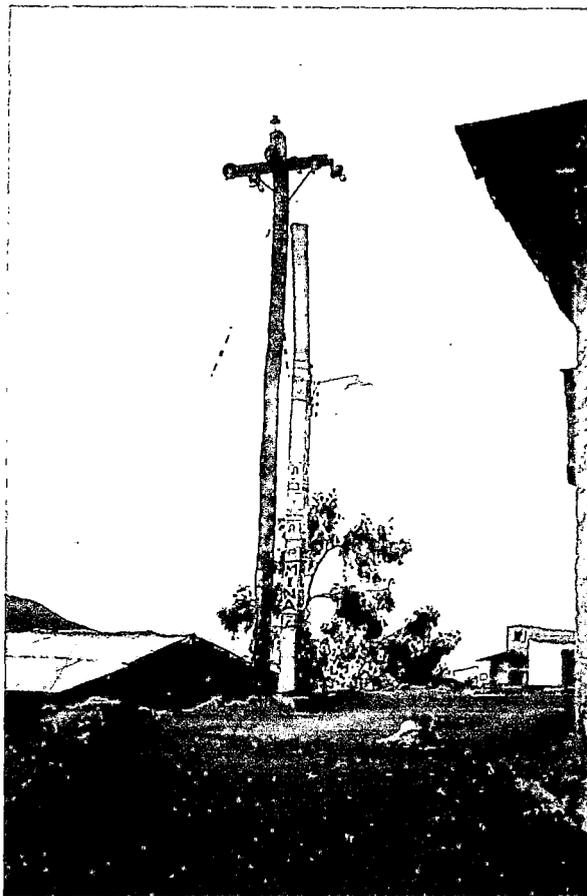


FIGURA N° 2.14: Cableado del servicio eléctrico de la localidad de Congas.

CAPITULO 3

Consideraciones Básicas en el Sistema de Alcantarillado

3.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros de diseño constituyen los factores más importantes de todo proyecto de abastecimiento de agua y alcantarillado. Para su elección debemos tener en cuenta los aspectos económicos, limitaciones topográficas, datos estadísticos de la zona, experiencia en el diseño de obras similares ya efectuadas, vida útil de las estructuras, equipos a utilizar y normas expresadas en el Reglamento Nacional de Construcciones, así como las sugerencias dadas por las Instituciones o de Profesionales de reconocido prestigio.

3.2 PERÍODO DE DISEÑO

Se denomina así al periodo de tiempo para el cual se dimensiona el sistema. Este valor se determina de acuerdo a las proyecciones y perspectivas de desarrollo del área en proyecto y está ligado tanto a las proyecciones de crecimiento de la población como a las características de los componentes del sistema.

El periodo de diseño nos permite considerar la vida útil o de máxima eficiencia de las estructuras e instalaciones que componen el sistema y cuando deberán ser sustituidas para mantener el nivel técnico del servicio, adoptándose las previsiones necesarias para su reemplazo, preferiblemente en forma coincidente con las etapas de diseño consideradas.

El periodo de diseño se determina por el tiempo de duración de los elementos que intervendrán en todo el análisis del proyecto. En esta tesis se realizarán todos los cálculos correspondientes para la población dentro

de un determinado número de años, ya que a partir de dicha fecha no variará con el tiempo.

3.3 DETERMINACIÓN DEL PERIODO DE DISEÑO

3.3.1 Criterios para fijar el período de diseño

Existen dos criterios:

- **Tiempo - Población.** De acuerdo con este criterio, primero se fija el periodo de diseño y después se calcula la población futura al término de dicho periodo, propio para poblaciones de pequeño crecimiento.
- **Población – Tiempo.** Es el criterio inverso al anterior: primero se asume una población futura y luego se calcula el tiempo en que dicha población será alcanzada. Este criterio es usado para ciudades muy grandes y de gran desarrollo.

3.3.2 Factores determinantes para el período de diseño

Existen diversos factores que intervienen en el periodo de diseño, entre los que se puede mencionar los siguientes:

- **El tiempo de vida útil de las estructuras y los equipos**

La vida útil de las estructuras está en función de la resistencia física del material que lo constituye y el desgaste que sufren estos. Todo el material con el tiempo y con el uso, se desgasta. Su resistencia a los que se le diseña es variable, debido a los esfuerzos y daños que sufren, que no se pueden predecir. Por consiguiente en las tuberías de un sistema de abastecimiento de agua existen diversos desgastes por corrosión, erosión, fragilidad y por calidad del material.

- **Estudio de factibilidad.**

El estudio de factibilidad depende primordialmente del aspecto económico. Por lo tanto, el periodo de diseño está íntimamente ligado a

sú costo de construcción, el cual nos determina una mayor o menor inversión. También depende del índice de crecimiento poblacional.

- **El crecimiento poblacional.**

Es un factor importante porque incluye los posibles cambios debido al desarrollo industrial y comercial de la comunidad, de acuerdo a la variación de los índices económicos.

Por ejemplo, el proporcionarle agua y desagüe a una población es un servicio cuyo costo debe ser retribuido por los beneficiarios. Estos pueden ser muy elevados si se toman periodos muy largos. Para poblaciones con desarrollo muy alto podría ser bastante caro y generar desajustes administrativos. Entonces, de acuerdo a las tendencias de aumento de la población, es conveniente elegir periodos de diseño más largos para crecimiento lento y viceversa.

- **Tasa de interés.**

Es un factor bastante influyente debido a que si la tasa de interés es baja se pueda pensar en usar periodos largos.

El crecimiento de la población y la tasa de interés tiene cierta relación. Así, a menor relación de crecimiento menor tasa de interés. Esto implica un mejor funcionamiento en los primeros años, para poder proyectar los diseños hacia el futuro y por ende a la justificación económica.

Generalmente los sistemas de alcantarillado se diseñan y construyen para satisfacer una población mayor que la actual (población futura).

3.3.3 Fijación del período de diseño

Para fijar un periodo de diseño, existen algunos criterios que relacionan los diversos factores mencionados anteriormente y sugieren ciertos valores, los mismos que serán detallados a continuación:

- Cuando se trata de ciudades en los cuales es posible trazar un Plan Regulador para su desarrollo, se fijan horizontes de 20 años con etapas de construcción de 10 años, definiéndose las áreas factibles de una densificación progresiva para no deprimir las condiciones de servicio en el periodo de transición entre etapas.
- En localidades con menos de 5000 habitantes, generalmente se puede establecer una sola etapa de diseño para un horizonte de 10 a 15 años de acuerdo con las proyecciones de población y sus probabilidades de desarrollo.
- Por el número de habitantes:
Para poblaciones de 2000 hasta 20000 habitantes se considera 15 años.
Para poblaciones de 2000 a más habitantes se considera 10 años.
- En áreas urbanas definidas (urbanizaciones o asentamientos humanos en desarrollo), el horizonte de diseño esta definido por el periodo en el que alcanzan su ocupación plena, de acuerdo con las características de uso asignadas por la entidad competente; generalmente se les considera solo una etapa de diseño.
- Fair & Geyer [12], sugieren para los diversos componentes del sistema de alcantarillado, los periodos de diseño mostrado en el Cuadro N° 3.1.
- Dentro de los factores determinantes para un periodo de diseño, se consideró a la tasa de interés como uno de ellos; Donal L. Lauria desarrolló un modelo matemático para analizar la mencionada variable y llegó a obtener una fórmula mediante la cual se determina el periodo de diseño óptimo.

Fórmula de Donal L. Lauria [12]

$$x_1 = \frac{2.6x(1-\alpha)^{1.12}}{i} \quad (1)$$

Donde:

- x_1 = Período de Diseño Óptimo (PDO)
- α = Factor de Economía de Escala.
- i = Costo de oportunidad del capital a valores reales.

Se indica en el Cuadro N° 3.2 valores del coeficiente “ α ” para algunos de los componentes del sistema.

3.3.4 Cálculo del Período de Diseño para los sistemas de alcantarillado en Congas.

Conocidas las características de población de la ciudad de Congas se adoptará el criterio Tiempo – Población para la fijación del periodo de diseño, por cuanto se trata de una localidad relativamente pequeña en la que el crecimiento poblacional será progresivo.

Como se destacó anteriormente los periodos óptimos de diseño se adoptan en función de la realidad económica de las localidades, es por ello que se realizará el cálculo del mencionado periodo utilizando la fórmula planteada por Donal L. Lauria para ello el costo de oportunidad del capital a valores reales será considerado igual a 10%.

- Fórmula de Donal L. Lauria

$$x_1 = \frac{2.6x(1-\alpha)^{1.12}}{i}$$

Como en todo sistema de alcantarillado actual, en la ciudad de Congas los componentes a considerar son: Red de alcantarillado, Colectores, Emisores, Equipos de Bombeo de Aguas Residuales y Plantas de Tratamiento; en el Cuadro N° 3.3 se realiza el cálculo de los periodos óptimos de diseño.

El otro componente de los Sistemas de Alcantarillado de las ciudades en estudio son las Plantas de Tratamiento, por lo tanto se tomará en cuenta las sugerencias de Fair & Geyer mostradas en el Cuadro N° 3.1 para Plantas de Tratamiento con crecimiento y tasa de interés bajo, en el cual se considera Períodos de Diseño entre 20 y 25 años.

En consecuencia considerando el PDO_{PROMEDIO} y la sugerencia de Fair & Geyer se adoptará un Periodo de Diseño igual a 20 años.

PERIODO DE DISEÑO = 20 AÑOS

Entonces se considera que:

Año actual	=	2004
Periodo de diseño	=	20

AÑO	=	2024

Por consiguiente se diseñará el Sistema de Alcantarillado en la localidad de Congas para el año 2024.

3.4 CRECIMIENTO POBLACIONAL

La predicción del crecimiento poblacional deberá ser perfectamente justificado de acuerdo a las características de la ciudad, sus factores socio-económicos y su tendencia de desarrollo. El cálculo de la población futura se efectúa empleando métodos que utilizan datos conocidos, tanto actuales como pasados. Los valores futuros se determinan por extrapolación, los mismos que deberán ser considerados como aproximados debido a la complejidad de los fenómenos que intervienen en el crecimiento poblacional.

Existen diversos métodos que nos permiten calcular la población futura, entre ellos tenemos: Métodos Gráficos, Métodos Matemáticos y el Método Racional.

3.4.1 Métodos Gráficos

3.4.1.1 Método de Tendencias.

A escala conveniente se dibuja los valores de los datos censales, ubicando en el eje de las ordenadas las Poblaciones y en el eje de las abscisas los años, estableciéndose entre dos puntos consecutivos una recta de crecimiento.

Posteriormente debe trazarse a través de los puntos ploteados una curva suave de mejor tendencia a los que muestra la tendencia de crecimiento de la población. Este método también es conocido como el Método de Trazado de una Curva al ojo.

CALCULO DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL DE LA LOCALIDAD DE CONGAS

En el presente proyecto se hará referencia a la **población estimada** y proporcionada por el Instituto Nacional de Estadística e Informática (**INEI**) con oficina ubicada en la ciudad de Lima. En el cuadro 3.4 se presentan estos datos.

El cálculo de la población de diseño se hará partiendo de la población actual y la obtenida durante el **último censo** realizado el 11 de Julio de 1,993 y que nos indica **1,224 hab.**

3.4.2 Métodos Matemáticos

Los métodos analíticos supone que en base de los datos censales previos de una población es posible tratar de asimilar el crecimiento poblacional de una ciudad a una curva de mejor adherencia a los puntos censales, y que tienen leyes de estructuras matemáticas tales como aritméticas, geométricas, parabólicas, etc.

El comportamiento en forma gráfica del crecimiento poblacional de una ciudad es semejante a una curva que tiene den forma de “S”, como se muestra en la Figura N° 3.2. En ella se observa un crecimiento inicial, lento en el tiempo. Posteriormente viene una etapa de franco crecimiento y finalmente ésta se atenúa hasta alcanzar un valor de saturación.

Existen varios métodos matemáticos, de los cuales se estudiarán los siguientes:

- Método Geométrico
- Método de Interés Simple
- Método de los Incrementos Variables
- Método de los Mínimos Cuadrados con Crecimiento Porcentuales de Tendencia Aritmética.

3.4.2.1 Método geométrico

Generalmente este método se emplea cuando la población se encuentra en una etapa inicial o en un periodo de saturación, y cuando las variaciones de ella respecto al tiempo son dependientes de la población. Con esta premisa se obtienen las fórmulas utilizadas para el cálculo del crecimiento poblacional por el método en estudio.

$$\frac{dP}{dt} = k \times P \quad (1)$$

Integrando la Ecuación (1):

$$\int \frac{dP}{P} = k \int dt$$

$$\ln [P]_i^f = k [t]_i^f$$

$$k = \frac{\ln P_f - \ln P_i}{t_f - t_i}$$

$$k = \text{Ln} \left(\frac{P_f}{P_i} \right) * \frac{1}{t_f - t_i}$$

Para determinar poblaciones postcensales, se tiene:

$$\text{Ln} [P]_f = k [t]_f$$

$$\text{Ln} P_f - \text{Ln} P_i = k [t_f - t_i]$$

$$\text{Ln} P_i - \text{Ln} P_f = \text{Ln} \left(\frac{P_f}{P_i} \right) * \frac{(t_i - t_f)}{(t_f - t_i)}$$

$$\text{Ln} P_i = \text{Ln} P_f + \text{Ln} \left(\frac{P_f}{P_i} \right) * \frac{(t_i - t_f)}{(t_f - t_i)}$$

$$P_i = e^{\text{Ln} P_f} x \left[e^{\text{Ln} (P_f / P_i)} \right]^{[(t_i - t_f) / (t_f - t_i)]}$$

$$P_i = P_f x \left[\frac{P_f}{P_i} \right]^{[(t_i - t_f) / (t_f - t_i)]}$$

Asumiendo:

$$q = [P_f - P_i]^{-\frac{1}{t_f - t_i}}$$

$$q = (t_f - t_i) \sqrt{\frac{P_f}{P_i}}$$

Entonces:

$$P_i = P_f q^{(t_i - t_f)}$$

Donde:

- P_t = Población futura en un tiempo "t"
 P_f = Última Población Censal
 t_t = Tiempo en que se desea calcular la población.
 t_f = Año del último dato de Población Censal.
 q = Factor de cambio de las poblaciones.

En éste método, para su aplicación, solo se requiere de dos datos censales, sin embargo es conveniente trabajar con todos los datos posibles, obteniendo razones de crecimiento por cada par de datos, y para tener una mejor suavización de la curva se adopta una razón de crecimiento promedio; así:

$$\bar{q} = \sum_{i=1}^n q_i * \frac{1}{n}$$

Donde:

- q_i = Razón de crecimiento entre los datos censales "i" e "i +1".
 n = Número de razones de crecimiento.

3.4.2.2 Método del Interés Simple

Se considera que el crecimiento poblacional de una determinada ciudad se comporta de forma semejante a un capital puesto a un interés simple, cuando la variación de la población en un determinado tiempo es constante. En función a ello se va a obtener las fórmulas empleadas en la aplicación de este método.

$$\frac{dP}{dt} = k \times P \quad (1)$$

Integrando la Ecuación (1):

$$\int dP = k \int dt$$

$$[P]_f = k[t]_f$$

$$k = \frac{P_f - P_i}{t_f - t_i}$$

Para determinar poblaciones postcensales, se tiene:

$$[P]_f = k[t]_f$$

$$P_t - P_f = k \cdot [t_t - t_f]$$

$$P_t - P_f = \frac{(P_f - P_i)}{(t_f - t_i)} x(t_t - t_f)$$

$$P_t = P_f + \frac{(P_f - P_i)}{(t_f - t_i)} x(t_t - t_f)$$

$$P_t = P_f \left(1 + \frac{(P_f - P_i)}{P_f(t_f - t_i)} x(t_t - t_f) \right)$$

Asumiendo:

$$r = \frac{(P_f - P_i)}{P_f(t_f - t_i)}$$

Entonces:

$$P_t = P_f[1+r(t_t - t_f)]$$

Donde.

- $P_t =$ Población futura en un tiempo "t"
- $P_f =$ Última Población Censal
- $t_t =$ Tiempo en que se desea calcular la población
- $t_f =$ Año del último dato de Población Censal
- $r =$ Razón de crecimiento de las poblaciones.

Al igual que en el Método Geométrico, para la aplicación del presente método solamente es necesario contar con dos datos censales, sin embargo se recomienda trabajar con todos los datos con que se cuenta, obteniendo razones de crecimiento por cada par de datos, para que finalmente se adopte una razón promedio según se indica:

$$\bar{r} = \sum_{i=1}^n r_i * \frac{1}{n}$$

Donde.

r_i = Razón de crecimiento entre los datos censales "i" e "i+1"

n = Número de razones de crecimiento.

3.4.2.3 Método de los Incrementos Variables

Se basa en los datos de poblaciones, las dos más antiguas y las dos últimas para establecer el desarrollo poblacional, también conocido como el Método de las 4 poblaciones, para el uso del presente los datos censales debe estar "equidistantes" en el tiempo, a continuación se hace la deducción de las fórmulas empleadas por el presente método.

POBLACIÓN		INCREMENTO DE LA POBLACIÓN (ΔP)	INCREMENTO DE INCREMENTOS ($\Delta_2 P$)
P_0	A	----	-----
P_1	B	b - a —	-----
P_2	C	c - b — —	(c - b) - (b - a)
P_3	C	d - c — —	(d - c) - (c - b)
.	.	.	.
.	M	m - d — —	(m - d) - (d - c)
.	.	.	.
↓ P_n	N	↓ n - m	↓ (n - m) - (m - d)
Z_{DATOS}		$Z-1_{DATOS}$	$Z-2_{DATOS}$
Σ		n - a	(n - m) - (b - a)

Media del incremento:

$$\overline{\Delta P} = \frac{\sum(\Delta P)}{Z-1} = \frac{n-a}{Z-1}$$

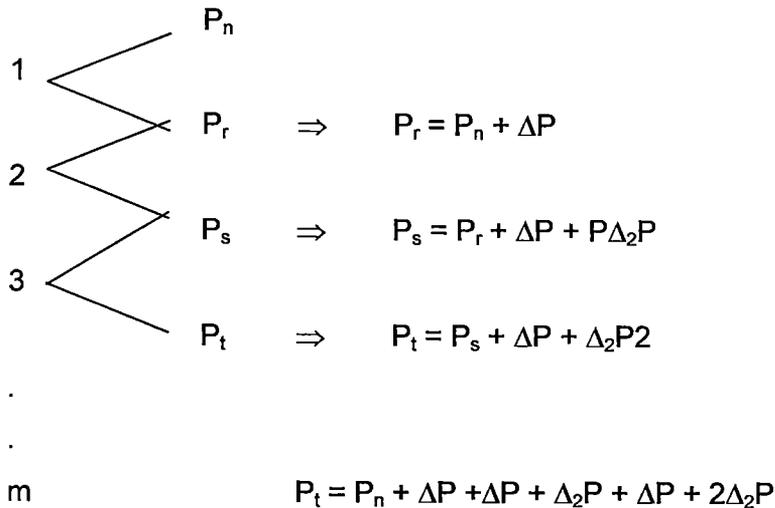
En términos de la población:

$$\overline{\Delta P} = \frac{P_n - P_a}{Z-1}$$

Media del incremento de incrementos:

$$\overline{\Delta_2 P} = \frac{(P_n - P_m) - (P_b - P_a)}{Z-2}$$

Si consideramos a Pr, Ps, Pt; como poblaciones futuras y posteriores a Pn, tenemos:



Ordenando:

$$P_t = P_n + \Delta P + \Delta P + \Delta P + \Delta_2 P + + 2\Delta_2 P$$

$$P_t = P_n + m\Delta P + \Delta_2 P + [1 + 2 + 3 + \dots + m-1]$$

$$P_t = P_n + m\Delta P + \Delta_2 P + [\Sigma(1 + 2 + 3 + \dots + m-1)]$$

Pero sabemos que:

$$\frac{a + b + c + \dots + u}{\text{"n" términos}} = \frac{(a + u)n}{2}$$

Para el caso:

$$S = \Sigma (1+2+3+\dots +m-1) = \frac{(1+m-1)(m-1)}{2} = \frac{m(m-1)}{2}$$

Finalmente:

$$P_t = P_n + m\Delta P + \frac{m(m-1)}{2} \cdot \Delta_2 P$$

Donde:

P_t = Población a calcular

P_n = Último dato censal

m = # de intervalos intercensales, desde el último censo hasta la fecha pedida.

3.4.2.4 Método de los Mínimos Cuadrados con Crecimientos Porcentuales de Tendencia aritmética.

Este método se basa en censos equidistantes en el tiempo. Si no existiera, se deberá normalizar los datos censales con que se cuenta. A continuación se presenta las fórmulas utilizadas para la aplicación del método en estudio:

i	x	y	x ²	xy
1	x ₁	y ₁	x ₁ ²	x ₁ y ₁
2	x ₂	y ₂	x ₂ ²	x ₂ y ₂
3	x ₃	y ₃	x ₃ ²	x ₃ y ₃
.
.
.
N	x _n	y _n	x _n ²	x _n y _n
N+1	x _{n+1}	y _{n+1}	x _{n+1} ²	x _{n+1} y _{n+1}
SUMA	Σx	Σy	Σx ²	Σx.y
PROMEDIO	$\frac{\Sigma x}{n}$	$\frac{\Sigma y}{n}$	$\frac{\Sigma x^2}{n}$	$\frac{\Sigma x.y}{n}$

Donde:

i = Número de datos censales

y_i = Razón de crecimiento porcentual, y definido por:

$$y_i = \frac{(x_{i+1} - x_i)}{x_i}$$

x_i = población.

Los valores x_i e y_i ; varían linealmente, por lo tanto:

$$y_i = a + b \cdot x_i$$

El cálculo de a y b se realiza mediante el siguiente sistema de ecuaciones:

$$a + b \left(\frac{\sum x}{n} \right) - \left(\frac{\sum y}{n} \right) = 0 \quad (1)$$

$$a \left(\frac{\sum x}{n} \right) + b \left(\frac{\sum x^2}{n} \right) - \left(\frac{\sum x \cdot y}{n} \right) = 0 \quad (2)$$

Alternativamente en lugar de usar la ecuación (2), se puede usar la siguiente ecuación:

$$a + b \left(\frac{\sum x^2}{\sum x} \right) - \left(\frac{\sum x \cdot y}{\sum x} \right) = 0 \quad (3)$$

3.4.3 Método Racional

Este método resulta muy útil, aunque depende del criterio con que desarrolla el proyecto, para efectuar el mismo se realiza un análisis socio económico del lugar encontrándose lo siguiente:

- **El Crecimiento vegetativo de la población.**- Esta dado por la diferencia entre la cantidad de nacimientos y las defunciones más las

migraciones. La cantidad de nacimientos menos la cantidad de defunciones entre un periodo dado, nos permite conocer el índice de crecimiento vegetativo de la población, pero esto es variable debido a diversos factores como por ejemplo la fuente de trabajo.

- **Las migraciones.-** La gente va donde la vida le ofrece mejores condiciones e ahí el gran problema de las migraciones internas en el Perú.
- **La población flotante.-** Es la cantidad de gente que no reside en la región estudiada, pero por temporadas habitan la zona de estudio, por ejemplo en épocas de siembra y cosecha.

Relacionando todos esos aspectos, la fórmula empleada por éste método es el siguiente:

$$P_t = P_f + (C_v + M).n$$

Donde:

- P_t = Población en el tiempo "t"
 P_f = Población del año base
 C_v = Crecimiento Vegetativo (hab./año)
 M = Migraciones (hab./año)
 N = Número de años en que se desea calcular la población a partir del año base.

Para calcular el crecimiento vegetativo, se procede así:

$$C_v = N - D$$

En el cual:

- N : Nacimientos (hab/años)
 D : Defunciones (hab/año)

El cálculo de la migración puede expresarse de la siguiente manera:

$$M_i = P_i - (P_{i-1} + C_{vi})$$

Donde:

- M_i : Migración ocurrida en el año "i" (hab./año)
 P_i : Población en el año "i"
 P_{i-1} : Población en el año "i - 1"
 C_{vi} : Crecimiento vegetativo en el año "i" (hab./año)

3.4.4 Determinación Final de la Población de Diseño para la Ciudad de Congas

CALCULO DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL DE LA CIUDAD DE CONGAS.

De acuerdo a los datos censales, el crecimiento es negativo por lo que en este proyecto no podrá aplicarse los métodos descritos. Se debe hacer algunas suposiciones. Primero, se aplicará el método del interés simple por los pocos datos existentes. También, se considerara una tasa de crecimiento de 1.2% y el cálculo de la población para el año 2,004 también se utilizara el método del interés simple. Así:

P_{1993}	:	Población actual (1993)	= 1,224 hab.
r	:	Tasa de crecimiento anual	= 1.20%
t	:	Periodo de cálculo	= 11 años

Luego:

$$P_{2004} = 1224 * (1 + 0.012 * 11)$$

$$P_{2004} = 1386 \text{ habitantes.}$$

Para el año 2024 (veinte años de período de diseño):

P_{2004}	:	Población actual (2004)	= 1,386 hab.
r	:	Tasa de crecimiento anual	= 1.20%
t	:	Periodo de cálculo	= 20 años

Luego:

$$P_{2024} = P_{1993} * (1+0.012*31)$$

$$P_{2024} = 1224 * (1+0.012*20)$$

$$P_{2024} = 1,682 \text{ habitantes.}$$

$$P_{2024} = 1,682 \text{ habitantes}$$

Dado que no se tienen mayores datos censales, se adoptará este valor como población final de diseño. El usar otros métodos sólo nos llevaría a un ejercicio teórico, que no es objeto de la presente tesis.

3.5 DOTACIÓN

La dotación de agua es el consumo líquido vital que se le asigna a un habitante por día. La dotación está en función de la población, el clima de la zona en estudio y las características del lugar.

El consumo de agua está en proporción directa a número de habitantes, en proporción mayor o menor desarrollo de sus actividades ya sea comercial o industrial y también a su mayor o menor modo de vida.

En algunas oportunidades, el consumo es estudiado y por lo tanto nos permite obtener la dotación necesaria para la población calculada; el mencionado estudio se refiere a tres grupos básicos:

a) Agua para el consumo doméstico.

El consumo doméstico es requerido en la cocina, en unidades sanitarias, en lavaderos, etc. Estos consumos varían con relación al medio de vida de los habitantes, a su grado de instrucción sanitaria y de las condiciones de suministro de este líquido vital; ya sea por presiones, calidad del agua, etc.

Para poblaciones urbanas se estima en unos 120 litros diarios por persona. Los consumos adicionales que comúnmente se le incluye al

consumo doméstico son: los de riego de jardines y el de los animales domésticos.

b) Agua para el consumo comercial e industrial

Este consumo de agua es la que suministra a las plantas comerciales e industriales. La demanda dependerá de las condiciones locales, del tipo de industria y los procedimientos para su producción.

Es importante mencionar que cuanto menos cueste el agua, ordinariamente mayor es su consumo. Esta situación ocurre particularmente en las grandes industrias.

c) Agua para uso público.

Este consumo se da en las escuelas, en los centros de salud, en el riego de parque, en los campos recreativos, etc.

Al consumo total se le agrega un 20% con el objeto de prever las pérdidas y fugas de agua debido a las filtraciones que se pueden presentar en todo el grupo de obras que forman el sistema.

- Para el caso de que no se cuente con consumos directos estimados, la Norma S.100 dice para la dotación lo siguiente:

“La dotación diaria por habitante se ajustará a los valores del cuadro N° 3.5. utilizaremos la de lotes menores a 90 m²”

Asimismo, la Norma DIGESA especifica que **para poblaciones rurales en alturas superiores a los 1500 metros sobre el nivel del mar** se debe utilizar una dotación de 50 litros / habitante / día. La localidad de Congas se ajusta a estas características y será la dotación utilizada en el desarrollo del diseño.

En este sentido la Norma DIGESA establece que la dotación por habitante deberá ser estimada en base a usos y costumbres de la localidad y no deberán sobrepasar los siguientes valores, salvo que el proyectista justifique la dotación asumida:

Selva : 70 lt/hab/día, Costa: 60 lt/hab/día, Sierra para poblaciones ubicadas a menos de 1500 m.s.n.m, 60 lt/hab/día, y para poblaciones ubicadas a mas de 1500 m.s.n.m, se establece 50 lt/hab/día.

3.6 VARIACIONES DE CONSUMO

El consumo de agua varía con las estaciones del año, los días de la semana y las horas del día. Los consumos máximos se dan durante la estación del calor, en esta época del año, es cuando se consumen grandes volúmenes de agua para refrescar al hombre, a sus animales domésticos, para regar jardines y parques.

3.6.1 Caudal Promedio Anual de la Demanda (Q_p)

Es el consumo promedio durante un año de registro expresado en litros por segundo. El Q_p es el resultado de la estimación de consumo per cápita para la población futura del periodo de diseño.

Por lo tanto:

$$Q_p = \frac{\text{Población (hab)} \times \text{Dotación (lts./hab/día)}}{24 \text{ horas} \times 3600 \text{ s}} \left(\frac{\text{lts.}}{\text{seg.}} \right)$$

3.6.2 Caudal Máximo Anual Diario (Q_{md})

Es el consumo máximo de una serie de registros observados durante todo el año.

El caudal máximo diario se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{md} = k_1 \cdot Q_p$$

Donde:

Q_p = caudal promedio anual de la demanda (lts./seg.)

K_1 = coeficiente de la variación de máximo consumo diario.

3.6.3 Caudal Máximo Anual Horario (Q_{mh})

El consumo máximo horario se define como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo.

Este caudal se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{mh} = K_2 \cdot Q_p$$

Donde:

Q_p = caudal promedio anual de la demanda (lts./seg.)

k_2 = coeficiente de la variación de mayor consumo.

En el Cuadro N° 3.6 se indica algunos valores utilizados para el coeficiente de variación horaria dadas por entidades nacionales y su procedencia.

3.6.4 Relación Desagüe / Agua o Factor de Reingreso "C"

La cantidad de desagüe que es recibida por la red no es igual a la cantidad de agua que es abastecida la ciudad.

Las causas que generan esta diferencia son el empleo del agua en: manufacturación de diversos alimentos y bebidas, regadío de jardines y parques, lavado de calles, combate de incendios, alimentación de calderas, etc.

Por otra parte las aguas residuales se incrementan por las provenientes de las industrias o instalaciones particulares con abastecimiento de agua propia. Estos desagües deben ser estudiados fijándose un régimen de descarga durante las 24 horas del día.

La relación entre el volumen del desagüe y el volumen de agua abastecida o "factor de reingreso" puede variar entre 0.7 y 0.9 teniéndose en cuenta todos los tipos de abastecimiento de agua, esto es público y privado.

El cuadro N° 3.7 indica la relación desagüe – agua sugeridas por entidades nacionales.

3.6.5 Gasto Máximo o Gasto Máximo de Desagüe (Q_{mhd})

Es el caudal máximo de desagüe que se generan en una determinada hora y el que se emplea para el cálculo de la red de desagües. Puede ser hallado en función del caudal promedio de acuerdo a la siguiente relación:

$$Q_{mhd} = k_2 \cdot C \cdot Q_p$$

Donde:

Q_p = gasto promedio (lts./seg.)

k_2 = coeficiente de variación horaria

C = factor de reingreso o relación desagüe/agua.

3.7 CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO EN LA LOCALIDAD DE CONGAS

Para el diseño del sistema de alcantarillado de la localidad en estudio, se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

- Al no contar con estudios acerca del consumo de agua en la localidad, se ha adoptado la dotación sugerida por las Normas DIGESA se especifica que **para poblaciones rurales en alturas superiores a los 1500 metros sobre el nivel del mar se debe utilizar una dotación de 50 litros / habitante / día**. La localidad de Congas se ajusta a estas características y será la dotación utilizada en el desarrollo del diseño.
- Para el cálculo del caudal promedio anual, en el capítulo anterior, se estudió el crecimiento poblacional, lográndose obtener la población de diseño para el año 2024.
- El coeficiente de la variación de máximo consumo diario, k_1 , será considerado con un valor igual a **1.3**.
- El coeficiente de la variación de máximo consumo horario, k_2 , será considerado con un valor igual a **2.0**.

- Basados en estudios inferimos que el factor de reingreso "C" o relación desagüe/agua, se adoptará el valor sugerido por el Ministerio de Vivienda, y que es igual a **0.80**.

3.8 ESTUDIO DEL CAUDAL DE PRECIPITACIÓN

El aporte de las lluvias no será considerado en este trabajo de Tesis dado que el área techada de las viviendas es muy pequeña en comparación con el área de la localidad, y porque la zona aún no está habitada y no existen obras de drenaje.

Sin embargo se desarrollará el análisis teórico como información general en caso de ser consultada por el lector con el propósito de evaluar su valor.

En zonas en las cuales las precipitaciones son comunes, y de magnitudes nada despreciables, es necesario tener en cuenta que cierto porcentaje de las precipitaciones pluviales se va a incorporar al sistema ya sea por las cámaras de inspección y o por las conexiones domiciliarias, como ocurre en muchas zonas del país, y que nuestra ciudad en estudio no es la excepción, y en el cual se agudiza aún más esta situación por cuanto no existe una red de evaluación de aguas pluviales y entonces un gran porcentaje de los habitantes conducen sus aguas de lluvia provenientes de techos y patios interiores para ser descargadas en el sistema de desagüe de aguas servidas.

Las aguas pluviales, provenientes de los techos y patios de las edificaciones, aunadas a las que reciben las calles directamente, constituirán un problema para la localidad, que muchas veces toman proporciones económicas de cierta consideración, por lo cual es preciso determinar las magnitudes de estos caudales que se van acumulando en calles y avenidas.

Por lo descrito el caudal de diseño para el sistema comprenderá el caudal de aguas servidas y un porcentaje del caudal por precipitaciones pluviales.

Existen diversos procedimientos para la evaluación de los caudales de precipitación, siendo el más utilizado el llamado Método Racional, el mismo que será descrito a continuación.

3.8.1 El Método Racional

El primer requisito para aplicar el Método Racional es que la cuenca en estudio debe ser pequeña; ya que considera la intensidad de lluvias para una duración igual a un tiempo de concentración, puesto que se estima que habrá un incremento de caudal a medida que se incremente el área de la cuenca.

Este método asume que el caudal máximo que se acumula en un determinado punto, como consecuencia de la escorrentía de aguas pluviales está expresado por la ecuación:

$$Q = C.A.i$$

Donde:

Q: Caudal en lt/seg.

C: Coeficiente de escorrentía, adimensional

i: Intensidad de lluvias (lt/seg/Ha)

A: Área en hectáreas.

La aparente simplicidad del procedimiento, sin embargo es engañosa; por cuanto por ejemplo existe un rango de posibles coeficientes de escurrimiento para cada condición de superficie, por lo que el mencionado valor es usualmente escogido basándose en la información adicional de campo y en la experiencia del diseñador. Por otro lado la evaluación de la intensidad de lluvias es compleja puesto que está sujeta a muchos factores, como por ejemplo la duración de las lluvias, la intensidad de las mismas, el período de retorno entre otros.

No obstante las complejidades mencionadas, el método Racional mantiene una manera práctica de calcular la descarga máxima en cuencas pequeñas, basándose en pocos parámetros hidrológicos relevantes.

3.8.1.1 Coeficiente de escorrentía “C”

El coeficiente de escorrentía en esencia puede definirse como la tasa calculada del máximo escurrimiento posible. El escurrimiento del agua es reducido por la evaporación, almacenamiento en depresiones, humedecimiento de los suelos antes de que pueda escurrir el agua, e infiltración del agua precipitada en la tierra. Todas éstas pérdidas decrecen en magnitud con la duración de las lluvias. Como consecuencia, el valor del coeficiente “C” es afectado por la duración de las tormentas; el valor de “C” siempre es menor que la unidad, y sólo se aproxima ella cuando el área drenada es sumamente impermeable y las lluvias son de larga duración.

El cuadro N° 3.8 nos muestra los diversos valores del coeficiente de escorrentía “C” a ser utilizados en la fórmula racional para superficies de diferentes características.

Para grandes áreas de una misma característica, el proyectista debe considerar la influencia de la duración de la lluvia en el coeficiente de escurrimiento.

Asimismo se ha establecido un rango en la variación del coeficiente de escurrimiento “C” de acuerdo al tipo de zonificación, el mismo que se muestra en el Cuadro N° 3.9.

3.8.1.2 Intensidad de Precipitación

Para obtener un valor adecuado del caudal de escurrimiento, es necesario estimar con la mayor precisión posible la precipitación pluvial en la zona de estudio.

La intensidad de precipitación se define como el volumen de agua que precipita por unidad de tiempo y generalmente se expresa en mm/hr, mm/min o lt/s/ha. En el diseño de alcantarillados generalmente se utiliza la unidad lt/s/ha. Sin embargo, muchas estaciones pluviográficas reportan sus datos en mm/h, por lo cual conviene tener presente el factor de conversión:

$$1 \text{ mm/h} = 2.78 \text{ lt/s/ha.}$$

Luego de haberse obtenido la intensidad de precipitación se determinará una frecuencia de precipitación aplicable para las condiciones del diseño, o también llamado período de retorno, el mismo que varía con el tipo de proyecto y el grado de protección deseado. Comúnmente son usados periodos de retorno de:

1. De 5 a 10 años para lluvias en áreas residenciales
2. De 10 a 50 años para drenajes en zonas comerciales.
3. De 50 a 100 años para trabajos de protección de inundaciones.

El tamaño y la importancia del proyecto, tanto como los criterios de diseño establecidos por las agencias locales y gubernamentales, tienen relación en la selección de la frecuencia de diseño.

I. Cálculo de la precipitación de diseño

Para la estimación de la precipitación de diseño, se efectúa un análisis estadísticos a un registro de datos de precipitación pluvial proporcionado por el Servicio Nacional de Hidrología y Meteorología (SENAMI)

II. Saltos y Tendencias en la Media

Dado que las tendencias son componentes determinísticos que se definen como un cambio sistemático y continuo sobre una muestra de información hidrometeorológico en cualquier parámetro de la misma (media, varianza, etc.) que afectan a las distribuciones y

dependencias de la serie, se debe verificar si la muestra presenta alguna tendencia a la media.

Para verificar lo anterior se calculan los parámetros de la Ecuación de Regresión Lineal Simple, dada por la siguiente expresión:

$$Y = Ax + B$$

Donde:

- Y : Precipitación Total Mensual (mm)
- x : Tiempo en años
- A: Coeficiente de Correlación
- B: Constante.

De igual manera puede determinarse el Coeficiente de Regresión "R".

Siendo todas las variables mencionadas calculadas según:

$$A = \frac{\sum x \cdot y - \frac{(\sum x \cdot \sum y)}{N}}{\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{N}}$$

$$B = \frac{\sum y - A \cdot \sum x}{N}$$

$$R = \frac{N \cdot \sum x \cdot y - \sum x \cdot \sum y}{\left((N \cdot \sum x^2 - (\sum x)^2) (N \cdot \sum y^2 - (\sum y)^2) \right)^{1/2}}$$

Para averiguar si la tendencia es significativa se analiza el Coeficiente de Regresión (R), según el estadístico "T", así:

Si $|T_c| > T_{t(95\%)}$, la tendencia de la media es significativo y ésta deberá corregirse, en la cual:

T_c : Valor estadístico $T_{\text{Calculado}}$

$T_{t(95\%)}$: Distribución de Probabilidad "t" Student con un nivel de confiabilidad del 95%, es llamado T_{tabular}

El T_c es función directa del número de datos con que se cuenta, así como del coeficiente de regresión lineal "R", y que a continuación se expresa:

$$T_c = \frac{R \cdot \sqrt{N-2}}{\sqrt{1-R^2}}$$

Donde:

T_c : Valor del estadístico T calculado

N : Número total de datos

R : Coeficiente de Regresión.

Para obtener el valor de " T_{tabular} ", se recurre al uso de las tablas correspondientes al Percentil "tp", que como se muestra en la Tabla N° 3.1; así para un nivel de confiabilidad del 95%, es decir:

$\alpha = 0.05$ (incertidumbre), y

Grados de Libertad (G.L.) = $N - 2$

III. Funciones de probabilidad

a) Distribución Normal

La Función de Densidad de Probabilidad Normal se define como:

$$F(x) = \frac{1}{\delta \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-[(x-\mu)^2 / 2\delta^2]}, \quad -\infty \leq X \leq \infty$$

Donde "u" y "δ" son los parámetros de distribución, es decir, la media de la desviación estándar respectivamente; definiéndose la variable estandarizada como:

$$z = \frac{x - \mu}{\delta}$$

En el cual:

$$\mu = \frac{\sum x}{n} \quad y$$

$$\delta = \sqrt{\frac{\sum (x - \mu)^2}{n - 1}}$$

De allí se podrá calcular el valor de $F(X) = F(z)$ a partir de cada valor de "z", utilizando la Tabla N° 3.2, de la Función de Distribución Normal.

b) DISTRIBUCIÓN LOG - NORMAL

En esta función los logaritmos naturales de la variable aleatoria se distribuyen normalmente. La Función de Densidad de Probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{x\beta\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(\ln x - \alpha)^2}{2\beta^2}}, \quad x > 0$$

Donde "α" y "β" son los parámetros de distribución, si comparamos con los de la Distribución Normal, los mencionados corresponden a la media y a la desviación estándar de los logaritmos de la variables aleatoria respectivamente, definiéndose la variable estandarizada como:

$$z = \frac{\ln x - \alpha}{\beta}$$

En el cual:

$$\alpha = \frac{\sum \ln x}{n}$$
$$\beta = \sqrt{\frac{\sum (\ln x - \alpha)^2}{n}}$$

Lográndose calcular el valor de $F(x)=F(z)$ a partir de cada valor de "z" utilizando la Tabla 3.2, de la Función de Distribución Normal.

c) Distribución Pearson III

La Función de Densidad de Probabilidad Pearson III se define como:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha_1 \cdot \Gamma(\beta_1)} \left(\frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right)^{\beta_1 - 1} e^{-(x - \delta_1)/\alpha_1}$$

Donde α_1 , β_1 y δ_1 son los parámetros de la función y $\Gamma(\beta)$ es la función Gamma.

Los parámetros α_1 , β_1 y δ_1 se evalúan, a partir de los "n" datos medidos, mediante el sistema de ecuaciones que se indican a continuación:

$$\bar{x} = \alpha_1 \cdot \beta_1 + \delta_1$$

$$S^2 = \alpha_1^2 \cdot \beta_1$$

$$Y = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}}$$

Donde:

\bar{x} : Media de los datos

S^2 : Varianza de los datos.

Y : Coeficiente de Sesgo, que se define como:

$$Y = \sum \frac{(x - \bar{x})^3}{S^3} / n$$

Teniendo como variable estandarizada a:

$$y = \frac{x - \delta_1}{\alpha_1}$$

Entonces la función de probabilidad es:

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} \int_0^y e^{-y} y^{\beta-1} dy$$

Esta función es una Función de Distribución “Chi Cuadrada” con 2β grados de libertad y $x^2 = 2y$

En la Tabla N° 3.3 se muestra la Función de Distribución X2.

d) Distribución Gumbel

Supongamos que se tiene “N” muestras, cada una de las cuales tienen “n” eventos. Si se selecciona el máximo “x” de los “n” eventos de cada muestra, es posible demostrar que, a medida que “n” aumenta, la Función de Probabilidad de x tiende a:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

La función de densidad de probabilidad es entonces:

$$f(x) = \alpha e^{-\alpha(x-\beta)} e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Donde “ α ” y “ β ” son los parámetros de la función y se pueden estimar como:

♦ Para muestras muy grandes

$$\alpha = \frac{1.2825}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45 * S$$

Donde:

\bar{x} : Media de los datos.

S : Desviación estándar de los datos.

♦ Para muestras relativamente pequeñas

$$\alpha = \frac{\delta y}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - u_y / \alpha$$

Donde:

\bar{x} : Media de los datos.

S : Desviación estándar de los datos.

Además los valores de “ u_y ” y “ δ_y ” se indican en la Tabla N° 3.4

IV. Límites de Aplicabilidad y Selección de la Función de Distribución de Probabilidad

En ocasiones diversas las diferencias entre una y otra función de probabilidad pueden ser apreciables; es por ello que la selección de una de ellas deberá hacerse minuciosamente; puesto que una selección apresurada de cualquiera de las funciones podría conllevar a tener una estructura sobre diseñada y costosa, o contrariamente sub diseñada y peligrosa.

Para llevar a cabo el propósito de selección, existen diversos métodos, algunos de ellos serán descritos a continuación:

a) Análisis Grafico

El presente método consiste en observar e inspeccionar una gráfica donde se haya dibujado cada una de las diferentes funciones junto con los puntos medidos que son pues los datos reales.

La función de distribución de probabilidad que se seleccione será aquella que se adapte mejor a los datos medidos.

Este es un método con alto grado de subjetividad y, usado aisladamente, puede resultar un tanto peligroso; sin embargo es muy ilustrativo y recomendable para ser usado con otros métodos; a ello se puede agregar que si es aplicado por un ingeniero con gran experiencia, puede resultar el mejor de todos.

b) Método del Error Cuadrático Mínimo

Este método es menos subjetivo que el anteriormente descrito; la aplicación de éste consiste en calcular, para cada Función de Distribución, el error cuadrático, dado como:

$$C = [\sum_{i=1} (x_{ei} - x_{oi})^2]^{1/2}$$

Donde:

x_{ei} es el i -ésimo dato estimado y

x_{oi} es el i -ésimo dato calculado con la función de distribución bajo análisis.

c) Pruebas De Bondad Del Ajuste

En la teoría estadística, las pruebas de bondad del ajuste mas conocidas son la X^2 y la Kolmogorov – Smirnov, cuya descripción en forma breve se hace a continuación.

1. Prueba X^2

Esta es la más popular, propuesta por Karl Pearson en el año de 1900. Para aplicar la prueba, el primer paso es dividir los datos en un número "k" de intervalos de clase.

Posteriormente se calcula el parámetro estadístico:

$$D = \sum_{i=1}^k (\theta_i - \varepsilon_i)^2 / \varepsilon_i$$

Donde:

θ_i es el número observado de eventos en el intervalo i y

ε_i es el número esperado de eventos en el mismo intervalo, se calcula como:

$$\varepsilon_i = n[F(S_i) - F(I_i)], \text{ con } i = 1, 2, \dots, k$$

En el cual:

$F(S_i)$: Función de Distribución de Probabilidad en el límite superior de intervalo "i".

$F(I_i)$: Es la misma función en el límite inferior del intervalo "i"

n: Es el número de eventos.

Una vez calculado el parámetro "D" para cada Función de Distribución considerada, se determina el valor de una variable aleatoria con distribución X^2 para $v = k - 1 - m$ grados de libertad y un nivel de significancia de α , donde "m" es el número de parámetros estimados a partir de los datos.

Para aceptar una Función de Distribución dada, se debe cumplir:

$$D < X^2_{1-\alpha, k-1-m}$$

El valor de $X^2_{1-\alpha, k-1-m}$ se obtiene de tablas de la función de distribución X^2 , la que se en la Tabla N° 3.3.

2. Prueba Kolmogorov – Smimov

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la Función de Distribución de Probabilidad observada $F_0(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$:

$$D = \text{máx} | F_0(x_m) - F(x_m) |$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado, tal y como se indica en la Tabla N° 3.5.

Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula.

Esta prueba tiene la ventaja sobre la X^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La Función de Distribución de Probabilidad observada se calcula como:

$$F_0(x_m) = 1 - \frac{m}{n+1}$$

Donde:

“ m ”: Es el número de orden del dato x_m en una lista de mayor a menor, y

“ n ”: Es el número total de datos

CUADRO N° 3.1

PERIODOS DE DISEÑO PARA LOS DIVERSOS COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO

TIPO DE ESTRUCTURA	PERIODO DE DISEÑO
Colectores secundarios	25 años o más
Colectores principales, emisores, interceptores	40 a 50 años
Plantas de tratamiento:	
♦ Crecimiento y tasa de interés bajo	20 a 25 años
♦ Crecimiento y tasa de interés alto	10 a 15 años

CUADRO N° 3.2

VALORES DEL FACTOR DE ECONOMÍA DE ESCALA “ α ” PARA LOS DIVERSOS COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO

COMPONENTE	FACTORES DE ECONOMÍA DE ESCALA (α)
Redes de alcantarillado	0.30
Colectores principales	0.16
Emisores	0.29
Equipo de bombeo de aguas residuales	0.49

CUADRO N° 3.3

CALCULO DE LOS PERIODOS ÓPTIMOS DE DISEÑO PARA LOS COMPONENTES DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD DE CONGAS

COMPONENTE	α	I (%)	PDO: x_1 (años)
Red de alcantarillado	0.30	10	17
Colectores principales	0.16	10	21
Emisores	0.29	10	18
Equipos de bombeo	0.49	10	12
SUMA :			68

$$PDO_{\text{PROMEDIO}} = \frac{68}{4} = 17 \text{ años}$$

CUADRO N° 3.4

DATOS DE LA CIUDAD DE CONGAS

AÑO	POBLACIÓN (habitantes)
1998	1,185
1999	1,160
2000	1,132

CUADRO N° 3.5

DOTACIÓN DIARIA POR HABITANTE SEGÚN LA NORMA

S. 100

POBLACIÓN	CLIMA	
	FRIO (l/h/d) (*)	TEMPLADO Y CALIDO (l/h/d)
Lotes menores o iguales a 90 m ²	120	150
Lotes mayores a 90 m ² .	200	250

(*): litros/ habitante/ día (l/h/d)

CUADRO N° 3.6

COEFICIENTE DE VARIACIÓN HORARIA k_2 RESPECTO AL CAUDAL PROMEDIO

COEFICIENTE DE VARIACIÓN HORARIA – K_2	PROCEDENCIA (Entidad o Autor)
1.8 – 2.5	Ministerio de Vivienda
2.6	Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima (SEDAPAL).

CUADRO N° 3.7

FACTOR DE REINGRESO O RELACIÓN DESAGÜE – AGUA

“C” RELACIÓN DESAGÜE – AGUA % DE CONTRIBUCIÓN DESAGÜE	PROCEDENCIA (Entidad o Autor)
0.80	Ministerio de Vivienda
0.90	Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima (SEDAPAL).

CUADRO N° 3.8

VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA "C", DE ACUERDO A LA CARACTERÍSTICA DE LA SUPERFICIE UTILIZADA EN EL MÉTODO RACIONAL

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA "C"
Pavimento Asfáltico	0.70 a 0.95
Pavimento de Concreto	0.80 a 0.95
Pavimento de Adoquines	0.70 a 0.85
Pavimento de ladrillo	0.70 a 0.85
Veredas y Pasajes	0.75 a 0.85
Tejados y azoteas	0.75 a 0.85
Patios pavimentados	0.85
Caminos de grava	0.30
Jardines y Parques con suelo arenoso	0.05 a 0.10
Planos y hasta 2% de pendientes	0.10 a 0.15
Entre 2% y 7% de pendiente	0.15 a 0.20
Mas de 7% de pendiente	0.13 a 0.17
Jardines y parques con suelo arcilloso	0.18 a 0.22
Planos y hasta 2% de pendiente	0.25 a 0.35
Entre 2% u 7% de pendiente	0.25 a 0.35
Más de 7% de pendiente	0.20
Praderas	

CUADRO N° 3.9

VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA "C", DE ACUERDO A LA ZONIFICACIÓN DEL ÁREA UTILIZADOS EN EL MÉTODO RACIONAL

ZONA	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA "C"
Comercial, en el centro de la localidad	0.70 a 0.95
Comercial, en otra ubicación	0.50 a 0.70
Residente Unifamiliares	0.30 a 0.50
Residencia multifamiliar separada	0.40 a 0.60
Residencia multifamiliar agrupadas	0.60 a 0.75
Residencias sub-urbanas	0.25 a 0.40
Zona industrial	0.50 a 0.80
Parques y cementerios	0.10 a 0.25
Parques de juego	0.20 a 0.35

TABLA 3.1

DISTRIBUCIÓN "t"

$$P(T \leq t) = \int_{-\infty}^t \frac{\Gamma[(r+1)/2]}{\sqrt{\pi r} \Gamma(r/2) (1+w^2/r)^{(r+1)/2}} dw$$

$$[P(T \leq -t) = 1 - P(T \leq t)]$$

R	P(T < t)				
	0.90	0.95	0.975	0.99	0.995
1	3.078	6.314	12.706	31.821	63.657
2	1.886	2.920	4.303	6.965	9.925
3	1.638	2.353	3.182	4.541	5.841
4	1.533	2.132	2.776	3.747	4.604
5	1.476	2.015	2.571	3.365	4.032
6	1.440	1.943	2.447	3.143	3.707
7	1.415	1.895	2.365	2.998	3.499
8	1.397	1.860	2.306	2.896	3.355
9	1.383	1.833	2.262	2.821	3.250
10	1.372	1.812	2.228	2.764	3.169
11	1.363	1.796	2.201	2.718	3.106
12	1.356	1.782	2.179	2.681	3.055
13	1.350	1.771	2.160	2.650	3.012
14	1.345	1.761	2.145	2.624	2.977
15	1.341	1.753	2.131	2.602	2.947
16	1.337	1.746	2.120	2.583	2.921
17	1.333	1.740	2.110	2.567	2.898
18	1.330	1.734	2.101	2.552	2.878
19	1.328	1.729	2.093	2.539	2.861
20	1.325	1.725	2.086	2.528	2.845
21	1.323	1.721	2.080	2.518	2.831
22	1.321	1.717	2.074	2.508	2.819
23	1.319	1.714	2.069	2.500	2.807
24	1.315	1.711	2.064	2.492	2.797
25	1.314	1.708	2.060	2.485	2.787
26	1.315	1.706	2.056	2.479	2.779
27	1.314	1.703	2.052	2.473	2.771
28	1.313	1.701	2.048	2.467	2.763
29	1.311	1.699	2.045	2.462	2.756
30	1.310	1.697	2.042	2.457	2.750

TABLA 3.2
DISTRIBUCIÓN NORMAL

$$P(Z \leq z) = \Phi(z) = \int_{-1}^z \frac{1}{\sqrt{2x}} e^{-w^2/2} dw$$

R	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
-3.4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002
-3.3	0.0005	0.0005	0.0005	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0003
-3.2	0.0007	0.0007	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005
-3.1	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007
-3.0	0.0013	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010
-2.9	0.0019	0.0018	0.0017	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
-2.8	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0023	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019
-2.7	0.0035	0.0034	0.0033	0.0032	0.0031	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
-2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0041	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
-2.5	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
-2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
-2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
-2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
-2.1	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
-2.0	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
-1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0239	0.0233
-1.8	0.0359	0.0352	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
-1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
-1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
-1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
-1.4	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0722	0.0708	0.0694	0.0681
-1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
-1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
-1.1	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
-1.0	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1379
-0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
-0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922	0.0894	0.1867
-0.7	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2296	0.2266	0.2236	0.2206	0.2177	0.2148
-0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2600	0.2578	0.2546	0.2514	0.2483	0.2451
-0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2776
-0.4	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
-0.3	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
-0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936	0.3897	0.3859
-0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4247
-0.0	0.5000	0.4960	0.4920	0.4880	0.4840	0.4801	0.4761	0.4721	0.4681	0.4641
0.0	0.5000	0.5040	0.5040	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.3519	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6528	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.791	0.7957	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9278	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9748	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9852	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9984	0.9985	0.9986	0.9986

TABLA 3.3

DISTRIBUCIÓN CHI-CUADRADO

$$P(X \leq x) = \int_0^x \frac{1}{\Gamma(r/2)2^{1/2}} w^{r/2-1} e^{-w/2} dw$$

	0.010	0.025	0.050	0.100	0.900	0.950	0.975	0.990
1	0.000	0.001	0.004	0.016	2.706	3.841	5.024	6.635
2	0.020	0.051	0.103	0.200	4.605	5.991	7.378	9.210
3	0.115	0.216	0.352	0.584	6.251	7.815	9.348	11.34
4	0.297	0.484	0.711	1.064	7.779	9.488	11.14	13.28
5	0.554	0.831	1.145	1.610	9.236	11.07	12.83	15.08
6	0.872	1.237	1.635	2.204	10.64	12.59	14.45	16.81
7	1.239	1.690	2.167	2.833	12.02	14.07	16.01	18.48
8	1.646	2.180	2.733	3.490	13.36	15.51	17.54	20.09
9	2.088	2.700	3.325	4.168	14.68	16.92	19.02	21.67
10	2.558	3.247	3.940	4.865	15.99	18.31	20.46	23.21
11	3.053	3.816	4.575	5.578	17.28	19.68	21.92	24.72
12	3.571	4.404	5.226	6.304	18.55	21.03	23.34	26.22
13	4.107	5.009	5.892	7.042	19.81	22.36	24.74	27.69
14	4.660	5.629	6.571	7.790	21.06	23.68	26.12	29.14
15	5.229	6.262	7.261	8.547	22.31	25.00	27.49	30.58
16	5.812	6.908	7.962	9.312	23.54	26.30	28.84	32.00
17	6.408	7.564	8.672	10.08	24.77	27.59	30.19	33.41
18	7.015	8.231	9.390	10.86	25.99	28.87	31.53	34.80
19	7.633	8.907	10.12	11.65	27.20	30.14	32.85	36.19
20	8.260	9.591	10.85	12.44	28.41	31.41	34.17	37.57
21	8.897	10.28	11.59	13.24	29.62	32.67	35.48	38.93
22	9.542	10.98	12.34	14.04	30.81	33.92	36.78	40.29
23	10.20	11.69	13.09	14.85	32.01	35.17	38.08	41.64
24	10.86	12.40	13.85	15.66	33.20	36.42	39.36	42.98
25	11.52	13.12	14.61	16.47	34.38	37.65	40.65	44.31
26	12.20	13.84	15.38	17.29	35.56	38.88	41.92	45.64
27	12.88	14.57	16.15	18.11	36.74	40.11	43.19	46.96
28	13.56	15.31	16.93	18.94	37.92	41.34	44.46	48.28
29	14.26	16.05	17.71	19.77	39.09	42.56	45.72	49.59
30	14.95	16.79	18.49	20.60	40.26	43.77	46.98	50.89
40	22.16	24.43	26.51	29.05	51.80	55.76	59.34	63.69
50	29.71	32.36	34.76	37.69	63.17	6.50	71.42	76.15
60	37.48	40.48	43.19	46.46	74.40	79.08	83.30	88.38
70	45.44	48.76	51.74	55.33	85.53	90.53	95.02	100.4
80	53.34	57.15	60.39	64.28	96.58	101.9	106.6	112.3

TABLA 3.4

VALORES DE “U_y” y “δ_y”

Número de Datos	U _y	δ _y
10	0.4952	0.9490
15	0.5128	1.0206
20	0.5236	1.0628
25	0.5309	1.0914
30	0.5362	1.1124
35	0.5403	1.1285
40	0.5436	1.1413
45	0.5463	1.1518
50	0.5485	1.1607
55	0.5504	1.1682
60	0.5521	1.1747
65	0.5535	1.1803
70	0.5548	1.1854
75	0.5559	1.1898
80	0.5569	1.1938
85	0.5578	1.1974
90	0.5586	1.2007
95	0.5593	1.2037
100	0.5600	1.2065

TABLA N° 3.5

**VALORES CRÍTICOS “d” PARA LA PRUEBA DE
 BONDAD DE AJUSTE KOLMOGOROV - SMIRNOV.**

Tamaño de la muestra	α = 0.10 (*)	α = 0.05	α = 0.01
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
40	0.19	0.21	0.25
“n” grande	1.22 √n	1.36 √n	1.63 √n

(*): Nivel de significancia.

CAPITULO 4

Diseño de las Redes Desagüe

4.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Este capítulo abarca el diseño de la red de desagüe en general, es decir el que estará constituido por las conexiones domiciliarias y los colectores que se encargan de recolectar y conducir por transporte hidráulico las aguas residuales domésticas y en algunas ocasiones las aguas pluviales. El diseño, la forma de operación y el mantenimiento del Tanque Imhoff se detallará en un capítulo posterior.

El diseño considerará el sistema de desagüe sanitario para la localidad de Congas, que recogen las descargas domésticas. En esta tesis no se considerará el aporte de las aguas pluviales.

4.2 TIPO DE TRAZADO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Dependiendo de las condiciones topográficas y el lugar de evacuación de los desagües, el trazo de la red se ha realizado de tal forma que la profundidad de los colectores sea la mínima posible. Salvo en los casos en donde la pendiente sea muy pronunciada, dada la topografía del lugar (ver Figura 1.21 y 1.22), la pendiente de la tubería excederá el mínimo posible.

4.3 COMPONENTES DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

4.3.1 Redes de Contribución

- a) Conexiones Prediales: Están constituidas por las tuberías que reciben las aguas residuales domésticas de cada lote, el diámetro mínimo de la tubería será de 100 mm (4").

- b) **Colectores:** Están constituidas por las tuberías que reciben el flujo de las conexiones prediales. Se asume por calculo hidráulico que el diámetro mínimo de diseño de los colectores será de 150 mm (6") para las habilitaciones de vivienda.
- c) **Emisores:** Están constituidas por tuberías que reciben los aportes de un conjunto de colectores, y por lo general, son de gran diámetro. Dependiendo del volumen a evacuar el diámetro puede variar entre 16" a 40", aunque en algunas ocasiones puede ser mayor a 40". En general conducen las descargas hasta la planta de tratamiento.

Estas tuberías son únicamente de conducción. Por lo tanto, no recogen descargas domiciliarias.

4.3.2 Cámaras de Inspección:

Las cámaras de inspección, comúnmente llamados buzones, son estructuras que forman parte de los sistemas de aguas negras o pluviales permitiendo la inspección, limpieza y desatoro de los colectores. También se les conoce con el nombre de pozos de visita.

Estas cámaras se ubican en:

- Intersección de las calles.
- Unión de colectores.
- Cambio de dirección.
- Cambio de pendiente.
- Cambio de diámetro.
- Cambio de material en la tubería.

Para estas cámaras se recomienda lo siguiente:

- La profundidad mínima será de 1.20 metros.
- El diámetro interior será:
 - 1.20 metros para tuberías de hasta 800 mm. (32")

- 1.80 metros para tuberías de hasta 1200 mm (48")

Para tuberías de diámetro mayor, las cámaras de inspección serán de diseño especial.

El Reglamento Nacional de Construcciones recomienda para extensos tramos rectos de colectores que el espaciamiento máximo entre cámaras de inspección sean las señaladas en el Cuadro N° 4.1.

Para nuestro diseño, la distancia entre cámaras está en función de la topografía del terreno y a los quiebres de la zona en estudio.

4.4 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO

Una estimación del caudal como base para el diseño de la red de colectores comprende determinaciones de aportes que deberá hacerse de la manera más aproximada posible con el propósito de lograr un diseño ajustado a las condiciones reales.

Como se ha mencionado en el capítulo anterior, el caudal de diseño, en general, comprende del aporte de aguas servidas y un porcentaje de aporte de las aguas pluviales, pero debido a que el área techada de las viviendas es muy pequeña, que la zona aún no está pavimentada y no existen obras de drenaje, en este diseño en particular no se considera el agua pluvial.

4.4.1 Aportes de Agua a la Red de Alcantarillado

a) Aguas Servidas

El aporte de las aguas servidas en la localidad de Congas sólo será del tipo doméstico porque no se tiene proyectado la futura presencia de industrias de gran envergadura que aporten caudales significativos.

En función a los datos obtenidos en el Capítulo III y de los parámetros adoptados, a continuación se muestra el cálculo del caudal de aguas servidas. (Vea el Cuadro N° 4.2)

b) Aguas de Infiltración:

Existen muchas posibilidades que se infiltren aguas del subsuelo hacia los colectores. Ello depende de diversos factores tales como el nivel freático, aguas de riego, la impermeabilidad del material de la tubería a usarse, del tipo de juntas, etc.

En la localidad de Congas se ha comprobado que el nivel de la napa freática está por debajo de los 3.00 metros sobre el nivel del terreno, por lo tanto no se considerará este aporte en el caudal de diseño.

c) Aguas pluviales:

Son las aguas de lluvia que pueden incorporarse al sistema por las cámaras de inspección y por las conexiones domiciliarias, incrementando por lo tanto los caudales de escurrimiento en los colectores de desagüe sanitario.

En este diseño en particular no se considerará el aporte de las aguas pluviales.

4.5 CÁLCULO HIDRÁULICO

4.5.1 Consideraciones para el cálculo hidráulico.

Los cálculos hidráulicos para el sistema de desagüe de la localidad de Congas se harán basados en la ecuación de Manning para el sistema métrico:

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

Donde:

V : Velocidad media de escurrimiento, en m/seg.

R : Radio medio hidráulico de la sección, ocupada por el desagüe, en metros.

S : Pendiente de canalización.

n : Coeficiente de rugosidad de Manning,

Asociados con la ecuación anteriormente mencionada y las Normas Técnicas de Infraestructura Sanitaria para Poblaciones Urbanas, se debe tomar en consideración:

- Los diámetros de los conductos a utilizar.
- Alturas máximas de flujo expresadas en función del diámetro de la tubería para la conducción de caudales máximos.
- Calidad del material de las tuberías a utilizar.
- Coeficiente de resistencia de flujo ("n" de Manning), basados en el material de la tubería y su proceso de fabricación.
- Velocidades de desplazamiento del desagüe en sus valores mínimos y máximos admisibles.
- Pendientes asociadas con las velocidades y las normas establecidas a fin de garantizar un desplazamiento de los desagües sin deposiciones de materiales ni erosión de las paredes de conducción.

1) El diseño de colectores y emisores se efectuará considerando las siguientes características de tirantes máximos:

Colectores: tirante $Y = 0.50 D$

Emisores : tirante $Y = 0.75 D$

Donde D es el diámetro de la tubería.

2) Las tuberías a utilizar son tuberías perfiladas de cloruro de polivinilo (PVC) con un coeficiente de Manning $n = 0.010$. La decisión de utilizar éste tipo de tubería obedece a la necesidad de satisfacer las condiciones mínimas y máximas de velocidades y pendientes

establecidas en las normas y a las condiciones de topografía variable y accidentada que presenta el proyecto.

- 3) **Velocidad:** Las alcantarillas transportan sólidos los que flotarán o se asentarán según la velocidad de escurrimiento. Si la velocidad es baja se producirá la sedimentación de sólidos a lo largo de los colectores y si la velocidad es alta puede producirse erosión de las paredes.

El presente proyecto contempla la evacuación de las aguas servidas por captación domiciliaria. Para esto se establece una velocidad mínima de 0.60 m/s, valor que regulariza el arrastre hidráulico de las arenas.

Las velocidades máximas para evitar la erosión de las paredes dependen del material de la tubería. Así, en el Cuadro N° 4.3 se presentan valores máximos según el tipo de material.

De lo anteriormente mencionado, las velocidades de diseño deberán encontrarse en el rango de:

$$0.60 \text{ m/seg} < V < 6.00 \text{ m/seg}$$

Es necesario mencionar que en algunos sectores, especialmente en tramos iniciales, se tiene pendientes muy fuertes, las mismas que sobrepasan la pendiente máxima, sin embargo el caudal que conducen es mínimo, por lo que una profundización de los buzones para ceñirnos a que la velocidad a media sección sea menor que la máxima resultaría innecesaria y antieconómica, es por que tomando en cuenta esta consideración, sólo en aquellos tramos iniciales la velocidad de diseño no obedece al rango establecido previamente establecido.

- 4) **Pendiente.-** La pendiente de un conducto está asociado con la velocidad de desplazamiento del desagüe, el radio medio hidráulico de la sección ocupada por el desagüe, el coeficiente de rugosidad de la tubería, calidad de la tubería a utilizar.

Al establecer los valores máximos y mínimos para la velocidad de desplazamiento del fluido, y condición de altura máxima de escurrimiento a media sección y admitiendo que el coeficiente de rugosidad de "n" de Manning permanece constante, es posible obtener las pendientes mínimas y máximas que deberán ser instaladas las tuberías para adaptarse a los valores de las velocidades y tirantes mencionados anteriormente.

Además de lo mencionado anteriormente y por el poco caudal en los tramos iniciales de cada colector, se adoptará que en los 300 metros iniciales de cada colector se deberá mantener una pendiente mínima de diez por mil (10‰), cabe mencionar que en otras instituciones ligadas a la actividad del saneamiento, como SEDAPAL, recomiendan pendientes mínimas de ocho por mil (8‰)

A continuación se deducirá una relación partiendo de la ecuación de Manning las expresiones para la velocidad, pendiente y gasto con tuberías PVC ($n = 0.010$) para condiciones de tubo lleno; se debe tener presente que para constatar el coeficiente de rugosidad "n" de Manning, la velocidad a tubo lleno es igual a la velocidad a media sección.

Ecuación de Manning:

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

CARACTERÍSTICAS A TUBO LLENO:

Área : $A = \frac{\pi D^2}{4}$

Perímetro : $P = \pi D$

Radio Medio Hidráulico: $R = \frac{A}{P} = \frac{D}{4}$

Luego, se tiene:

$$V = \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} \times \frac{S^{1/2}}{n}$$

Para tuberías PVC, $n = 0.010$, reemplazando valores:

$$V = 39.685D^{2/3} .S^{1/2}$$

Luego:

$$S = \frac{V^2}{1574 .89 * D^{4/3}}$$

Y el caudal a tubo lleno: $Q = A . V$

$$Q = 31.169D^{8/3} .S^{1/2}$$

Donde:

Q = Descarga a tubo lleno (m^3/seg)

V = Velocidad a tubo lleno (m/seg)

D = Diámetro (m)

S = Pendiente.

Basándose en las fórmulas obtenidas, calcularemos las pendientes mínimas y máximas para las velocidades mínima y máxima de 0.60, 3.00 y 6.00 m/seg , así como los correspondientes caudales a tubo lleno y media sección para los diámetros a ser utilizados (ver Cuadro N° 4.4)

4.5.2 Elementos hidráulicos de las tuberías parcialmente llenas

En la Tabla N° 4.1 se muestran los elementos geométricos de una sección circular; además en la Tabla N° 4.2 se registra la relación entre los tirantes relativos al diámetro y las relaciones de áreas, velocidades y caudales parcialmente llenos a las de tubo lleno.

4.5.3 Cálculo hidráulico del sistema de desagüe de la localidad de Congas

El cálculo hidráulico de la localidad de Congas se hará basado en el método del colector unitario en marcha, así:

$$q_{unit} = \frac{Q_{diseño}}{L_{red}}$$

Donde:

q_{unit} = Caudal unitario, en lt/seg/metro.

$Q_{diseño}$ = Caudal de diseño, en lt/seg.

L_{red} = Longitud total de la red, en metros.

El caudal de diseño fue hallado anteriormente y es como sigue:

$$Q_{diseño} = 0.78 \text{ lt/seg.}$$

La longitud de la red de los trazos efectuados es:

$$L_{red} = 2906 \text{ m.}$$

Luego, el caudal unitario a utilizar en los cálculos hidráulicos es:

$$q_{unit} = \frac{0.78}{2906}$$

$$q_{unit} = 0.00027 \text{ lt/seg/m}$$

El cálculo hidráulico se ha realizado en los cuadros correspondientes (N° 4.6 al N° 4.25), y cuya descripción se muestra a continuación:

DESARROLLO DEL CALCULO HIDRÁULICO

Columna 1:

Número del colector.

Columna 2:

Número de tramo en orden descendente.

Columna 3:

Número del buzón aguas arriba.

Columna 4:

Número del buzón aguas abajo.

Columna 5:

Nombre de la calle, avenida o jirón.

Columna 6:

Longitud del tramo, en metros.

Columna 7:

Número del colector contribuyente, considerado en el buzón aguas arriba.

Columna 8:

Contribución del Colector contribuyente, en lt/seg.

Columna 9:

Gasto aguas arriba, en lt/seg, igual a cero en el caso del buzón inicial, o bien igual al gasto aguas abajo del tramo precedente a la que debe sumársele el caudal del o los colectores de existir.

Columna 10:

Contribución en el tramo en lt/seg. Resulta del producto del caudal unitario por la longitud en el tramo (valor de la columna 6)

Columna 11:

Gasto aguas abajo en lt/seg, se obtiene al sumar el gasto aguas arriba con la contribución del tramo (valores de las columnas 9 y 10)

Columna 12:

Contribución del empalme de un colector con el tramo pertinente.

Columna 13:

Cota del terreno aguas arriba, en metros.

Columna 14:

Cota del terreno buzón aguas abajo, en metros.

Columna 15:

Profundidad de la cámara de inspección aguas arriba.

Columna 16:

Profundidad de la cámara de inspección aguas abajo.

Columna 17:

Es el valor correspondiente a la cota del colector aguas arriba, se obtiene de la diferencia entre la cota del terreno y la profundidad de la cámara de inspección del buzón aguas arriba (valores de las columnas 13 y 15)

Columna 18:

Es el valor correspondiente a la cota del colector aguas abajo, se obtiene de la diferencia entre la cota del terreno y la profundidad de la cámara de inspección del buzón aguas abajo (valores de las columnas 14 y 16)

Columna 19:

Corresponde al valor del desnivel, y resulta de la diferencia de la cota del colector aguas arriba menos la cotas del colector aguas abajo (valor de la columna 17 menos el valor de la columna 18)

Columna 20:

Pendiente, es el resultado de dividir el desnivel (columna 19) entre la longitud del tramo (columna 6) multiplicado por 1000.

Columna 21:

Diámetro adoptado en el tramo, en pulgadas.

Columna 22:

Empleando los valores del diámetro (columna 21) y la pendiente (columna 19), y utilizando la fórmula de Manning, se obtiene el valor del caudal a sección llena, en lt/seg.

Columna 23:

Al ejecutar la fórmula de Manning con los valores del diámetro y la pendiente, se obtiene la velocidad a sección llena, en m/seg.

Columna 24:

Resulta de dividir el valor del gasto aguas abajo (columna 11) y el caudal a sección llena (columna 24)

Columna 25:

Utilizando el valor de la columna 24 y con la ayuda de la tabla N° 4.2, se halla la relación entre la velocidad real y la sección llena.

Columna 26:

Utilizando el valor de la columna 26 y con la ayuda de la tabla N° 4.2, se halla la relación entre el tirante real y el diámetro de la tubería empleada.

Columna 27:

Se obtiene la velocidad real en m/seg, al multiplicar los valores de las columnas 23 y 25.

Columna 28:

Se obtiene el tirante real en metros, al multiplicar el valor del diámetro (columna 25) y la relación entre el tirante real y el diámetro adoptado (columna 27)

Columna 29:

Corresponde al valor de la cota aguas abajo, en metros.

Columna 30:

Es el valor de la cota del colector aguas abajo, que puede ser igual al tramo en estudio o a la cota más profunda del colector que llegue al buzón aguas abajo, en metros.

Columna 31:

Es el valor de la profundidad del buzón aguas abajo, resulta de la diferencia de su cota de terreno y cota de fondo (columna 30) en metros.

Columna 32:

Muestra algún detalle o anotación importante en el tramo en estudio.

DESCRIPCIÓN DE PLANOS PRESENTADOS

Plano D01:

Plano de lotización de la localidad de Congas y plano topográfico líneas de nivel cada metro.

Plano D02:

Se presenta la red de desagüe de Congas. En ella se señala la longitud de la tubería, la cota de superficie y de fondo de los buzones y todos los detalles necesarios para una buena lectura del plano.

Plano D03:

Se presenta el diagrama de flujo de las agua en la red de desagüe en Congas.

Plano D04:

Se presenta las conexiones domiciliarias de desagüe y detalles adicionales.

Plano D05:

Se presenta detalles de los buzones y sus especificaciones técnicas.

Plano D06 al Plano D08:

Se presenta los perfiles longitudinales de desagüe de Congas.

CUADRO N° 4.1

ESPACIAMIENTO MÁXIMO DE COLECTORES.

DIÁMETRO		DISTRIBUCIÓN MÁXIMA DE BUZONES (m)
Pulgadas	Milímetros	
6	150	80
8 - 10	200 - 250	100
12 - 24	300 - 600	150
>24	> 600	250

CUADRO N° 4.2

CÁLCULO DEL CAUDAL DE AGUAS SERVIDAS PARA EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE CONGAS

PARÁMETROS DE DISEÑO						
POBLACIÓN (habitantes)	DOTACIÓN (lt/hab/día)	Q _p (lt/seg) (¹)	K ₁ (²)	K ₂ (³)	C (⁴)	Q _{mhd} (lt/seg) (⁵)
1682	50	0.97	1.30	2.00	0.80	0.78

(1) : Caudal Promedio Anual.

$$Q_p = \frac{\text{Poblacion(hab)} \times \text{Dotación(lt / hab / día)}}{24 \text{ horas} \times 3600 \text{ s}} \left(\frac{\text{lt}}{\text{seg}} \right)$$

(2) : Coeficiente de variación de máximo consumo diario.

(3) : Coeficiente de variación de máximo consumo horario.

(4) : Coeficiente de retorno o relación desagüe / agua.

(5) : Caudal máximo horario de desagüe.

$$Q_{mhd} = k_2 \cdot C \cdot Q_p \text{ (lt/seg)}$$

CUADRO N° 4.3

VALORES DE VELOCIDAD MÁXIMA DE ACUERDO AL TIPO DE MATERIAL

MATERIAL	Velocidad (m/seg)
Cerámica Vitrificada	5
Asbesto Cemento	3
PVC.	6
F°F° y Acero	5
Concreto	3

CUADRO N° 4.4

MÍNIMAS Y MÁXIMAS PENDIENTES PARA DIFERENTES DIÁMETROS EN TUBERÍAS PVC (n = 0.010) QUE TRABAJAN A TUBO LLENO

DIÁMETROS		V = 0.60	V = 3.0	V = 6.00	V = 0.60 m/s	
Pulg.	Metros	m/s	m/s	m/s	Qo	Q1/2S
		Smin (%)	Smax (%)	Smáx (%)	(lt/seg)	(lt/seg)
		* 10⁻³	* 10⁻³	* 10⁻³		
6	0.16	2.63	65.79	263.16	12.06	6.03
8	0.20	1.95	48.86	195.44	18.85	9.42
10	0.25	1.45	36.29	145.14	29.45	14.73
12	0.30	1.14	28.45	113.82	42.41	21.21

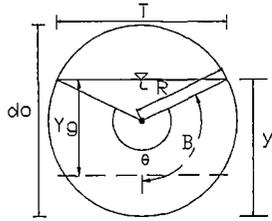


TABLA 4.1: RELACIONES GEOMÉTRICOS EN TUBERÍAS

$y =$ TIRANTE DESDE LA SUPERFICIE DEL AGUA
AL CENTROIDE DEL ÁREA MOJADA

$$\theta = 2 \cdot A \cos \left(1 - 2y / d_o \right) \quad \frac{y}{d_o} = \frac{1}{2} \left(1 - \cos \frac{\theta}{2} \right) \quad \beta = \theta / 2$$

$$\text{Sen } \theta = 4 \left(1 - 2 \frac{y}{d_o} \right) \sqrt{\frac{y}{d_o} - \left(\frac{y}{d_o} \right)^2}$$

$$\text{Sen } \frac{\theta}{2} = 2 \sqrt{\frac{y}{d_o} - \left(\frac{y}{d_o} \right)^2}$$

ELEMENTO GEOMÉTRICO	ECUACIÓN N°	EXPRESIÓN EN FUNCIÓN DE θ	EXPRESIÓN EN FUNCIÓN DE Y / d_o
ÁREA (A)	1	$\frac{1}{8} \cdot (\theta - \text{Sen}\theta) \cdot d_o^2$	$\frac{1}{4} \left(A \cos \left[1 - 2 \left(\frac{y}{d_o} \right) \right] - 2 \left(1 - 2 \left(\frac{y}{d_o} \right) \right) \left(\sqrt{\frac{y}{d_o} - \left(\frac{y}{d_o} \right)^2} \right) \right) \cdot d_o^2$
PERÍMETRO MOJADO (P)	2	$\frac{1}{2} \cdot \theta \cdot d_o$	$d_o \cdot r \cos \left[1 - 2 \left(\frac{y}{d_o} \right) \right]$
RADIO HIDRÁULICO (R)	3	$\frac{1}{4} \cdot \left(1 - \frac{\text{Sen}\theta}{\theta} \right) \cdot d_o$	$\frac{d_o}{4} \left(1 - \frac{4 \left(1 - 2 \frac{y}{d_o} \right) \sqrt{\frac{y}{d_o} - \left(\frac{y}{d_o} \right)^2}}{2 \cdot A \cos \left[1 - 2 \left(\frac{y}{d_o} \right) \right]} \right)$
ANCHO SUPERFICIAL (T)	4	$d_o \cdot \text{Sen} \left(\frac{\theta}{2} \right)$	$2 \cdot d_o \sqrt{\frac{y}{d_o} - \left(\frac{y}{d_o} \right)^2}$
PROFUNDIDAD HIDRÁULICA (D)	5	$\frac{1}{8} \cdot \left(\frac{\theta - \text{Sen}\theta}{\text{Sen} \frac{\theta}{2}} \right) \cdot d_o$	$\frac{d_o}{8} \left(\frac{A \cos \left[1 - 2 \left(\frac{y}{d_o} \right) \right] - 2 \cdot \left(1 - 2 \frac{y}{d_o} \right) \sqrt{\frac{y}{d_o} - \left(\frac{y}{d_o} \right)^2}}{\sqrt{\frac{y}{d_o} - \left(\frac{y}{d_o} \right)^2}} \right)$
MOMENTO ESTÁTICO ($A \times Y_g$)	6	$\frac{d_o^3}{24} \cdot (3\text{Sen}\beta - \text{Sen}^3\beta - 3\beta \cdot \text{Cos}\beta)$	$\frac{d_o^3}{24} \left\{ 6 \sqrt{\frac{y}{d_o} - \left(\frac{y}{d_o} \right)^2} - 8 \left[\left(\frac{y}{d_o} \right) - \left(\frac{y}{d_o} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}} - 3A \cos \left[1 - 2 \left(\frac{y}{d_o} \right) \right] \left[1 - 2 \left(\frac{y}{d_o} \right) \right] \right\}$

TABLA 4.2
RELACIONES ENTRE TIRANTES, VELOCIDADES Y CAUDALES

Y/do	SECCIÓN LLENA QT = CAUDAL VT = VELOCIDAD NMT = RUGOSIDAD (Manning)		SECCIÓN PARCIALMENTE LLENA QT = CAUDAL VT = VELOCIDAD NMT = RUGOSIDAD (Manning)		
	NMT= CONSTANTE		NM=VARIABLE		
	V/VT	Q/QT	NMT/NM	V/VT	Q/QT
0.010	0.08899	0.00015	0.9851	0.08331	0.00014
0.020	0.14030	0.00067	0.9750	0.12320	0.00069
0.030	0.18192	0.00161	0.9430	0.15504	0.00126
0.040	0.22210	0.00293	0.9236	0.16296	0.00246
0.050	0.26699	0.00480	0.9134	0.20895	0.00391
0.060	0.28916	0.00703	0.9067	0.23383	0.00573
0.070	0.31941	0.00983	0.9079	0.25789	0.00794
0.080	0.34801	0.01304	0.9073	0.26113	0.01064
0.090	0.37519	0.01673	0.9069	0.30351	0.01353
0.100	0.40116	0.02088	0.8100	0.32494	0.01691
0.110	0.42604	0.02550	0.8105	0.34532	0.02067
0.120	0.44956	0.03059	0.8103	0.36463	0.02473
0.130	0.47301	0.03614	0.8094	0.38284	0.02925
0.140	0.49527	0.04214	0.8076	0.40000	0.03404
0.150	0.51679	0.04861	0.8055	0.41618	0.03915
0.160	0.53763	0.05552	0.8025	0.43146	0.04456
0.170	0.55734	0.06288	0.7994	0.44595	0.05027
0.180	0.57746	0.07068	0.7962	0.45978	0.05628
0.190	0.59653	0.07391	0.7930	0.47306	0.06253
0.200	0.61506	0.08757	0.7900	0.48590	0.06916
0.210	0.63309	0.09665	0.7972	0.49840	0.07609
0.220	0.65065	0.10613	0.7848	0.51066	0.08330
0.230	0.66775	0.11602	0.7828	0.52275	0.09033
0.240	0.68442	0.12631	0.7813	0.53472	0.09568
0.250	0.70067	0.13698	0.7801	0.54662	0.10686
0.260	0.71652	0.14803	0.7794	0.55946	0.11539
0.270	0.73187	0.15945	0.7781	0.57027	0.12423
0.280	0.74705	0.17123	0.7791	0.58203	0.13341
0.290	0.76177	0.18336	0.7794	0.59374	0.14292
0.300	0.77614	0.19583	0.7800	0.60539	0.15750
0.310	0.79016	0.20863	0.7808	0.61693	0.16285
0.320	0.80384	0.22175	0.7817	0.62636	0.17334
0.330	0.81720	0.23519	0.7827	0.63963	0.18408
0.340	0.83024	0.24592	0.7833	0.65073	0.19510
0.350	0.84298	0.26294	0.7849	0.66164	0.20638
0.360	0.85540	0.27724	0.7860	0.67233	0.21790
0.370	0.86753	0.2918	0.7870	0.68273	0.22900
0.380	0.87936	0.30663	0.7881	0.69300	0.24164
0.390	0.89091	0.32169	0.7891	0.70293	0.25365
0.400	0.90217	0.33699	0.7900	0.71271	0.26622

Y/do	NMT= CONSTANTE		NM=VARIABLE		
	V/VT	Q/QT	NMT/NM	V/VT	Q/QT
0.410	0.91315	0.35250	0.7909	0.72222	0.27880
0.420	0.92386	0.36823	0.7918	0.73150	0.29156
0.430	0.93430	0.38415	0.7927	0.74059	0.30450
0.440	0.94447	0.40026	0.7935	0.74947	0.31762
0.450	0.95437	0.41653	0.7944	0.75819	0.33091
0.460	0.96401	0.43296	0.7954	0.76676	0.34437
0.470	0.97339	0.44954	0.7964	0.77521	0.35301
0.480	0.98252	0.46625	0.7975	0.78356	0.37183
0.490	0.99139	0.48307	0.7987	0.79151	0.38563
0.500	1.00000	0.50000	0.8000	0.80000	0.40000
0.510	1.00886	0.51702	0.8014	0.80813	0.41435
0.520	1.01647	0.53411	0.8030	0.81621	0.42000
0.530	1.02434	0.55127	0.8047	0.82425	0.44359
0.540	1.03195	0.56847	0.8065	0.83226	0.45947
0.550	1.03931	0.58571	0.8084	0.84022	0.47351
0.560	1.04643	0.60296	0.8105	0.84816	0.48872
0.570	1.05330	0.62022	0.8127	0.85604	0.50407
0.580	1.05992	0.63746	0.8150	0.86388	0.51956
0.590	1.06630	0.65467	0.8175	0.87167	0.53518
0.600	1.07242	0.67164	0.8200	0.87939	0.55091
0.610	1.07330	0.68895	0.8225	0.88703	0.56674
0.620	1.08393	0.70597	0.8253	0.89460	0.58266
0.630	1.08930	0.72290	0.8261	0.90206	0.59806
0.640	1.09443	0.73972	0.8310	0.90947	0.61471
0.650	1.09930	0.75641	0.8340	0.91676	0.63031
0.660	1.10392	0.77295	0.8370	0.92396	0.64694
0.670	1.10927	0.78932	0.8401	0.93106	0.66311
0.680	1.11237	0.80550	0.8433	0.93807	0.67928
0.690	1.11621	0.82148	0.8466	0.94498	0.69547
0.700	1.11977	0.83724	0.8500	0.95161	0.71165
0.710	1.12307	0.85275	0.8535	0.95855	0.72732
0.720	1.12610	0.86799	0.8571	0.96520	0.74397
0.730	1.12894	0.88294	0.8600	0.97177	0.76009
0.740	1.13130	0.89757	0.8647	0.97826	0.77615
0.750	1.13347	0.91188	0.8687	0.98464	0.79214
0.760	1.13535	0.92582	0.8726	0.99091	0.80804
0.770	1.13692	0.93938	0.8770	0.99705	0.82381
0.780	1.13818	0.95252	0.8813	1.00303	0.83942
0.790	1.13913	0.96523	0.8856	1.00882	0.85481
0.800	1.13974	0.97747	0.8900	1.01437	0.86995
0.810	1.14002	0.98920	0.8944	1.01964	0.88475
0.820	1.13994	1.00041	0.8988	1.02458	0.89917
0.830	1.13949	1.01104	0.9031	1.02912	0.91311
0.840	1.13866	1.02106	0.9074	1.03322	0.92651
0.850	1.13743	1.03044	0.9115	1.03680	0.93928
0.860	1.13577	1.03912	0.9155	1.03982	0.95134

Y/do	NMT= CONSTANTE		NM=VARIABLE		
	V/VT	Q/QT	NMT/NM	V/VT	Q/QT
0.870	1.13366	1.04706	0.9194	1.04224	0.96262
0.880	1.13108	1.05420	0.9230	1.04402	0.97305
0.890	1.12797	1.06047	0.9266	1.04514	0.98259
0.900	1.12431	1.06580	0.9300	1.04561	0.99119
0.910	1.12003	1.07010	0.9334	1.04546	0.99886
0.920	1.11507	1.07328	0.9369	1.04476	1.00561
0.930	1.10933	1.07519	0.9407	1.04358	1.01147
0.940	1.10269	1.07568	0.9450	1.04204	1.01651
0.950	1.09495	1.07451	0.9500	1.04023	1.02079
0.960	1.08594	1.07137	0.9561	1.03825	1.02432
0.970	1.07514	1.06575	0.9636	1.03603	1.02698
0.980	1.06176	1.05669	0.9731	1.03320	1.02827
0.990	1.04373	1.04196	0.9850	1.02811	1.02637

CUADRO 4.3
FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE LA RED DE ALCANTARILLADO

COLECTOR	TRAMO	BUZON		NOMBRE DE CALLE	LONG. DEL TRAMO (m)	COLECTOR CONTRIBUYENTE		GASTO			EMPALME	COTA DEL TERRENO		PROF. MINIMA DEL COLECTOR		COTA DEL COLECTOR		DESIVEL (m)	PENDIENTE (o/oo)	PENDIENTE (o/oo)	CAUDAL A SECC. LLENA Q_0 (l/s)	VELOCID. A SECC. LLENA V_0 (m/s)	RELACION Q/Q_0	RELACION V/V_0	RELACION Y/D_0	VELOCIDAD REAL V	TIRANTE REAL V	BUZON AGUAS			OBSERV.
		AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO			DESCRIPC.	CONTRIBUC.	AGUAS ARRIBA (l/s)	EN EL TRAMO (l/s)	AGUAS ABAJO (l/s)		AGUAS ARRIBA (m)	AGUAS ABAJO (m)	AGUAS ARRIBA (m)	AGUAS ABAJO (m)	AGUAS ARRIBA (m)	AGUAS ABAJO (m)											ABAJO			
																												COTA COLECT (m)	COTA FONDO (m)	PROF. (m)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32

La parte final corresponde al trabajo de gabinete. En esta etapa se deben plantear las condiciones de cimentación de acuerdo a los resultados obtenidos en gabinete.

5.1.1 Objeto del Estudio

Este capítulo tiene por objeto presentar el estudio de suelos con fines de cimentación de las estructuras que forman parte del proyecto: "**PROYECTO DE RED DE DESAGÜE DEL DISTRITO DE CONGAS**", centrándose en el área del tanque Imhof, el Lecho de Secado y el Pozo de Percolación. Este trabajo se ha realizado por medio de trabajos de exploración de campo y ensayos de laboratorio necesarios para definir el perfil estratigráfico del área en estudio, así como sus propiedades de esfuerzo y deformación, proporcionándose las condiciones de estabilidad e impermeabilidad de los pisos y paredes de las estructuras.

5.1.2 Ubicación del área en estudio

El área en estudio se encuentra ubicada a unos 400 m. de la última vivienda de la Localidad de Congas, Provincia de Ocros, Departamento de Ancash, sobre un área de 1.00 Ha.

5.1.3 Características del Proyecto

e trata de la construcción de una planta de tratamiento de desagüe, consistente en un Sistema de Filtración Biológica de baja tasa con las siguientes características geométricas :

TANQUE IMHOFF

Población de diseño (para cada unidad)	842 hab.
Numero de Unidades	2.00
Factor de retorno	0.8
Caudal para cada unidad	41.80 m ³ /día
Área de sedimentación	1.74 m ²
Ancho zona sedimentador	1.00 m

Largo zona sedimentador	6.00 m
Profundidad Zona sedimentador	2.00 m
Altura del fondo del sedimentador	0.60 m
Altura total del sedimentador	2.90 m
Volumen de digestión requerido	102.41 m ³
Ancho tanque Imhoff	4.00 m
Volumen de lodos en digestor	102.41 m ³
Superficie libre	68 %
Altura del fondo del digestor	0.54 m
Altura total Tanque Imhoff	7.93 m
Área de lecho de secado	104.50 m

LECHO DE SECADO

Ancho del lecho de secado	8.00 m
Largo del lecho de secado	8.00 m
Área del lecho de secado	64.00 m ²

FILTRO BIOLÓGICO

Carga superficial total	53.00 Kg. DBO5/día
Área del filtro biológico	70.00 m ²
Volumen del filtro biológico	140.00 m ³
Carga orgánica de diseño	0.378Kg.DBO5 /m ³ /día

5.2 INVESTIGACIONES EFECTUADAS

5.2.1 Trabajos de campo

a) Calicatas

Con la finalidad de determinar el perfil estratigráfico del área en estudio se ha realizado 02 calicatas o pozos a cielo abierto, distribuidos convenientemente en el área en estudio.

CUADRO DE CALICATAS			
Calicata Nº	Calicata (m.s.n.m)	Profundidad (m)	Nivel Freático (m)
C-1	2977.00	8.00	No existe
C-2	2974.00	5.00	No existe
C-3	3000.00	3.00	No existe
C-4	2993.00	3.00	No existe

Luego de realizar estas cuatro calicatas se indago sobre la ubicación del nivel freático, y se concluyó que esta se encuentra aun por debajo del cual seria el nivel de fondo del sistema de tratamiento.

b) Muestreo Disturbado

Se tomaron muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelos encontrados, en cantidad suficiente como para realizar los ensayos de clasificación e identificación de suelos.

Además se extrajo una muestra representativa para el análisis químico del contenido de sales agresivas al concreto.

c) Registro de Excavaciones

Paralelamente al muestreo se realizó el registro de cada una de las calicatas, anotándose las principales características de los tipos de suelo encontrados, tales como: espesor, humedad, plasticidad, etc.

5.2.2 Ensayos de Laboratorio

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la Universidad Nacional de Ingeniería, de acuerdo a la siguiente relación:

- 03 Análisis granulométrico por tamizado ASTM D-422.
- 03 Límite Líquido ASTM D-423.

- 03 Límite Plástico ASTM D-424.
- 01 Corte directo ASTM D-3080
- 01 Próctor Modificado ASTM D-1557.
- 01 Ensayo de sales.

5.2.3 Clasificación de Suelos

Los suelos han sido clasificados de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), según se muestra en el siguiente cuadro:

CUADRO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS			
Calicata N°	C-1	C-1	C-1
Muestra	M-1	M-2	M-3
Prof. (m)	0.00 – 1.20	1.20 - 6.10	6.10 - 8.00
%Grava	00.0	14.3	49.1
%Arena	23.2	49.1	27.4
%Finos	76.8	36.6	23.5
LL	36.4	NP	NP
LP	15.6	NP	NP
IP	20.8	NP	NP
SUCS	CL	SM	GM

5.3 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO

En base a los trabajos de campo y ensayos de laboratorio se deduce la siguiente conformación:

CALICATA C-1

Profundidad 0.00 a 1.20:

Estrato superficial, de arcilla limosa, o CL según SUCS, color marrón oscuro. Con moderado contenido de humedad por efecto de las lluvias. En la parte más superficial existe presencia de raíces hasta una profundidad de 0.50 m. Hay algunos guijarros, angulosas, de origen ígneo, de tamaño entre 3" y 8".

Profundidad 1.20 a 6.10:

Estrato de arena limosa, o SM según SUCS, color amarillo claro, de grano áspero y con gran contenido de finos. Contenido de humedad bajo. Hay piedras grandes, angulosas, de origen ígneo, de tamaño entre 10" y 30".

Profundidad 6.10 a 8.00:

Estrato de grava limosa, o GM según SUCS. La grava es angulosa, de origen ígneo, color azulado, con tamaños máximos de 35", pero en gran proporción. La matriz es una combinación de arenas angulosas y limos no plásticos. Bajo contenido de humedad.

CALICATA C-2

Profundidad 0.00 a 0.80:

Estrato superficial, de arcilla limosa, o CL según SUCS, color marrón oscuro. Con moderado contenido de humedad por efecto de las lluvias. En la parte más superficial existe presencia de raíces hasta una profundidad de 0.40 m. Hay algunos guijarros, angulosas, de origen ígneo, de tamaño entre 2" y 4".

Profundidad 0.80 a 5.00:

Estrato de arena limosa, o SM según SUCS, color amarillo claro, de grano áspero y con gran contenido de finos. Contenido de humedad bajo. Tiene lentes de arcilla limosa, bastante delgados. Hay piedras grandes, angulosas, de origen ígneo, de tamaño entre 12" y 25".

CALICATA C-3

Profundidad 0.00 a 1.10:

Estrato superficial, de arcilla limosa, o CL según SUCS, color marrón oscuro. Con moderado contenido de humedad por efecto de las lluvias. Bastante compacto por efecto del tránsito de peatones.

Profundidad 1.10 a 3.00:

Estrato de arena limosa, o SM según SUCS, color amarillo claro, de grano áspero y con gran contenido de finos. Contenido de humedad bajo. Hay piedras grandes, angulosas, de origen ígneo, de tamaño entre 8" y 12".

CALICATA C-4

Profundidad 0.00 a 1.40:

Estrato superficial, de arcilla limosa, o CL según SUCS, color marrón oscuro. Con moderado contenido de humedad por efecto de las lluvias. Bastante compacto por efecto del tránsito de peatones.

Profundidad 1.40 a 3.00:

Estrato de arena limosa, o SM según SUCS, color amarillo claro, de grano áspero y con gran contenido de finos. Contenido de humedad bajo.. Hay piedras grandes, angulosas, de origen ígneo, de tamaño entre 10" y 18".

5.4 CONDICIONES DE LA CIMENTACIÓN

Debido a que el nivel freático se encuentra muy por debajo del fondo de las excavaciones realizadas, en el sector de la Planta de Tratamiento consistente en un sistema de filtración Biológica se recomienda efectuar los cortes del terreno proyectado, teniéndose bastante cuidado de no sobrepasar el nivel freático y así evitar posibles contaminaciones de las aguas subterráneas. Se podrá emplear el material de la cantera mas próxima a la localidad consistente en una arena limosa con grava matriz no plástica con una densidad seca de 2.07 gr/cm³ y óptimo contenido de humedad de 7.70%, el resto (85%) será usado del material de corte, lo que deberá conformarse por capas de 0.30 – 0.40m. de espesor, compactada a 95% de la Máxima Densidad Seca del Próctor Modificado.

5.5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Sobre la base de los trabajos de campo y ensayos de laboratorio realizados, así como el análisis efectuado se puede concluir lo siguiente:

- El área en estudio se encuentra ubicado a unos 400 m. al Oeste de la última vivienda de la localidad de Congas, Provincia de Ocos y Departamento de Ancash.
- El proyecto de la Planta de Tratamiento ocupa un área de 1.00 Ha. aproximadamente.

- Al no disponer con suficiente área de terreno para construir lagunas de estabilización, como sistema de tratamiento se ha considerado proyectar un sistema de Filtración Biológica de baja tasa, precedido de un Sedimentador primario.
- El tratamiento consiste en ingresar previamente el desagüe crudo a un buzón cámara de rejillas para la eliminación de material grueso y sedimentable.
- Seguido a este tratamiento preliminar se ingresara el desagüe a un Sedimentador primario - Tanque Imhoff; que tiene la finalidad de permitir la sedimentación y la digestión de la materia orgánica presente en el desagüe cuya eficiencia de remoción de la DBO esta en el orden de 20 al 35 %.
- Para aumentar la eficiencia de remoción tanto de DBO como de coliformes, se ha considerado necesario proyectar un Filtro Biológico de percolación de baja tasa cuya eficiencia de remoción de la DBO esta en el orden del 80 al 90 % y del 90 al 95 % de remoción de la carga bacterial.
- El efluente del Filtro Biológico y Lecho de Secado descargarán directamente a la quebrada, sin poner en peligro la contaminación del medio ambiente.
- En general se recomienda que el nivel de los pisos del sistema de tratamiento se encuentren a 0.70 m. como mínimo del nivel freático.

Se presentan, a continuación, los certificados de los ensayos geotécnicos realizados en el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la Universidad Nacional de Ingeniería.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S04 - 469

SOLICITADO : BACH. RAFAEL PARRA ERKEL
 PROYECTO : TESIS: Proyecto de la Red de Desagüe y Tratamiento de Aguas Servidas
 UBICACIÓN : Distrito de Congas, Provincia de Ocros, Departamento de Ancash
 FECHA : 15, Julio del 2004

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

I. ENSAYOS ESTÁNDAR

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM - D422

Calicata	C-1	C-1	C-1
Muestra	M-1	M-2	M-3
Prof. (m)	0.00-1.20	1.20-6.10	6.10-8.00
Malla	(% Acumulado que pasa)		
3"			
2"			
1 1/2"			100.0
1"		100.0	73.5
3/4"		96.8	63.5
1/2"		93.5	55.4
3/8"		90.7	52.9
1/4"		88.2	51.8
N°4		85.7	50.9
N°10		76.3	46.5
N°20		67.3	42.9
N°30		61.6	40.8
N°40	100.0	58.6	39.5
N°60	99.0	51.9	34.2
N°100	93.8	39.5	27.4
N°200	76.8	36.6	23.5
% de Grava	0.0	14.3	49.1
% de Arena	23.2	49.1	27.4
% de Finos	76.8	36.6	23.5
LIMITE LIQUIDO (%)	36.40	NP	NP
ASTM D4318			
LIMITE PLASTICO (%)	15.60	NP	NP
ASTM D4318			
CLASIFICACION SUCS	CL	SM	GM

ANTHONY J. RAMONES VILLANUEVA
 ING. RESPONSABLE DE AREA
 Lab. de Mecánica de Suelos UNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

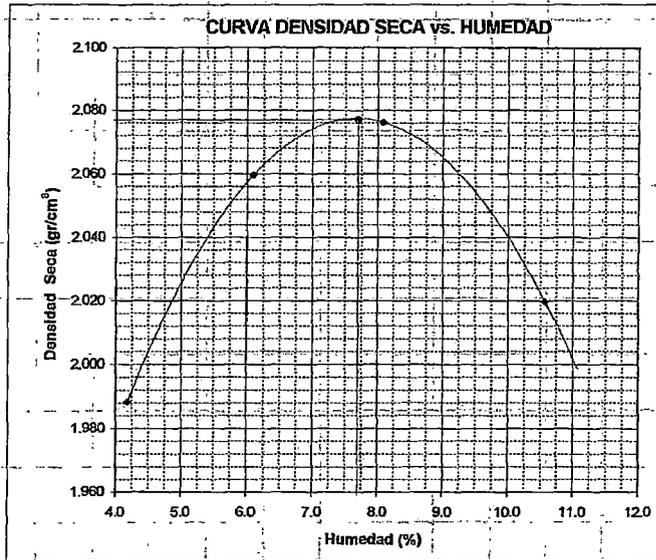
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

II. Ensayo Proctor Modificado ASTM D1557 (A)-91

Máxima Densidad Seca (gr/cm³) : 2.077
Óptimo Contenido de Humedad (%) : 7.7



ANTIOCHO T. QUIJONES VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecánica de Suelos UNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

III.- ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM 3080

Calicata: C-1
 Muestra: M-3
 Prof. (m): 6.10-8.00
 Estado : Remoldeado (material < tamiz N°4)

Especimen N°	I	II	III
Lado de la caja (cm)	6.00	6.00	6.00
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.806	1.806	1.806
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.758	1.758	1.758
Cont. de humedad inicial (%)	2.7	2.7	2.7
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	1.851	1.898	1.929
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.800	1.844	1.870
Cont. de humedad final (%)	2.8	2.9	3.2
Esfuerzo normal	0.50	1.00	1.50
Esfuerzo de corte máximo	0.37	0.70	1.05
Angulo de fricción interna :	34 °		
Cohesion (Kg/cm ²) :	0.00		

Muestras remitidas e identificadas por el solicitante

Realizado por: Tec. Julio Chávez U.
 Revisado por: Ing. A. Quiñones V.



(Handwritten Signature)
ANTIOCO QUIÑONES VILLANUEVA
 ING. RESPONSABLE DE AREA
 Lab. de Mecánica de Suelos UNI



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Apartado Postal 1301 Lima 100 - Perú Telefax: (511) 481-9845

LABORATORIO DE QUÍMICA F.I.C.

RESULTADO DE ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO

SOLICITANTE: Bach. RAFAEL PARRA ERKEL

OBRA : Tesis "PROYECTO DE LA RED DE DESAGUE Y TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS"

UBICACIÓN :Distrito: CONGAS, Prov. OCROS Depart. ANCASH

ATENCIÓN :LABORATORIO DE SUELOS F I C

REGISTRO: SO4-4 6 9

RECEPCIÓN DE MUESTRAS :LIMA 08 de Julio del 2004

ANÁLISIS DE:	SALES SOLUBLES (ppm)
ARENA FINA	201

Lima 09 de Julio del 2004


Ing. NOEMÍ QUINTANA ALFARO
Jefe Lab. De Química FIC.

09 JUL 2004




ANTIOCHO QUIÑONES VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecánica de Suelos UNDI



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

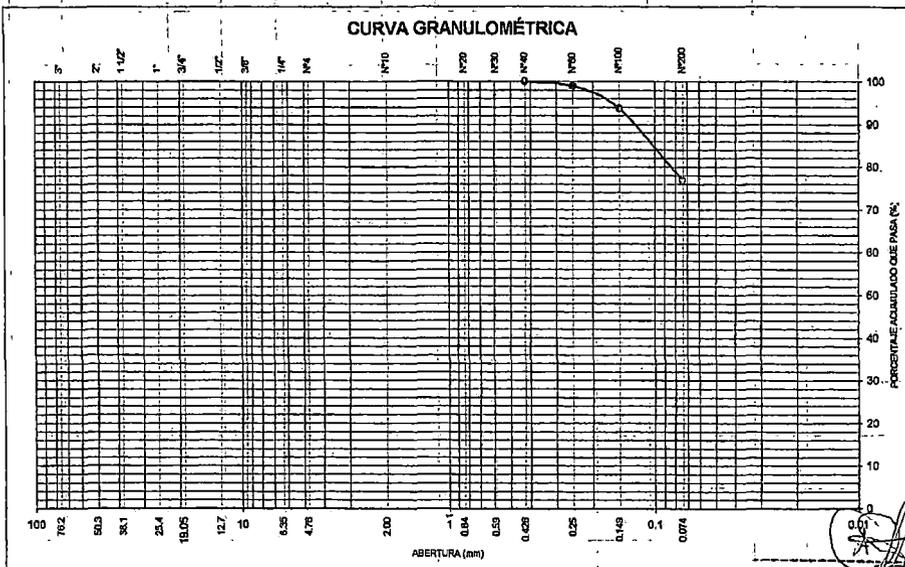
Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S04 - 469

Solicitado : BACH. RAFAEL PARRA ERKEL
 Proyecto : TESIS: Proyecto de la Red de Desagüe y Tratamiento de Aguas Servidas
 Ubicación : Distrito de Congas, Provincia de Ocros, Departamento de Ancash
 Fecha : 15, Julio del 2004

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
ASTM D - 422

CALICATA C-1		M-1
Prof.(m)		0,00-1,20
Tamiz	Abertura (mm)	(%) acumulado que pasa
3"	76.200	
2"	50.300	
1 1/2"	38.100	
1"	25.400	
3/4"	19.050	
1/2"	12.700	
3/8"	9.625	
1/4"	6.350	
N°4	4.760	
N°10	2.000	
N°20	0.840	
N°30	0.590	
N°40	0.425	100,0
N°60	0.250	99,0
N°100	0.149	83,8
N°200	0.074	76,8



(Signature)
ANTHONY I. QUIRONES VILLANUEVA
 ING. RESPONSABLE DE AREA
 Lab. de Mecánica de Suelos UNI



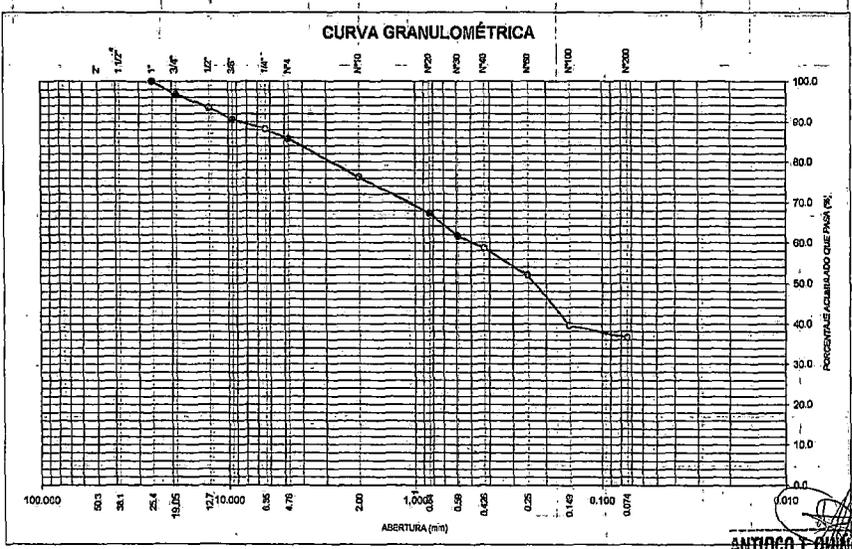
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos
Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S04 - 489

Solicitado : BACH. RAFAEL PARRA ERKEL
Proyecto : TESIS: Proyecto de la Red de Desagüe y Tratamiento de Aguas Servidas
Ubicación : Distrito de Congas, Provincia de Ocos, Departamento de Ancash.
Fecha : 15, Julio del 2004 .

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
ASTM D - 422**

CALICATA C-1		M-2
Prof. (m)		1,20-8,10
Tamiz	Abertura (mm)	(%) acumulado que pasa
3"	76.200	
2"	50.800	
1 1/2"	38.100	
1"	25.400	100.0
3/4"	19.050	96.8
1/2"	12.700	93.6
3/8"	9.525	90.7
1/4"	6.350	88.2
N°4	4.760	85.7
N°10	2.000	76.3
N°20	0.840	67.3
N°30	0.590	61.6
N°40	0.426	58.6
N°60	0.250	51.9
N°100	0.149	39.5
N°200	0.074	36.6



[Signature]
ANTHONY QUINONES VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecánica de Suelos (F1)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S04 - 489

Solicitado : BACH. RAFAEL PARRA ERKEL

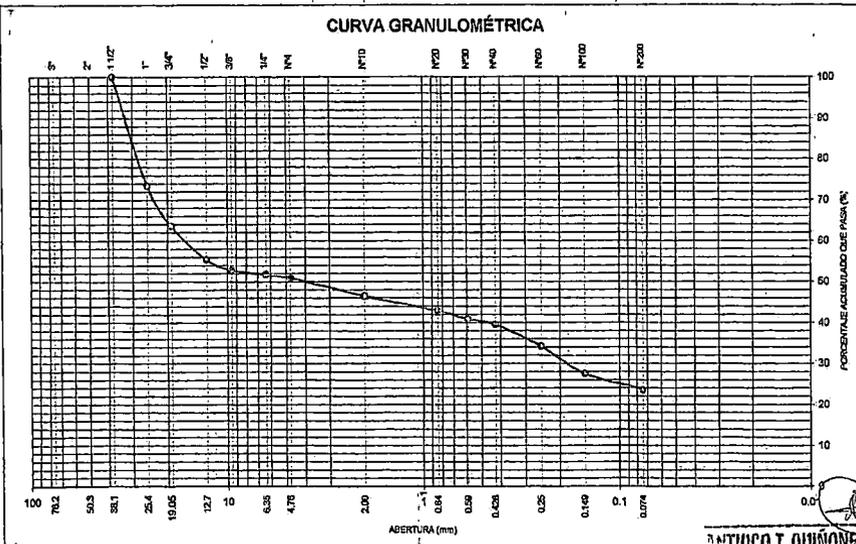
Proyecto : TESIS: Proyecto de la Red de Desagüe y Tratamiento de Aguas Servidas

Ubicación : Distrito de Congas, Provincia de Ocos, Departamento de Ancash

Fecha : 15, Julio del 2004

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
ASTM D - 422

CALICATA C-1		M-3
Prof.(m)		6.10-8.00
Tamiz	Abertura (mm)	(%) acumulado que pasa.
3"	76.200	
2"	50.800	
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	73.5
3/4"	19.050	63.5
1/2"	12.700	55.4
3/8"	9.525	52.9
1/4"	6.350	51.8
N°4	4.750	50.9
N°10	2.000	46.5
N°20	0.840	42.9
N°30	0.590	40.8
N°40	0.425	39.5
N°60	0.250	34.2
N°100	0.149	27.4
N°200	0.074	23.5



ANTHONY T. QUINONES VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecánica de Suelos U.I.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos
Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

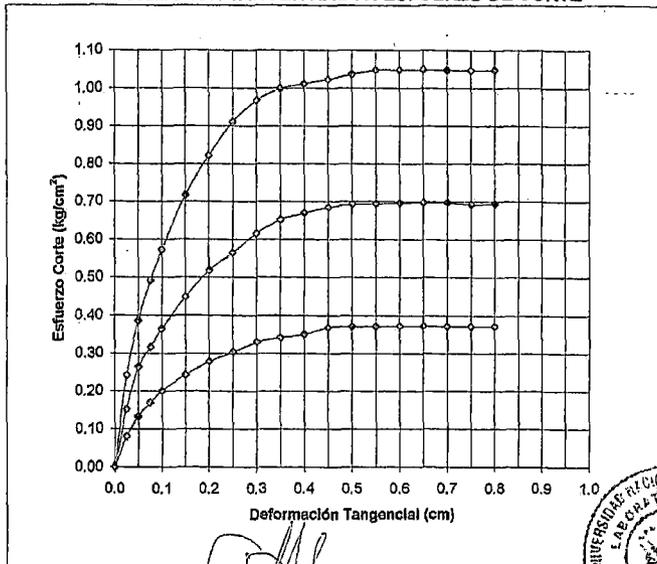
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

INFORME N° S04-469

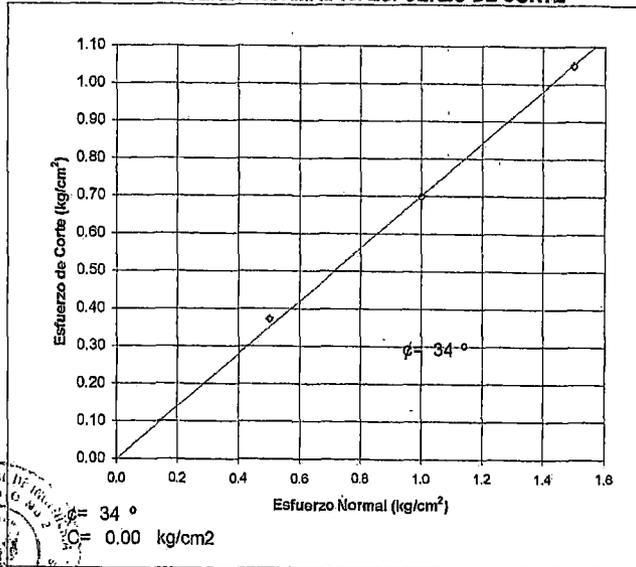
Estado : Remoideado (material < tamiz N° 4)
Calicata : C-1
Muestra : M-3
Prof. (m) : 6.10-8.00

SOLICITADO : BACH. RAFAEL PARRA ERKEL
PROYECTO : TESIS: Proyecto de la Red de Desagüe y Tratamiento de Aguas Servidas
UBICACIÓN : Distrito de Congas, Provincia de Ocos, Departamento de Ancash
FECHA : 15, Julio del 2004

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



[Signature]
ANTIOCO T. QUISPEZ KILLI AMAYO
ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecánica de Suelos UNDI



CAPITULO 6

Conceptos Generales Acerca del Tratamiento de las Aguas Servidas

6.0 INTRODUCCIÓN

Las aguas residuales, constituyen hoy en día un problema en los países llamados desarrollados menos grave que antaño, cuando se producían enfermedades denominadas de transmisión hídrica tales como fiebres tifoideas, cólera y otras que llegaron a elevar las tasas de mortandad en la época y que tenían su origen en el seno de las aguas fecales.

Esto es debido sin duda alguna, a que dentro del desarrollo y el empeño que el hombre tiene por la búsqueda del "nivel de vida" óptimo, se encuentra indefectiblemente el paso por el control absoluto desde el origen hasta el punto final de la génesis de las aguas negras y aguas contaminadas por cualquier foco de emisión ya sea directamente humano, animal o sobre todo industrial.

Sin embargo, y a pesar de los esfuerzos por canalizar las aguas contaminadas y separarlas de las aguas de consumo público, todavía queda camino por recorrer, ya que muchas poblaciones no tienen tratamientos ni siquiera elementales y vierten directamente a focos receptores naturales perjudicando, alterando y eliminando los ecosistemas autóctonos allí implantados, el problema se agudiza cuando la procedencia de este agua es de origen industrial y no pasa ningún control de vertido.

El problema de contaminación en los medios receptores, no sólo atañe al vertido directo, sino que tan perjudicial e incluso más es aquel vertido, directo e indirecto que se realiza incumpliendo las medidas higiénico-sanitarias pertinentes, y que por las condiciones del medio receptor se

infiltra originando la contaminación irreversible de suelos, subsuelos y acuíferos.

Tras lo descrito, se puede observar ligeramente que el problema es de gran magnitud y debe ser tratado con urgencia, ya que en la actualidad, los volúmenes de desechos son considerables, la población sigue creciendo, la industria avanza vertiginosamente en el campo de las tecnologías sin embargo en cuanto al medio ambiente avanza más lentamente hacia procesos de no-contaminación y los recursos naturales se agotan.

La experiencia demostró que el método utilizado antiguamente de dejar los desechos corporales y las basuras en la superficie de la tierra, donde gradualmente se degradaban por las bacterias, originaba la producción de olores, proliferación de vectores y enfermedades. Después se demostró que si estos desechos eran enterrados rápidamente, se prevenían las consecuencias.

Posteriormente se desarrollaron los retretes letrinas enterrados, que es un método de eliminación de los desechos de excrementos que todavía se usa profusamente.

Con el desarrollo del suministro de agua a las poblaciones y el uso del agua para arrastrar o transportar los desechos caseros, se hizo necesario encontrar métodos para disponer no solamente de los desechos mismos, sino para el agua portadora.

A medida que fue creciendo la población urbana con el aumento de volumen de aguas negras y desechos resultó que todos los métodos de disposición eran tan poco satisfactorios que se hizo imperativo tomar medidas esenciales para remediarlos y comenzó el desarrollo de los métodos de tratamiento, antes de la disposición final de las aguas negras.

Este trabajo, solo pretende realizar una presentación del origen, composición y tratamiento de las Aguas Residuales Urbanas procedentes de las aguas domésticas e industrias, así como todas aquellas aguas (pluviales, limpieza, etc.) que tengan su destino en una E.D.A.R (Estación

Depuradora de Aguas Residuales), ya que el problema es esmeradamente complejo y las formas de analizarlo son múltiples.

Y por último, reseñar el peligro de creerse ajeno a la contribución de la contaminación de las aguas, nada más lejos de la realidad. El uso racional de los recursos naturales y la conciencia en la minimización de desechos es “obligación” de todos para preservar el medio.

6.1 EL AGUA RESIDUAL URBANA

6.1.1 Orígenes y Definiciones

Las aguas residuales reciben descripciones y clasificaciones según su procedencia. Esta es delimitante a la hora de conocer la composición de un agua residual, ya que según los restos que se encuentren en su seno, va a variar la composición sustancialmente y por lo tanto su carga contaminante. Como consecuencia de ello el tratamiento que se aplicará está en función de la cantidad y calidad que lleve el agua, así como del medio receptor donde va destinado el vertido final, tras la depuración.

Desde este punto de vista, la legislación recoge las llamadas zonas sensibles y zonas menos sensibles, donde se especifican que tipos y cantidades de vertido se pueden efectuar.

En este apartado se recogerán las procedencias y definiciones correspondientes a aguas residuales urbanas, si bien cabe especificar que a ellas vierten en muchas ocasiones aguas más peligrosas desde el punto de vista del tratamiento pero que tienen el mismo foco receptor, aunque existen divergencias de opiniones sobre ellas, se expondrán las más extendidas.

6.1.1.1 Aguas Negras Urbanas

De forma general, se denominan así a las aguas de abastecimiento de una población, después de haber sido impurificadas por diversos usos.

Desde el punto de vista de su origen, resultan de la combinación de los líquidos o desechos arrastrados por el agua, procedentes de las casas habitadas, edificios comerciales e instituciones, junto con los provenientes de los establecimientos industriales, las aguas subterráneas infiltradas y las superficiales o de precipitación que puedan agregarse.

6.1.1.2 Aguas Negras Domésticas

Son las que contienen desechos humanos, animales y caseros. Estas aguas negras son típicas de las zonas residenciales en las que no se efectúan operaciones industriales, o sólo en muy corta escala.

Otra clasificación más detallada es la que subdivide esta agua en:

- *Aguas de cocina*
Llevan consigo restos de sales minerales, sólidos, grasas y aceites (esto sobre todo en cocinas industriales como pueden ser las de hostelería), etc.
- *Aguas blancas de baño*
En ellas se engloban todas aquellas procedentes de la higiene y aseo diarios, arrastran restos de jabones, líquidos de limpieza, productos cosméticos y otros.
- *Aguas de lavados de coches*
Se trata de pequeños locales como bodegas, garajes donde se produce el lavado de arenas, papeles, jabones, grasas, etc.

6.1.1.3 Aguas Negras

Las aguas procedentes de la defecación del ser humano están cuantificadas, aunque evidentemente este sea un dato meramente indicativo, ya que estipulan en el orden de 1,2 a 1,5 litros por habitante y día. La importancia que tienen este tipo de aguas es básicamente el aporte de gran cantidad de microorganismos tanto aeróbios como anaerobios que se introducen en el agua con las heces.

En ellas se pueden encontrar un amplio abanico de microorganismos procedentes fundamentalmente del organismo humano, y que consiguen sobrevivir en las aguas hasta días, en el caso que estas aguas se mezclara con el agua de abastecimiento podría llegar a causar daños en la población.

6.1.1.4 Aguas de Limpieza Pública

Estas aguas tienen la característica específica que la propia agua de lavado sea ya en principio de mala calidad o bien que sea agua de la red de suministro normal, tanto una como la otra van a incorporar a las aguas residuales restos de materiales nutrientes, y todo lo que se puede arrastrar en una vía pública. En principio estos restos van a diferir bastante unos de otros dependiendo del tamaño, ubicación, población y actividades antropogénicas que se desarrollen en el lugar donde se procede a la limpieza.

6.1.1.5 Aguas Pluviales

Las lluvias depositan cantidades variables de agua en la tierra y gran parte de ella lava la superficie, al escurrir arrastrando polvo, arena, hojas y otras basuras.

En algunas poblaciones se deja que estos escurrimientos pluviales vayan al alcantarillado o drenajes que sirven para coleccionar los

desechos propios de la comunidad, formando parte importante de las aguas residuales urbanas, en otras comunidades van a parte y el volumen de las mismas no se ve alterado. Su calidad depende directamente de la atmósfera que lavan.

6.1.1.6 Aguas Negras Sanitarias.

Normalmente, en todos los núcleos de población, existe algún tipo de Centro Sanitario, por pequeño que este sea. Las aportaciones de estos edificios a las aguas residuales son importantes por las características de los compuestos que vierten muchos de ellos peligrosos. Por ello, en estos Centros cuando son grandes, tienen horno crematorio propio y gestión de sus residuos a parte del resto de residuos que produce la población.

6.1.1.7 Aguas Negras Combinadas.

Se denominan así a aquellas aguas que son una mezcla de domésticas o sanitarias y de las aguas pluviales, cuando se colectan a la misma alcantarilla.

6.1.1.8 Aguas Industriales.

Los productos de desecho de los procesos fabriles son parte importante de las aguas negras de una población y deben tomarse medidas y precauciones necesarias para su eliminación. Su colecta a las aguas residuales urbanas hace que el tratamiento sea difícil y costoso.

6.1.2 Decálogo De Las Aguas Residuales

01º NO CONTAMINAR.

Se pretende con ello, evitar toda contaminación posible. El hombre en sí mismo contamina, pero se debe de usar y no abusar de los bienes de la naturaleza.

02° EL QUE CONTAMINA DEPURA, EL QUE CONTAMINA PAGA.

Se ha extendido mucho el principio de quien contamina paga ¿A quién paga?. Mejor es quien contamina depura. No debe existir ningún vertido sin depuración previa.

03° SI SE CONSTRUYE UNA INDUSTRIA PARA DEPURAR EL AGUA HAY QUE HACERLA FUNCIONAR CORRECTAMENTE.

Se ha publicado recientemente que un altísimo porcentaje, mayor al 90%, de las depuradoras construidas en el mundo no funcionan y el resto lo hacen mal. Esto no resuelve la contaminación y es una gran pérdida de dinero.

04° NO HAY UN PROCEDIMIENTO UNIVERSAL Y ÚNICO DE DEPURACIÓN O TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

Existe a veces la creencia, que únicamente existe un sistema o procedimiento, que sean capaces de realizar la depuración de aguas residuales. No es cierto, hay varios procesos que se adecuan a las características intrínsecas del lugar y del tipo de aguas a depurar.

05° EL CEMENTO NO DEPURA.

Hay una separación clara entre ciencia y técnica. Esta actúa después de haber suministrado la ciencia todos los principios básicos en que apoyarse para fabricar los ingenios que depuran el agua. Pero por muy sofisticadas que sean las instalaciones, si no existe el operador apto que haga funcionar el ingenio, el rendimiento será mínimo.

06° EN LA DEPURACIÓN DE LAS AGUAS, NO SE PUEDE ACTUAR COMO NUEVOS RICOS.

Cuando se va a construir una depuradora en lugares donde no se escatima el costo, el técnico proyectista tiene la tentación de elegir lo más espectacular y aparentemente moderno, proponiendo soluciones en ocasiones insuficientes.

07° EN LA DEPURACIÓN DE LAS AGUAS, NO NOS TIREMOS EN EL BALCÓN CON EL TRAJE DE LOS DOMINGOS.

Los rendimientos de las depuradoras siempre los suelen dar personas interesadas en que estos sean los mejores, y no es así en la mayoría de los casos.

08° CONOCER LA CANTIDAD Y CALIDAD DE LA MATERIA PRIMA QUE LLEGA A LA “INDUSTRIA”.

Las variaciones de las aguas residuales, en calidad y cantidad, que llegan a la depuradora, hace que sea muy difícil hacer funcionar correctamente la misma. Se debe realizar un permanente estudio a fin de conocer siempre las características.

09° ¿SE PUEDE DESTINARA ALGÚN USO INMEDIATO EL PRODUCTO OBTENIDO EN LA INDUSTRIA DE LA DEPURACIÓN?

Hay que mentalizar a los usuarios de la importancia que tiene no derrochar el agua, ya que su recursos son limitados. Un agua residual depurada correctamente puede ser reutilizada para otros fines, modificando sus características si fuera necesario.

10° LOS CAUCES RECEPTORES TIENEN DERECHO A QUE SE RESPETE SU VIDA.

Uno de los objetivos medioambientales más perseguidos en obtener en las aguas de los ríos, la calidad y cantidad de oxígeno suficiente para la vida en su seno. Los ríos son en su mayoría los receptores de las aguas residuales, por ello la calidad del efluente debe ser la adecuada para que no altere las características propias del lugar y se evite la eutrofización.

6.1.3 Composición del Agua Residual

Las aguas negras son líquidos turbios que contienen material sólido en suspensión. Cuando son frescas, su color es gris y tienen olor a moho no muy desagradable. Flotan en ellas cantidades variables de materia: Sustancias fecales, trozos de alimentos, basura, papel astillas y otros

residuos de las actividades cotidianas de los habitantes de una comunidad. Con el transcurso del tiempo, el color cambia gradualmente del gris al negro, desarrollándose un olor ofensivo y desagradable; y sólidos negros aparecen flotando en la superficie o en todo el líquido. En este estado se denominan aguas negras sépticas.

Las aguas negras se constituyen principalmente por agua en un 99,9%, y sólidos disueltos en ellas, suspendidos o flotando en las mismas fundamentalmente.

La cantidad de sólidos, es muy pequeña casi siempre menos del 0,1% en peso, pero es la fracción que presenta el mayor problema para su tratamiento y disposición adecuados. El agua provee solamente el volumen y es vehículo para el transporte de sólidos.

La contaminación de un agua usada se estima en función de su caudal, de su concentración en materias en suspensión, y de su demanda tanto química como bioquímica de oxígeno.

6.1.3.1 Composición Química de Sólidos.

Los sólidos de estas aguas, pueden clasificarse en dos grupos generales. Por una parte sólidos orgánicos y por otra los sólidos inorgánicos.

a) Residuos Orgánicos

Las aguas residuales domésticas contienen grandes cantidades de ellos. La materia orgánica en un agua residual media puede llegar a representar alrededor de un 50% a un 75% y los principales grupos hallados en las aguas son las proteínas(40-60%), hidratos de carbono (20-50%), grasas y aceites (10%).

La urea principal y constituyente de la orina, es otro compuesto orgánico importante. No obstante, debido a que muchos microorganismos son ureolíticos y dada la rapidez con que la

descomponen, la urea rara vez se encuentra en el agua residual, que no sea reciente.

Pueden aparecer cantidades variables, de moléculas orgánicas (tensoactivos, fenoles, pesticidas, etc.) Con la presencia de estas sustancias, la descomposición biológica es prácticamente imposible esto implica un cambio radical en el tratamiento.

b) Residuos Inorgánicos

Son sustancias inertes que no están sujetas a la degradación. Ciertos compuestos minerales hacen excepción a estas características, como los sulfatos, los cuales bajo ciertas condiciones pueden reducirse a sulfuros.

A estos sólidos se les conoce frecuentemente como sustancias minerales: arena, grava, cieno y sales minerales de abastecimiento de agua que producen su dureza y contenido mineral. Por lo general, no son combustibles.

Las aguas residuales urbanas, suelen llevar cantidades importantes de estos sólidos por el aporte industrial que se realiza, esto es un inconveniente a la hora de efectuar un tratamiento eficaz y se debe de tener en cuenta.

La cantidad de sólidos tanto orgánicos como inorgánicos presentes, confieren a las aguas lo que frecuentemente se conoce como su fuerza.

En realidad, la cantidad o concentración de sólidos orgánicos, así como su capacidad para degradarse o descomponerse, son la parte principal de la fuerza.

A mayor concentración de sólidos orgánicos, se dice que más "fuerte es el agua" y se denomina "aguas negras débiles" a las que llevan poca cantidad.

6.1.3.2 Composición Física de los Sólidos.

Estos sólidos también se pueden clasificar atendiendo a su condición física, como sólidos suspendidos, sólidos coloidales y sólidos disueltos, todos ellos agrupan tanto orgánicos como inorgánicos.

a) Sólidos Suspendidos

Son aquellos que están en suspensión y que son perceptibles a simple vista en el agua. Son sólidos que pueden separarse del agua residual por medios físicos o mecánicos, como son la sedimentación y la filtración. Incluyen partículas flotantes mayores que consisten en arenas, polvo, arcillas, sólidos fecales, papel, basuras así como otros materiales similares.

Están constituidos aproximadamente por un 70% de sólidos orgánicos y un 30% de sólidos inorgánicos, siendo la mayor parte de estos últimos arena y polvos.

Estos sólidos se dividen a su vez en:

Sólidos Sedimentables

Son la porción de sólidos suspendidos cuyo tamaño y peso es suficiente para que sedimenten en un período determinado, normalmente 1 h, en un cono de Imhoff. Se expresa generalmente el resultado en mg./l. o en ppm.

Sólidos coloidales suspendidos.

Se definen algo indirectamente como la diferencia entre los sólidos suspendidos totales y de sólidos suspendidos Sedimentables. Esta fracción no es fácil de eliminar por tratamiento físicos o mecánicos.

Su composición es orgánica en unas dos terceras partes, e inorgánica en el resto, por lo que están sujetas a una rápida

degradación y son un factor importante en el tratamiento y disposición de las aguas

b) Sólidos Disueltos

Este término, de “sólidos disueltos” utilizado normalmente en estudios de aguas residuales, no es técnico. No todos los sólidos están verdaderamente disueltos, puesto que se incluyen algunos sólidos en estado coloidales.

De los sólidos disueltos totales, aproximadamente un 90% está verdaderamente disuelto y el resto en estado coloidal. El 40% aproximadamente son orgánicos y el 60% inorgánicos.

c) Sólidos Totales

Bajo este nombre se distinguen todos los constituyentes sólidos de las aguas residuales.

Son la totalidad de sólidos orgánicos e inorgánicos, o la totalidad de sólidos suspendidos y disueltos. En aguas domésticas de composición media, cerca de la mitad son orgánicos y la otra mitad inorgánicos y aproximadamente unas dos terceras partes están en solución y una tercera parte en suspensión. Es esta mitad orgánica de los sólidos sujeta a degradación la que constituye el problema principal del tratamiento.

6.1.3.3 Gases Disueltos

Las aguas residuales, contienen pequeñas y variables concentraciones de gases disueltos. Entre los más importantes está el oxígeno, presente en el agua original del abastecimiento y disuelto también al ponerse en contacto con el aire, al fluir las aguas, este oxígeno se conoce como:

a) Oxígeno Disuelto

Es un componente sumamente importante cumpliendo funciones determinantes entre las que destaca el papel fundamental que tiene para las bacterias aerobias.

b) Bióxido De Carbono.

Que resulta de la descomposición de la materia orgánica.

c) Nitrógeno.

Disuelto de la atmósfera

d) Ácido Sulfhídrico.

Que se forma por la descomposición de los compuestos orgánicos y ciertos compuestos inorgánicos del azufre.

Aunque estos gases se encuentren en pequeñas cantidades, cumplen una función importante en la descomposición y tratamiento de sólidos de las aguas residuales e indican muy significativamente el progreso de tales procesos en el tratamiento.

6.1.3.4 Composición Biológica.

Las aguas contienen también incontables microorganismos vivos, los cuales son inapreciables a simple vista.

Se trata de la parte viva natural de la materia orgánica presente en el seno del agua y cuya presencia es de vital importancia porque son uno de los motivos para el tratamiento biológico y su éxito, incluyendo la degradación y descomposición, ya que estos procesos dependen directamente de su actividad.

Los organismos se clasifican a groso modo en: bacterias y organismos vivos más complejos.

a) Bacterias

Se trata de organismos vivos, microscópicos, constan de una sola célula y su proceso vital se parece a los vegetales. Algunas son móviles otras no. Requieren alimento, oxígeno y agua. Los productos que originan son de desecho.

Bacterias Parásitas.

Viven normalmente a expensas de otro organismo vivo, llamado huésped, porque necesitan recibir el alimento ya preparado para consumirlo. Proviene en general del tracto intestinal del hombre. Si el aporte de estas bacterias proviene de deyecciones de personas infectadas con enfermedades como el tifus, disentería o cualquier enfermedad intestinal pueden producir en los huéspedes enfermedades, y se las conoce con el nombre de bacterias patógenas.

Bacterias Saprófitas.

Se alimentan de materia orgánica muerta, descomponiendo los sólidos orgánicos para obtener el sustento necesario y produciendo a la vez sustancias de desecho que consisten en sólidos orgánicos e inorgánicos.

Por esta actividad tienen gran importancia en los tratamientos ideados para facilitar o acelerar la descomposición natural de los sólidos orgánicos. Todas las bacterias parásitas o saprófitas necesitan oxígeno para su respiración, además de alimento, por ello se las llama bacterias aerobias, y el proceso de degradación que llevan a cabo se denomina *descomposición aerobia, oxidación o degradación*.

Otros tipos de bacterias no pueden existir en presencia de oxígeno disuelto, sino que tienen que obtenerlo del contenido de oxígeno de los sólidos orgánicos y algunos inorgánicos a este grupo se les conoce como *bacterias anaerobias*, y al proceso de degradación de

sólidos que llevan a cabo se denomina *descomposición anaerobia o putrefacción*, es decir, es la descomposición en ausencia de oxígeno disuelto, que da origen a olores ofensivos y condiciones desagradables.

En las complicadas reacciones que se verifican en la degradación de la materia orgánica, ciertos tipos aeróbios se adaptan por sí mismos a vivir y funcionar en ausencia de oxígeno disuelto, son las *bacterias aerobias facultativas*.

Además de alimento, oxígeno y humedad, las bacterias requieren una temperatura favorable. Son muy susceptibles a los cambios de temperatura, en lo que respecta a su velocidad de desarrollo y reproducción, lo cual es directamente proporcional a la cantidad de trabajo desarrollado que es clara y prontamente afectado por las variaciones de temperatura.

La gran mayoría de los tipos saprófitos prosperan mejor a temperaturas entre 20-40° C. Lo que se conoce con el nombre de organismos mesofílicos. Las bacterias que viven y se desarrollan mejor a altas temperaturas se denominan *termofílicas* y aquellas que prefieren las bajas de entre 0 y 5 °C *psicrófilas*.

Cuando se dan todas las condiciones ambientales, como son el abastecimiento alimenticio, el oxígeno, la humedad, la temperatura y un óptimo pH, se mantienen en forma adecuada y en cantidades suficientes para el pleno desarrollo y funcionamiento de las bacterias, la descomposición de los sólidos de las aguas residuales se lleva a cabo de manera natural y ordenada.

b) Organismos Macroscópicos.

Existen en las aguas residuales, otros organismos que son de mayor tamaño que los anteriores y de estructura compleja, también como todos los anteriores intervienen en el proceso de degradación de la materia orgánica.

Se incluyen algunas variedades de gusanos, helmintos, parásitos e insectos en diversos estados de desarrollo. Algunos residen en el ser humano y sus huevos o larvas pasan a las excretas.

Son activos aprovechando los recursos del tratamiento y otros prevalecen en corrientes altamente contaminadas por aguas fecales o desechos orgánicos.

c) Virus

Son otra forma de vida, y existe gran variedad de ellos, que también se encuentran en las aguas residuales. No tienen un papel importante en el tratamiento, sin embargo su importancia estriba en que, como las bacterias patógenas, son los agentes causales de cierto número de enfermedades en el hombre. Algunos como el Adenovirus, Enterovirus como por ejemplo el Poliovirus, el de la Hepatitis o los Rotavirus, se desarrollan en los intestinos de los humanos y son arrastrados por las materias fecales hasta las aguas a tratar.

d) Protozoos

Muchos de ellos, pueden infectar al hombre y causarle enfermedades. Sin embargo sólo tres de ellas son patógenas, y son: *Balantidium*, *Entamoeba histolytica* y *Giardia lamblia*, todos ellos producen diarreas con otras sintomatologías. Estas especies como las mencionadas anteriormente residen en los intestinos humanos y son excretadas en las heces.

6.1.4 Auto depuración y sus Procesos.

Cuando se descargan aguas negras en una corriente, continúan la degradación y la descomposición hasta completarse. Una corriente contaminada en un punto dado tenderá a volver a un estado similar al de antes de la contaminación, como resultado de la descomposición de la

materia orgánica contaminante, el factor de dilución o lo que es lo mismo la carga del vertido es de suma importancia para este proceso, que se le designa comúnmente como proceso de Autopurificación.

Se lleva a cabo por medios físicos, químicos y biológicos. Las reacciones físicas son esencialmente:

- Sedimentación del lodo suspendido, formándose depósitos que se conocen como bancos de lodos.
- Clarificación y otros efectos de la luz del sol y la reaeración.

Las reacciones químicas y biológicas son más complejas. Los organismos vivos se alimentan de sólidos orgánicos, produciendo desechos que pueden destruirlos y que al mismo tiempo sirven como alimento para los tipos que los suceden, los cuales continúan el proceso de descomposición, hasta que los complejos sólidos orgánicos quedan finalmente reducidos a sales inorgánicas estables como son los nitratos, sulfatos y fosfatos, entre otros. Estos sirven a su vez de alimento a otras formas biológicas como las algas, que durante su proceso de desarrollo y metabolismo producen oxígeno como producto de desecho, que se disuelve en el agua, agregándose al de la reaeración.

Estas reacciones hacen que el agua vuelva a una condición de relativa limpieza y puede considerarse que se ha completado la autopurificación.

El progreso de la auto depuración depende del tiempo, de la temperatura, del abastecimiento de oxígeno y de otros factores ambientales que regulan los desarrollos biológicos.

6.1.4.1 Fases De La Auto depuración.

Zona de Degradación.

La primera de estas zonas queda inmediatamente abajo del punto de contaminación y se conoce como zona de degradación.

Esta zona se caracteriza, por presentar signos visibles de contaminación, pues se presentan sólidos flotante, como fragmentos de basuras, astillas, papel o restos orgánicos. Aumenta la turbidez y el oxígeno disuelto disminuye, pero no se agota.

La fauna acuática disminuye y queda limitada a aquellas especies capaces de sobrevivir en el agua que contiene relativamente poco oxígeno disuelto.

Aunque no es visible abunda la actividad biológica. Las bacterias se presentan en gran cantidad, incluyendo las patógenas. Esta actividad microbiana va agotando el oxígeno. Si el agua se acumula, se pudre y contribuye posteriormente a la degradación de la corriente.

Zona de Descomposición

A medida que se va agotando la reserva de oxígeno disuelto, la zona de degradación se convierte en zona de descomposición, en donde se inicia la descomposición anaerobia o putrefacción.

Cuando la contaminación es intensa, esto ocurre rápidamente, con una menor descarga de aguas negras con respecto al volumen de la corriente, la aparición de la segunda zona es más lenta. Cuando el volumen de aguas negras que se descargan es muy pequeño, en comparación con la corriente, de manera que haya siempre el suficiente oxígeno disuelto para mantener la vida aerobia, no aparece en la corriente la *zona de descomposición* entonces la *zona de degradación*, se va transformando directamente en *zona de recuperación*.

Esta zona se caracteriza por el desarrollo de la descomposición anaerobia. El oxígeno disuelto está casi o totalmente agotado y ha desaparecido toda fauna acuática. El agua se vuelve negra y se producen olores ofensivos como resultado de la descomposición de los sólidos orgánicos por los organismos anaerobios. Al ir

progresando la descomposición de la materia orgánica, disminuye la cantidad de sólidos putrescibles y empiezan a disminuir de intensidad las reacciones de putrefacción. El oxígeno de reaeración iguala primero y excede después al que se va necesitando en la descomposición, existiendo algo de oxígeno y surge la zona de recuperación.

Zona de Recuperación.

Aparece el oxígeno disuelto en cantidades gradualmente mayores, los sólidos orgánicos disminuyen y presenta una apariencia favorable la corriente. Sigue habiendo microorganismo, pero en menor cantidad; se han extinguido las especies anaerobias, quedando solamente las aerobias.

Los peces pueden sobrevivir nuevamente y aparecen otras formas superiores de organismos en grandes cantidades. Continúa la sedimentación de los sólidos orgánicos formando bancos de lodo y poblándose de gusanos y larvas que son perfectamente visibles en los depósitos del fondo, contribuyendo a la ulterior descomposición.

Si en la corriente siempre existen condiciones aerobias, la *zona de recuperación*, es la que siempre sigue a la *zona de degradación*.

Zona de Agua Limpia.

En la *zona de recuperación* se ha consumado casi completamente la descomposición de los sólidos orgánicos y se hallan en mayor concentración sólidos inorgánicos estables. Entonces entra la corriente a su cuarta zona o zona final, que es la *zona de agua limpia*.

En ella, la apariencia del agua es similar a la que tenía antes de recibir el material contaminante. No hay sólidos flotantes visibles, el agua es clara, libre de materia suspendida, y recupera la transparencia. El oxígeno está cercano al punto de saturación. Hay

organismos microscópicos vivos, incluyéndose las bacterias, pero en cantidades pequeñas.

6.1.4.2 Procesos Físico-Químicos.

Cuando se abandona en la naturaleza un agua residual con materias orgánicas biodegradables, sea en reposo (lagunas), sea en movimiento mezclándolas con aguas limpias (río) se realizan como vimos en el apartado anterior una serie de procesos naturales físico-químicos y biológicos (aerobios o anaerobios), que tienen como consecuencia principal la estabilización de la materia orgánica biodegradable.

La autodepuración, es el principio básico en que se basan las distintas operaciones unitarias que se aplican en la depuración de las aguas residuales con materias orgánicas biodegradables.

En ella, tanto si se realiza en un río como cuando se utilizan las llamadas estaciones depuradoras, sean del tipo que sean, se realizan determinadas reacciones físicas y químicas que tienen gran trascendencia en el desarrollo de este proceso como son:

Dilución y Mezcla.

Tienen gran importancia, por un lado reduciendo la concentración umbral de actuación de los contaminantes nocivos, y por otro, mezclando unas sustancias con otras para facilitar las reacciones de biodegradación.

Hay que tener en cuenta, que en las estaciones depuradoras, no se realizan las reacciones de degradación completamente, de tal suerte que en las aguas tratadas va materia orgánica que o bien ya venía en ellas o son el resultado de las reacciones que durante el tratamiento se llevan a cabo.

Coagulación - Floculación.

Se llama así a la acción de aglomerarse las partículas en suspensión, coloidales o no, por adicción de determinadas sustancias llamadas coagulantes. También se llama coagulación al proceso de añadir al agua el coagulante y los reactivos químicos.

La floculación es la formación de flóculos como consecuencia de la reunión de partículas en la coagulación, mediante un proceso natural o provocado por la adición de determinados compuestos.

Este proceso se produce cuando se mezclan coloides o electrolitos de signo contrario. La capacidad de flocular está relacionada con la presencia de iones de carga eléctrica opuesta, con su valencia, etc.

Sedimentación

Se llaman sólidos en suspensión a las partículas insolubles, presentes en el seno del agua. Se dividen según su tamaño.

La acción o efecto de depositarse la materia en suspensión presente en el líquido, se denomina *sedimentación*. En ocasiones se llama así en lugar de denominarla decantación, aunque existen leves diferencias entre los dos procesos, ya que la decantación se realiza en un intervalo de tiempo más corto.

En este proceso se eliminan sustancias contaminantes llevadas en suspensión por las aguas residuales, realizando además una acción depuradora de organismos por arrastrarlos hacia el fondo.

Sorción.

Los procesos de sorción, tanto de adsorción como de absorción son muy importantes en la depuración, ya que si mediante la adsorción pueden eliminarse de la solución sustancias que actúan como conocidos venenos para la biota, lo que también ocurre con la formación de complejos, por otra parte muchas de las sustancias orgánicas contaminantes son absorbidas por los microorganismos a fin de utilizarlas de alimento.

Adsorción.

Es el fenómeno de superficie, por lo que el ión o sustancia adsorbida se sitúa en la superficie en capas mono o bimoleculares.

Absorción.

Es la capacidad que tiene un cuerpo o partícula, célula, etc. De retener en su seno las moléculas disueltas en un líquido o gas que se encuentra en contacto. En una célula, la absorción se realiza a través de la membrana celular, penetrando en el interior de la misma las sustancias absorbidas que previamente se habían disuelto.

pH.

En las aguas contaminadas pueden existir variaciones de pH como consecuencias de los vertidos, los cuales, aun después de su dilución en las aguas receptoras, introducen factores de desequilibrio en la biota.

Estas reacciones se realizan en el seno de las aguas a velocidades variables, dependiendo de la velocidad a que se realiza cada acción. Por otra parte la acidez, y alcalinidad son letales para los microorganismos.

6.1.4.3 Oxígeno – Oxidación – Reducción.

Oxígeno

La presencia de oxígeno en cantidades adecuadas en el agua, es el factor principal, aunque no único, tanto para lograr la degradación de los efluentes orgánicos como para mantener una calidad adecuada en los ríos

El oxígeno disuelto en el agua tiene su origen, bien en la fotosíntesis realizada por las plantas verdes acuáticas o en la disolución del que se encuentra en la atmósfera mezclado con el nitrógeno.

En relación con este último proceso, se sabe que una masa de agua en reposo, en contacto con el aire, disuelve éste mediante la llamada aireación natural, hasta que se establece el equilibrio entre la fase acuosa y la fase gaseosa. La velocidad con que se realiza esta disolución es muy pequeña y depende de muchos factores. Por otra parte, del proceso de la disolución del aire en el agua interesa exclusivamente la disolución del oxígeno, ya que su concentración en a misma es uno de os factores ecológicos más importantes que controlan y miden la respuesta del agua de un río ante un vertido de aguas residuales con sustancias biodegradables.

La cantidad de oxígeno disuelto en un agua da una información sobre la capacidad de auto depuración. Se puede aportar más oxígeno utilizando la agitación, de esta manera se facilita su solubilidad.

Oxidación – Reducción.

Desde el punto de vista electrónico, una oxidación es una pérdida de electrones y una reducción es una ganancia. Según esto cuerpos oxidantes son los electronegativos, capaces de captar electrones y cuerpos reductores son los electropositivos, capaces de ganarlos.

Son numerosas las reacciones redox que se realizan en la aguas y que contribuyen de manera decisiva a comunicar una determinada calidad a las mismas. Así, el desarrollo de la vida en el agua se produce, directa o indirectamente, como consecuencia del proceso de la fotosíntesis, provocada por la energía solar, que por otra parte es causa principal de que en las aguas existan unas condiciones, que en muchos casos, están alejadas del equilibrio.

Los organismos, actúan como mediadores en las transferencias de electrones entre las sustancias oxidantes y las reductoras. De aquí, que en sus actividades no fotosintéticas, los organismos sólo pueden actuar en aquellas reacciones termodinámicas posibles, es decir, aquellas que se dirigen a disminuir la energía libre.

Por un lado tenemos que a fotosíntesis con su acción reductora y la respiración, fermentación, etc. con sus acciones oxidantes, muestran que para presentar adecuadamente los sistemas ecológicos presentes en las aguas naturales, se debe pensar en sistemas dinámicos, en un "orden por fluctuaciones" más que en un sistema de equilibrio, ya que los sistemas dinámicos describen más adecuadamente el flujo de energía libre absorbida de las radiaciones luminosas y liberada en las redox.

6.1.4.4 Nutrientes

Dos de los más importantes contaminantes de las aguas residuales con materias orgánicas biodegradables, que permanecen después de su depuración y que su control es imprescindible si se quiere evitar la eutrofización, son el nitrógeno y el fósforo, que junto con el carbono, constituyen los elementos básicos para el desarrollo de la vida.

Carbono

Es el elemento que forma parte de todos los compuestos orgánicos, vivos y muertos, lo que hace que tenga gran

importancia en los fenómenos que se desarrollan en el agua.

Los componentes orgánicos que forman las aguas negras están constituidos por diversos compuestos, en todos los cuales interviene el elemento carbono en combinación con el hidrógeno, oxígeno, azufre, nitrógeno, fósforo y otros. Estos compuestos sirven para formar los productos orgánicos vegetales y animales.

En la descomposición aerobia, el oxígeno se combina con esos elementos para formar productos de oxidación de los mismos. En particular el carbono, se transforma en anhídrido carbónico, es el más importante como fuente inorgánica de carbono para los microorganismos.

Algunos protozoos de género *Pseudomonas* son capaces de utilizar, como fuente de carbono más de 100 tipos de moléculas orgánicas diferentes, aunque para la mayor parte de los microorganismos, una simple fuente de carbono es suficiente.

Nitrógeno.

Este elemento, se encuentra tanto en ambientes acuosos como aéreos o en el suelo bajo diversos tipos de compuestos. Los compuestos nitrogenados están en los desechos domésticos y agrícolas y los inorgánicos en ciertos desechos industriales y fertilizantes.

En un agua residual, se encuentra, además del nitrógeno molecular disuelto, los compuestos nitrogenados inorgánicos siguientes: amoníaco, nitritos, nitratos, y moléculas orgánicas nitrogenadas. En general, se vierten alrededor de 13 a 15g por habitante y día en sus distintas formas.

Este nitrógeno presente en aguas residuales urbanas, se encuentra principalmente, en forma de ión amonio, urea, ácido úrico, proteínas, azúcares aminados, aminas, etc. Su fuente principal se encuentra en la orina, en especial bajo forma amoniaca u orgánica.

Nitrógeno Orgánico.

Es transformado a ión amonio por la acción de un determinado grupo de bacterias. Las proteínas se degradan para formar aminoácidos como consecuencia de la actividad de los microorganismos denominados *proteolíticos*, mientras que la degradación de los aminoácidos para formar amonio la realizan los organismos *amonificantes*.

El compuesto orgánico con más nitrógeno es la urea, siendo hidrolizada por la encima ureasa, presente en el agua residual a amoniaco y anhídrido carbónico, esta reacción es tan rápida que en ocasiones se produce en las aguas residuales antes de que estas lleguen a la estación depuradora.

Nitrógeno Amoniaca.

Resulta de la reducción de las sustancias orgánicas e inorgánicas nitrogenadas, proviniendo, bien del nitrógeno atmosférico por fijación química, por putrefacción de las proteínas animales o vegetales mediante acción bacteriana o por reducción de los nitritos.

A nivel de una estación depuradora por vía biológica, la principal transformación de la forma de nitrógeno se hace mediante la asimilación. Esta asimilación utiliza, en primer lugar, las formas orgánicas de nitrógeno y después las

amoniacaes, siendo el nitrógeno transformado en nuevas células, cuya fórmula media es $C_5H_7NO_2$.

A la salida de una estación depuradora biológica, una parte del nitrógeno orgánico habrá desaparecido del efluente estabilizado, encontrándose éste en forma esencialmente amoniacal con una débil cantidad de nitrógeno nítrico. En el caso de un tratamiento de aguas residuales urbanas, los vertidos de las mismas contienen, normalmente de 20 a 50 ppm de amoniaco. Se puede deducir, que la polución nitrogenada se encuentra, esencialmente en la fracción disuelta, ya que los iones amonio y nitrato son muy solubles.

Nitratos y Nitritos

Los nitratos, son utilizados por los organismos inmediatamente, tendiendo a desaparecer en medios reductores por formase nitritos y amonio. Los nitritos, pueden estar presentes en la aguas o bien por oxidación del amoniaco, o por reducción bacteriana o no, de los nitratos.

Fósforo

Es otro de los elementos que juega un papel imprescindible en el desarrollo de la vida en el seno del agua, ya que si por una parte es imprescindible para el desarrollo de la misma, por otra, cuando su concentración aumenta, actúa de inhibidor del desenvolvimiento de ciertas especies. Es un factor importantísimo en el fitoplancton, pero así como para el carbono y nitrógeno existen mecanismos externos que regulan su concentración en el agua, no ocurre lo mismo con el fósforo, ya que éste no tiene ciclo atmosférico, debido a su baja tensión de vapor.

Los fosfatos pertenecen a un grupo de sustancias nutritivas, las cuales son frecuentemente el factor limitante en los procesos de fotosíntesis. Interfieren en la coagulación en los tratamientos de aguas residuales.

Las fuentes de fósforo en aguas residuales son:

1. Descomposición de organismos vivos
2. Procedentes de industrias fertilizantes y acabados de metales.
3. Inhibición de las incrustaciones en calderas, circuitos de enfriamiento e inhibidor de la corrosión.
4. Detergentes, tanto de uso doméstico como industrial

En general, el contenido de fósforo de las aguas residuales de origen doméstico procede en partes aproximadamente iguales, de los residuos humanos y de los detergentes.

Los compuestos de fósforo que están en las residuales son de tres tipos: ortofosfatos, polifosfatos y fósforo orgánico.

Azufre.

El azufre, no es soluble en agua, encontrándose raras veces como azufre coloidal, como consecuencia de la reducción de los sulfatos o de la oxidación de los sulfuros.

Los compuestos que se encuentran en disolución en el agua son: hidrógeno sulfurado y sulfuros, sulfitos, tiosulfatos y los sulfatos.

La vida animal a través de sus productos de desecho y muerte, acaba en materia muerta, la cual, mediante una degradación, produce otra vez hidrógeno sulfurado y azufre, a partir de los cuales se vuelve a formar el ión sulfato, iniciándose así el ciclo.

El sulfuro de hidrógeno, sólo se encuentra donde se puede formar, cuando las condiciones del medio sean favorables, es decir, en medios reductores en que los sulfatos pasan a sulfuros por acción de las bacterias sulforreductoras, en las aguas negras. En ellas, el ácido sulfhídrico presente es el resultado de la descomposición anaerobia de los compuestos que contienen azufre como la cistina, cisteína, metionina, etc.

6.1.4.5 Procesos Biológicos.

Se llama autodepuración biológica al conjunto de reacciones biológicas que se realizan en el seno de las aguas contaminadas, como consecuencia de la actividad de los organismos presentes en ellas. La realización de estas reacciones trae como consecuencia la eliminación de determinados compuestos contaminantes mediante su oxidación, produciendo energía y biomasa.

6.1.5 Necesidad de Tratar las Aguas Residuales.

El problema de disponer de las aguas negras fue imponiéndose debido al uso del agua para recoger y arrastrar los productos de desecho de la vida humana. Antiguamente, los volúmenes de desecho, sin que el agua sirviese de vehículo, eran muy pequeños y su eliminación se limitaba a los excrementos familiares o individuales, pero en la actualidad los volúmenes de aguas negras y residuos sólidos e industriales son de gran importancia y si no son tratados adecuadamente la contaminación que producen en el medio receptor es obvia, pero tiene el agravante de incorporarse a cualquier ciclo vital, expandiéndose a zonas alejadas del punto de vertido o contaminando acuíferos siendo su recuperación casi imposible.

Los objetivos que hay que tomar en consideración el tratamiento de aguas negras incluyen:

- 1º La conservación de las fuentes de abastecimiento de agua para uso doméstico.
- 2º La prevención de enfermedades

- 3° Prevención de molestias
- 4° Mantenimiento de aguas limpias para el baño y otros propósitos recreativos.
- 5° Mantener limpias las aguas que se usan para la propagación y supervivencia de los peces.
- 6° Conservación del agua para usos industriales y agrícolas.
- 7° Prevención del azolve de los canales navegables.
- 8° Infraexplotar los recursos naturales.

Una planta de tratamiento de aguas negras se diseña 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 siguen estrechamente los lineamientos de los de autodepuración de una corriente determinada. Los dispositivos para el tratamiento solamente localizan y limitan estos procesos a un área adecuada, restringida y 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 cantidad de sólidos acarreados
- 2° Los objetivos que se propongan en el tratamiento.
- 3° Capacidad de la planta para reducir los sólidos.

La eliminación de los sólidos flotantes por medio de coladeras, es aconsejable en los casos en que las aguas negras se descarguen en las aguas costeras. Sin embargo, puede ser necesario eliminar una alta proporción de sólidos suspendidos, descomponer los sólidos orgánicos disueltos y destruir los organismos patógenos, antes de que se descargue a un río que ha de utilizarse aguas abajo como fuente de abastecimiento público.

Un tratamiento adecuado, previo a la disposición, para alcanzar ciertos objetivos, es imprescindible, pero un tratamiento exagerado es una extravagancia injustificable.

6.1.6 Reutilización de las Aguas Residuales

El reutilizar las aguas depuradas es una alternativa para no sobreexplotar los recursos hídricos naturales, sin embargo este tipo de técnicas son aún muy nuevas y se debe de ser muy cauteloso.

Antes de destinar un agua residual a cualquier uso, se debe de conocer la calidad del efluente del agua residual que es necesaria para tal uso, es decir, un agua residual dependiendo del receptor o del uso que se le vaya a dar puede salir de la planta con mayor o menor carga contaminante que desaparecerá con la propia autodepuración del ciclo, una vez que se incorpore a él.

Normalmente, esta agua se destina a regadíos, con lo cual es imprescindible un control exhaustivo del efluente, ya que ciertos contaminantes que pueden estar presentes como los bioacumuladores o los tóxicos pueden pasar a las cadenas tróficas, en el caso por ejemplo de regar leguminosas con ellas.

6.1.6.1 Utilización de las Aguas Residuales para Riego.

El riego con aguas residuales puede afectar directa o indirectamente al crecimiento de las plantas debido a las posibles características indeseables comunicadas al agua por los contaminantes.

Es posible que alguno de estos contaminantes pueda mejorar la calidad del agua si la relación de cationes se cambia favorablemente o si se adicionan el agua original constituyentes necesarios para las plantas.

Los contaminantes de las aguas pueden ser orgánicos e inorgánicos. Entre los primeros se incluyen un número extenso de compuestos orgánicos y entre los segundos están los que actúan incrementando la presión osmótica de la solución o los que pueden actuar específicamente como tóxicos. Además se incluyen como contaminantes ciertas materias insolubles presentes en suspensión, parásitos, aguas radiactivas, etc.

Todos los contaminantes pueden ser agrupados, de acuerdo con la forma que afectan a las plantas, en los principales tipos de acción:

1. Acción osmótica.
2. Empeoramiento del suelo.
3. Acción fitotóxica.
4. Paso de componentes tóxicos a la cadena trófica.

6.2 TRATAMIENTOS FÍSICO-QUÍMICOS.

6.2.1 Pretratamiento

Toda planta depuradora de aguas residuales urbanas, debe de poseer un conjunto de elementos tanto dinámicos como estáticos que sean capaces de eliminar aquellos sólidos de tamaño sea considerable evitando así su paso a las siguientes fases del tratamiento con el fin de que no obstruyan el proceso.

Así pues, se puede afirmar que el conjunto de operaciones que constituyen el pretratamiento en las depuradoras de aguas residuales urbanas tiene dos objetivos:

- 1º Eliminar la contaminación que concierne a sólidos gruesos y finos.
- 2º Proteger los procesos de depuración que siguen, así como la propia instalación.

En este capítulo, se estudiará de forma somera cada uno de los elementos y el tratamiento primario más característico de las aguas urbanas domésticas.

Dentro de estos elementos, está el caudalímetro, cuya función es dar a conocer en todo momento la cantidad de agua que está pasando a depurar.

Este instrumento se debe de colocar después de las rejas o tamices para evitar que los sólidos aumenten el volumen del caudal que en realidad se va a tratar.

Esquemáticamente la secuencia quedaría:

ALIVIADERO → REJAS → CAUDAL → DESARENADO →
DESENGRASADO → ELIMINACIÓN DE PRODUCTOS SEPARADOS EN
EL PRETRATAMIENTO.

6.2.1.1 Aliviadero.

El agua en exceso, que transporta la conducción de entrada a la planta depuradora, por lluvias generalmente debe ser eliminada antes de la entrada de agua a la depuradora. Ellos pueden ser:

- Aliviaderos o vertederos laterales, transversales o de salto.
- Vertederos o tabiques deflectores y
- Sifones aliviadero.

6.2.1.2 Desbaste.

En esta operación se separan de las aguas residuales, los cuerpos de mayor tamaño, flotantes o en suspensión, lo cual se consigue mediante rejas construidas con barras paralelas que se colocan en el canal de entrada de la depuradora. Se limpian o bien manual o mecánicamente.

La velocidad de paso del agua, debe ser tal que al detenerse en la reja las materias en suspensión, no se produzca una pérdida de carga muy grande ni un estancamiento en la parte anterior de los barrotes.

En casos particulares, se pueden sustituir las rejas por tamices a fin de eliminar partículas más pequeñas. Estos suelen tener una abertura libre de la malla.

Con un desbaste adecuado, se consigue evitar depósitos posteriores y por tanto obstrucciones en la conducciones de la estación depuradora, aumentando la eficiencia de la depuración y evitando paradas no deseadas.

6.2.1.3 Dilaceración.

Tiene por objeto el triturar y fragmentar mecánicamente las materias sólidas llevadas por el agua, a fin de obtener unos sólidos de tamaño de partícula aceptable para los equipos que se encuentran en las siguientes fases de la depuración.

Los dilaceradores, que ocupan la anchura del canal receptor de la planta, como equipos de trituración y fragmentación mecánica, realizan su trabajo por medio de un juego de cuchillas. Se suelen montar en paralelo con una reja, para que en caso de avería pueda seguir funcionando la planta.

Se debe prestar una atención especial al funcionamiento de los dilaceradores, por la facilidad con que se obstruyen con las grasas y aceites que llevan las aguas a depurar, debido a la acumulación de masas formadas por los lodos, fibras, textiles, etc.

6.2.1.4 Desarenado.

Las aguas residuales, contienen, cantidades relativamente grandes de sólidos inorgánicos como arenas, cenizas y grava, a los que generalmente se les llama arenas. La cantidad es muy variable y depende de muchos factores; principalmente de si el alcantarillado colector es del tipo sanitario o combinado.

Las arenas pueden dañar las bombas por abrasión y causar serias dificultades operatorias en los tanques de sedimentación y en la digestión de los lodos por acumularse alrededor de las salidas causando obstrucciones.

Por esta razón es práctica común eliminar este material por medio de las cámaras desarenadoras. Estas se localizan antes de las bombas o de los desmenuzadores y si su limpieza es correcta, deben ser precedidas por cribas de barras y rastrillos gruesos.

La velocidad debe disminuir para que se depositen los sólidos inorgánicos pesados manteniéndose en suspensión el material orgánico.

6.2.1.5 Desengrasado.

La eliminación de grasas y aceites se hace aprovechando la menor densidad de los mismos, lo que provoca que suban a la superficie y floten al reducir la velocidad de las aguas residuales. Esta reducción de la velocidad se realiza en reactores provistos de dispositivos que permiten la retirada de la mayor parte de las grasas llevadas por las aguas residuales.

Las presencias de grasas y aceites son perjudiciales, ya que obstruyen las rejillas finas, pudiendo formar, si es grande la concentración, capas superficiales que pueden dificultar la

sedimentación. Así mismo, ralentizan la transferencia de oxígeno a los lodos activados.

El tiempo de permanencia del agua es de 10 a 15 minutos a caudal medio. En estas condiciones, puede conseguirse una eliminación del 80% d las materias grasas. Puede ser necesario el empleo de un desengrasador separado cuando la calidad del agua bruta exige la eliminación de gran cantidad de grasa. En este caso se calcula la zona tranquila para una velocidad ascensional de 15 a 20 m/h.

6.2.1.6 Eliminación de los Productos Separados en el Tratamiento.

Los materiales separados de las aguas residuales a depurar, en las operaciones unitarias del pretratamiento, están formados por plásticos, trozos de madera, arenas, gravas, etc. todas estas impregnadas de aguas residuales que llevan, en suspensión y disueltas, sustancias orgánicas inestables, que al descomponerse producen olores desagradables. De aquí que estos materiales deban recogerse periódicamente en contenedores cerrados y enterrarlos o incinerarlos.

6.2.2 Tratamiento Primario

Este tratamiento tiene como misión la separación de los sólidos orgánicos e inorgánicos sedimentables, no retenidos en el pretratamiento, mediante el proceso físico de la sedimentación. Esto se consigue mediante la reducción de la velocidad de la corriente de agua a depurar. Las alcantarillas se construyen para mantener una velocidad de unos 60cm/seg. La cual es apropiada para arrastrar con las aguas negras todos los sólidos y prevenir que se depositen en las líneas del alcantarillado.

Los principales dispositivos para el tratamiento primario son los tanques de sedimentación, algunos de los cuales tienen también la función adicional de servir para la descomposición de los sólidos orgánicos sedimentados, conociéndose esta operación como digestión de lodos.

6.2.2.1 Sedimentación Simple.

Se lleva a cabo en tanques cuya función principal consiste en separar los sólidos sedimentables de las aguas negras, mediante el proceso de sedimentación. Los sólidos asentados se substraen continuamente o a intervalos frecuentes, para no dar tiempo a que se desarrolle la descomposición con formación de gases. Se ahí pasan los sólidos a otras unidades.

Los sólidos pueden irse acumulando por gravedad, en una tolva o embudo, o hacia un punto más bajo del fondo del tanque, de donde se bombean o descargador la acción de la presión hidrostática. No obstante, este método ha sido reemplazado por el uso de equipos mecánicos para recolectar los sólidos en la tolva o embudo, de donde son descargados por bombeo. Los tanques que tienen equipo mecánico para la recolección de los sólidos se conocen como tanques de sedimentación simple.

Eficiencia De Los Tanques De Sedimentación Simple.

En este proceso, debe esperarse que los resultados sean similares. Deben por lo tanto eliminarse cerca del 90-95% de sólidos sedimentables, o sea un 40-60% de los sólidos suspendidos totales de las aguas negras. La DBO debe disminuir en un 25-35%. Desde luego estas cifras son orientativas y no pueden aplicarse a casos especiales. Las aguas negras cuyo contenido en sólidos sea alto, pueden presentar un mayor porcentaje de eliminación por sedimentación, que otras aguas con un bajo contenido de sólidos suspendidos en el efluente del primer caso.

Así mismo debe esperarse un mayor porcentaje de eliminación en un tanque en el cual se traten aguas negras frescas, que en otro en el que se traten las mismas aguas negras después de que se hayan vuelto sépticas, debido a que los sólidos de las aguas sépticas ya han sido descompuestos o desintegrados por la acción bacteriana durante un tiempo.

La cantidad y composición de los desechos industriales, es también un factor importante que influye sobre el porcentaje de eliminación de sólidos suspendidos y sobre la DBO en los tanques de sedimentación primaria.

Sedimentación Simple con Limpieza Mecánica.

Estos tienen que establecer y mantener registros adecuados sobre el plan de trabajo del equipo de limpieza mecánica y de la descarga de lodos del tanque, son los factores más importantes en la operación. Deben determinarse para cada planta. En la mayoría de las plantas los mecanismos colectores se hacen funcionar durante dos o hasta ocho horas al día, según el tamaño de la planta y la cantidad de lodos que se acumulen. Muy a menudo, trabajan continuamente los mecanismos de los tanques circulares. Deben estar funcionando el tiempo suficiente para prevenir una acumulación de sólidos en el fondo del tanque. Si se dejan acumular los sólidos en el tanque, se crea una carga indebida en el mecanismo, lo cual puede dañar al equipo.

Los sólidos también pueden descomponerse en el tanque de sedimentación resultando la correspondiente producción de gases y algo de lodos flotantes. Antes de que se descarguen los lodos del tanque, hay que hacer funcionar el mecanismo durante un tiempo suficiente, para tener la seguridad de recolectar satisfactoriamente los sólidos sedimentados en la tolva de lodos.

Los lodos deben descargarse del tanque cuando menos una vez al día. No se considera como buena práctica el descargar lodos que contengan una cantidad excesiva de agua, pues ésta ocupa lugar en el espacio de almacenamiento de lodos y consume calor en los tanques de digestión. Si se mantiene una capa de lodos de 30 a 45cm en la tolva de lodos y se bombean cantidades cortas a intervalos frecuentes y a baja velocidad, será más fácil lograr una

alta concentración de sólidos en los lodos. La bomba de lodos debe tener un muestreador, para que se tenga una guía de la operación.

Las natas y las grasas deben eliminarse diariamente de la superficie del tanque. La mayoría de los colectores mecánicos arrastran estos materiales a una tolva para grasas, de donde fluyen hacia un depósito de grasas para que se disponga de este material por bombeo, o pasándolo al tanque de digestión, o de otra manera.

Cuando hay más de un tanque, una distribución deficiente provoca con frecuencia una operación también deficiente. El operador debe vigilar en estos casos sus instalaciones para comprobar que cada tanque, reciba su carga correspondiente.

Cuando se observa que un tanque recibe mayor o menor carga de la que le corresponde, hay que revisar los dispositivos de alimentación para determinar la manipulación que deba hacerse a fin de igualar los gastos en los tanques. Deben revisarse los niveles de los vertederos de los efluentes, pues los vertederos desnivelados pueden dar lugar a que haya más corto circuitos y exista una distribución dispereja del flujo. Cuando se necesite bobear un tanque de sedimentación, conviene que el flujo sea lo más constante posible para lograr los mejores resultados.

El operador tendrá siempre presente que el equipo mecánico requiera atención y mantenimiento. Las partes móviles deben mantenerse lubricadas reemplazando las partes débiles o gastadas. La mejor regla consiste en seguir rígidamente el instructivo que proporciona el fabricante del equipo.

Las *ventajas*, que presenta el sistema descrito con digestión de lodos por separado son:

- 1º El tratamiento de los lodos en tanques por separado, especialmente en los tanques provistos de calentamiento, hace que se pueda controlar mejor el proceso de digestión.

2º Es menor el costo de construcción especialmente para la unidades grandes.

Sin embargo, estos tanques requieren mayor tiempo y competencia que el tanque Imhoff, debido, a que hay que poner más atención en la operación y en el cuidado y mantenimiento del equipo mecánico.

6.2.2.2 Flotación con Aire.

Este proceso se utiliza en los tratamientos de aguas residuales, con el fin de eliminar sólidos en suspensión con una densidad próxima a la del agua, así como para aceites y grasas.

La separación se realiza introduciendo o formando burbujas de aires muy finas en el agua a tratar, éstas se fijan a la materia particulada haciéndola flotar, una vez en la superficie, son retiradas mediante los mecanismos oportunos, suelen tratarse de rasquetas móviles que las empujan hacia un lado para ser retiradas.

El rendimiento del sistema se da por la relación entre los Dulos de aire utilizado y los Kilos de sólidos eliminados. Varía entre 0,005 y 0.06 en la flotación por aire disuelto.

Según la forma de producir e introducir las burbujas de aire se pueden distinguir tres sistemas:

a) Aireación a Presión Atmosférica

Consiste en la introducción directa en el agua residual de pequeñas burbujas de aire mediante difusores situados en el fondo del tanque de flotación.

El rendimiento en eliminación de sólidos en suspensión es bajo, no así la eliminación de grasas y aceites.

b) Flotación por Aire Disuelto.

Se efectúa sometiendo el líquido a tratar a una presión de 3 ó 4 Kg./cm² en presencia de aire hasta conseguir la saturación, esta operación se realiza en un tiempo de 1 a 5 minutos, por medio de una válvula reductora de presión, el agua a presión y saturada de aire se envía al tanque donde se va a realizar la flotación, formándose a lo largo de toda la masa una gran cantidad de burbujas, que se fijan a las materias a eliminar (sólidos en suspensión, grasas, y aceites) hasta que son arrastrados a la superficie, donde un sistema de barrido superficial los retira.

El líquido clasificado es extraído por la parte superior protegiendo su salida con placas deflectoras para que eviten la salida de flotantes.

Los sólidos sedimentados en el fondo del tanque son eliminados por la parte inferior. Este es el procedimiento más utilizado de los sistemas de flotación.

c) Flotación Por Vacío.

El agua a tratar, se satura bien por inyección de aire en la succión de la bomba o en el propio tanque de flotación. En condiciones de vacío la solubilidad del gas en el líquido disminuye, formándose una gran cantidad de burbujas que arrastran a los sólidos y grasas a la superficie. La unidad de vacío es un tanque cilíndrico con 20-25 mm de Hg de presión.

6.2.2.3 Tratamiento Químico.

El tratamiento químico se suele considerar como un tratamiento intermedio, porque los resultados que se obtienen con él son mejores que los del tratamiento primario común, pero no tan buenos como los de un tratamiento secundario.

Es uno de los métodos más antiguos de tratamiento de aguas negras, y aunque caído en desuso se volvió a emplear nuevamente en los años 30-40.

A pesar de esto, su uso se ha restringido a casos muy especiales, debido al progreso de los métodos de tratamiento secundario, a la supervisión que se requiere, al costo de reactivos y a las cantidades excesivas de lodos .

Tienen aún aplicación en el tratamiento de desechos industriales que no son fácilmente atacables biológicamente y en donde las condiciones de las aguas receptoras exigen periódicamente un mayor grado de tratamiento que en el tratamiento primario común, pero que no justifican un tratamiento secundario.

Este tratamiento consiste en agregar uno o más reactivos a las aguas para producir un flóculo, que es un compuesto químico (en este caso ya que también se habla de flóculos bacterianos), insoluble que absorbe la materia coloidal envolviendo a los sólidos suspendidos no sedimentables y que se deposita rápidamente. La substancia química que se precipita, también se disocia o ioniza en las aguas negras.

Los reactivos que más se emplean son:

- Sulfato de aluminio o alumbre
- Sulfato ferroso con cal o el Sulfato férrico y
- Cloruro férrico con o sin cal

Una planta de tratamiento químico tiene usualmente las características siguientes:

1º Dispositivos preliminares, como son las cribas, los desarenadores y otros elementos que componen el pretratamiento.

2º Alimentadores de reactivos

- 3° Unidades mezcladoras
- 4° Tanques de floculación
- 5° Tanques de sedimentación.
- 6° Mayores recursos para el tratamiento y disposición de los lodos

De todo este proceso, en la depuración de aguas residuales domésticas, básicamente las operaciones que destacan y son más frecuentes son las de *Coagulación-Floculación*.

Coagulación.

Es el fenómeno de desestabilización de las partículas coloidales, que puede conseguirse especialmente a través de la neutralización de sus cargas eléctricas con un coagulante.

Floculación.

Se trata de la agrupación de las partículas descargadas, al ponerse en contacto unas con otras, esta agrupación es favorecida por algunos productos llamados floculantes. Los flóculos son retenidos en una fase posterior del tratamiento.

Las partículas coloidales están cargadas eléctricamente y, por lo tanto, debido a la repulsión entre las cargas del mismo signo, evitan su agregación y posterior sedimentación, por lo que la coagulación es la primera fase en la eliminación de los coloides cargados eléctricamente.

Es preciso que para realizar estas operaciones se efectúen ensayos en el laboratorio para determinar que substancias dan lugar a la coagulación y a la floculación de la mejor forma posible.

Como la neutralización de los coloides es el principal objetivo que se pretende en el momento de la introducción del coagulante, es necesario que el reactivo empleado se difunda con la mayor rapidez posible, ya que el tiempo de coagulación es muy corto. (1seg).

Para mezclar los reactivos con el agua residual, en ocasiones se emplea la turbulencia producida por un vertedero, pero lo normal es emplear un sistema que permita una mezcla rápida. Los tiempos de residencia en los tanques de mezcla oscilan entre 0.5 y 3 minutos.

Una vez rota la estabilidad con la coagulación se han formado una serie de flóculos pequeños, cuyo tamaño es necesario aumentar mediante:

1. Una agitación homogénea y lenta.
2. El empleo de floculante.

El tiempo de retención en el tanque floculador puede ser de 10 a 30 minutos y la agitación con agitadores de velocidades periféricas de 0.3 a 0.9m/s.

6.2.2.4 Tanques Sépticos.

El tanque séptico fue uno de los más antiguos dispositivos de tratamiento primario que se usaron. Está diseñado para mantener las aguas negras a una velocidad muy baja y bajo *condiciones anaerobias*, por un período 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, produciéndose 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 en una condición séptica que dificulta el tratamiento secundario.

Este tratamiento ha de ir precedido de una recogida de la grasa y aceites que pueden influir negativamente en su funcionamiento además de un desbaste.

Pueden ser tratamientos aislados, o pueden llevar detrás de ellos algún proceso aerobio que lo complemente.

Es fácil de construir y de explotar. Se obtienen buenos resultados si está bien construida y se cuida de verter a ella ningún vertido que no sea orgánico. Los tanques sépticos ya no se usan, excepto en instalaciones pequeñas, como por ejemplo urbanizaciones ajardinadas, o en casas unifamiliares. rurales.

6.2.2.5 Tanques De Doble Acción.

Estos tanques se idearon para corregir los dos defectos principales del tanque séptico, en la forma siguiente:

- 1º Impedir que los sólidos que se han separado de las aguas negras se mezclan nuevamente con ellas, permitiendo la retención de estos sólidos para su descomposición en la misma unidad.
- 2º Proporcionar un efluente adaptable a un tratamiento ulterior.

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

El Dr. Karl Imhoff fue el primero que diseñó el tan conocido y profusamente usado tanque de doble acción que se conoce como *tanque Imhoff*.

Puede ser rectangular o circular y se divide en :

- 1º Sección superior que se conoce como *cámara de derrame continuo*.

- 2° Sección inferior que se conoce como *cámara de digestión de lodos*
- 3° Respiradero y cámara de natas.

Durante la operación todas las aguas negras fluyen a través del compartimiento superior. Los lodos se depositan en el fondo de este compartimiento, que tiene pendientes. Una de las partes inclinadas del fondo se prolonga haciendo de trampa para que los gases y 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.

6.3 TRATAMIENTO BIOLÓGICO.

6.3.1 Introducción

En este sistema, la mayor parte de los compuestos orgánicos disueltos y algunos de los coloidales, permanecen en las aguas después de los anteriores tratamientos ya expuestos, por ello, son metabolizados por los microorganismos en otros más simples y estables, y como última meta en anhídrido carbónico y agua. A la vez una fracción de los compuestos orgánicos metabolizados son convertidos en masa celular, que se separará de la corriente de agua residual por sedimentación.

Este proceso se denomina biológico, por ser efectuado por microorganismos vivos presentes en las aguas, consiguiendo disminuir la materia orgánica biodegradable disuelta y muchos de los sólidos en suspensión coloidales.

Como en todo proceso biológico transcurre en dos fases:

- 1° Transformación de una parte de la materia orgánica en nuevas células, cuya fórmula empírica es $C_5H_7NO_2$.

2º Oxidar parte de la materia orgánica obteniendo la energía necesaria para realizar, los microorganismos, sus funciones vitales.

De todos los sistemas biológicos utilizados para la depuración de aguas residuales urbanas, el más extendido es el que se conoce con el nombre de *lodos activos*.

6.3.2 Depuración Biológica por Lodos Activos.

El lodo activado es un sistema ecológico formado por diferentes tipos de microorganismos unidos a materiales inertes, orgánicos e inorgánicos.

El procedimiento consiste, en realizar en un reactor o tanque de aireación una mezcla íntima entre el agua residual, el lodo bacteriológicamente activo y el oxígeno necesario para el mantenimiento de la fauna aerobia. Esta mezcla se logra por insuflación de aire o por agitación mecánica.

Por ello se introducen las aguas residuales, con materia orgánica biodegradable, en un reactor donde se mantiene, en suspensión, un cultivo bacteriano aerobio, el cual lleva a cabo la biodegradación de la materia orgánica. El oxígeno que se necesita para crear el medio aerobio se aporta por medio de difusores o aireadores, que a su vez, sirven para mantener el líquido mezclado en un régimen de mezcla completa. Después de un período determinado de tiempo, la mezcla del agua residual con los microorganismos nuevos y viejos y los sólidos en suspensión (licor de mezcla), se lleva a un sedimentador secundario, donde se separarán los flóculos del agua residual depurada. Una parte de los lodos activos, se devuelven al reactor biológico para mantener una concentración adecuada de organismos en el reactor, mientras que otra parte es separada del sistema.

El fundamento de esta depuración se basa en la tendencia coagular que tienen los coloides presentes en las aguas residuales, cuando son sometidas estas aguas, durante algún tiempo, a la inyección de aire finamente dividido.

Para la formación de lodos activos es necesario, fundamentalmente, suministrar *oxígeno*, por lo que éste es un factor *imprescindible* en el proceso.

6.3.2.1 Materia Orgánica Contaminante

Es imprescindible para llevar a cabo un óptimo funcionamiento de una planta depuradora de lodos activos, conocer la carga de materia orgánica contaminante, ya que es el sustrato para los microorganismos. En el proceso de lodos activos, las bacterias, que es el grupo presente más numeroso, son causantes de la biodegradación de la materia orgánica contaminante. En el reactor biológico, parte de la materia orgánica, disuelta en el agua residual, es utilizada por las bacterias facultativas o aerobias con el fin de obtener energía para la síntesis de nuevas células. En realidad, solo una parte de la materia orgánica es oxidada a compuestos de bajo contenido energético, tales como nitratos, sulfatos, anhídrido carbónico, etc. El resto es usado para sintetizar la materia celular.

La eliminación de la materia orgánica de un agua a tratarse en este proceso, se produce en dos fases:

- 1º Eliminación grande de la materia orgánica en suspensión y coloidal.
- 2º Biodegradación de la materia orgánica disuelta.

Esta reducción de materia orgánica, se logra por varios mecanismos, los cuales dependen de las características físicas y químicas de la materia a depurar.

Los mecanismos son:

- 1º Eliminación de la materia en suspensión por englobamiento en el flóculo biológico.

- 2º Eliminación de la materia coloidal por adsorción físico-química sobre el flóculo.
- 3º Absorción de las sustancias solubles por los microorganismos.

El buen funcionamiento de una estación depuradora de lodos activos exige que en el reactor biológico se logre, lo más correctamente posible:

- Aumento en la compactación de los sólidos en suspensión.
- Crecimiento adecuado de flóculos.
- Estabilización rápida de la materia orgánica

Hay que subrayar que uno de los factores esenciales para lograr la máxima eficacia en el proceso biológico de la depuración por lodos activados, es la existencia de una floculación efectiva seguida de una rápida sedimentación y consiguiente compactación del flóculo.

La floculación, por sí misma, no garantiza que esto suceda, ya que depende de la densidad del lodo activado. Por esto, es preciso mantener en éste proceso de depuración unas condiciones que faciliten la formación de un lodo de gran densidad.

El rendimiento de la depuración de lodos activos está influido por:

- Disolución y difusión del oxígeno en el agua a tratar.
- Homogeneización de las aguas residuales
- Absorción del sustrato soluble por el flóculo.
- Difusión del sustrato soluble en el flóculo.
- Metabolismo de los microorganismos.
- Floculación biológica.
- Respiración endógena de las células
- Liberación del anhídrido carbónico de la masa de células activas.
- Destrucción o descomposición de las células muertas.

6.3.3 Etapas del Proceso de Lodos Activos.

La depuración biológica residual, por lodos activos, se realiza en dos etapas:

- 1º Una parte de la materia orgánica disuelta se oxida para obtener la energía imprescindible para formar nuevas células.
- 2º Las bacterias se apelotonan en flóculos, susceptibles de ser eliminados por sedimentación.

Por ello, se pueden distinguir en el proceso dos acciones:

- A. Acción asimiladora real, por parte de los microorganismos, común en todos los procesos biológicos.
- B. Acción clarificadora del flóculo, absorbiendo las sustancias presentes en suspensión coloidal.

La acción depuradora de los microorganismos se limita además de biodegradar una parte de las materias disueltas, a eliminar los sólidos en suspensión, transfiriendo la contaminación y su problema a los ingentes volúmenes de lodos activados producidos y al consiguiente destino de los mismos, es decir que en una estación depuradora es efectiva únicamente para biodegradar partículas, fácilmente biodegradables, de un tamaño un poco superior a 20 micras, debido a que el tiempo que tardan las partículas de mayor tamaño en biodegradarse es mucho mayor que el periodo de permanencia en el reactor del agua residual a depurar. No es lo mismo eliminar o separar que biodegradar.

En el proceso de lodos activos se suceden dos fases:

6.3.3.1 Mezclado de Lodos Activos con Aguas a Tratar.

Es muy importante que los lodos activados recirculados se mezclen bien con las aguas residuales. Esto se efectúa generalmente agregando los lodos activados a las aguas residuales sedimentadas,

en la entrada de las aguas residuales en el reactor biológico, donde la agitación, por medio del aire insuflado, efectúa un mezclado rápido y satisfactorio.

6.3.3.2 Aireación y Agitación del Líquido Mezclado.

Con la aireación se logran tres objetivos:

1. Mezclado de los lodos recirculados con las aguas residuales.
2. Mantener los lodos en suspensión por la agitación de la mezcla.
3. Suministro de oxígeno necesario para la agitación biológica.

La agitación enérgica, al facilitar la dispersión, puede hacer más pequeño el flóculo, y a menos que se vuelvan a juntar de nuevo, aumentando su tamaño, durante el tiempo que tarde en recorrer el camino entre el reactor hasta el sedimentador secundario, puede disminuir la eficiencia de la sedimentación.

Además, la mezcla insuficiente puede hacer que el tamaño del flóculo se haga demasiado grande, acelerando la sedimentabilidad en detrimento de la compactabilidad o propiedades de espesamiento de la biomasa sedimentada.

Esto dificulta el paso de los nutrientes y el oxígeno al interior del mismo, disminuyendo la eficacia de la depuración por unidad de biomasa, y creando un ambiente esencialmente anaeróbico.

6.3.4 Biocenosis de Lodos Activos.

El origen de las diversas poblaciones presentes en los lodos activados son los microorganismos que aportan las aguas residuales, los cuales vienen determinados por las características físicas-químicas de éstas, y por el diseño y condiciones de operación de los reactores biológicos.

En una estación depuradora, los flóculos son aglomeraciones de materiales orgánicos e inorgánicos.

Cuando la depuradora con materia orgánica biodegradable opera en estado de equilibrio, la cadena alimentaria también establece automáticamente un estado de equilibrio, con un número de individuos de cada especie relativamente estable.

La alimentación de los microorganismos se organiza, mediante series de cadenas alimenticias constituidas en su base por bacterias formadoras de flóculos, las cuales captan directamente, la energía que necesitan para realizar sus funciones vitales de la materia orgánica del agua residual a depurar.

La comunidad biológica de lodos activados estabilizados, se establece después de un periodo inicial de producción y crecimiento de lodos, lo cual se logra deteniendo su evolución mediante un proceso de sedimentación de los mismo. Este hecho hace que se retenga la masa biológica y se reemplacen las aguas depuradas con muy pocos nutrientes, por aguas residuales brutas, de modo que se mantenga un equilibrio entre la masa biológica y el aporte de nutrientes.

Las características especiales de un lodo activo especifican que debe flocular con facilidad y contener una población microbiana capaz de degradar los nutrientes vehiculados, en solución, por las aguas residuales a depurar.

Se denominan organismos viables a “los que utilizan los nutrientes orgánicos para producir nuevos organismos o biomasa”. Y organismos no viables “los que utilizan bioquímicamente los nutrientes pero no producen nuevos organismos.

La naturaleza del agua a depurar influye directamente en el predominio de unas especies u otras.

6.3.4.1 Organismos Presentes en los Lodos Activos

Bacterias.

Es el grupo de microorganismos más importante en los lodos activos, se sitúan principalmente en los flóculos. Son unicelulares. Son gram-negativas.

Bacterias del género pseudomonas: Zooglea, Achromobacter. Flavobacterium, Nocardia, Bdellovibrio, Micobacterium

Bacterias nitrificantes: Nitrosomonas y Nitrobacterias.

Bacterias filamentosas: Sphaerótilus, Begiatoa, Thiothrix y Geotrichum.

Protozoos y Rotíferos.

Se encuentran en menor cantidad, los metazoos (rotíferos y nemátodos), tienen menor importancia trófica y menor acción en relación con la estabilización de la materia orgánica.

Los protozoos y los rotíferos actúan como depuradores del efluente. Los protozoos consumen las bacterias dispersas que no han flocculado y los rotíferos cualquier partícula pequeña que no haya sedimentado.

La presencia de protozoos en cantidades razonables, se considera como un signo de lodo sano. Algunos protozoos están fijos en los flóculos, alimentándose de bacterias dispersas, y otros nadan libres y consumen bacterias sueltas.

Algunos se deslizan sobre la superficie del flóculo alimentándose de la población bacteriana fijada en él, aunque el efecto más importante es la eliminación de bacterias dispersas.

Hongos.

Las aguas residuales urbanas favorecen el predominio de las bacterias en detrimento de los hongos. Sin embargo, estos últimos pueden alcanzar un gran desarrollo en circunstancias excepcionales o en aguas residuales industriales, de acuerdo a :

- 1º Escasa concentración de oxígeno, bien por demasiada carga orgánica o bien por falta de aireación
- 2º pH ácido.
- 3º Baja concentración de nitrógeno, ya que los hongos requieren menos cantidad de éste elemento por unidad de masa.

La población microbiana tiene tendencia a adaptarse a los nutrientes disponibles. Esas adaptaciones son proceso lento, especialmente a los bajos niveles de actividad a los que operan, en general, los procesos de depuración de las aguas residuales.

6.4 TRATAMIENTOS BLANDOS.

6.4.1 Lechos Bacterianos

Los lechos biológicos son llamados también filtros biológicos, filtros percoladores, biofiltros, filtros de goteo, filtros de escurrimiento o de percolación

Se define un *lecho biológico* como “un reactor de forma rectangular o circular, colmatado con un medio de relleno no meteorizable, que pone en contacto las aguas residuales a depurar, previamente sedimentadas, y aire con cultivos biológicos”. El medio sólido hace de soporte está dispuesto dentro de un depósito, rellenándolo, a través del cual gotea el agua residual y donde el aire circula libremente a través del medio de soporte, el agua residual y el aire en contracorriente. La circulación del aire se realiza en forma natural o forzada.

Las superficies mojadas del medio sólido de relleno desarrollan una película microbiana, que en general no debe tener un espesor mucho mayor de 3 mm ya que en espesores mayores no se puede asegurar la penetración del oxígeno. El agua residual discurre por la superficie del relleno en una delgada capa que está en contacto, por un lado con la película microbiana y por otro, con el aire que ocupa los espacios que ha dejado el relleno. El oxígeno aportado por el aire disuelto en el agua residual a depurar en movimiento, es transferido desde la capa líquida a la película microbiana, donde con los nutrientes que transporta el agua se difunden hacia el interior de la película biológica, para ser metabolizados por la población microbiana. Los sólidos en suspensión y los coloidales de las aguas se aglomeran y absorben también por la película microbiana.

6.4.1.1 Eliminación de la Materia Orgánica.

El agua residual entra en contacto con la película biológica adherida al medio y el oxígeno, es suministrado por corrientes de aire que atraviesan el lecho, ya sean inducidas naturalmente por diferencia de temperaturas entre la parte superior y la inferior, o bien artificialmente por ventiladores

Al aplicar el agua a tratar a la superficie de un lecho biológico, parte del agua atraviesa más o menos rápidamente aquel, mientras que el resto lo hace muy lentamente. La materia suspendida es adsorbida en la película biológica, mientras que la soluble es progresivamente eliminada de la porción de agua que tiene un tiempo de estancia mayor en el sistema. Las sustancias disueltas pasan directamente al interior de los microorganismos por difusión, mientras que la materia en suspensión es hidrolizada en formas más sencillas que hacen posible su paso al interior de las células.

El tiempo de retención está íntimamente relacionado con la carga hidráulica a que se somete el sistema, por lo que la eliminación de la DBO está en relación con la citada carga. Si es alta, sólo se podrá eliminar la materia en suspensión y la coloidal y muy poco de

la soluble, mientras que a bajas cargas, el tiempo de retención es suficiente para eliminar o estabilizar la materia orgánica disuelta.

Si las partículas disueltas de las aguas a tratar quedan bloqueando el relleno, este puede quedar bloqueado produciéndose así un “encharcamiento”.

La superficie de contacto, entre el oxígeno y el líquido y entre el oxígeno y la biomasa, es prácticamente constante y se puede evaluar con bastante aproximación

6.4.1.2 Control de Funcionamiento.

En el tratamiento de aguas residuales, el lecho biológico se ubica, generalmente entre un sedimentador primario y otro secundario. La calidad del efluente vendrá afectada por la eficiencia del sedimentador secundario.

El principio de funcionamiento del filtro consiste en efectuar una aireación por tiro natural, esta aireación tiene por objeto aportar a la masa del lecho el oxígeno suficiente para las bacterias aerobias.

Este sistema de depuración es muy rígido y su funcionamiento depende de:

- del diseño.
- del material de relleno.
- de las condiciones externas y
- de la recirculación

El mayor problema que puede plantear esta forma de depuración es la sobrecarga, que en el caso de que se produzca, para evitar el deterioro de la calidad del efluente, existe una estrategia basada en variar el régimen de flujo en los lechos.

Los filtros de relleno tradicionales están formados por piedras de 10 cm de diámetro con una profundidad de 1 a 3 m. Los de relleno de plástico pueden alcanzar hasta 15 m de altura.

El cálculo de los filtros bacterianos se basa en fórmulas empíricas. Normalmente se utilizan las gráficas que proporcionan los fabricantes.

El buen funcionamiento está sometido a los controles analíticos del laboratorio.

6.4.2 Filtro Verde.

El riego consiste en el vertido controlado de aguas residuales sobre una extensión de terreno donde se cultivan especies vegetales.

Los mecanismos que van a intervenir en este tipo de depuración van a estar relacionados con la intervención del suelo activo, lo que se conoce con el nombre de *edafodepuración*, y de la vegetación plantada, *macrofitodepuración*,

Así como la microflora autóctona, mediante la triple acción física, química y biológica. La mayoría de los sistemas de riego, se diseñan para minimizar la superficie necesaria, por lo que se eligen cultivos que admitan altas cargas de aplicación, con altas tasas de asimilación de nutrientes, altos consumos de agua y altas tolerancias a las condiciones de humedad.

Los cultivos pueden ser agrícolas o forestales. En España abundan estos últimos utilizándose pinares y choperas.

La depuración de las aguas residuales aplicadas al suelo tiene lugar en los horizontes superiores de éste, en una capa biológicamente activa cuya profundidad no puede rebasar los 1,20m. En el suelo vivo, las aguas que atraviesan lentamente al percolar, sufren dos procesos simultáneos: un filtrado mecánico que retiene los sólidos en suspensión no degradable, aún

los más finos como colorantes o detergentes, cuyas espumas desaparecen y una oxidación bioquímica bacteriana que mineraliza la materia orgánica.

6.4.3 Lagunas de Estabilización.

Durante los últimos años se ha desarrollado un sistema de tratamiento de aguas negras que se basa en el uso de estanques especialmente preparados, a los cuales se les llama *estanques de estabilización*.

Estos estanques se usaron primero en zonas en las que prevalecen los climas calurosos y los días soleados, pero se ha visto que operan también con resultados satisfactorios en climas más fríos y más nublados. Los tanques de estabilización se pueden usar casi en cualquier parte, variando la velocidad a que pueden operar, con la temperatura, la energía luminosa y otras condiciones locales.

El proceso de la descomposición de la materia orgánica que hay en las aguas negras se verifica en dos etapas:

1º La materia carbonosa de las aguas negras es primero desintegrada por los organismos aerobios, con formación de dióxido de carbono, el cual es utilizado por las algas en la fotosíntesis.

En la *fotosíntesis*, el oxígeno del dióxido de carbono es liberado y se disuelve en el líquido en el que crecen las algas. Como resultado de esto, la materia orgánica de las aguas negras es convertida en algas y las aguas reciben oxígeno para mantener la descomposición aerobia.

2º En la segunda etapa, otro tipo de bacterias estrictamente anaerobias, formadoras de gas metano, amoníaco y anhídrido carbónico e hidrógeno.

El proceso anaerobio lo mismo que el aerobio transforman carbono, nitrógeno y fósforo en protoplasma celular.

Las lagunas siempre han sido un sistema de tratamiento muy utilizado para aguas residuales en zonas rurales de terreno llano y de bajo coste del terreno.

Hay varios tipos de lagunas que se emplean con objetivos diferentes, pudiendo aparecer en instalaciones con sólo lagunas o mezclando algunos tipos de lagunas con otros tratamientos.

6.4.3.1 Lagunas Anaerobias.

La depuración tiene lugar a través de una fermentación anaerobia. Comprendiendo las dos fases descritas en el apartado anterior. Se comportan como tanques de sedimentación digestión, de forma que se retienen los sólidos sedimentables siendo mineralizados en el fondo de la laguna. Los sólidos deben retirarse cada 5-10 años de uso. Son por tanto un tipo de tratamiento primario.

Estas lagunas tienen una profundidad mayor de 3 m. y una carga orgánica elevada para mantener condiciones anaerobias.

Las lagunas anaerobias deben ser construidas, en general en paralelo, si bien puede ser necesario el construir una tercera unidad por las condiciones de carga, por lo que podría ser necesario que dos de las lagunas funcionen en serie.

Los problemas de olor pueden surgir si el contenido en azufre del influente es superior a 100 ppm.

6.4.3.2 Lagunas Facultativas.

En este sistema hay una capa superior aerobia, una zona central que contiene bacterias facultativas y una zona de fondo de fangos que es anaerobia. La mayor parte de las lagunas de estabilización contienen lagunas facultativas.

El proceso aerobio de la materia orgánica hace que el carbono se utilice como fuente de energía. Además de las bacterias participan en el proceso hongos y protozoos. Estos microorganismos utilizan el carbono restante, así como el fósforo y el nitrógeno para formar nuevas células.

El oxígeno que utilizan las bacterias es producido mediante la actividad fotosintética de las algas durante el día (como ya se vio en la introducción), y la aireación atmosférica durante la noche. Suele ir precedida de lagunas anaerobias y secundada de lagunas de maduración (aerobias)

La extensión varía, a lo largo del año, en función de la carga, época del año, y climatología.

La profundidad de las lagunas facultativas puede variar de 1 a 2m. Variando la relación entre longitud y anchura. La variación de la temperatura en las diferentes estaciones de año, puede obligar a hacer más profundos los estanques, ya que la temperatura puede aletargar la actividad bacteriana e incluso producir la muerte a la flora.

6.5 DESINFECCIÓN.

La desinfección de las aguas ha contribuido a que muchas enfermedades que se producían en el hombre denominadas de transmisión hídrica, desaparecieran y por lo tanto se elevará la calidad de vida y la salud.

Las estaciones depuradoras son por su contaminación, la primera barrera que pone el hombre para una mejor conservación del medio ambiente hídrico, ya que esa contaminación está concentrada, canalizada, localizada tratada y vertida a un medio receptor capaz de eliminar la contaminación restante por procesos de autodepuración.

La aplicación de un método de desinfección antes de realizar el vertido es obligatorio, ya que en el proceso de depuración no se deja el licor a tratar 100% libre de microorganismos patógenos, los cuales pasan a la vida autóctona del receptor destruyéndola, (sobre todo si este es un río, ya que el mar por una parte tiene más capacidad de dilución y por otro las bacterias no suelen sobrevivir a las altas concentraciones que estos presentan.)

La eficiencia de un desinfectante en el agua depende de:

- 1º Naturaleza de los microorganismos patógenos así como de su concentración y estado.
- 2º Del agente desinfectante empleado, así de sus características físico-químicas.
- 3º De las características del agua a desinfectar, composición química, pH, temperatura, etc.
- 4º Del tiempo de contacto.

El desinfectante más usado es el Cloro.

6.5.1 Cloración.

La cloración de las aguas residuales, consiste en la aplicación de cloro para lograr un propósito determinado. El cloro puede introducirse en forma de gas, de solución acuosa, o en la forma de hipoclorito, ya sea de sodio o de calcio, los cuales, al disolverse en agua, desprenden cloro. Como el cloro gaseoso cuesta mucho menos que el que se obtiene a partir de hipocloritos, es el que se usa generalmente para tratar aguas negras, salvo en las raras ocasiones en que sólo se necesita una cantidad de cloro relativamente pequeña.

El cloro es una sustancia, que reacciona con casi todos los compuestos, dando productos diversos. Si se agrega una pequeña cantidad de cloro a las aguas residuales, se consumirá al reaccionar rápidamente con sustancias como el ácido sulfhídrico y el hierro ferroso. Así no se logra ninguna desinfección.

Si añadimos Cloro en cantidad suficiente para que reaccione con todas las sustancias y un poco más para que lo haga con la materia orgánica presentes formarán compuestos organocloranos, que tienen un ligero poder desinfectante.

Si seguimos añadiendo Cloro suficiente para reaccionar con todos los compuestos reductores y la materia orgánica, y que aún quede libre más Cloro, actuará con el amoníaco produciendo cloraminas, compuestos con potencial cancerígeno y cuyo poder desinfectante es mínimo o de reserva.

No se sabe con certeza, cual es el mecanismo del Cloro para ser desinfectante, las últimas teorías apuntan a que debido a su carácter tóxico, inactiva a las enzimas de las cuales dependen los microorganismos para la utilización de sus alimentos, lo cual da por resultado que los organismos mueran de inanición.

6.5.1.1 Compuestos del Cloro

Ácido Hipocloroso:

Se forma a partir de la hidrólisis del Cloro en el agua. Es el compuesto más efectivo de todas las acciones de cloro residual. La eficacia germicida del hipocloroso es debida a la relativa facilidad con que puede penetrar a través de la pared celular.

Ión Hipoclorito:

Este ión que resulta del fenómeno de disociación del ácido hipocloroso, es un desinfectante poco efectivo debido a su carga negativa, que obstaculiza su difusión a través de la pared celular.

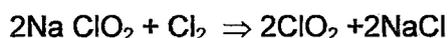
Monocloramina:

La potencia bacteriana de estos compuestos es función de la hidrólisis, a su vez del tiempo de contacto y de su potencial redox, o de su lenta velocidad de penetración a través de la pared celular.

Dióxido de Cloro:

Es un agente oxidante y desinfectante muy activo, puede destruir los fenoles y otras sustancias además de los microorganismos, oxida los compuestos mangánicos más rápido que el Cloro. En aguas con gran contenido en amonio puede ser más ventajoso que el Cloro por no formar Cloroaminas.

Es un gas inestable, por ello se prepara al momento en el laboratorio. El procedimiento más general de obtenerlo es mediante la reacción.



El tipo y la cantidad de Cloro residual necesario para una aplicación determinada, están relacionados con los objetivos del tratamiento y varían en función del tiempo y lugar.

Si el objetivo es la desinfección, hay que tener en cuenta siempre el pH, T, la demanda de Cloro y la vulnerabilidad o resistencia de los organismos a la acción de este.

6.5.1.2 Propósitos de la Cloración

El Cloro se añade a las aguas por diversos motivos entre ellos están:

Desinfección.

Ninguno de los métodos primario o secundario de tratamiento de aguas residuales puede eliminar completamente los organismos patógenos que siempre están presentes potencialmente

La desinfección debe ser un proceso continuo, ya que es peligro descargar un efluente con carga bacteriana.

Prevención de la Descomposición del Agua Negra.

A) Control de olores:

La descomposición de las aguas negras se inicia en las alcantarillas y llega a ser molesto sólo después de verificada la descomposición anaerobia.

Esto es posible evitarlo o retrasar el proceso hasta la llegada de las aguas a la estación depuradora si añadimos Cloro.

También se puede utilizar en las estaciones de bombeo determinando la dosis en cada caso.

B) Protección de las Estructuras de la Planta:

La descomposición de materia orgánica puede llegar a la producción de ácido sulfhídrico, pero por los sitios en que se localiza, así como por su baja concentración los olores no constituyen un problema. Si esto ocurre en una estación puede ocasionar serios problemas de corrosión. Se puede evitar añadiendo Cloro suficiente para impedir que se forme el ácido sulfhídrico o si ya está formado para destruirlo.

C) Espesamiento de lodos:

El exceso de lodos activados o los lodos propios de las aguas negras que entran a la planta, pueden ser concentrados en tanques de retención o en espesadores, antes de bombearse al digestor. Parece ser que manteniéndose un cloro residual el sobrenadante del concentrado, se impide que los lodos se vuelvan sépticos durante el período de retención.

6.5.2 Radiaciones Ultravioleta.

La radiación ultravioleta producida por una lámpara de cuarzo, incide sobre el agua depurada que circula a su alrededor.

La radiación más letal se obtiene a una longitud de onda de 265nm que corresponde al espectro de absorción de los ácidos nucleicos, lo que

sugiere que la radiación ultravioleta inicia una reacción foto-química o foto-bioquímica que conduce a la destrucción de las células.

Este método para ser eficaz, necesita que el agua esté completamente clara e incolora. El color o turbiedad producen resultados inseguros. Se requieren gastos elevados de energía eléctrica y el equipo es caro.

6.5.3 Ozonización.

La acción bactericida del ozono se debe a que fácilmente se transforma en oxígeno molecular y en un átomo de oxígeno naciente.

El Ozono además de desinfectar, elimina olores y sabores del agua.

El inconveniente de este tipo de desinfección es su alto precio. Ha de obtenerse a medida que se necesita pasar aire totalmente seco y filtrado por tubos o entre placas, donde se producen descargas eléctricas de alto voltaje que transforman una parte del aire en ozono.

La dosificación, se hace regulando el voltaje de los generadores dentro de los límites en que el equipo lo permita. A los 30 minutos el ozono se vuelve a convertir en oxígeno, no deja residuo.

6.6 LODOS

Los lodos de las aguas negras son una mezcla de aguas negras y sólidos sedimentados. Por su origen reciben el nombre de primarios, secundarios, exceso de lodos activados o lodos químicos. Por su estado o tratamiento recibido pueden denominarse crudos o frescos, digeridos, húmedos o secos. Estos son los términos descriptivos más comunes y pueden usarse combinados. Otras expresiones descriptivas son lodos de tanque Imhoff o de tanque séptico.

Como con la porción líquida de las aguas negras, debe disponerse de los sólidos contenidos en los lodos, y deben someterse, a algún tratamiento

que sea capaz de modificar sus características para que pueda disponerse de ellos sin poner en peligro la salud o causar alguna molestia.

Las características de los lodos recirculados se determinan mediante el índice volumétrico de lodos. Cuanto más alto sea este valor peor sedimentarán los lodos, y por tanto, menor concentración se conseguirá en el decantador secundario.

El reactor biológico y el sedimentador secundario están interrelacionados y por tanto la sedimentabilidad de los lodos vendrá determinada por las condiciones que prevalecen en el reactor biológico.

6.6.1 Características de los Lodos.

6.6.1.1 Esponjamiento.

A veces se forman flóculos ligeros, esponjosos y con malas características de sedimentación que se conoce como "esponjamiento". El esponjamiento puede ser producido por:

- a) Lodos muy hidratados, gelatinosos, con una densidad muy baja o,
- b) Crecimiento filamentoso. Estos organismos filamentosos en los flóculos, son arrastrados con el efluente tratado, lo que produce un efluente con un alto contenido de materias orgánicas se ha encontrado que son varios los organismos filamentosos que están asociados con los lodos esponjosos. (Ver especies en el capítulo VIII). El crecimiento excesivo de organismos filamentosos comunica a los lodos malas características de sedimentabilidad porque los filamentos, que se extienden fuera del flóculo, aumentan la resistencia al movimiento y reducen la velocidad de sedimentación del flóculo, inhibiendo la compactación de los mismos después de la sedimentación.

6.6.1.2 Desfloculación.

Se produce en la formación de los flóculos este fenómeno llamado “desfloculación” se puede presentar en lodos con una buena sedimentabilidad. Cuando se presenta, el agua sobrenadante en el sedimentador secundario es turbia y de aspecto parecido al que tiene cuando se produce el “lavado” de los lodos. A medida que se pierden lodos debido a la desfloculación, se hace más difícil mantener la concentración de lodos en el reactor biológico. Este fenómeno se atribuye a la presencia de bajos niveles de oxígeno disuelto, bajo pH o a la existencia de tóxicos.

6.6.1.3 Lodos Ascendentes.

Cuando el lodo a depurar contiene nitratos o nitritos, pueden ser utilizados éstos como fuente alternativa de oxígeno, produciéndose nitrógeno gaseoso. Las burbujas de gas así formadas, hacen que se elevan los flóculos hasta el sobrenadante siendo eliminados con el efluente.

Ese fenómeno se conoce como “lodo ascendente”, y se puede soslayar evitando que los lodos permanezcan poco tiempo en la etapa de sedimentación y asentamiento, lo que a la vez impedirá que se produzcan malos olores.

6.6.1.4 Producción de Espumas.

Por último, en la aireación y agitación en el reactor biológico se producen espumas, en la mayoría de las veces, ligeras y transitorias. Sin embargo, en ciertas ocasiones se forma una espuma dura y espesa con un alto contenido en materia orgánica, semejante a la crema de chocolate batida en la textura y color.

Son varias las teorías que pretenden explicar la formación de espumas, siendo las causas más frecuentes un exceso de detergentes o de aireación.

Parece que existe una relación entre la aireación , y la formación de espumas.

6.6.2 Composición de los Lodos.

La cantidad y composición de los lodos varían según las características de las aguas de donde hayan sido retirados y depende, sobre todo, del proceso de tratamiento por medio del cual hayan sido obtenidos.

Los lodos obtenidos de un tanque de sedimentación simple, son esencialmente los sólidos sedimentables del agua negra cruda y consecuentemente se les llama lodos crudos. Estos prácticamente no han sufrido descomposición y son por lo tanto, sumamente inestables y putrescibles. Estos lodos son usualmente de color gris, de apariencia desagradable y contienen fragmentos de desperdicios, sólidos fecales y otros desechos y tienen un olor nauseabundo.

Los del tanque de sedimentación secundaria de un filtro goteador, consisten de materia orgánica parcialmente descompuesta. Son usualmente de color café oscuro, floculentos, de aspecto más homogéneo y tienen menos olor que los lodos crudos. Los lodos en exceso o sobrantes separados en el proceso de los lodos activados, están también parcialmente descompuestos, son de café dorado y floculentos y tienen un olor a tierra no desagradable.

Los lodos del proceso de precipitación química, son por lo general, de color negro. El olor puede ser desagradable, pero no tanto como el de los lodos de la sedimentación simple. Se descomponen o digieren pero con más lentitud que los lodos de otros procesos. Esto no es de tanta importancia como lo es el volumen de los lodos producidos por estos procesos, que por ser muy grande no son fáciles de manejar para su digestión; por esta razón se usan otros tratamientos para acondicionarlos.

6.6.3 Tratamiento de los Lodos.

Cualquier tratamiento de lodos pretende los objetivos siguientes:

- 1º Disminuir por eliminación de agua el volumen, para los siguientes tratamientos.
- 2º Transformar los sólidos orgánicos putrescibles en sólidos orgánicos o inorgánicos más estables o inertes.

La proporción de sólidos y de agua en los lodos depende de la naturaleza de los sólidos, de su procedencia y de la frecuencia con que sean removidos.

Es conveniente manejar lodos lo más concentrados posibles, por las siguientes razones:

- 1º Economizar espacio de almacenamiento en el digestor, o para hacer que dure más el período de digestión de los sólidos.
- 2º Economizar capacidad en las bombas
- 3º Para que los digestores que requieren calentamiento requieran de menores cantidades de calor
- 4º Para que disminuyan los requerimientos de calor y energía en otros tipos de tratamiento de lodos.

6.6.3.1 Métodos de Tratamientos de Lodos.

Espesamiento.

Este proceso consiste en concentrar los lodos diluidos para hacer más densos, en tanques especiales diseñados para este propósito. Su uso se limita principalmente al exceso de lodos acuosos del proceso de lodos activados, y a las planta grandes.

Digestión.

El propósito de la digestión es lograr los dos objetivos del tratamiento de los lodos, o sea: una disminución en el volumen y la descomposición de la materia orgánica hasta formar compuestos orgánicos e inorgánicos inertes o relativamente estables.

Normalmente este proceso se lleva a cabo en tanques que solo se usan para este fin.

Proceso de Digestión.

La digestión de los lodos se lleva a cabo en ausencia de oxígeno libre, por los organismos anaerobios. Por lo tanto es una descomposición anaerobia. Los organismos vivos rompen la compleja estructura molecular de los sólidos, liberando el agua "embebida" obteniendo oxígeno y alimento para su desarrollo.

Los microorganismos, atacan en primer lugar a los sólidos solubles o disueltos, como los azúcares. De estas reacciones se forman ácidos orgánicos, a veces hasta de varios miles de ppm, y gases como anhídrido carbónico y ácido sulfhídrico.

El valor del pH de los lodos, disminuye pasando de 6.8 a 5.1.

Este proceso se conoce como etapa de *fermentación ácida* y procede con rapidez.

Enseguida viene una segunda etapa que llevan a cabo organismos a los que favorece un medio ambiente ácido, lo cual se conoce como período de *digestión ácida*, durante el cual los ácidos orgánicos y los compuestos nitrogenados son atacados y licuados con mucho menor rapidez.

En la tercera etapa de la digestión, conocida como período de *digestión intensa* son atacados los materiales nitrogenados más resistentes, como son las proteínas, los aminoácidos y otros. El contenido de ácidos volátiles disminuye. El valor de pH aumenta desde 6.8 a 7.4. Se producen grandes volúmenes de gases con alto porcentaje de metano.

El proceso de la digestión puede medirse por la destrucción de la materia orgánica o por el volumen y composición de los gases que

se produzcan, usando como indicador de la etapa el pH o el contenido de ácidos volátiles.

La disminución del contenido de materia orgánica, medida en función de los sólidos volátiles, indica la marcha de la digestión. Los lodos crudos contienen usualmente de 60 a 70% de sólidos volátiles, mientras que los lodos bien digeridos llegan a tener tan sólo el 50%. Estos lodos tienen color negro, olor a alquitrán no desagradable y, recogidos en una probeta de vidrio, deben presentar una estructura granular y mostrar canalizaciones bien marcadas causadas por el agua al subir a la superficie mientras los sólidos se asientan en el fondo.

Para aguas residuales domésticas tratadas en un tanque de digestión operado en condiciones normales, la producción de gases debe ser del 750 l/kg de materia volátil destruida y por día. El valor indica que para un 50% de disminución en la materia volátil, debe obtenerse una cierta producción de gases. Según sea su composición, los desechos industriales pueden elevar o bajar sensiblemente esta cifra.

6.7 PROCEDIMIENTO ANALÍTICO.

A continuación se expondrán algunos de los análisis más comunes que se realizan en el laboratorio de una Estación Depuradora de Aguas Residuales urbanas. Dependiendo del tipo de tratamiento y del volumen a tratar así como del receptor, se realizarán más parámetros.

6.7.1 Toma de Muestras.

El valor de cualquier resultado de laboratorio, depende de la integridad de la muestra ésta ha de ser representativa y tomada en los puntos prefijados (en cada planta los suyos) a las mismas horas todos los días.

Principios Generales.

- 1°. La muestra debe tomarse donde estén bien mezcladas las aguas . Esto se logra si se localiza el punto de muestreo donde el flujo de las aguas sea turbulento.
- 2°. Deben excluirse las partículas grandes, considerándose como tales las que sean mayores de 6 mm. Las aguas crudas deben muestrearse después de las rejillas o cribas cuando se usen
- 3°. No deben incluirse en el muestreo los sedimentos, crecimientos o material flotante que se hayan acumulado en el punto de muestreo .Esto puede dificultar el muestreo si se hace por un registro o pozo de visita, pero es factible si se pone cuidado en su ejecución.
- 4°. Las muestras deben examinarse tan pronto como sea posible. Si se retienen por más de una hora, deben enfriarse sumergiendo el frasco de muestra en agua helada, o nevera. La descomposición bacteriana de las aguas continúa en el frasco de muestra. Después de una hora son apreciables los cambios debidos a tal descomposición. El enfriar la muestra retarda mucho la acción bacteriana.
- 5°. Debe procurarse que sea lo más fácil posible la recolección de muestras apropiadas. Los puntos de muestreo deben ser de fácil acceso; estará a la mano el equipo adecuado, se tomarán precauciones de seguridad y se protegerá al personal de las inclemencias del tiempo.

Hay dos tipos de muestras básicos:

Muestras Instantáneas

No son representativas de las aguas negras de composición media puesto que reflejan únicamente las condiciones en el momento del muestreo. Cuando por motivos de instalación o de caudal a tratar se tienen que utilizar este tipo de muestras, ha de realizarse en horas que la planta esté a su máxima capacidad.

Para algunos análisis, como el cloro residual o pH han de usarse este tipo de muestras.

Muestras Integradas.

También se llaman compuestas. Indican las características de las aguas negras durante cierto período de tiempo. Quedan eliminados los efectos de los cambios intermitentes de gasto y concentración. La porción que se use debe recogerse con la frecuencia suficiente para lograr resultados promedio.

6.7.2 Caracterización de las Aguas Residuales

La caracterización de un agua residual se puede hacer mediante la determinación de parámetros físicos, químicos y biológicos.

6.7.2.1 Parámetros Físicos.

Temperatura.

Esta medida debe realizarse a la vez que se realiza la toma de muestras, midiendo tanto la del agua como la del aire, anotando la hora en que se realiza, ya que esta varía a lo largo del día. Este parámetro es importante porque el proceso biológico se lleva a cabo normalmente por bacteria mesófilas por ello, la temperatura debe estar controlada.

Sólidos en Suspensión.

Este parámetro es un índice, en peso, de los sólidos que entran y de los que salen, en un proceso de depuración de aguas y puede ser usado como uno de los parámetros que miden la eficacia de un tratamiento.

Los sólidos en suspensión se determinan de dos forma: Por filtración de muestra en un filtro estándar de lana de vidrio, y posterior secado a peso constante a 103-105°C. El aumento de peso del filtro representa los sólidos en suspensión. También puede calcularse por diferencia entre los sólidos totales y los disueltos. El tamaño de la muestra debe ser la apropiada para que el residuo a

pesar no sea mayor de 200 mg. Por otra parte, deben eliminarse de la muestra las partículas flotantes. El proceso de secado se verá dificultado si hay cantidades significativas de aceites y grasas.

Sólidos Disueltos.

Se filtra la muestra por medio de un filtro de lana de vidrio o membrana de tamaño de poro conocido. El filtrado se evapora a continuación, en una cápsula de porcelana tarada en Baño María y luego en una estufa a 103-105°C.

El aumento de peso de la cápsula representa los sólidos totales disueltos.

Sólidos Totales.

Los sólidos totales volátiles y no volátiles contenidos en un agua residual o lodos, se determinan por gravimetría mediante evaporación previa de la muestra de agua a 103-105°C.

Este valor es relativo cuando se quiere calcular el efecto de un vertido sobre un cauce receptor, pero es muy útil en el control de las operaciones de una depuradora.

Sólidos Fijos y Volátiles.

Estos sólidos se determinan mediante calcinación de las muestras respectivas de los SS, SD y ST. Para ello se lleva la cápsula a 550°C, quedando la fracción fija en la cápsula de porcelana y la diferencia de peso será la fracción volátil.

Volumen de Lodo Sedimentado.

El control de una estación depuradora de lodos activados se realiza determinando el volumen de lodos sedimentados en 30 minutos. Una información completa se logra si se determina el volumen de lodos sedimentados en 15 y en 30 minutos o se determina la gráfica tomando datos en la serie de 5-10-15-20-30-45 y 60 minutos.

Este parámetro también es útil para el control rutinario de los procesos biológicos ya que se ha utilizado para controlar el caudal de los lodos de retorno y el caudal de lodos desechable.

6.7.2.2 Parámetros Químicos.

pH.

El pH influye en el control de los tratamientos que se dan a las aguas negras así como en la regulación de la digestión aerobia y anaerobia.

Las determinaciones de pH han de hacerse "in situ" inmediatamente después de recoger la muestra .

Existen varios métodos para medir el pH, pero el más usual es el electrodo de vidrio con electrodo de referencia, sumergidos en el líquido a medir.

Alcalinidad.

Se llama alcalinidad al contenido de un agua en hidróxidos, carbonatos, bicarbonatos, fosfatos, silicatos, etc. expresados en ppm de carbonato cálcico.

No se debe confundir la alcalinidad con el pH, ya que por ejemplo en aguas naturales, con un valor de pH 7 tendrá una alcalinidad muy baja, mientras que un agua con sales disueltas, con un pH 6 puede tener una alcalinidad alta, aunque normalmente la alcalinidad esta asociada con valores altos de pH.

Oxígeno Disuelto.

El oxígeno disuelto es de gran importancia para los procesos aerobios y anaerobios. Tradicionalmente, se hacía por el método Winkler. Sin embargo, éste método no es aplicable nada mas que en el caso de que el agua no contenga sustancias oxidante y reductora. Por ello actualmente se realiza por instrumentación.

MÉTODO DEL DICROMATO POTÁSICO.

En esencia consiste en añadir a la muestra a determinar sulfato mercúrico. A continuación se añade una solución ácida de dicromato. Se calienta, agitando suavemente, hasta que se alcanza la temperatura de 105 °C. Cuando se ha alcanzado esta temperatura se retira la muestra del fuego, se añade agua destilada y se enfría, valorando seguidamente el dicromato que queda, que no ha reaccionado.

Hay que tener en cuenta que éste método sólo es aplicable a aguas cuya DQO esté por encima de 50 ppm, ya que cada gota de solución de valoración representa del orden de 4ppm y no es fácil realizar la valoración con errores menores de más o menos una gota.

Cloro Residual Libre.

La cloración de las aguas residuales depuradas previa a su vertido, es una práctica muy conveniente si se quiere minimizar el impacto que el efluente realiza en las aguas del cauce receptor.

Por ello se debe mantener una cantidad mínima de cloro en el efluente, pero que no dañe al medio receptor. Los dos métodos más usados son la Ortotolidina y DPD, ambos son métodos colorimétricos. El primero está en desuso por su potencial cancerígeno.

Nitrógeno Total.

Las determinaciones se basan en que la mayoría de los compuestos orgánicos que contienen nitrógeno, al ser oxidados, producen amoníaco. El método Kjeldahl, se basa en digerir los compuestos orgánicos nitrogenados con ácido sulfúrico como agente oxidante, utilizando sulfato potásico y sulfato mercúrico como catalizadores para aumentar la temperatura de ebullición y

asegurar que todo el nitrógeno orgánico pase a amoníaco, por lo que el amoníaco y el nitrógeno orgánico se convierten en sulfato amónico.

El compuesto de mercurio y amonio formado durante la digestión se descompone con tiosulfato sódico. El amoníaco se destila en medio alcalino, siendo absorbido por ácido bórico para dar borato amónico, valorando a continuación el amoníaco.

En el momento que empieza la digestión, se forma gran cantidad de humos blancos, tomando la mezcla reactiva color negro, hasta que se destruido toda la materia orgánica, en que la solución se vuelve incolora, En este punto se continúa la digestión 20 minutos.

6.7.2.3 Parámetros Biológicos.

D.B.O. (Demanda Biológica de Oxígeno)

La DBO5 es una prueba empírica de la demanda de oxígeno por vía biológica de los compuestos biodegradables de carbono y nitrógeno. Ahora bien, el grado de oxidación de los compuestos de nitrógeno en 5 días, depende de la presencia de los microorganismos capaces de realizar dicha oxidación, los cuales no suelen estar presentes, en concentraciones adecuadas, en las aguas a depurar sin tratar, para oxidar cantidades significativas de compuestos orgánicos reducidos del nitrógeno. Sin embargo, cuando se quiere realizar ésta prueba con rigor, en especial en los efluentes, se recomienda inhibir la nitrificación.

CAPITULO 7

Comparación de los Sistemas de Tratamiento de las Aguas Servidas

7.0 INTRODUCCIÓN

En el capítulo anterior se abordó los conceptos básicos involucrados en el tratamiento de las aguas residuales. Se especificó el tipo de agua residual según su origen y su composición física, química y biológica. Asimismo se explicó brevemente el concepto de la autodepuración y los procesos involucrados. También se abordó los tratamientos físicos y químicos de las aguas servidas existentes en la actualidad.

En este capítulo se desarrollará más extensamente los métodos de tratamientos a través del tanque Imhoff, las lagunas de Estabilización y el uso de los reactores anaeróbicos con el fin de elegir las alternativas adecuadas según la población a la cual se dará servicio.

7.1 VISIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS SERVIDAS

Para el tratamiento o depuración de las aguas servidas existen muchos procedimientos, por ello a continuación describimos brevemente los más conocidos, indicando sus principales características, para que posteriormente sumado a otros criterios se seleccione el procedimiento más adecuado de acuerdo a las condiciones específicas de nuestro proyecto. A continuación se mostrarán las fases generales en el tratamiento de las aguas servidas.

7.1.1 Pre Tratamiento

Es el conjunto de unidades que tienen como finalidad la eliminación de materiales que perjudican el sistema de conducción, bombeo o etapas

subsecuentes del tratamiento. Los materiales pueden ser: materia flotante como artículos de plástico, madera, latas, ramas, etc. y sólidos inorgánicos en suspensión de gran peso específico como arenas y gravas.

7.1.2 Tratamiento primario o lagunas primarias:

Con este nombre se designa a los procesos cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos y de arrastre y pueden ser por: sedimentación o flotación. De estos procesos el más utilizado y que mejor se ajusta a las características de las aguas residuales es la sedimentación, Las unidades o dispositivos de tratamiento que utilizan el proceso de sedimentación son:

- Tanque Sépticos
- Tanques Imhoff
- Sedimentadores Simples o Primarios.

Aún cuando este tipo de tratamiento disminuye la cantidad de materia orgánica en las aguas residuales, ésta se limita a la fracción en suspensión y no a la disuelta, condición que determina su nombre o tratamiento primario. Estas unidades se diseñan para disminuir el contenido de sólidos suspendidos así como de las grasas y aceites de las aguas residuales.

Tanques Sépticos

Son unidades utilizadas en donde no existe una red de alcantarillado, como pueden ser viviendas de campo, condominios, escuelas rurales, entre otros. En el medio rural se puede usar para tratar aguas residuales del tipo doméstico en flujos no mayores al equivalente de 250 a 350 habitantes. Según el R.N.C. el flujo máximo a tratar mediante tanques sépticos debe ser de 20 m³/día.

Estos dispositivos combinan los procesos de sedimentación y de digestión anaerobia de lodos, usualmente se diseñan con dos o más cámaras que operan en serie; producto de éste tratamiento se obtiene un efluente en condiciones sépticas y aún lleva consigo alto contenido de materia orgánica disuelta y suspendida, por lo que se requiere un

tratamiento posterior, siendo los más empleados sistemas de infiltración (pozos o zanjas de infiltración) siempre que el terreno lo permita, filtros de arena y filtros anaerobios.

Tanque Imhoff

Para establecimientos poblaciones de 5000 habitantes o menos, los tanques Imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua y la digestión de lodos sedimentados en la misma unidad; tiene una operación muy simple y no requiere de partes mecánicas; sin embargo para su uso correcto es necesario que las aguas residuales pasen por los procesos de cribado y remoción de arena. Son convenientes especialmente en climas calurosos pues esto facilita la digestión de lodos. En la selección de esta unidad de tratamiento se debe considerar que los tanques Imhoff pueden producir olores desagradables. Este dispositivo de tratamiento elimina del 40% al 50% de sólidos suspendidos y reduce la DBO de 25% a 35%.

Sedimentadores Primarios

A diferencia de los sistemas mencionados anteriormente en éstas unidades no se tratan los lodos, por lo que generalmente se utilizan como una primera etapa de un tratamiento primario.

Se puede recomendar su construcción siempre y cuando se tenga planes para aumentar el tratamiento a un nivel secundario, en un futuro cercano; ésta observación se basa en las dificultades que representa en las plantas de tratamiento el manejo diario de los lodos, ya sea para su digestión u otro tipo de lodos. Estas unidades tiene como función la reducción de los sólidos en suspensión, grasa y aceites de las aguas residuales. Las eficiencias esperadas son del orden del 55% en sólidos y se obtienen concentraciones en grasas y aceites inferiores a 30 mg/lit. Por lo general estos dispositivos requieren de equipo electromecánico.

7.1.3 Tratamiento Secundario o Lagunas Secundarias:

Este término comúnmente se utiliza para los sistemas de tratamiento del tipo biológico en los cuales en su proceso de alimentación, degradan la materia orgánica, convirtiéndose en material celular, producto inorgánico o material inerte.

La presencia o ausencia de oxígeno disuelto en el agua residual, definen dos grandes grupos o procesos de actividad biológica, los aerobios (en presencia de oxígeno) y los anaerobios (en ausencia de oxígeno).

En los procesos aerobios, los microorganismos presentes utilizan el oxígeno para metabolizar los compuestos orgánicos complejos hasta llegar a compuestos más simples. Estos procesos son generalmente más rápidos pero requieren de condiciones favorables que permitan el desarrollo de microorganismos y la alimentación continua de oxígeno.

Los procesos anaerobios se producen en forma de oxígeno molecular. En estos se desarrollan bacterias formadoras de ácidos, los cuales hidrolizan y fermentan compuestos orgánicos complejos a ácidos simples, conocido como proceso de fermentación ácida; éstos compuestos ácidos son transformados por un segundo grupo de bacterias en gas metano y anhídrido carbónico. El desdoblamiento de los compuestos complejos, hace que estos procesos sean más lentos y que los productos finales no lleguen a una oxidación completa. Estos procesos son usados cuando la cantidad de materia orgánica es muy alta y el suministro de oxígeno se vuelve muy costoso: se utilizan como una depuración preliminar.

Dependiendo de la forma en que estén soportados los microorganismos, existen dos grandes tipos de procesos:

- Con microorganismos fijos
 - Filtro anaerobio
 - Filtros percoladores
 - Biodiscos
- Con microorganismos en suspensión
 - Laguna anaerobias
 - Lagunas Facultativas
 - Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA)
 - Lagunas aireadas
 - Lodos activados convencional
 - Aireación extendida
 - Zanjas de oxidación

7.1.4 Desinfección:

Cuando se descargan aguas residuales tratadas en cuerpos de agua que van a utilizarse, o que pueden ser utilizados como fuentes de abastecimiento público, o para propósitos recreativos, se requiere un tratamiento suplementario para destruir los organismos patógenos, a fin de que sean mínimos los peligros para la salud debido a la contaminación de dichas aguas, tal tratamiento se conoce como desinfección. Si se utiliza una tecnología distinta a las lagunas de estabilización debe evaluarse la necesidad de utilizar este proceso en función al impacto en los usos del cuerpo receptor de los afluentes o al reuso de las aguas residuales.

Existen varios métodos de desinfección:

- Físicos, tales como: filtración, ebullición, rayos ultravioletas .
- Químicos, aplicación de: cloro, bromo, yodo, ozono, iones de plata, etc.

7.1.5 Tratamiento terciario:

El tratamiento terciario es el grado de tratamiento necesario para alcanzar una calidad físico – química – biológica adecuada para el uso al que destina el agua residual, o para descargas a cuerpos de agua que requieran de remoción de otros compuestos tales como nutrientes y orgánicos o inorgánicos disueltos que no fueron removidos en el tratamiento secundario. Para el caso de las aguas municipales,

generalmente no se utiliza el tratamiento terciario, a menos que el reuso de las aguas tratadas tenga alguna aplicación en la industria, y en algunos casos de contaminación de lagos y acuíferos.

A continuación se enumeran algunos procesos:

- Remoción de sólidos suspendidos:
 - Microcribado
 - Coagulación – floculación
 - Filtros rápidos
 - Filtros con diatomeas
- Remoción de compuestos
 - Absorción
 - Oxidación Química
- Remoción de compuestos inorgánicos.
 - Electrodiálisis
 - Intercambio iónico
 - Osmosis inversa
 - Precipitación Química
- Remoción de nutrientes (nitrógeno):
 - Nitrificación – denitrificación.
 - Desgasificación
 - Cloración al punto de quiebre
- Remoción de fósforo.
 - Precipitación con cal
 - Coagulación floculación

7.2 CRITERIOS DE SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO.

A continuación se efectuará una comparación relativa entre las alternativas de tratamiento, para la toma de decisión en la selección del proceso que mejor se ajuste a las necesidades de las localidades en estudio y al mismo tiempo tener una idea aproximada del monto de las inversiones requeridas, que involucra cada sistema.

Es importante resaltar que las alternativas de tratamiento que se mencionan no obedecen a las mismas características dentro de los procesos de tratamiento y no entregan la misma calidad de efluente por que su selección final principalmente se condiciona a los requerimientos y exigencias de las leyes ambientales, en función de los usos de los cuerpos receptores de éstas, así como a otros criterios que a continuación se enumeran:

- Calidad del efluente.
- Requerimientos de equipo y energía.
- Tratamiento y disposición de lodos.
- Grado de dificultad de la operación y mantenimiento.
- Requerimiento de personal para la operación y mantenimiento.
- Requerimientos de terreno.
- Costos de inversión inicial, operación y mantenimiento

7.2.1 Calidad del Efluente

La selección de procesos de tratamiento de aguas residuales debe realizarse como consecuencia de la definición de un objetivo de calidad de los afluentes, este debe ser compatible con los usos del cuerpo receptor aguas debajo de la descarga de los afluentes o en el caso del reuso de aguas residuales por ejemplo para el riesgo de cultivos, la calidad de los efluentes será determinada según el tipo de cultivo.

La ley General de Aguas (Ley N° 17722 / DS N° 261-69-AP / DS N° 007-83-SA) establece límites máximos y mínimos en función al usos de los cuerpos de agua; las descargas de las aguas residuales tratadas, deben provocar un impacto tal que no sobrepasen los valores establecidos en el reglamento de la Ley.

Clasificación de los cursos de agua y de las zonas costeras del país

- USO I : Aguas de abastecimiento doméstico con simple desinfección.
- USO II : Aguas de abastecimiento doméstico con tratamiento equivalente a procesos combinados de mezcla y

- coagulación, sedimentación, filtración y coloración aprobados por el Ministerio de Salud
- USO III : Aguas para el riego de vegetales de consumo crudo y bebida de animales.
- USO IV : Aguas de zonas recreativas de contacto primario (baños y similares).
- USO V : Aguas de zona de pesca de mariscos bivalvos.
- USO VI : Aguas de zonas de preservación de fauna acuática y pesca recreativa o comercial.

Los límites de calidad para cada tipo de uso señalados en la reglamentación de la Ley general de Aguas son los siguientes (Ver Cuadro N° 7.1)

En caso de que el proyecto de tratamiento planteara el reuso de aguas residuales en actividades agropecuarias, deberá riesgos para la salud de la población que consuma los productos irrigados o tenga contacto con las áreas de reuso.

De acuerdo a la Ley General de Aguas, en su capítulo VIII establece que los vegetales de tallo corto y rastrero que se consumen crudos en la alimentación, no podrán ser regados con aguas servidas con o sin tratamiento.

Para los otros tipos de cultivo, los niveles de tratamiento requeridos para permitir el uso de efluentes de plantas de tratamiento, la Ley establece lo consignado en el Cuadro N° 7.2.

Se considera pues que el grado de tratamiento que se le va a dar a las aguas residuales no es un parámetro aislado, si no por el contrario tiene estrecha relación con el cuerpo receptor de dichas aguas tratadas, que puede ser un arroyo, río, lago o mar; debiendo evaluarse pues el impacto de la descarga en la calidad de las aguas del cuerpo receptor.

7.2.2 Otros Criterios de Selección

Los otros criterios de selección mencionados anteriormente, son características particulares de cada tipo de tratamiento, los mismos que son comparados en los Cuadros N° 7.3 y N° 7.4, y los que nos brindaran una mayor amplitud en el conocimiento de las ventajas y desventajas de cada uno de ellos.

7.3 USO DE TANQUE IMHOFF

El tanque Imhoff fue creado por el ingeniero Karl Imhoff (1876 – 1965), especialista en aguas más notable de su época en Alemania.

7.3.1 Descripción del Tanque Imhoff

Pueden verse tanques Imhoff de formas rectangulares o circulares. Como esquema general siempre proporcionan una cámara o cámaras superiores por las cuales pasan las aguas negras en su período de sedimentación, además de otra cámara inferior donde la materia recibida por gravedad permanece en condiciones tranquilas para su digestión anaeróbica. En la Figura 7.1 puede verse un esquema de un tanque Imhoff para un grupo pequeño de personas.

En los sistemas más grandes existe una fase preliminar llamada etapa de pre-tratamiento que tienen como finalidad la eliminación de materiales que perjudican el sistema de conducción, bombeo o etapas subsecuentes del tratamiento. Los materiales pueden ser materias flotantes, como artículos de plástico, madera, latas, ramas, etc., y sólidos inorgánicos en suspensión de alto peso específico como arenas y gravas. Las unidades o dispositivos del pre-tratamiento son los siguientes:

Rejas o Cribas de barras

Tienen como objetivo la retención de los materiales gruesos o en suspensión. Están formadas por barras separadas uniformemente con espaciamentos libres entre 1 y 5 cm y colocadas en ángulos de 30° y 60° respecto a la horizontal para facilitar su limpieza manual. Los materiales retenidos en éstas unidades pueden ser retirados mecánicamente o manualmente y se eliminan enterrándolos en micro-rellenos sanitarios,

ubicados dentro de la planta de tratamiento y en lo posible en las cercanías de las unidades de rejillas.

Desarenador

Las aguas residuales contienen por lo general sólidos inorgánicos como arenas, cenizas y gravas, cuya cantidad es variable y depende de muchos factores, pero principalmente si el alcantarillado es del tipo separativo o combinado.

Luego se realiza la etapa de tratamiento primario. Con este nombre se designa a los procesos cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos y de arrastre. Pueden ser por sedimentación o flotación. De estos procesos el más utilizado y el que mejor se ajusta a las características de las aguas residuales es la sedimentación. La unidad o dispositivo de tratamiento que utilizan el proceso de sedimentación es el tanque Imhoff. Ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua y la digestión de lodos sedimentados en la misma unidad; tiene una operación muy simple y no requiere de partes mecánicas.

En un tanque Imhoff pequeño las aguas servidas ingresan por la tubería (N° 1 en el gráfico 7.1). Hay una pantalla separadora (N° 1 en el gráfico 7.1) en donde las aguas pasan un período de sedimentación. Luego van a caer a la cámara inferior (N° 4 en el gráfico 7.1) para el proceso de digestión anaeróbica. El proceso final de limpieza se da en la cámara de decantación (N° 2 en el gráfico 7.1) antes de su salida del tanque (N° 8 en el gráfico 7.1). La zona destinada a las espumas está en las partes superiores (N° 3 en el gráfico 7.1).

Un tanque Imhoff, es un tanque de dos pisos, de sedimentación y séptico, que combina la sedimentación en el compartimiento superior y la digestión de lodo en el compartimiento inferior. Todo el tanque está lleno con aguas negras, pues los dos compartimientos están conectados por medio de una abertura de separación entre ellos. Un deflector, colocado entre ambos compartimientos, desvía el paso hacia abajo de las partículas que se

sedimentan desde el compartimiento superior al inferior, pero impide la ascensión de gases al compartimiento de sedimentación, desviando los gases a un compartimiento para espumas, desde donde escapan al aire.

Los tres compartimientos del tanque Imhoff son, el superior, llamado *cámara de sedimentación o de escurrimiento*; el inferior, llamado *cámara de digestión*; y el compartimiento intermedio, abierto al aire, llamado *cámara de espumas*. La sedimentación de los sólidos sedimentables tiene lugar en la cámara de sedimentación desde donde pasan, a través de una *abertura* situada en el fondo de la cámara de sedimentación, a la cámara de digestión. En esta última cámara, los sólidos se licuan y gasifican por la acción séptica. Los gases generados escapan a la atmósfera desde la cámara de digestión, a través de la cámara de espumas. Las características peculiares del tanque Imhoff son, la abertura protegida que impide que los gases de la digestión pasen a la cámara de sedimentación, y la ausencia de una corriente en movimiento en el compartimiento de digestión. Se han construido tres de estos tipos de tanques: el de escurrimiento radial, el de escurrimiento longitudinal, con compartimiento de digestión circular o cónicos, y el de escurrimiento longitudinal, con compartimiento de digestión rectangular.

Compartimiento de sedimentación

Como en otros tipos de tanques, las dimensiones de la cámara de sedimentación están determinadas por:

- la velocidad de escurrimiento,
- el período de detención y
- la cantidad de aguas negras a tratar.

Cuando se van a tratar aguas negras domésticas, los períodos mínimos de detención, tolerados por diversos departamentos de sanidad estatales varían de 1.5 a 4 horas, siendo 2 horas el período más común. Antes de un tratamiento de activación de lodo, es suficiente un periodo de 1 a 1.50 horas; antes de una filtración continua o de filtración de arena, 2 horas; y como tratamiento único 2 a 3 horas. Todos estos datos se refieren a escurrimiento de tiempo seco. Puede ser necesario establecer una

desviación del tanque Imhoff, para usarla en épocas de lluvias, en que un período corto de detención previsto para el escurrimiento medio, puede ser demasiado breve, durante esos periodos de gasto máximo. La velocidad de escurrimiento no debe exceder de 31 centímetros por minuto. Una velocidad mayor se traduciría en menor eficacia de la sedimentación. Un periodo más largo que los límites señalados aproximadamente, podría conducir a un líquido residual séptico o alterado, y un periodo más corto podría determinar la pérdida de eficacia en la sedimentación. La intensidad del asentamiento debe ser de unos $24.4 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2$ de área superficial del tanque, pero puede aumentarse hasta 36.6 m^2 antes de un tratamiento de activación del lodo o cuando se use recirculación. El fondo de la cámara de sedimentación debe tener una pendiente no menor de 5 vertical a 4 horizontal, con el fin de que el material que se sedimenta descienda a la cámara de digestión de lodo. Deben tomarse previsiones para poder limpiar estas superficies inclinadas, estableciendo un paso en la parte superior del tanque, desde el cual pueda manejarse una escoba de caucho para remover y arrastrar los depósitos acumulados. Es conveniente que el material con que se construyan las paredes y el fondo de la cámara de sedimentación, sean lo más lisos posible, para evitar la retención de lodo en la cámara de sedimentación. Se han ensayado la madera, el vidrio y el concreto. El más común es el concreto y ha resultado satisfactorio. La relación de longitud a la anchura puede variar entre 5:1 y 3:1, con la profundidad de la abertura igual aproximadamente a la anchura. La longitud del compartimiento no debe exceder de unos 30 m. Son convenientes longitudes moderadas, a fin de facilitar una buena distribución del lodo. La anchura de cámara, está determinada por consideraciones de economía y conveniencia. No debe ser tan grande que permita la formación de corrientes transversales. En general es más conveniente que la cámara sea relativamente estrecha. Se han construido cámaras satisfactorias con profundidades de 1.50 a 4.50 m. La profundidad debe ser relativamente moderada con objeto de que las partículas tengan tiempo de caer a la abertura, antes que lleguen al final de su recorrido en el compartimiento. La experiencia y la práctica indican que la profundidad total del tanque debe ser tan grande como sea posible, hasta un límite de 9 a 10.5 m, teniendo muy en cuenta las dificultades de excavación.

Algunas veces se establecen dos o más cámaras de sedimentación sobre una sola cámara de digestión a fin de evitar las profundidades que determinaría la necesidad de una pendiente adecuada en los lados de una sola cámara. Una objeción que puede hacerse a las cámaras múltiples de escurrimiento y sedimentación, es la posibilidad de que haya intercambio de líquido de una cámara a otra, a través de la cámara de digestión común.

Los dispositivos de entrada y salida deben establecerse de tal modo que pueda invertirse la dirección del escurrimiento en el tanque, a fin de que el lodo acumulado se pueda distribuir más uniformemente en las tolvas de la cámara de digestión. Las aguas negras deben salir de la cámara de sedimentación sobre un vertedor largo, para reducir a un mínimo las fluctuaciones en el nivel de las aguas negras en el tanque. El borde libre o distancia vertical entre la parte superior de la pared del tanque y la superficie del agua, debe variar entre 45 y 60 cm. Los gases de la digestión del lodo son muy sensibles a ligeros cambios de presión. Un descenso en el nivel de las aguas negras permitirá una expansión de los gases comprimidos, que puedan trastornar violentamente el lodo de la cámara de digestión. El ligero efecto de agitación que producen las burbujas ascendentes de gas sin embargo, es conveniente, pues pone al lodo fresco más rápidamente en contacto con los agentes bacterianos activos. Deben colocarse frente a la entrada y a la salida deflectores colgantes, sumergidos de 30 a 50 cm, y proyectándose unos 30 cm por encima de la superficie de las aguas negras, y en los tanques grandes, deben colocarse asimismo deflectores intermedios, para evitar el movimiento de las espumas o su paso al líquido saliente. Un tanque Imhoff que esté funcionando debidamente, no debe tener ninguna espuma sobre la superficie de las aguas negras en la cámara de sedimentación.

La abertura

La abertura situada en el fondo de la cámara de sedimentación, no debe tener menos de 15 cm entre sus bordes, medidas a lo largo de la inclinación de la tolva. Son preferibles medidas anchas, pero una abertura excesivamente ancha, determinaría demasiada pérdida en la cámara de

digestión. El borde más inferior debe proyectarse 15 a 20 cm horizontalmente bajo el borde superior, para evitar el retorno de los gases al compartimiento de sedimentación, o puede usarse una viga triangular, como deflector, debajo de la abertura. Esta viga tiene la ventaja de que reduce la profundidad de tanques necesaria para proporcionar espacio suficiente para la acumulación de lodo.

La cámara de digestión

La cámara de digestión debe diseñarse de modo que pueda almacenar el lodo de 6 a 12 meses, correspondiendo el período más largo a las instalaciones pequeñas. En climas calurosos, pueden ser satisfactorios periodos más cortos. La cantidad de lodo que pueda almacenarse, es tan incierta como en otras formas de tratamiento de las aguas negras.

La capacidad más común es de 85 a 99 litros. La capacidad necesaria puede ser menor en los climas calurosos y cuando se puedan establecer periodos más cortos entre cada dos extracciones de lodo. En los climas templados, la tendencia actual es aumentar la capacidad de los tanques de digestión por encima de la que se consideraba satisfactoria de 1930 a 1940.

La capacidad efectiva de la cámara, se considera que es volumen total de la misma aproximadamente 15 cm por debajo del borde más inferior de la abertura, con el fondo del compartimiento de lodo debidamente inclinado. Puede establecerse, como principio general, que el compartimiento de lodo debe ser suficientemente grande para que no tenga que sacarse el lodo inconveniente durante los periodos de tiempo frío, en que la acción biológica es lenta.

La cámara de digestión suele consistir en una, dos o tres conos o pirámides invertidos, llamados tolvas, con paredes inclinadas, a razón de 2 horizontal por 1 vertical, o preferentemente más inclinadas, sin necesidad de una profundidad demasiado grande en el tanque. La finalidad de la inclinación fuerte es concentrar el lodo en el fondo de la tolva así formada. El material de construcción suele ser el concreto, pues con un buen método de construcción puede obtenerse con él una superficie suficientemente lisa.

Cuando las pendientes sean moderadas, se puede colocar una tubería de agua, perforada cada 15 o 30 cm en la parte superior de los planos inclinados, y lanzar agua por cortos periodos, para arrastrar el lodo hacia el fondo, cuando se tenga que limpiar el tanque. Si se establece más de una tolva, deben ponerse conexiones, bastante por debajo de la superficie que alcance el lodo, para que éste se pueda distribuir uniformemente entre las tolvos y ninguna de ellas resulte sobrecargada.

Se coloca un tubo de hierro fundido, de 15 a 20 cm de diámetro en posición aproximadamente vertical, con su extremo inferior abierto a unos 30 cm del punto más bajo de la cámara de digestión. Este tubo se usa para quitar el lodo. Es conveniente establecer un tubo recto, desde el fondo del tanque hasta la atmósfera libre, para facilitar la limpia del tanque o el aflojamiento del lodo al principio, y para impedir la acumulación de bolsas de gases. El lodo se saca a través de una rama sensiblemente horizontal, localizada de tal modo que se disponga de una carga de 1.2 a 1.8 m para la descarga del lodo. En el tramo horizontal del tubo se monta una válvula. En tales condiciones, cuando la válvula esté abierta, el lodo fluirá libremente. La pendiente hidráulica para asegurar el escurrimiento del lodo de un tanque Imhoff, no debe ser menor de 12% a 16%. Si es necesario, puede usarse un elevador de aire, para elevar el lodo una vez que se ha extraído del tanque.

La cámara de espumas

El volumen de la cámara de espumas debe ser igual aproximadamente a la mitad del volumen de la cámara de digestión. El área de la superficie de la cámara de espumas expuestas a la atmósfera, debe ser del 25% al 30% de la proyección horizontal de la parte superior de la cámara de digestión: ninguna ventila tendrá menos de 45 cm de anchura, y una, por lo menos, tendrá 60 cm o más de ancho. El borde libre debe tener 45 a 60 cm. Algunos tanques han funcionado satisfactoriamente con un 10% solamente, pero son de temer, en tal caso, trastornos debidos a la formación de espumas, a menos que se haya establecido un área extensa para el escape de los gases.

Todas las partes de la superficie del tanque deben ser accesibles, para que puedan destruirse o extraerse la espuma y los objetos flotantes. Las ventilas para gases deben establecerse de suficiente tamaño para que se pueda penetrar por ellas en la cámara de lodo, cuando esté vacío.

Deben tomarse precauciones contra el desplazamiento del tanque por una elevación de las aguas subterráneas cuando esté vacío. Con un tanque vacío y alto nivel freático, hay el peligro de que el tanque tienda a flotar. Esta flotación del tanque puede prevenirse construyéndolo de concreto macizo, con un techo pesado de concreto, o estableciendo un drenaje inferior en la cimentación, o instalando válvulas que se puedan abrir hacia el interior, cuando el nivel de las aguas del subsuelo sea más alto que el de las aguas negras en el tanque. Si se puede drenar el tanque por gravedad, no será necesario confiar totalmente para su seguridad en la posibilidad de tener el tanque lleno en los periodos de alto nivel de las aguas del subsuelo.

Para un funcionamiento satisfactorio de los tanques Imhoff, no es esencial el establecimiento de un techo. Se usan algunas veces, como en el caso de las fosas sépticas, para facilitar el combate de la formación de los malos olores, para proteger las aguas negras contra las heladas, y para estimular la actividad bacteriana. Al construir un techo debe establecerse ventilación y un fácil acceso al tanque, para inspección, limpia y reparaciones.

Extracción de lodos

En la mayor parte de los tanques Imhoff se extrae el lodo por gravedad, bajo una carga hidrostática no menor a 1.80 m. El tubo de extracción del lodo no debe tener menos de 20 cm de diámetro, a menos que el lodo se vaya a extraer del tanque por bombeo, caso en el que el tubo puede ser de 15 cm. El lodo se descarga a un canal situado a un lado del tanque. Después, escurre por gravedad a lo largo de dicho canal, o se eleva con bombas a lechos de desecación o, a otro lugar de evacuación. El lodo es un material de difícil manejo, y es posible que no empiece a escurrir con facilidad, pero una vez iniciada el escurrimiento fluye con tanta facilidad como el agua, siempre que la velocidad esté dentro de los límites de la turbulencia hidráulica. Al instalar tuberías y canales para lodo deben

establecerse los menores cambios de dirección que sean posibles; en cada cambio de dirección se instalará un dispositivo de limpia; y se tomarán medidas para poder inyectar agua a presión en el tubo que conduzca el lodo, sin crear ninguna conexión transversal con las líneas de abastecimiento de agua potable. Algunas veces, se instalan en el fondo de los tanques de digestión tubos de agua perforados, colocados cerca de la admisión al tubo de lodo para ayudar al lodo a ponerse en movimiento.

De la forma del tanque se obtienen varias ventajas: 1) los sólidos sedimentables alcanzan la cámara inferior en menor tiempo; 2) la forma de la ranura y de las paredes inclinadas que tiene la cámara acanalada de sedimentación, fuerza a los gases de la digestión a tomar un camino hacia arriba que no perturba la acción sedimentadora.

Alrededor de 1925, la digestión separada con calefacción ya había demostrado ser conveniente y económica, y en la actualidad ésta se emplea en todas las grandes plantas junto con tanques de sedimentación, con remoción continua de los lodos para la digestión. A pesar de esto, los tanques Imhoff todavía tienen su propio lugar en el tratamiento primario de las aguas negras, especialmente debido a su simplicidad de operación. En algunas situaciones locales, esta ventaja solo puede pesar más que cualquier otra. Su posición como alternativa de tratamiento de aguas servidas es tan sólida que hay empresas extranjeras que comercializan modelos compactos para grupos pequeños de personas. En la Figura 7.2 puede verse este dispositivo comercializado por la empresa colombiana Colempaques S.A. La Figura 7.3 muestra un diagrama interno de este dispositivo.

Como todo dispositivo para un tratamiento primario, el tanque Imhoff puede ser una parte de una planta para el tratamiento completo, y en tal caso su comportamiento de digestión debe tener una capacidad tanto para los lodos secundarios como para los que recibirá de la sobrepuesta cámara de sedimentación.

7.3.2 Ejemplo de Dimensionamiento de Un Tanque Imhoff

El dimensionamiento de tanque Imhoff para grupos mayores de personas sigue el siguiente procedimiento:

Ejemplo: Buscar las dimensiones gobernantes convenientes para un tanque Imhoff, tales que se cumplan los requisitos siguientes:

a. Datos de Ingreso

Población servida: 5,000 personas.

Gasto $Q = 1,893 \text{ m}^3/\text{día}$

Período de retención: 2 horas

Aplicación superficial: $24.4 \text{ m}^3 \cdot \text{Día}/\text{m}^2$

Velocidad promedio en la cámara de sedimentación = $< 0.3 \text{ m}/\text{min}$.

Capacidad de la cámara de digestión: $0.100 \text{ m}^3/\text{persona}$.

Área superficial de las ventosas de gas $> 25\%$ del área total.

La forma del tanque será semejante a la mostrada en la Figura 7.4, con dos tolvas en su fondo.

$L =$ largo del estanque

b. Dimensiones de la cámara de sedimentación.

$$2 b L = 1,893 / 24.4 = 78.0 \text{ m}^2.$$

Tomemos $b = 2.5 \text{ m}$; $L = 15.6 \text{ m}$.

De lo que $V = 15.6 / 120 = 0.13 < 0.3 \text{ m}/\text{min}$.

$$\text{Volumen } S_1 = (1,893 \times 2) / 24 = 157.8 \text{ m}^3$$

$$A = \text{área transversal} = 157.8 / 15.6 = 10.1 \text{ m}^2 \text{ (requerida)}$$

Tomemos $c = 1.25$ m

$$A = 2[b c + 0.375 b^2] = 2[(2.5 \times 1.25) + 0.375 (2.5)^2]$$

$$A = 11.00 \text{ m}^2$$

c. Dimensiones de la cámara de digestión:

$$S_2 = \text{volumen de la cámara de digestión} = 5,000 \times 0.10$$

$$S_2 = 500 \text{ m}^3$$

$$S_2 = \text{Volumen de cuba} + \text{volumen de base} = (f h L) + h^2 L/12$$

De lo que:

$$f = = = 3.82 \text{ m}$$

Profundidad total del tanque = $c + d + e$ (zona neutral) + $f + g$. en donde:

$$g = 0.$$

$$D = 1.25 + 1.87 + 0.50 + 3.82 + 1.81 = 9.25 \text{ m}$$

Nota: $y = \text{borde libre} = 0.60$ m (mínimo).

$$= = = 31 \%$$

Obtenemos :

$$a = 0.75 \text{ metros}$$

$$b = 2.50 \text{ metros}$$

$$c = 1.25 \text{ metros}$$

$$d = 1.87 \text{ metros}$$

$$e = 0.50 \text{ metros}$$

$$f = 3.82 \text{ metros}$$

$$g = 1.81 \text{ metros}$$

7.3.3 Procedimiento de Operación.

Al entrar en operación, un tanque Imhoff debe sembrarse para poner en marcha el proceso de digestión. Esto se hace utilizando lodos digeridos de otro tanque, o a falta de éstos, materia nutritiva, tal como unas cuantas paladas de abono o estiércol. Puede desarrollarse una espuma o nata excesiva, como resultado de condiciones ácidas, teniéndose que usar medios correctivos, tales como adiciones de cal en poca cantidad, a fin de ajustar así el pH hasta el punto neutro. En su funcionamiento normal, un tanque Imhoff debe ser vigilado diariamente, aunque para hacerlo no exija mucho trabajo en su manejo ni muchas herramientas. Al subir los gases para salir por las ventosas, llevan algunos sólidos a la superficie, y pueden formar espuma o nata gruesa flotante. Los gases pueden levantar las masas sobrenadantes aun hasta rebosar las paredes, estorbando así el paso normal de ellos, haciendo que pasen hacia arriba a través de la ranura de las cámaras de sedimentación, se vuelven sépticos, a menos que sean removidos. Sin embargo, pueden prevenirse la mayoría de las dificultades o mal funcionamiento del tanque por medios sencillos. La espuma o nata se dispersa u obliga a bajar por medios de chorros de agua con manguera, y los sólidos de la cámara de sedimentación se obligan a bajar utilizando una cadena pesada, suelta, de rastreo. Hay que conocer el nivel de los lodos de cuando en cuando, para lo cual se usa un palo y placa o una bomba de mano con manguera, para mantener este nivel bajo control, sacando mensualmente los lodos digeridos, o cuando se requiera, para obtener buen resultado. Los lodos se descargan sobre lechos de arena para secarlos.

En igualdad de las demás condiciones, la misma profundidad y complejidad de un tanque Imhoff pueden regir a veces en contra de su elección. Es obvio que la mayoría de los emplazamientos para las estaciones depuradoras han de estar en tierras bajas, o sea, cerca de un río o lago, que sería el cuerpo receptor para los efluentes. Por eso deben tenerse

presentes los problemas de diseño y de construcción que se plantean debidos a las presiones desequilibradas de las aguas freáticas, del encofrado y muchos otros factores.

7.3.4 Ventajas y desventajas de su uso

Los tanques Imhoff tienen la ventaja, sobre las fosas sépticas, que no descargan lodo en el líquido saliente, sólo en casos anormales. El tanque Imhoff contribuye a la digestión del lodo mejor que el de una fosa séptica, y produce un líquido residual mejor que el de un tanque de sedimentación simple. El lodo procedente de los tanque Imhoff se seca y se evacua con más facilidad que el procedente de las fosas sépticas o de los tanques de sedimentación simples. Esto se debe a que contiene de 90 a 95% de humedad. Cuando sale del tanque es casi negro, escurre libremente, y está lleno de pequeñas burbujas de gas, que se expande al cesar la presión que hay en el fondo del tanque, lo que da al lodo una consistencia poroso o esponjosa, que facilita la desecación. Cuando está seco, tiene un olor que no es desagradable, parecido al de la tierra de jardín, y puede usarse para rellenos en terrenos baldíos, sin riesgo de ulterior putrefacción. No siempre ha dado resultados como fertilizante.

Los tanque Imhoff producen a veces malos olores, aún cuando se hagan funcionar debidamente. También tienen tendencia a estimular la formación de espuma. Esta formación de espuma, semejante a veces a una ebullición, puede ser violenta, lanzando las espumas por las ventilas para gases, el lodo, a través de la abertura, al interior de la cámara de sedimentación, con perjuicio para la calidad del líquido saliente o residual. La espuma de la cámara de transición, puede alcanzar gran espesor o solidificarse por las heladas, de tal modo que impida el escape de los gases, lo que puede determinar que el lodo penetre en la cámara de sedimentación.

Como limitaciones del tanque Imhoff, las aguas que se introducen en un tanque Imhoff, no necesitan ningún tratamiento preliminar, salvo el paso por una criba gruesa y la separación de arenillas. Estos tanques funcionan mejor en climas calurosos o donde el compartimiento de la digestión del lodo esté caliente, y cuando la naturaleza de las aguas negras sea tal que

no se establezcan condiciones de acidez en el compartimiento de digestión. Es difícil la construcción de tanques Imhoff en arena fluida o en roca, y deben tomarse precauciones en el proyecto y en el funcionamiento, cuando el nivel freático esté alto, para evitar que el tanque pueda flotar o ser desplazado cuando se vacíe. Estos tanques son más adecuados para ciudades pequeñas y para comunidades o instituciones donde no se necesite una atención constante y cuidadosa, y los líquidos salientes o residuales satisfacen ciertos requisitos para evitar la contaminación por polución de las corrientes. No se considera conveniente el uso de estos tanques para ciudades más grandes, en las que la sedimentación y la digestión se logran más satisfactoriamente en estructuras separadas.

Además, el uso del tanque Imhoff tiene las siguientes ventajas frente a las otras alternativas:

- a) Se requiere un espacio reducido.
- b) Su fácil localización
- c) Su costo de construcción es similar al de las lagunas de oxidación.
- d) Son convenientes especialmente en climas calurosos pues esto facilita la digestión de lodos.

El uso del tanque Imhoff tiene las siguientes desventajas frente a las otras alternativas:

- a) Tiene un mayor costo de operación.
- b) Tiene un mayor costo de mantenimiento.
- c) Es necesario un operador capacitado.
- d) Se requiere el abastecimiento de fluido eléctrico.

7.3.5 Aplicación del diseño de tratamiento de aguas servidas para la localidad de Congas

Debido al tamaño de la población, a las características climatológicas y a la reducida disponibilidad de terreno para la planta de tratamiento de los desagües, se ha elegido como sistema de tratamiento la construcción de

una Cámara de Rejas, una Caja Distribuidora de Caudal, dos Tanques Imhoff que trabajarán en paralelo, un Lecho de Secado y un Filtro Biológico. Los planos de todos estos elementos se presentan junto con la presente tesis.

El tratamiento consiste en ingresar previamente el desagüe crudo a un buzón cámara de rejas, donde se eliminara el material grueso y sedimentable. Seguido a este tratamiento preliminar se ingresara el desagüe a un sedimentador primario, Tanque Imhoff, que tiene la finalidad de permitir la sedimentación y la digestión de la materia orgánica presente en el desagüe cuya eficiencia de la DBO está en el orden de 20 al 35%.

Para aumentar la eficiencia de remoción tanto de DBO como de coliformes, se ha considerado necesario proyectar un Filtro Biológico de percolación de baja tasa cuya eficiencia de remoción de la DBO está en el orden del 80 al 90% y del 90 al 95% de remoción de la carga bacteriana. La carga orgánica del Filtro Biológico se encuentra dentro del rango de 0.08 al 0.4 Kg. DBO/m³/día, el cual es permitido por la norma peruana que controla **DIGESA**. El cálculo del diseño y dimensiones de las mismas se presentan a continuación:

NOTA : El presente diseño consistirá en dos unidades de Tanque Imhoff, por lo tanto la población de diseño (futura) para cada unidad será de 842 habitantes .

I. Cálculo Del Tanque Imhoff

a. Cálculo del Gasto:

Población servida: 842 personas para un tanque Imhoff.

Dotación : 50 li/persona/día.

Factor de reingreso "C" : 0.80

$$\text{Gasto } Q = 50 \times 842 \times 0.80 / 1000 = 33.7 \text{ m}^3/\text{día}$$

Otros datos de ingreso:

Período de retención: 2 horas

Aplicación superficial: $24.4 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2$

Velocidad promedio en la cámara de sedimentación = $< 0.3 \text{ m}/\text{min}$.

Capacidad de la cámara de digestión: $0.100 \text{ m}^3/\text{persona}$.

Área superficial de las ventosas de gas $> 25\%$ del área total.

L = largo del estanque

b. Dimensiones de la cámara de sedimentación.

$$b L = 33.7 / 24.4 = 1.38 \text{ m}^2.$$

Tomemos $b = 1.0 \text{ m}$; $L_{\text{min}} = 1.38 \text{ m}$.

Usaremos $b = 1.0 \text{ m}$, $L = 2.40$

De lo que $V = 2.40 / 120 = 0.02 < 0.3 \text{ m}/\text{min}$.

$$\text{Volumen } S_1 = (33.7 \times 2) / 24 = 2.80 \text{ m}^3$$

$A = \text{área transversal} = 2.80 / 2.40 = 1.16 \text{ m}^2$ (requerida)

Si $b = 1.00 \text{ m}$,

$c_{\text{mínimo}} = 1.16 \text{ m}$

Se tomará $c = 1.38 \text{ m}$. Considerando la altura de la compuerta: 0.60

$c = 1.98 \text{ m}$

c. Dimensiones de la cámara de digestión:

$$S_2 = \text{volumen de la cámara de digestión} = 842 \times 0.10/2 =$$

Se divide entre dos porque se hará dos limpiezas por año.

$$S_2 = 42.1 \text{ m}^3$$

$$S_2 = \text{Volumen de cuba} + \text{volumen de base} = (f h L) + h L g/3$$

$$\text{Si } g = 0.60, L = 2.40 \text{ y } h = 4.50$$

Se obtiene:

$$f = 3,70 \text{ m}$$

Se considerará 3.65 m.

$$\text{Profundidad total del tanque} = y + c + d + e \text{ (zona neutral)} + f + g$$

Donde:

$$y = 0.30 \text{ m}; c = 1.98 \text{ m}; d = 0.60 \text{ m}; e = 0.50 \text{ m}; f = 3.65 \text{ m}; g = 0.60.$$

$$D = 0.30 + 1.98 + 0.60 + 0.50 + 3.65 + 0.60 = 7.63 \text{ m}$$

II. Calculo De Lecho De Secado

Datos de diseños :

Se diseñara para satisfacer la demanda futura a 20 años :

Población de diseño a 20 años : 1,682 hab.

Tasa de aplicación : 0.1 m²/hab

Nº de aplicaciones de lodo del Tanque Imhoff por año :3 veces

a) Área Del Lecho De Secado

$$A = \frac{\text{Tasa de aplicación} \times \text{Población de diseño}}{\text{Nº de aplicaciones de lodo}}$$

$$A = 56.00 \text{ m}^2 \cong 60.00 \text{ m}^2$$

b) Dimensiones

$$A = a \times L$$

$$\text{Asumimos: } a = 8$$

$$L = 7.50 \cong 8.00 \text{ m.}$$

$$\text{Entonces: } A = 64.00 \text{ m}^2$$

III. Diseño Del Filtro Biológico

Datos de diseños :

$$\text{Remoción DBO por Tanque Imhoff} = 30 \%$$

$$\text{Carga Hidráulica} = 1 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

$$\text{Contribución per cápita al filtro} = 31.5 \text{ gr. BDO/hab/día}$$

$$\text{Población de diseño} = 20 \text{ años.}$$

a) Caudal De Diseño: Qp

$$Q_p = \text{Población} \times \text{Dotación} \times \% \text{ contribución}$$

$$Q_p = 0.77 \text{ lt/seg} \cong 70.00 \text{ m}^3/\text{día}$$

b) Carga Superficial Total: CSt

$$CSt = \text{Población} \times \text{Contribución per cápita}$$

$$CSt = 52.98 \cong 53.00 \text{ Kg. DBO}_5/\text{día}$$

c) Área Del Filtro: A

$$A = \text{Caudal promedio}/\text{Carga Hidráulica}$$

$$A = 70.00 \text{ m}^2 = L \times a ;$$

$$\text{Asumo: } a = 7.00, \text{ entonces } L \cong 10.00 \text{ m}$$

d) Volumen Del Filtro: V

$$\text{Altura asumida} = 2 \text{ m.}$$

$$V = A \times h = 140.00 \text{ m}^3$$

e) Carga Orgánica De Diseño: COD

COD = Carga Superficial total/ Volumen filtro

COD = 0.378 Kg. DBO/m³/día (0.08 - 0.4) O.K

IV. Inicio De La Operación O Arranque

En el Tanque Imhoff

Es recomendable iniciar la operación de estos tanques en los meses de mayor temperatura para promover una digestión más rápida de los lodos.

Se debe llenar el tanque con agua limpia y se inocula lodos de algún tanque Imhoff, tanque séptico o digestor cercano. Se controla el pH en el comportamiento de los lodos, el que debe mantenerse arriba de un valor de 6,8 de pH, para prevenir cualquier condición de acidificación en el digestor. El pH puede controlarse mediante la aplicación de lechada de cal, en forma gradual al ingreso de la cámara de sedimentación o en la zona libre de acumulación de natas y ventilación. No debe de aplicarse en forma instantánea una gran cantidad de cal, pues la acción repentina del químico tiende a alterar la digestión.

En la Cámara de Sedimentación

Las grasas y los materiales flotantes en la superficie de la cámara se desnatan diariamente. Se recomienda que las natas recogidas se dispongan en un microrelleno sanitario, conjuntamente con los materiales retirados de la reja y desarenadores. Al desnatare, debe tenerse cuidado de no alterar la corriente.

Las paredes verticales e inclinadas deben rasparse interiormente, cuando menos dos veces por semana.

Las ranuras del fondo del sedimentador, por donde atraviesan los sólidos a la cámara de digestión, deben conservarse libre de

obstrucciones, pero lo cual se limpia semanalmente (usando una cadena con mango) la que se arrastra a través de toda la ranura, a la vez que se le da un movimiento ascendente y descendente.

Los bordes de los vertederos de entrada y salida deben encontrarse perfectamente despejados, para lo cual se inspeccionan diariamente y limpian de ser necesario.

En la Cámara de Digestión

La descarga de lodos debe hacerse antes de que su nivel llegue a estar cerca de 50 cm de distancia de la ranura del compartimiento de sedimentación. Es preferible descargar pequeñas cantidades con frecuencia, que grandes cantidades dejando pasar mucho tiempo. Los lodos deben descargarse a velocidad moderada y regular el flujo para que no se forme un canal a través de los lodos que permita que se descarguen lodos parcialmente digeridos.

Cuando menos una vez al mes, debe determinarse el nivel al que llegan los lodos en su compartimiento. Para conocer el nivel de los lodos se usa una sonda, la que hace descender cuidadosamente a través de la zona de ventilación de gases, hasta que se aprecie que la lámina de la sonda toca sobre la capa de los lodos; este sondeo debe verificarse cada mes, según la velocidad de acumulación que se observa.

Los lodos digeridos se extraen de la cámara de digestión abriendo lentamente la válvula de la línea de lodos y dejándolos escurrir hacia los lechos de secado. Un lodo bien digerido es de textura granular, de color negrozco y de un olor que se describe como de alquitrán, con un pH mayor de 7.0. Por regla general, tiene la propiedad de deshidratarse rápidamente, lo que se advierte al separarse los lodos de inmediato, del agua en que estaban suspendidos.

Los lodos deben extraerse lentamente, para evitar que se apilen en los lechos de secado, procurando que se distribuyan uniformemente en la superficie de tales lechos.

La extracción de lodos debe suspenderse cuando se empiece a notar cambios en su color, esto es, cuando comiencen a presentarse estrías de color gris o café, lo que ya indica que los lodos no han alcanzado su completa digestión. Se recomienda que en operación normal no se extraiga más de la mitad de los lodos contenidos en la cámara de digestión.

Se recomienda que la extracción de lodos se realice con frecuencias compatibles al tiempo de digestión (con excepción de la primera extracción que se realiza en un periodo igual al doble del tiempo teórico de digestión), se debe realizar con mayor frecuencia si llega a observarse que la acumulación es excesiva. La fuga de material flotante en la salida del sedimentador será un indicio de la necesidad de una extracción más frecuente de lodo del digestor.

Al terminarse el vaciado de los lodos, se recomienda lavar la línea de extracción con agua a presión, para evitar que los lodos retenidos se endurezcan y obstruyan la línea.

Se recomienda que en cada descarga de lodos, se tome la temperatura del material que está escurriendo, lo mismo que la temperatura ambiente. Con esto se tiene una indicación muy valiosa de las condiciones en que se está realizando la digestión.

En la Zona de Ventilación y Acumulación de Natas

La zona de ventilación de la cámara de digestión, debe encontrarse libre de natas o de sólidos flotantes, que hayan sido acarreados a la superficie por burbujas de gas. Para hundirlas de nuevo, es conveniente

el riego con agua a presión, si no se logra esto, es mejor retirarlas y enterrarlas inmediatamente. La experiencia indica la frecuencia de la limpieza, pero cuando menos, debe realizarse mensualmente.

Debe hacerse todo lo posible para impedir la formación de espumas, debido a que a veces es muy difícil corregir esta situación una vez que se ha presentado. La formación de espuma, va asociada generalmente con una condición de acidez de los lodos. Existen medidas sencillas, que en ciertas circunstancias mejoran esta situación.

Generalmente se ayuda a corregir esto usando cal hidratada, la cual se agrega por las áreas de ventilación. Conviene agregar una suspensión de cal a razón aproximada de 5 Kg. por cada 1000 habitantes, mezclándose con las natas y la espuma sobrenadante en las zonas de ventilación de gas, repitiéndose este tratamiento periódicamente, hasta que el pH de los lodos se encuentre entre 7.0 y 7.6.

Algunas veces se mejoran las condiciones dejando el tanque fuera de servicio, si es posible por algunos días.

En los Lechos de Secado

Debe determinarse experimentalmente cual es el espesor más conveniente de la capa de lodos en proceso de secado. Es posible que, en clima seco, se pueda secar rápidamente una capa de lodos de 0.30 m de espesor.

No deben vaciarse lodos húmedos sobre lodos secos o parcialmente secos. Antes de recibir una nueva carga de lodos, deben limpiarse los lechos para eliminar los residuos de lodos secos, las basuras y restos de vegetación que se hayan acumulado.

Los lodos digeridos que han perdido suficiente humedad, se agrietan, pudiendo entonces manejarse con pala para retirarse del lecho. Los tiempos de secado dependen del clima y pueden variar de 1 a 4

semanas. En zonas lluviosas debe preverse la cobertura de los lechos de secado para evitar que las precipitaciones incorporen mayor humedad a los lodos en proceso de secado

Los lodos digeridos secos constituyen un buen abono o mejorador de suelos, aunque se debe advertir que los huevos de nematodos, que pueden estar contenidos en los lodos, requieren de un periodo de varios meses para su inactivación y por lo tanto la perdida de capacidad de infectar a otras personas. Por este motivo se deben almacenar los lodos por un periodo de por lo menos 6 meses para que su uso en la agricultura no signifique riesgo para la salud de los agricultores o los consumidores de los productos.

7.3.6 Conclusiones

- La instalación de los llamados tanques Imhoff consisten en: una fase preliminar de tratamiento mediante cribados gruesos y finos con rejillas, para luego entrar a un desarenador y una segunda fase que consiste en el tratamiento anaeróbico en los tanque Imhoff, de donde las aguas fluyen hacia un filtro intermitente de arena siendo que el proceso finaliza con la desinfección del agua clarificada en un tanque clorinador de contacto, es mas eficiente para la zona que otros sistemas de tratamiento.
- El diseño de las lagunas de estabilización para el tratamiento de las aguas servidas domésticas de las poblaciones pequeñas de la sierra debe ser reconsiderado con la alternativa de los Tanques Imhoff por sus costos y eficiencia técnica.

7.4 USO LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

7.4.1 Definición

Son estanques conformados perimetralmente por diques de tierra, con profundidades menores a 5 m y períodos de permanencia hidráulica de 1 a 40 días, divididos en compartimientos que tienen distintas finalidades.

7.4.2 Clasificación

Aeróbicas: Soportan cargas orgánicas bajas y contienen oxígeno disuelto en todo instante y en todo volumen del líquido

Anaeróbicas: Se proyectan para altas cargas orgánicas y no contienen oxígeno disuelto. El proceso es semejante al de un digestor anaeróbico sin mezcla.

Facultativas: Operan con una carga orgánica media. En las capas superiores hay un proceso aeróbico. En las capas inferiores se tiene un proceso anaeróbico, donde se produce simultáneamente fermentación ácida y metánica.

De maduración: Se utilizan como una segunda etapa de tratamiento a continuación de lagunas facultativas. Se diseñan para disminuir el número de organismos patógenos, ya que las bacterias y virus mueren en un tiempo razonable, mientras que los quistes y huevos de parásitos intestinales requieren más tiempo. También reducen la población de algas. Hay pequeña remoción de la DBO.

Aereadas facultativas: Son una extensión de las lagunas facultativas convencionales. Tienen como función suministrar oxígeno al proceso, cuando la actividad de las algas se reduce durante la noche. Esta acción provoca la disminución de la zona anaeróbica e incrementa la aeróbica provocando la concentración de algas en toda la masa líquida.

Aereadas de mezcla completa: Tienen un nivel de potencia instalados (aeradores) suficientemente alto para suministrar todo el oxígeno requerido y además para mantener en suspensión los sólidos. Es una variante de aereación prolongada sin recirculación. Tiene mayor permanencia hidráulica.

Lagunas de sedimentación: Son empleadas para clarificar el efluente de las lagunas aereadas aeróbicas. En ellas se produce el almacenamiento y digestión de los lodos sedimentados.

De acuerdo a la secuencia del flujo de una batería de lagunas, podemos tener lagunas en serie, en paralelo, o en paralelo-serie.

La forma de clasificar y por consiguiente, de diseñar lagunas de estabilización es muy variable y diferente. En la Tabla 7.1 se presenta la clasificación de las lagunas de estabilización.

La mayoría de los países han establecido criterios de diseño con base en cargas orgánicas superficiales, cargas orgánicas volumétricas y/o tiempos de retención, con el objeto principal de asegurar un efluente de calidad tal que satisfaga las normas y requerimientos de descarga de un efluente secundario. Sin embargo, es muy común encontrar que dichos criterios de diseño no aseguran efluentes de calidad secundaria permanente debido al efecto de la pérdida de sólidos suspendidos a la salida de la laguna. Los modelos de diseño permiten cuantificar las estructuras requeridas para las remociones exigidas comúnmente de DBO y coliformes fecales.

7.4.3 Descripción del Sistema

- a) Las aguas usadas en las casas y otros establecimientos son recolectadas por los colectores (Figura N° 7.5)
- b) Las aguas servidas llegan de los colectores a la **CÁMARA DE REJAS**, estructura que retiene los sólidos de tamaño regular que trae consigo (trapos, latas, plásticos, animales muertos, etc.). Así se evita que los canales se tapen (**PRETRATAMIENTO**) (Figura N° 7.6).
- c) Luego, en el **DESARENADOR** se retienen las arenas y otros sólidos muy pequeños que aún quedan en estas aguas, para evitar se sedimenten en las lagunas y por consiguiente disminuya el volumen disponible para su tratamiento y aumente la necesidad de limpieza de las mismas (**PRETRATAMIENTO**) (Figura N° 7.7 y 7.8)
- d) Al pasar por el **DESENGRASADOR**, se elimina el exceso de grasas y aceites de las aguas servidas, evitando la formación de una capa en la superficie de la laguna, lo cual impide que las algas reciban la luz del sol y produzcan oxígeno (**PRETRATAMIENTO**).

- e) Luego las aguas servidas pasan por el **REPARTIDOR DE CAUDAL** para controlar la cantidad que ingresa a cada laguna primaria. (Figura N° 7.9)
- f) En las **LAGUNAS PRIMARIAS** se elimina más de la mitad de la materia orgánica, desintegrándola con la ayuda de las bacterias y algas, en dos tipos de residuos: los que se asientan en el fondo y las que flotan en ellas (**TRATAMIENTO PRIMARIO**).
- g) En las **LAGUNAS SECUNDARIAS**, se eliminan los patógenos que causan enfermedades como el cólera, tifoidea, tétano, etc.; asimismo reducen las materias orgánicas que no se eliminaron en las lagunas primarias (**TRATAMIENTO SECUNDARIO**). (Figura N° 7.10)
- h) Las aguas servidas tratadas son devueltas al río, sin poner en riesgo la salud pública y sin contaminar el ambiente.

7.4.4 Ventajas y desventajas de su uso.

El uso de lagunas de Estabilización tiene las siguientes ventajas frente a las otras alternativas:

- a) Bajo costo de instalación y operación.
- b) Facilidad de operación.
- c) En las lagunas con grandes períodos de retención hidráulicos, generalmente se eliminan los huevos y quistes de los parásitos intestinales, lo que no ocurre con tratamiento convencionales, aún con desinfección.
- d) Pueden tratar gran variedad de aguas residuales domésticas, industriales y agrícolas cuando la carga de las mismas es biodegradable.

El uso de lagunas de Estabilización tiene las siguientes desventajas frente a las otras alternativas:

- a) La lentitud del proceso de oxidación, resultado de la baja temperatura, la escasez de oxígeno, la amplitud de la diferencia térmica entre día y noche (promedio de 20 °C cada día en la sierra, por ejemplo), y la baja presión atmosférica.
- b) Así las lagunas se hacen de mayores dimensiones y el periodo de tratamiento se alarga (2 a 3 veces más en la costa o la selva) lo que incrementa el costo de tratamiento.
- c) Dado esto dificulta su localización por escasez de tierras y la oposición de los pobladores vecinos a las instalaciones.
- d) La deficiente organización vecinal para la operación y mantenimiento.
- e) En algunos casos alteran drásticamente el paisaje despertando un fuerte rechazo de los pobladores y deprimiendo el flujo turístico.
- f) En comparación a la cantidad de experiencias efectuadas, hay pocos modelos matemáticos y formulaciones de proyecto.
- g) En nuestro país no se han desarrollado investigaciones para obtener parámetros racionales de diseño.
- h) Se requiere disponer de terrenos aptos para la ejecución de la laguna.
- i) Deben estar alejados de la zona poblada, lo que obliga a proyectar emisarios de gran longitud.
- j) Cuando el efluente contiene algas y en el cuerpo receptor hay pocos nutrientes, las algas vegetan y tienen una pequeña demanda (DBO) que no es objetable. En cambio si no hay luz solar suficiente se mueren y sedimentan produciendo demanda de oxígeno por respiración endógena.
- k) En cursos sin agua permanente como ocurre en zonas secas no es aconsejable la aplicación de lagunas, ya que las algas del efluente pueden producir olores al descomponerse

7.4.5 Diseño de la Laguna de Estabilización

7.4.5.1 Definición y Características Generales de los Sistemas de Tratamiento.

La selección de lagunas de Estabilización como sistema de tratamiento de aguas residuales municipales y/o industriales se hace con base en los siguientes principios de diseño.

- Las lagunas de estabilización constituyen el proceso de tratamiento biológico mas confiable por su resistencia máxima a cargas de choque con materiales organismos y tóxicos , por su sensibilidad mínima a la operación intermitente y porque requieren una destreza operativa ínfima.
- Lagunas en serie permiten diseños mas eficientes y por lo tanto mas económicos.
- Las lagunas primarias tienen como propósito básico la remoción del DBO, coliformes fecales y sólidos suspendidos.
- Las lagunas secundarias tienen como función primordial la remoción del DBO y coliformes fecales.
- Las lagunas terciarias y posteriores proveen, esencialmente, remoción natural adicional de coliformes fecales.
- El dinero disponible para tratamiento de aguas residuales es escaso, por lo tanto las obras de control de contaminación deben satisfacer los requerimientos de tratamiento a un costo de operación y mantenimiento mínimo.

7.4.5.2 Condiciones Generales para el Diseño

- Debe ubicarse alejada de núcleos urbanos (como mínimo 1000 m).
- La dirección de los vientos predominantes debe seguir la dirección del flujo en la laguna para alejar olores.
- La relación ancho : largo será de 3 : 6 y se evitará la formación de islas. Radio mínimo en extremo: 5 m.
- La altura de los diques de tierra entre el coronamiento y el líquido será > 0.5 m y los taludes internos y externos tendrán una inclinación de vertical : horizontal = 1:2 y 0.5 m debajo y por sobre el líquido debe haber un revestimiento de pasto, hormigón, ladrillos u otros que aplaquen el oleaje.
- Cuando exista infiltración, debe impermeabilizarse el fondo.

- El ingreso a la laguna se hará por medio de al menos 2 emisores sumergidos.
- El sistema de salida no debe dejar lugares muertos. Se recomienda igual número de entradas que de salidas.

7.4.5.3 Criterios de Dimensionamiento

Lagunas anaeróbicas

- Superficie < 5 ha.
- Profundidad > 3 m.
- Tiempo de retención 4 a 6 días si la temperatura varía entre 14 – 20 °C, de 3 a 5 días si la temperatura es mayor a 20 °C.
- Si no se proyectan desarenadores previos: 0.50 m extra en al menos 50% de la laguna.

Lagunas facultativas

- Superficie < 15 ha.
- Profundidad 1.5 a 2.20 m (primarias) (más adicional de 0.10 a 0.15 m) > 1.22 m (siguientes).

7.4.5.4 Descripción de los Parámetros de Diseño en Lagunas Facultativas

1) Carga Orgánica (C)

$$C = \frac{\text{Población} * \text{Contribución Percápita}}{1000}$$

Donde:

- C : Carga Orgánica, en kg DBO/día
Población : Población de diseño, en habitantes.
Contribución Per cápita : En gr DBO/hab. día

2) Carga Superficial de Diseño (Cd)

$$Cd = 250 * 1.05^{T-20}$$

Donde:

C_d : Carga Superficial de Diseño, en kg DBO/día

T : Temperatura de agua promedio del mes más frío, en °C

El R.N.C. establece, que en caso no exista ningún dato sobre la temperatura del agua, entonces se usará la temperatura promedio del aire del mes más frío.

3) Área Superficial requerida para Lagunas (A_t)

$$A_t = \frac{C}{C_d}$$

Donde:

C : Carga Orgánica, en kg DBO/día

C_d : Carga Superficial de Diseño, en kg DBO/día

4) Tasa de Acumulación de Lodos (TAL)

El R.N.C. establece por ejemplo que para el caso de las laguna anaerobias que corresponde a un tratamiento primario, la acumulación de lodo se calculará con un aporte no menor de 0.04 m³/hab./año.

Es recomendable considerar una Tasa de Acumulación de Lodos entre 0.10 a 0.20 m³/hab./año.

5) Período de Limpieza (PL)

De acuerdo al R.N.C. sugiere para el diseño de Lagunas Facultativas Primarias períodos de limpieza entre 5 a 10 años.

6) Volumen de Lodos (VL)

$$VL = Población * TAL * PL$$

Donde:

- VL : Volumen de lodos, en m³
Población : Población de Diseño, en habitantes.
TAL : Tasa de acumulación de lodos, en m³/hab./año.
PL : Período de limpieza, en años.

7) Número de Unidades (N)

El número de unidades es establecido en función del tratamiento requerido. Se pueden tener lagunas primarias, secundarias y hasta terciarias en serie o paralelo. Sin embargo, el diseño debe concebirse por lo menos con dos (2) unidades en paralelo para permitir la operación de una de las unidades durante su limpieza.

8) Área Unitaria (Au)

Corresponde a la superficie de cada unidad de tratamiento.

$$Au = \frac{At}{N}$$

Donde:

- Au : Área unitaria, en hectáreas.
At : Área superficial requerida, en hectáreas.
N : Número de Unidades.

9) Caudal Unitario Afluyente (Qu)

$$Qu = \frac{Q_{diseño}}{N}$$

Donde:

- Qu : Caudal unitario, en m³/día.
Qdiseño : Caudal de diseño, en m³/día.
N : Número de Unidades.

10) Relación ancho/largo de las lagunas (L/W)

Para lagunas facultativas el R.N.C. recomienda formas alargadas, con una relación Largo / Ancho mínima de 2.

Se recomienda para lagunas facultativas primarias una relación L/W entre 2 y 3.

11) Profundidad de las lagunas (z)

Para evitar el crecimiento de plantas acuáticas con raíces en el fondo, la profundidad de las lagunas debe ser mayor a 1.50 m. Es usual en las lagunas facultativas, profundidades entre 1.50 a 2.0 m.

12) Pérdidas por Infiltración (Q infiltración)

Estas pérdidas ocurren en el fondo de las lagunas y dependerá directamente del tipo de suelo en el cual se está construyendo. Es un parámetro importante porque si su valor resulta casi igual o superior al caudal afluente, será necesario la impermeabilización de la base con suelos menos permeables. Su cálculo obedece a la Ley de Darcy, dada por la siguiente expresión:

$$Q \text{ infiltración} = k \cdot i \cdot A$$

Donde:

Q infiltración : Caudal de infiltración, en m³/s.

k : Conductividad hidráulica, en m/s.

A : Área de la laguna, en m².

i : Gradiente hidráulico.

$$i = (h + e) / e$$

h : Tirante de agua en la laguna, en m.

e : Espesor de la capa impermeabilizante, en m.

De no contar con los ensayos de permeabilidad de los suelos donde se establecerán las lagunas, para el diseño es posible utilizar como valores referenciales los mostrados en el Cuadro N° 7.5.

13) Pérdidas por Evaporación (Q evaporación)

Esta pérdida es representativa en lugares con temperaturas un tanto elevadas, su cálculo está regido por la siguiente expresión:

$$Q \text{ evaporación} = T \text{ evaporación} * A$$

Donde:

Q evaporación : Caudal de evaporación, en m³/día.

T evaporación: Tasa de evaporación, en m/día.

A : Área de la laguna, en m².

14) Tasa Neta de Mortalidad Bacteriana (K_b)

$$K_b = K_{20} * 1.05^{T-20}$$

Donde:

K_b : Es el coeficiente de mortalidad neto a la temperatura del agua T promedio del mes más frío, en día⁻¹.

K₂₀ : Coeficiente de mortalidad neto a 20 °C, en día⁻¹

T : Temperatura del agua promedio del mes más frío, en °C.

El R.N.C. establece los valores de K₂₀ en el intervalo de 0.60 a 1.00 día⁻¹.

Se sugieren los siguientes valores:

En lagunas primarias : 0.60 día⁻¹

En lagunas secundarias : 0.70 – 0.80 día⁻¹.

En lagunas terciarias : 0.80 – 0.90 día⁻¹.

15) Período de Retención en las Lagunas (PR)

$$PR = \frac{L * w * z}{Qu - Q_{\text{infiltración}} * Q_{\text{evaporación}}}$$

Donde:

PR : Período de retención en las lagunas, en días.

L : Largo de laguna en sección media, en m.

w : Ancho de laguna en sección media, en m.

z : Tirante de laguna, en m.

Qu : Caudal unitario afluente, en m³/día.

Q infiltración : Caudal de infiltración, en m³/día.

Q evaporación: Caudal de evaporación, en m³/día.

16) Período de Retención Corregido (PR corregido)

$$PR \text{ corregido} = PR * Fch$$

Donde:

PR corregido : Período de retención corregido, en días.

PR : Período de retención en las lagunas, en días.

Fch : Factor de corrección hidráulica.

Los factores de corrección están en función de la relación largo / ancho de las lagunas primarias. Así:

l/w	Fch
1	0.30
2	0.40 – 0.50
2 – 3	0.50 – 0.60
> 3	0.65

Para lagunas facultativas secundarias con una relación largo / ancho entre 2 y 3 el Fch puede tomarse con un valor igual a 0.70.

17) Número de Dispersión (d), Parámetro adimensional (a) y Coliformes Fecales en el Afluente (CF afluente)

En el cálculo de estos parámetros, de acuerdo con el R.N.C. se utilizará el Modelo de Flujo Disperso tomando en cuenta la Simplificación de Thirimurthy en 1969.

a) Número de Dispersión (d)

$$d = \frac{1.158[PR_{\text{corregido}} * (w + 2z)]^{0.489} * w^{1.511}}{(T + 42.50)^{0.734} * (L * z)^{1.489}}$$

b) Factor Adimensional (a)

$$a = \sqrt{1 + 4 * K_b * PR_{\text{corregido}} * d}$$

c) Coliformes Fecales en el Efluente (CF efluente)

$$CF_{\text{efluente}} = \frac{CF_{\text{crudo}} * 4 * a * e^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2}$$

Donde:

- d : Número de dispersión.
PR corregido : Período de retención, en días.
L : Largo de laguna en sección media, en m.
w : Ancho de laguna en sección media, en m.
z : Tirante de agua, en m.
T : Temperatura del agua en el mes más frío, en °C.
a : Factor adimensional.
K_b : Es el coeficiente de mortalidad neto a la temperatura del agua T promedio del mes más frío, en día⁻¹.
CF efluente : Coliformes fecales en el efluente luego del tratamiento, en NPM/100 ml.

CF crudo : Coliformes fecales en el agua residual al ingresar a la planta de tratamiento, en NPM/100 ml.
e : Base de logaritmo natural.

18) Caudal Efluente Unitario (QEU)

$$QEU = Q_u - Q_{\text{infiltración}} - Q_{\text{evaporación}}$$

Donde:

QEU : Caudal efluente unitario, en m³/día.
Q_u : Caudal unitario afluente, en m³/día.
Q infiltración : Caudal de infiltración, en m³/día.
Q evaporación: Caudal de evaporación, en m³/día.

19) Caudal Efluente Total (QET)

$$QET = QEU * N$$

Donde:

QET : Caudal efluente total, en m³/día.
QEU : Caudal efluente unitario, en m³/día.
N : Número de Unidades de Tratamiento.

20) Eficiencia de Remoción Obtenida de Coliformes Fecales (ER_{CF obtenida})

$$ER_{CF\text{obtenida}} = \frac{CF_{\text{crudo}} - CF_{\text{efluente}}}{CF_{\text{crudo}}} * 100$$

Donde:

ER_{CF obtenida} : Eficiencia de remoción obtenida en el tratamiento, en %.
CE efluente : Coliformes fecales en el efluente luego del tratamiento, en NPM/100 ml.

CF crudo : Coliformes fecales en el agua residual al ingresar a la planta de tratamiento, en NPM/100 ml.

21) *Eficiencia de Remoción Obtenida de DBO (ER_{DBO obtenida})*

Esta eficiencia puede expresarse en función de la temperatura en la cual se va a desarrollar los procesos biológicos de las lagunas, esto es, el clima del lugar del proyecto, por ello se recomienda considerar las siguientes eficiencias de remoción de DBO.

Temperatura	ER _{DBO obtenida}
15 – 20 °C	40%
20 – 25 °C	50%
> 25 °C	60%

22) *Carga Remanente de DBO (C remanente DBO)*

$$C_{\text{remanente DBO}} = C * \frac{100 - ER_{\text{DBO obtenida}}}{100}$$

Donde:

C remanente DBO : Carga de DBO luego del tratamiento, en kg DBO/día.

C : Carga Orgánica, en kg DBO/día.

ER_{DBO Obtenida} : Eficiencia de remoción de DBO obtenida, en %

23) *Inclinación de Taludes (Z)*

De acuerdo a la Norma S.090 del R.N.C. los taludes interiores de los diques deben tener una inclinación entre 1:1.5 a 1:2; y los taludes exteriores entre 1:2 y 1:3 (vertical : horizontal).

24) *Borde Libre (BL)*

El borde libre recomendado para las lagunas de estabilización es de 0.50 m. Para el caso en los cuales se pueda producir oleaje por la acción del viento se deberá calcular una mayor altura y diseñar la protección correspondiente para evitar el proceso de erosión de los diques.

25) Altura de Lodos (AL)

Es el tirante que será ocupado como consecuencia de la acumulación de lodos durante el funcionamiento de las lagunas. Se puede calcular usando la siguiente expresión:

$$AL = \frac{VLu}{(L - z * Z)(w - z * Z)}$$

Donde:

AL : Altura de lodos, en m.
VLu : Volumen de lodos por cada unidad, en m³

$$VLu = VL / N$$

VL : volumen de lodos total, en m³
N : Número de unidades de tratamiento.
L : Largo de laguna en sección media, en m.
w : Ancho de laguna en sección media, en m.
z : Tirante de laguna, en m.
Z : Talud interior de la laguna.

26) Dimensiones Finales de la Lagunas

Dimensiones del Espejo de Agua

Largo: $L + z * Z$ Ancho: $w + z * Z$

Dimensiones de Coronación

Largo: $L + z * Z + 2 * Z * BL$ Ancho: $w + z * Z + 2 * Z * BL$

Dimensiones del Fondo

Largo: $L - z * Z - 2 * Z * AL$ Ancho: $w + z * Z - 2 * Z * AL$

Donde:

L : Largo de laguna en sección media, en m.

w : Ancho de laguna en sección media, en m.

z : Tirante de laguna, en m.

Z : Talud interior de la laguna.

BL : Borde libre en laguna, en m.

AL : Altura de lodos, en m.

27) Área Total Requerida por Las Lagunas

Esta área comprende la sumatoria de todas las área de las lagunas, al cual se le añadirá un 15%, por concepto de área requerida por las otras estructuras como canales, cámara de rejas, vías de circulación, almacén de materiales y herramientas, cerco perimétrico, y alguna otra estructura que dependiendo de la importancia del proyecto pueda ser considerado necesario.

28) Requerimiento de Terreno (RT)

Es un parámetro indicativo del diseño, que relaciona el área requerida por el sistema de tratamiento con la población a la cual pretende servir. Su cálculo obedece a la siguiente expresión:

$$RT = \frac{\text{Población}}{ATR}$$

Donde:

RT : Requerimiento de terreno, en m²/habitante.

Población : Población de diseño, en habitantes.

ATR : Área total requerida por el sistema de tratamiento, en m².

7.4.6 Sistema Operativo.

7.4.6.1 Arranque

Antes de poner en servicio una laguna se debe realizar una inspección cuidadosa de la misma fin de verificar la existencia de las condiciones siguientes:

- Ausencia de plantas y vegetación en el fondo y en los taludes interiores de la laguna.
- Funcionamiento y estado apropiado de las unidades de entrada, rejilla, unidades de aforo, unidades de paso y salida.
- Colocación, tensionamiento y estado adecuado de las pantallas o baffles, cuando haya lugar.
- En el procedimiento para poner en funcionamiento las lagunas de estabilización se deben tener en cuenta los siguientes requerimientos generales:

En lo posible las lagunas se deben arrancar en verano, pues a mayor temperatura se obtiene mayor eficiencia de tratamiento y menor tiempo de aclimatación.

El llenado de las lagunas debe hacerse lo mas rápidamente posible, para prevenir el crecimiento de vegetación emergente y la erosión de los taludes si el nivel del agua permanece por debajo del margen o tramo protegido.

Para prevenir la generación de malos olores y el crecimiento de vegetación, las lagunas deben llenarse, por lo menos, hasta un nivel de operación de 0.6m.

Para lagunas primarias anaerobias es recomendable llenarlas con agua cruda y dejarlas en reposo durante unos pocos días, para permitir el desarrollo de la población bacteriana fermentadora de ácidos y formadora de metano. El periodo de aclimatación puede durar unos 20 días, durante este periodo la carga se incrementa gradualmente para mantener condiciones anaerobias, pero con control permanente del pH, de tal manera que

se determinen valores por encima de 7. Si es necesario se agrega cal.

Para lagunas primarias facultativas se procede, inicialmente, a llenar con 0.6 m de agua dulce de río o del acueducto, si existe tal posibilidad.

A continuación se introduce el agua residual a una tasa baja, inicialmente 1/10 del caudal de diseño, manteniendo el pH por encima de 7 y verificando la concentración de oxígeno disuelto para sostener una concentración diurna mayor de 2mg/L. Una vez se logre el desarrollo de la población bacteriana y de algas, posiblemente en 7 a 30 días, se alcanzara la aplicación total del caudal.

Para lagunas secundarias facultativas o lagunas sucesivas de maduración se procede en forma similar. Se llenan inicialmente, con 0.6 m de agua dulce y se introduce agua de la laguna precedente sin llegar a disminuir el agua de la laguna previa menos de 1 m. Los niveles de agua, en todas las lagunas, se deben igualar, antes de proceder a la descarga del efluente.

Cuando no existe agua dulce disponible para el llenado de las lagunas facultativas y/o de maduración, las lagunas se cargan con agua residual y se dejan en reposo durante 20 días para el desarrollo de la población bacteriana y de algas, agregando diariamente solo el agua requerida para suplir pérdidas por evaporación y/o precolación. Una vez desarrollada la población bacteriana y de algas, las lagunas se cargan con incrementos graduales progresivos de caudal hasta obtener el caudal de operación normal.

7.4.6.2 Operación y Mantenimiento

La operación y mantenimiento de las lagunas de estabilización tiene como objetivos básicos los siguientes:

- Mantener limpias las estructuras de entrada, interconexión y salida.
- Mantener en lagunas facultativas primarias un color verde intenso brillante, el cual indica pH y DBO alto.
- Mantener una concentración alta de DBO en lagunas de maduración.
- Mantener libre de vegetación la superficie del agua.
- Mantener adecuadamente podados los taludes para prevenir problemas de insectos y erosión.
- Mantener un efluente con concentraciones mínimas de DBO y SS.
- Mantener en lagunas anaerobias, un pH aproximadamente igual a 7.0 y un manto denso de nata sobrenadante que minimice la presencia de olores.

Las labores típicas de operación y mantenimiento incluyen

- Mantener limpia la rejilla en todo momento, remover el material, desaguarlo y enterrarlo diariamente. Es recomendable medir el volumen diario del material dispuesto.
- Mantener controlada la vegetación de los diques impidiendo su crecimiento mas allá del nivel de piedra triturada o grava de protección contra la erosión.
- Remover toda vegetación emergente en el talud interior de las lagunas.
- Cortar el pasto de los taludes exteriores y áreas circunvecinas, en seco, para mantenerlos en una altura máxima de 15 cm.
- Verificar el estado adecuado del triturado o grava de protección de los diques.
- Remover la nata sobrenadante de lagunas facultativas o de maduración y disponerla apropiadamente.
- Mantener limpias las unidades de entrada, interconexión y salida. Lubricar, si es el caso, válvulas y/o compuertas existentes.
- Inspeccionar y prevenir cualquier daño en diques, cerca o unidades de entrada, interconexión y salida.

7.4.6.3 Control

El control adecuado del proceso de tratamiento exige el registro, por el operador, de los caudales de aguas residuales y de las características del afluente, contenido de la laguna y efluente.

El color es uno de los parámetros mas sencillos de determinar y su observación permite visualizar el estado general de la laguna como se indica en la tabla 7.2

Las determinaciones típicas de control en lagunas de estabilización y su frecuencia de análisis se resumen en la Tabla 7.3

Para ensayos de PH, DBO y coliformes fecales se acostumbra usar muestras instantáneas, a la misma hora del día, que puede ser a las 8.00 , para ensayos sobre las lagunas se utilizan muestras tomadas al salir el sol y en la mitad de la tarde y para efluentes se prefieren muestras compuestas. Las muestras de las lagunas se pueden componer con base en 4 muestras instantáneas iguales tomadas de las 4 esquinas de la laguna, preferiblemente a 0.3 m por debajo de la superficie del agua y a 2.5 m desde el filo de agua. Las muestras de los efluentes se pueden componer con base en muestras instantáneas, proporcionales al caudal, tomadas a las 8.00, 12.00 y 16.00 horas del día.

7.5 USO DE REACTORES ANAERÓBICOS

7.5.1 Generalidades

En el campo del desarrollo de tecnología referente al tratamiento biológico de aguas residuales, han venido popularizándose los procesos de tratamiento anaeróbico de aguas residuales, sobre todo a partir de las investigaciones efectuadas por Gatzke Lettinga en Holanda cerca de 1980, con los denominados Reactores Anaeróbicos de Flujo Ascendente – RAFA.

La depuración tiene lugar a través de una fermentación anaerobia. El proceso de la descomposición de la materia orgánica se verifica en dos etapas:

1º La materia carbonosa es primero desintegrada por los organismos aerobios, con formación de dióxido de carbono, el cual es utilizado por las algas en la fotosíntesis.

En la fotosíntesis, el oxígeno del dióxido de carbono es liberado y se disuelve en el líquido en el que crecen las algas. Como resultado de esto, la materia orgánica es convertida en algas y las aguas reciben oxígeno para mantener la descomposición aerobia.

2º En la segunda etapa, intervienen otro tipo de bacterias estrictamente anaerobias, formadoras de gas metano, amoníaco y anhídrido carbónico e hidrógeno.

En la Figura 7.11 puede observarse el flujo de sustratos en sistemas anaeróbicos (en completa degradación metano génica)

El proceso anaerobio lo mismo que el aerobio transforman carbono, nitrógeno y fósforo en protoplasma celular. Se comportan como tanques de sedimentación digestión, de forma que se retienen los sólidos sedimentables siendo mineralizados en el fondo del reactor. Los sólidos deben retirarse cada 5-10 años de uso.

Estos reactores tienen una profundidad mayor de 3 m. y una carga orgánica elevada para mantener condiciones anaerobias.

Los problemas de olor pueden surgir si el contenido en azufre del influente es superior a 100 ppm.

7.5.2 Procesos de Tratamiento Anaeróbico

Diversos procesos de tratamiento anaeróbico se encuentran disponibles y son aplicados en función de las características del sustrato afluente y del control (manejo) del tiempo de retención de la biomasa (Figura 7.12)

La separación de las fases en el tratamiento de desagües solubles complejos, puede parecer atractiva en la eliminación de compuestos tóxicos, en la remoción de nitratos y sulfatos o sulfitos. De esta forma, un reactor acidogénico puede ser utilizado por separado de un reactor metanogénico.

7.5.3 Descripción del Sistema

El proceso anaeróbico de flujo ascendente consiste básicamente de un tanque Imhoff, "al revés", presentando las cámaras de sedimentación y digestión anaeróbica superpuestas. Las principales condiciones que se deberán encontrar en estos reactores son:

- Una efectiva separación del biogás, del desagüe y del lodo;
- El lodo anaeróbico debe presentar una buena capacidad de sedimentación y, principalmente, se debe desarrollar como un lodo granular;
- El desagüe debe ser introducido en la parte inferior del reactor.

El periodo de retención hidráulica, que es normalmente de unas 18 horas o mayor dependiendo de la temperatura de operación, tipo de desecho u otras variables, permite que el material contaminante sea estabilizado parcialmente por partículas anaeróbicas, con la consiguiente producción de biogás.

Es por ello que se denominan "reactores" ya que en ellos se lleva a cabo la reacción bioquímica o biodegradación.

Se han propuesto distintas versiones de RAFA, destacando entre ellas las siguientes: manto de lodos, lecho expandido, lecho fluidizado y filtro anaeróbico ascendente.

La Figura 7.13 muestra una posible instalación UASB, en escala real, tratando desagüe doméstico crudo

Considerando los resultados experimentales y el desarrollo e investigación de dos de estas variantes, y que los reactores anaeróbicos se basan en ellas, se comentarán únicamente: el proceso de manto de lodos (UASB) y el filtro anaeróbico de flujo ascendente (FAFA).

El proceso de manto de lodos

Conocido también como proceso UASB en honor a las siglas originalmente difundidas en inglés (Upflow Anaerobic Sludge Blanket), consiste en un tanque de sección normalmente rectangular, el cual se alimenta a través de un sistema de tuberías de distribución del agua residual a partir de su sección inferior.

El líquido a depurar asciende con una pequeña velocidad, poniéndose en contacto con una altísima concentración de lodos anaeróbicos (semilla biológica), lecho que es conocido como "manto de lodos" por su capacidad de expandirse debido al flujo ascendente, sin ser evacuado del reactor. En los procesos de alta tasa, tal es el caso de las modalidades de lecho fluidizado y expandido, en las que se requiere de un sedimentador final con recirculación de lodos, similar a los sistemas anaeróbicos de lodos activados (excepto la modalidad de aeración extendida).

El manto de lodos es el corazón biológico del proceso, pues en él se lleva a cabo la transformación bioquímica de la materia orgánica contaminante. Para ello se debe alimentar el reactor con importantes cantidades de lodos anaeróbicos maduros, antes de la puesta en operación del proceso (procedentes por ejemplo de tanques sépticos, boñigas frescas, etc.). De esta forma, se propicia la maduración de estos lodos a través de varios

meses de especiales cuidados (arranque del reactor), hasta lograr su transformación en pequeños gránulos anaeróbicos compactos, de alto poder estabilizador.

El caudal afluente ocasiona la expansión del manto de lodos, de tal forma que se presentan simultáneamente procesos de filtración biológica, absorción y adsorción, al mismo tiempo que decantación.

Para evitar el arrastre de biomasa, se incorporan separadoras de fases (gas, líquido, sólido) en la parte superior del tanque, a partir de las cuales es factible reutilizar el biogás, incrementando el tiempo de retención celular.

El filtro anaeróbico

El Filtro Anaeróbico de Flujo Ascendente (FAFA) es un reactor de operación similar al proceso UASB, con la diferencia básica que el tanque es totalmente empacado, de tal forma que el lecho de contacto biológico es fijo (inmóvil). El material de empaque debe tener idealmente alta porosidad, de tal forma que se aumente la superficie específica de contacto entre el material orgánico a estabilizar y el material filtrante.

En el proceso FAFA se debe incorporar un tratamiento primario que elimine material suspendido del agua, con miras a evitar tempranas obstrucciones del filtro, situación que no se presenta en el proceso de manto de lodos. Además en el FAFA no es necesaria la incorporación de separadoras de fases, ya que los sólidos suspendidos arrastrados por el biogás hacia la superficie son inmediatamente retenidos por el material filtrante, situación que no ocurre en el proceso UASB.

Tanto en el proceso UASB como en el FAFA la remoción de materia orgánica en términos de Demanda Bioquímica de Oxígeno, oscila entre el 60% y 80%, valores típicos para desagües, que pueden elevarse en el caso de algunas aguas residuales industriales.

Una modalidad de reciente aparición de reactor anaeróbico, desarrollado en Colombia y Brasil, se denomina reactor "híbrido", consistente en una mezcla de las modalidades UASB + FAFA, de forma rectangular y fondo plano, con relaciones volumétricas que oscilan entre el 30% y 60% para el UASB, y por lo tanto, entre el 70% y 40% para el FAFA.

7.5.4 Diseño de Reactores Anaeróbicos

7.5.4.1 Características Generales

El reactor anaeróbico consiste en un tanque de sección cuadrada en su parte superior, y pirámide truncada con pendiente de 45° en su sección inferior, parecido a un sedimentador tipo Dortmund. La alimentación del tanque se efectúa por un tanque deflector central de sección cuadrada concéntrica, el cual desciende hasta el fondo del reactor obligando al líquido residual a ponerse en contacto con los lodos concentrados en el fondo.

La operación hidráulica es similar a la de un tanque Dortmund: alimentación central a través de un deflector, el cual obliga al agua a ingresar al tanque por su sección inferior en forma radial uniformemente distribuida, con recolección del agua decantada mediante un vertedor, o alternativamente, mediante una serie de tuberías perforadas horizontales, similares a las utilizadas en la salida de un sedimentador laminar.

El parte superior del reactor se ha diseñado un fondo falso en viguetas prefabricadas, que permite la instalación de una capa de material poroso (escoria volcánica) que actúa bajo el concepto de un Filtro Anaeróbico de Flujo Ascendente (FAFA), con la diferencia que su tamaño es menor que el que habría correspondido a un diseño de FAFA convencional. La relación volumétrica se basa en un 60% para el proceso UASB y un 40% para el FAFA, respecto del volumen total del tanque sin contar el tanque de carga.

En experiencias realizadas se obtuvieron excelentes resultados en la depuración, con eficiencias en remoción de DBO superiores al 60% durante los primeros meses de operación.

7.5.4.2 Elementos Del Sistema

a) Sistema de distribución de caudal afluente

El reactor cuenta con tabiques a 45° en el fondo del tanque, utilizados como concentradores de lodos que permiten un mejor contacto entre el agua residual y el manto de lodos, además de facilitar un efecto decantador del material suspendido afluente. Este es uno de los problemas típicos de diseño del proceso convencional: la distribución uniforme del agua durante su trayectoria ascendente dentro del reactor, problema que es superado en el reactor en razón de su diseño geométrico con dos ejes de simetría, eliminándose los volúmenes muertos.

b) Inclusión de un FAFA

La inclusión de un pequeño FAFA dentro del mismo reactor, permite la aplicación de un proceso biológico anaeróbico en serie, hecho que aumenta la eficiencia del sistema en remoción de materia orgánica, y permite eliminar los requerimientos de estructuras de separación de fases, dado que el filtro actúa en tal sentido, con excelente clasificación del agua tratada. El FAFA permite además mejorar la eficiencia bacteriológica del reactor. Esta condición mejora la eficiencia en la remoción de patógenos, la cual es mínima en el caso del proceso convencional de manto de lodos.

c) Sistema de recolección de agua tratada

La existencia de un vertedor perimetral de recolección de agua tratada, con una tasa de derrame lineal mínima debido a la gran longitud desarrollada en el vertedor, colabora al establecimiento del

flujo pistón ascendente, de tal forma que se eliminan zonas muertas, efectos de corto circuito y arrastre de sólidos. Opcionalmente se puede implementar un sistema de tuberías perforadas o vertedores superficiales de recolección, colocados en forma horizontal.

d) Efecto sedimentador

Es debido a la forma geométrica del tanque, cuya operación hidráulica semeja un sedimentador del tipo Dortmund, facilita la decantación de sólidos suspendidos, que son posteriormente digeridos en el manto de lodos, en la zona de mayor concentración de biomasa.

e) Maduración de lodos

El inmediato adensamiento de lodos anaeróbicos producidos en el reactor es evidente, en razón de su forma cónica, misma utilizada para la medición del material sedimentable en el laboratorio (cono Imhoff). Esta situación promueve la maduración de los lodos anaeróbicos granulares en un tiempo más pequeño que el requerido en los procesos convencionales.

f) Purga de lodos

Las purgas de lodos biológicos requeridos para mantener en equilibrio la eficiencia del reactor son muy eficientes debido a la existencia de un concentrador de lodos en el fondo, similar al tanque Dortmund. Debido a ello se garantiza una purga altamente concentrada, con volumen mínimo a evacuar, sin posibilidad de sedimentos remanentes. Esta situación no se logra en los sistemas convencionales, dado su fondo plano.

g) Control de olores

Debido a su forma geométrica y altura, se acostumbra construir el reactor anaeróbico, parcialmente enterrado, con la sección prismática a la vista. Esta situación, aparte de tornar agradable el diseño arquitectónico y optimizar el diseño estructural, ocasiona un efecto de "chimenea" que facilita la dilución del biogás en el aire (en caso de no desearse cerramiento superficial). En caso de cerrarse la superficie del reactor, el costo de cerramiento es mínimo, debido a su menor área superficial comparativa con reactores convencionales.

7.5.4.3 Parámetros de Control

a) Según Lettinga y coautores

(a.1) Parámetros

Remoción del DBO (en tiempo seco) = 65 a 85% (T = 8 a 20°C);

Carga hidráulica = 0.6 a 3.8 m³/m³. día (citando varios trabajos);

Carga superficial = 0.04 a 0.16 m/h (citando varios trabajos);

Tiempo de detención = 14 a 17 h;

Velocidad ascensional = 0.13 m/h;

Carga orgánica = 1 a 2 kg DBO/m³. día;

Producción de biogás = 7.1 a 7.3 m³ CH₄/PE año
(= 20l CH₄/hab.día);

Producción de biogás = 0.19 m³ biogás/m³ reactor

Exceso de lodo = 5.0 a 8.6 kg/PE.año;

Población equivalente (PE) = 0.135 kg DBO y 175 l.

(a.2) Carga orgánica

No obstante lo citado anteriormente en Parámetros, se pueden obtener cargas de 50 kg DBO/m³. día cuando el reactor se encuentra todo llenos de lodo granular.

(a.3) Orificios

Se requiere cierto cuidado en cuanto al número de orificios (difusores) en la parte inferior del reactor, a fin de prevenir el acanalamiento ("channeling") del lecho del lodo, así como el elevado riesgo de este proceso cuando se aplica en tratamientos a baja temperatura o en desagües diluidos, debido a la baja producción de gas, inadecuada para la mezcla del lodo. Se sugieren valores de 1 a 5 m²/orificio en función del tipo de lodo y de carga aplicada

(a.4) Agitación

Aunque los reactores experimentales están dotados de agitación interna, éstos escasamente fueron empleados durante el período de investigación. Algunos trabajos más recientes indican que la agitación mecánica afecta adversamente la puesta en marcha de la digestión, cuando se ha utilizado una mezcla de ácidos grasos volátiles como sustrato.

(a.5) Sedimentador

El diseño del sedimentador ("Gas - Solid Separator") debe ser de construcción simple, pudiéndose evitar el "compartimiento de expansión" tal como lo ha citado Meer & Vletter, según Lettinga y colaboradores.

b) Según Meer y coautores

(b.1) Parámetros

Los autores citan que con un lodo bien adaptado, se obtuvo en el reactor una buena separación del lodo con una velocidad ascensional de 1 m/h.

(b.2) Agitación

Durante su ascensión, las burbujas de gas promueven una mezcla en el reactor, ocasionando un buen contacto entre el sustrato y las bacterias. De este modo no es necesario una agitación mecánica.

(b.3) Sedimentador

Para la introducción regular del efluente en el decantador y para una remoción regular del lodo, se considera como una de las condiciones más importantes para el éxito de los sedimentadores la aplicación de un "circulation stream" (ver lo citado por Lettinga y colaboradores).

En cuanto a la posición de las placas de fondo del decantador, se considera igualmente importante que éstas se encuentren en un ángulo de aproximadamente 45°.

La Figura 7.14 muestra un diseño de un reactor de flujo ascendente.

7.5.4.4 Recomendaciones

- La temperatura es uno de los factores que más influencia tiene en estas unidades, se puede decir que su eficiencia decrece notablemente con valores inferiores a 15°C, por ello no se recomienda su uso para temperaturas promedio mensuales menores de 15°C.
- La depuración la realizan bacterias anaerobias. Trabajan con muy poco oxígeno o ninguno. Retiene la mayor parte de los sólidos en suspensión que se depositan en el fondo.
- El color gris del agua, las burbujas, la costra sobre la superficie y la ausencia de malos olores son síntomas de buen funcionamiento.
- Si hay malos olores puede ser debido a un defecto o exceso de carga orgánica, por una caída brusca de la temperatura o por un pH anormal.
- El reactor debe tener una temperatura relativamente alta (óptima a 30°C) y se verán las burbujas que forman el CO₂ y el metano al desprenderse.

7.5.5 Ventajas y desventaja de su uso.

Entre las ventajas del sistema tenemos:

- a) Como la estabilización anaeróbica proporciona a las células poca energía, su crecimiento es relativamente bajo. De esta forma la producción de lodos es baja y sencilla en su operación y mantenimiento.
- b) Como no es necesaria la aeración, los costos operativos son mucho menores así como los de mantenimiento.
- c) El gas metano producido en condiciones de equilibrio del proceso puede ser reutilizado como fuente energética. Es aquí donde surge el concepto de "biodigestores para aprovechamiento energético".

Entre las desventajas del sistema tenemos:

- a) Una desventaja del sistema anaeróbico estriba en la producción potencial de malos olores, especialmente en épocas de cambios bruscos de clima.
- b) Otra desventaja consiste en su menor eficiencia sanitaria (en términos de remoción de DBO, DQO, por ejemplo), situación que obliga a veces a combinar el tratamiento con procesos aeróbicos en serie, para alcanzar los límites de vertido establecidos por las normas de calidad.

CUADRO N° 7.1
LIMITES DE CALIDAD DE AGUA PARA CADA TIPO DE USO SEGÚN LA LEY
GENERAL DE AGUAS

Parámetro	USOS					
	I	II	III	IV	V	VI
Coliformes Totales (NMP/100 ml)	8.8	20 000	5 000	5 000	1 000	20 000
Coliformes Fecales (NMP/100 ml)	0	4 000	1 000	1 000	200	4 000
Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO (mg/l)	5	5	15	10	10	10
Oxígeno Disuelto OD (mg/l)**	3	3	3	3	5	4

(**): Valor mínimo

Fuente: Ley General de Aguas (Ley N° 17722/ DS N° 261-69-AP/ DS N° 007-83-SA)

CUADRO N° 7.2

**NIVELES DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES REQUERIDOS PARA
DIVERSOS TIPOS DE CULTIVO SEGÚN LA LEY GENERAL DE AGUAS**

TIPO DE CULTIVO	NIVEL DE TRATAMIENTO
Cultivos Industriales: <ul style="list-style-type: none">• Caña de azúcar• Otros empleados en la alimentación humana sometidos a procesos industriales y esterilización• Algodón, maíz y especias forestales	Tratamiento previo (preliminar) Tratamiento primario Tratamiento primario
Frutales de cultivo no rastroso y tubérculos	Tratamiento secundario
Forraje para el ganado, alfalfa, gramalote, chala, etc.	Tratamiento secundario

CUADRO N° 7.3
COSTOS DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
(US\$/M³ DE AGUA RESIDUAL TRATADA)

TIPO DE TRATAMIENTO	COSTO DE CAPITAL (\$/M³)	COSTO DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO (\$/M³)	COSTO TOTAL (\$/M³)
Primario	0.10	0.05	0.15
Biológico	0.15 – 0.20	0.05 – 0.10	0.20 – 0.30
Químico	0.12 – 0.13	0.07 – 0.08	0.19 – 0.21
Remoción de Nutrientes	0.17 – 0.28	0.10 – 0.16	0.27 – 0.44
Lagunas de Estabilización	0.01 – 0.04	0.006 - 0.018	0.016 – 0.058

CUADRO N°7.4. CARACTERÍSTICAS DE LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MÁS COMUNES

TIPO DE PLANTA	NIVEL DE TRATAMIENTO	OBJETIVOS DE LOS PROCESOS DE TRATAMIENTOS	PROCESOS PREVIOS REQUERIDOS	DISPONIBILIDAD DEL TERRENO	COSTOS		GRADO DE DIFICULTAD EN OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO
					Construcción	Operación y mantenimiento	
Tanque Imhoff	Primario	Remoción de SS y DBO	Rejillas y Desarenador	Menor	Bajos	Bajos	Mínimo
Sedimentador Primario	Primario	Remoción de SS	Rejillas y Desarenador	Menor	Bajos	Medios	Medio
Lagunas de Estabilización	Secundario	Remoción de DBO Remoción de Patógenos	Ninguno	Menor	Bajos	Bajos	Mínimo
Zanjas de Oxidación	Secundario	Remoción de DBO	Rejillas, Desarenador Sedimentador Primario	Menor	Medios	Medios	Medio
Lagunas Aireadas	Secundario	Remoción de DBO	Rejillas, Desarenador Sedimentador Primario	Menor	Medios	Medios	Medio
Filtros Percoladores	Secundario	Remoción de DBO	Rejillas, Desarenador Sedimentador Primario	Menor	Altos	Altos	Alto
Lodos Activados	Secundario	Remoción de DBO	Rejillas, Desarenador Sedimentador Primario	Menor	Altos	Altos	Alto

DBO= Demanda Bioquímica de Oxígeno

SS= Sólidos Sedimentables

CUADRO N° 7.5
CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA (k) PARA DIVERSOS TIPOS DE SUELOS

TIPO DE SUELO	K (m/s)
Arcilla	$< 10^{-9}$
Arcilla arenosa	10^{-9} a 10^{-8}
Limo	10^{-8} a 10^{-7}
Turba	10^{-7} a 10^{-6}
Arena Fina	10^{-6} a 10^{-4}
Arena Gruesa	10^{-4} a 10^{-3}
Arena Gravosa	10^{-3} a 10^{-2}
Grava	$> 10^{-2}$

Tabla 7.1

Tipos de Lagunas de Estabilización

PARÁMETRO	TIPO DE LAGUNA				
	AEROBIA TASA BAJA	AEROBIA TASA ALTA	ANAEROBIA	FACULTATIVA	MADURACIÓN
Área (hectáreas)	<4	0.2 a 0.8	0.2 a 0.8	0.8 a 4	0.8 a 4
Tiempo de retención (días)	10 a 40	4 a 6	20 a 50	5 a 30	5 a 20
Profundidad (metros)	0.9 a 1.2	0.3 a 0.45	2.4 a 5	1.2 a 2.4	0.9 a 1.5
Ph	6.5 a 10.5	6.5 a 10.5	6.5 a 7.2	6.5 a 8.5	6.5 a 10.5
Temperatura (°C)	0 a 30	5 a 30	6 a 50	0 a 50	0 a 30
Temperatura Óptima, (°C)	20	20	30	20	20
COS, kg DBO (%)	65 a 135	90 a 180	220 a 560	56 a 202	<17
Conversión de DBO, (%)	80 a 95	80 a 95	50 a 85	80 a 95	60 a 80
Conversión principal	CO2 Algas, Bacterias	CO2 Algas, Bacterias	CH4 , CO2 Algas, Bacterias	CH4 , CO2 Algas, Bacterias	CH4 , NO3 Algas, Bacterias
Concentración Algas, (mg/L)	40 a 100	100 a 260	0 a 5	5 a 20	5 a 10
Sólidos Suspendidos totales de efluentes, mg/L	80 a 140	150 a 300	80 a 160	40 a 60	10 a 30

Tabla 7.2

COLOR COMO INDICADOR VISUAL

Color	Indicador
Verde oscuro brillante	Bueno, pH alto, OD alto.
Verde opaco a Amarillo	Regular, pH y OD en disminución, Predominio de algas azul-verdosas.
Gris a Negro	Malo, Laguna Anaerobia.
Canela a Carmelito	Bueno si es debido a algas carmelitosas. Malo si es debido a erosión del dique.
Rojo a Rosado	Presencia de bacterias púrpuras del azufre en lagunas anaerobias. Presencia de algas rojas en lagunas anaerobias.

Tabla 7.3

Controles típicos de Operación

Parámetro	Afluente	Laguna	Efluente	Frecuencia
Caudal	.	-	.	Diaria
Color	.	.	.	Diaria
Temperatura	.	.	.	Diaria
pH	.	.	.	Diaria
OD	.	.	.	Diaria
DBO total	.	-	.	Quincenal
DQO total	.	-	.	Quincenal
SS	.	-	.	Quincenal
CF	.	-	.	Quincenal

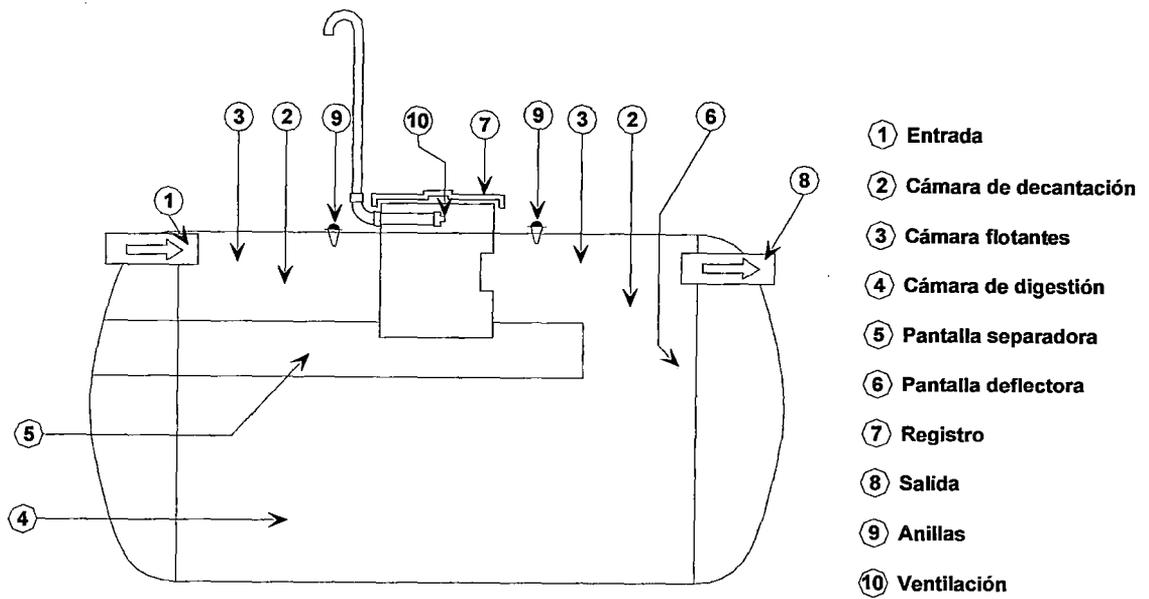
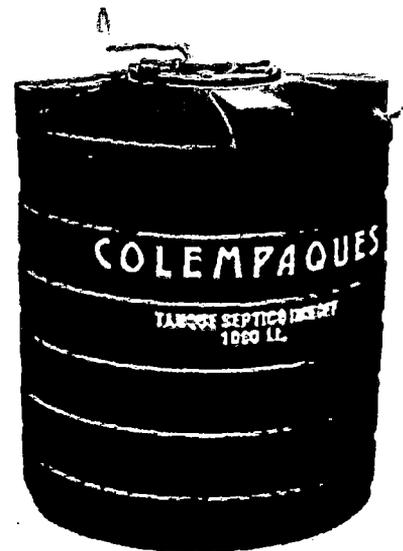


Figura 7.1: Vista de un esquema más detallado de un Tanque tipo Imhoff para pequeños grupos de personas.

Figura 7.2: Vista del Tanque Séptico tipo Imhoff para pequeños grupos de personas.



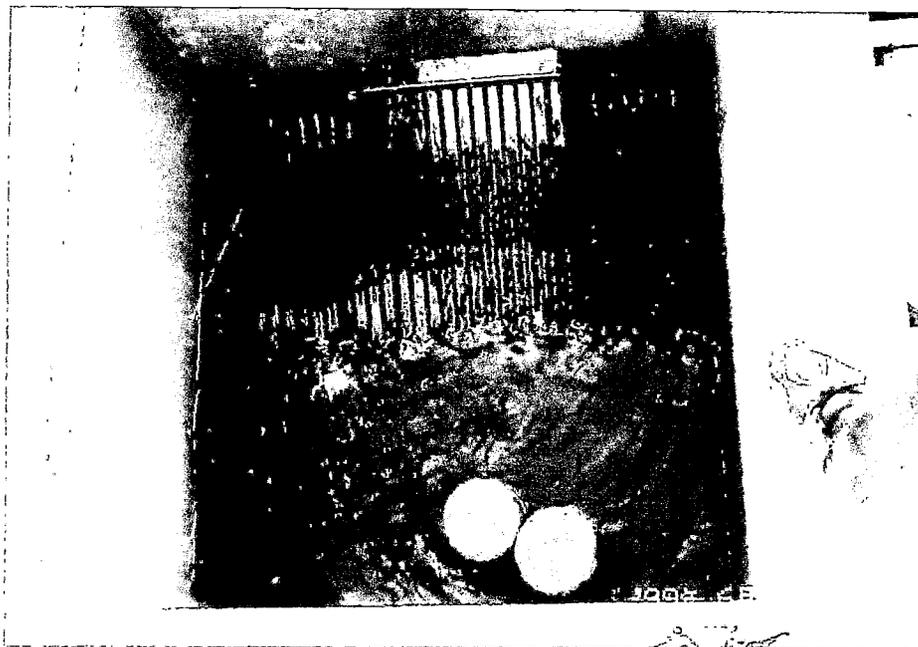


Figura 7.5: Rejas gruesas, las cuales retienen los sólidos más gruesos que ingresan.

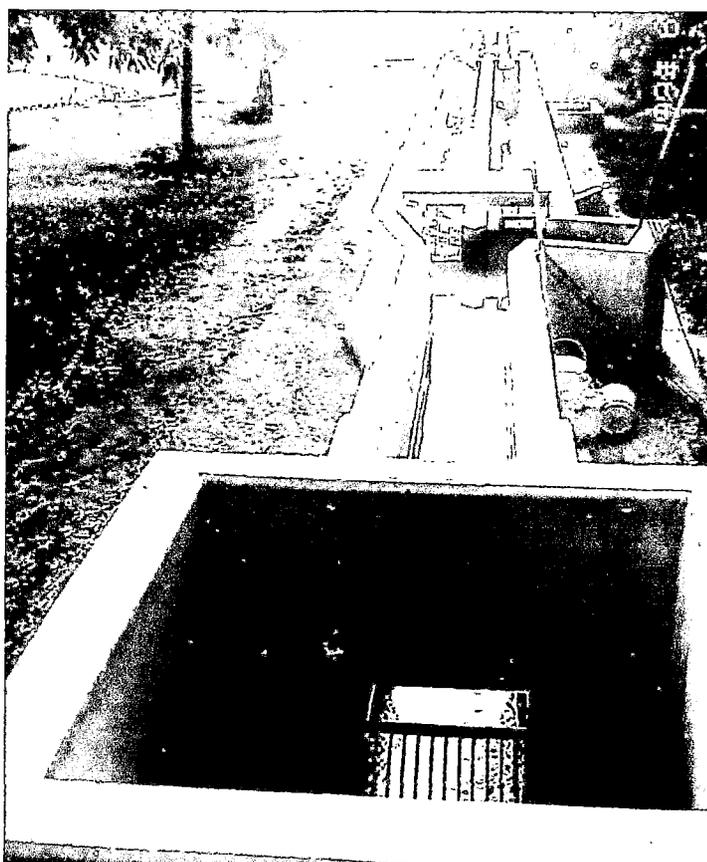


Figura 7.6: Vista de rejas gruesas, rejas finas y desarenador.

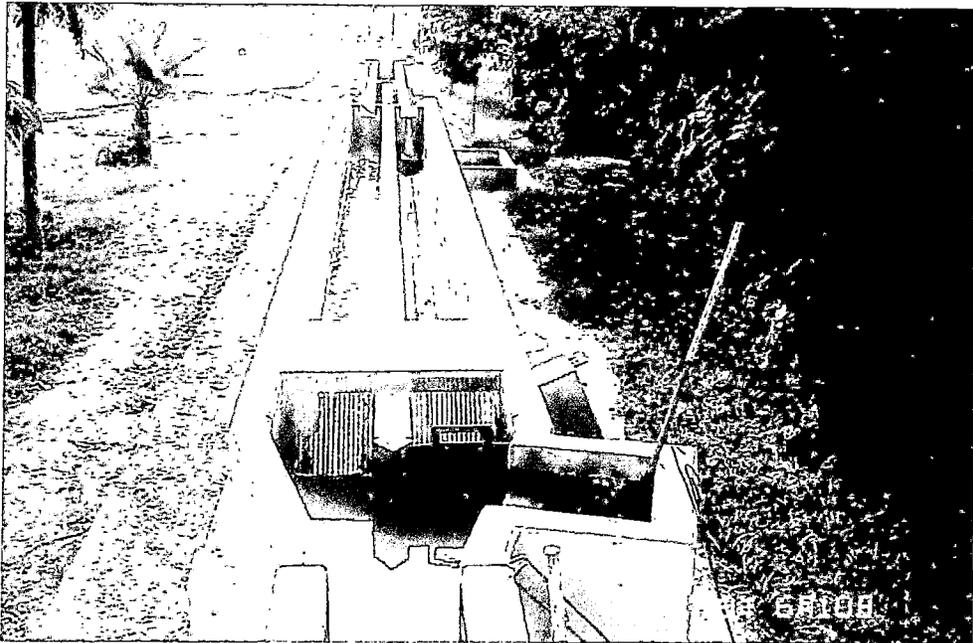


Figura 7.7: Desarenador, de forma trapezoidal. En esta vista un canal (de la izquierda) está trabajando mientras el otro canal está en mantenimiento.

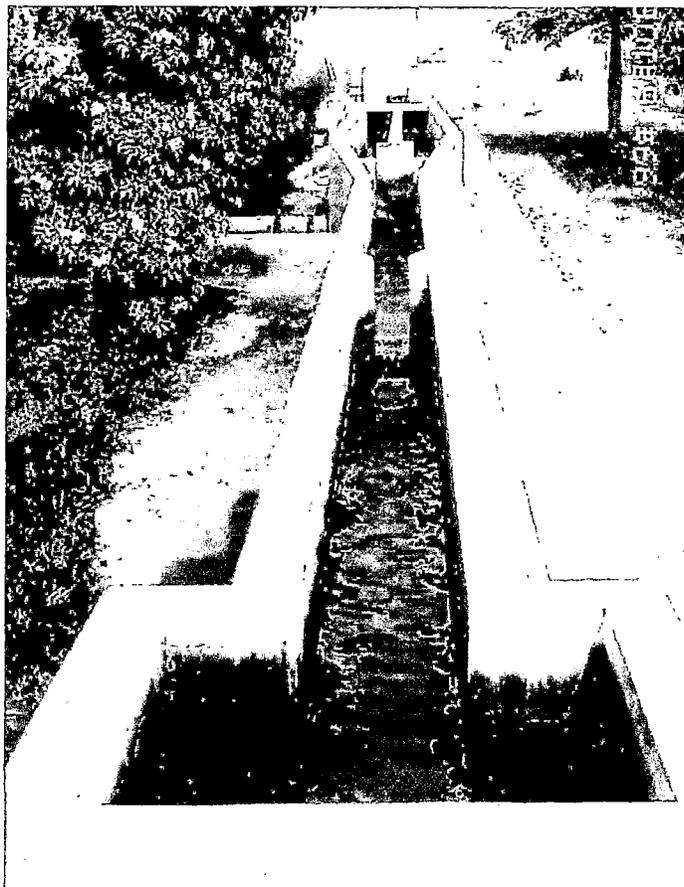


Figura 7.8: Medidor Palmer Brown, que mide el caudal que ingresa a la planta.

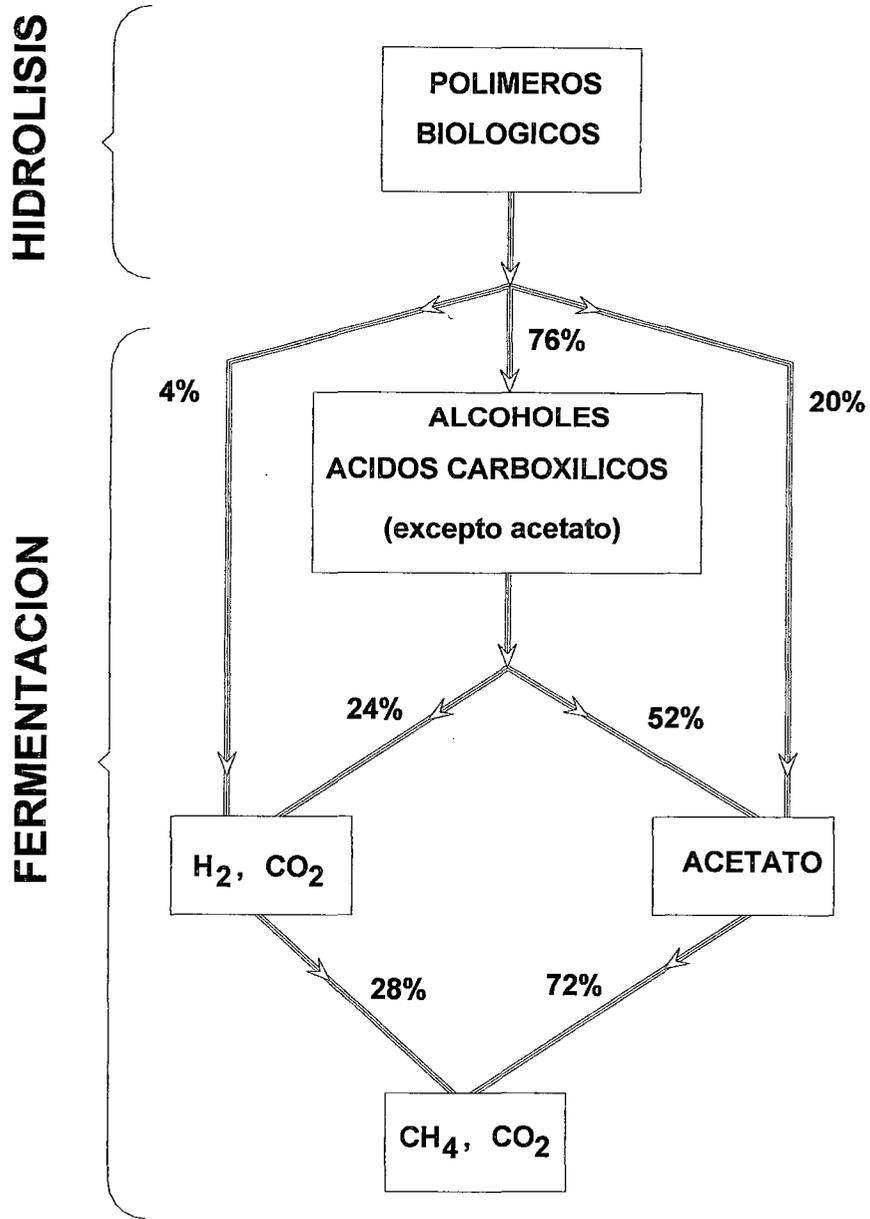


Figura 7.9: Flujos de sustratos en sistemas anaeróbicos (completa degradación metano génica)

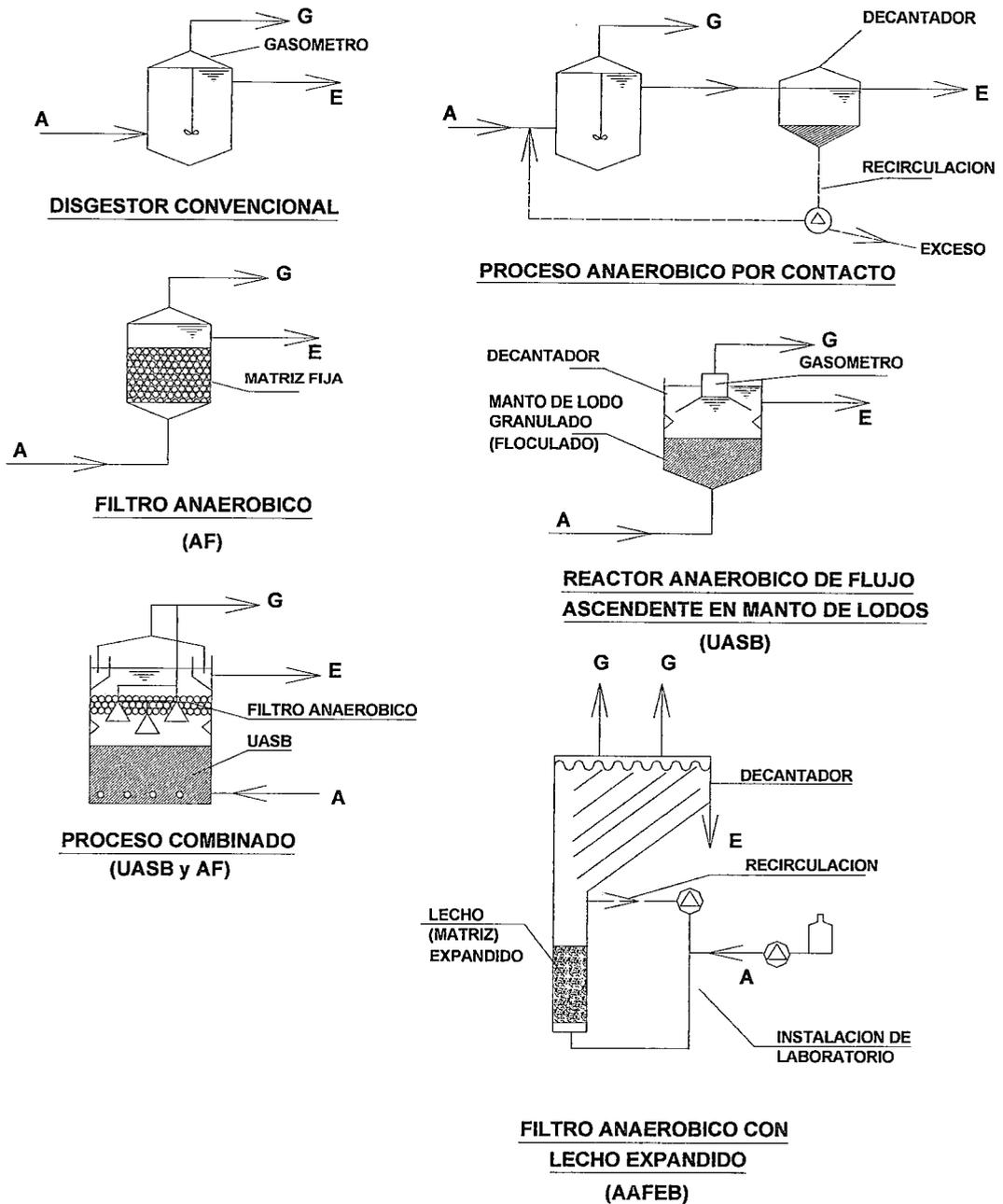


Figura 7.10: Procesos continuos de tratamiento anaeróbico. La letra A indica afluente o ingreso de aguas negras, la letra E indica efluente o salida de aguas tratada y la letra G indica salida de gases.

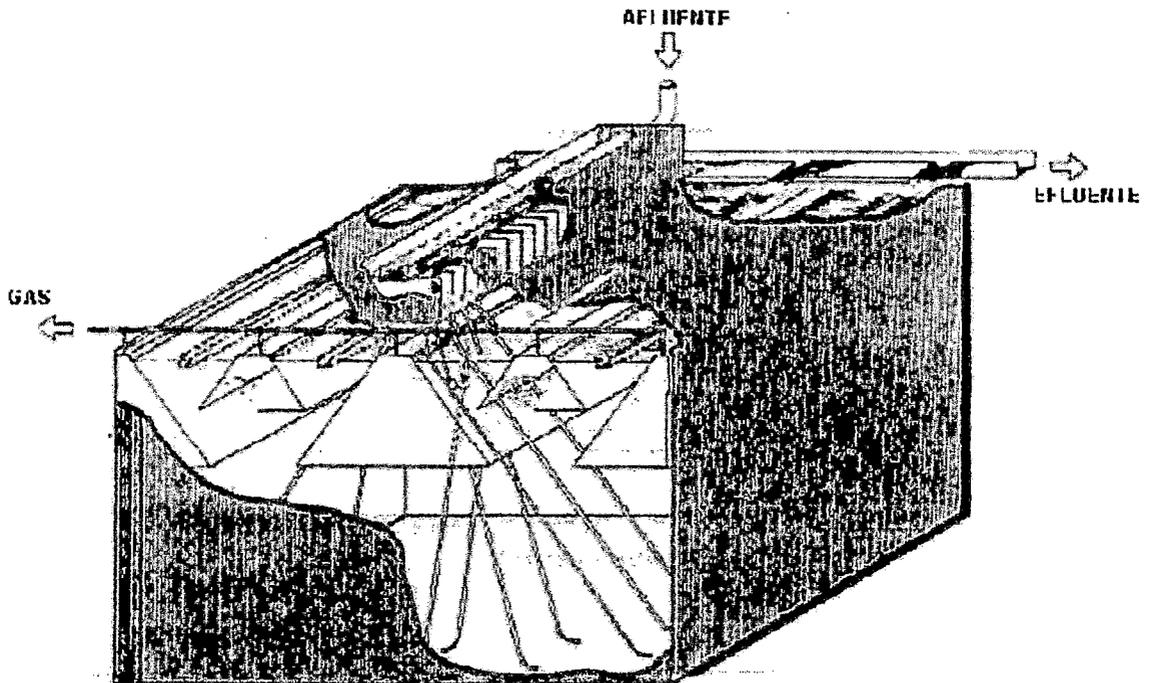


Figura 7.11: Posible instalación UASB, en escala real, tratando desagüe doméstico crudo.

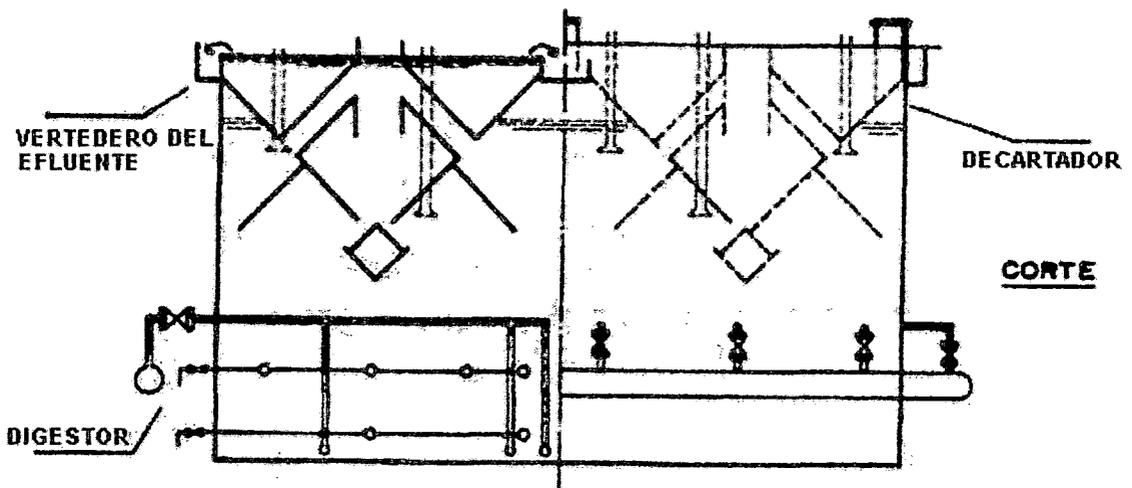


Figura 7.12: Posible diseño de reactor de flujo ascendente

CAPITULO 8

Especificaciones Técnicas Constructivas

8.1 GENERALIDADES

8.1.1 Objetivo

Las presentes especificaciones técnicas, tienen como objetivo disponer de un conjunto uniforme de procedimientos y requisitos mínimos que deben cumplir las partes responsables, interesadas en la ejecución de obras de alcantarillado en las que se utilice tubería de Policloruro de Vinilo no Plastificado (UPVC)

8.1.2 Ámbito de Aplicación

- Estas especificaciones técnicas generales para la instalación de tuberías de UPVC de sección circular, para alcantarillado, serán de aplicación en la realización de suministros, explotación de servicios, ejecución de las obras y colocación de tubos, uniones y demás piezas especiales necesarias en sistemas de alcantarillado sin presión.
- Las especificaciones técnicas particulares de cada obra, servicio o suministro establecerán las especificaciones complementarias que no se opongan a las contenidas en estas especificaciones técnicas generales. Cualquier especificación técnica particular de una obra que modifique las presentes especificaciones generales deberán ser debidamente justificadas, no sólo en el proyecto, sino también en el expediente de aprobación del mismo, sin cuyo requisito será nula.

8.1.3 Referencias Normativas

Estas especificaciones técnicas generales, se complementan con las normas técnicas nacionales y con las siguientes disposiciones legales y reglamentarias:

Norma S. 100: Infraestructura Sanitaria para Poblaciones Urbanas; **Norma S. 200:** Instalaciones sanitarias para Edificación. R. M. 293-91-VC-9600.
Reglamento de Desagües Industriales. D. S. 2860.
Norma Técnica Nacional – ITINTEC. 399.001 - 399.002 - 3999.003 – 399.004 – 399.005 – 399.090 – 319.209.

8.1.4 Definiciones Básicas

Para efecto de estas especificaciones técnicas generales. se entiende por:

Tubo UPVC: Tubería fabricada de resina de Policloruro de Vinilo (polímero termoplástico de alto peso molecular) técnicamente pura, en una proporción no menor al 96% pudiendo contener otros ingredientes, tales como: estabilizadores, lubricantes, modificadores de las propiedades finales y colorantes. No contendrá plastificantes.

Diámetro Nominal (DN): Es un número convencional de designación, que sirve para clasificar por dimensiones los tubos, piezas y demás elementos del sistema de alcantarillado. Expresados en milímetros.

Clasificación: Los tubos de Policloruro de Vinilo no plastificado, se clasifican según: su diámetro nominal exterior, el espesor de sus paredes y su rigidez.

Pueden ser exteriormente lisos o corrugados, pero interiormente lisos. En las tablas I-1 y I-2 se muestran los diámetros y espesores de la tubería UPVC, de acuerdo con la Norma Técnica Nacional (ITINTEC) 399.003 y con la Norma Internacional ISO 44.35 En general, no se recomienda el uso de tubería de pared lisa, de espesor menor a 3mm.

Presión Interior: Como principio general, la red de alcantarillado debe ser diseñada para que trabaje como canal, de manera que las tuberías que las constituyen, no tengan, que soportar presión interior. Sin embargo, dado que la red de alcantarillado puede entrar parcialmente en carga, debido a

caudales excepcionales o por obstrucción de una tubería, deberá resistir una presión interior de 1 Mpa (1 Kg-cm²).

Junta: Es el elemento que le da continuidad y estanqueidad a los tubos. Las juntas podrán ser flexibles con anillo de caucho (natural o artificial) o rígidas (por soldadura) con solventes.

Deformabilidad: La acción de cargas externas sobre los tubos de UPVC puede originar la deformación elástica de la tubería u ovalización.

Colapso: Se considera que un tubo ha colapsado, cuando la deformación vertical debido a las cargas indicadas en el rubro anterior, alcanza el 20% de diámetro interno.

TABLA I-1
DIÁMETROS Y ESPESORES DE TUBOS UPVC

NORMA TÉCNICA NACIONAL 399.003				
DIÁMETRO NOMINAL (DN)		DIÁMETRO EXTERIOR (De)	ESPESOR (EN MILÍMETROS)	
PULGADAS	MILÍMETROS	MILÍMETROS	CLASE LIVIANA (a)	CLASE PESADA (b)
6"	150	168	2.70	4.10
8"	200	219	3.50	5.30
10"	250	273	4.40	6.70
12"	300	323	5.20	7.90
14"	350	355	5.70	8.70
16"	400	400	6.40	9.80

(a) **Clase Liviana:** Corresponde al estándar americano liviano (SAL) $De/e = 62$.

(b) **Clase pesada:** Corresponde al estándar americano pesado (SAP) De/e = 41.

TABLA 1 – 2
DIÁMETROS Y ESPESORES DE TUBOS UPVC

NORMA TÉCNICA INTERNACIONAL ISO – 4435			
SERIES	25	20	16.70
RIGIDEZ REFERENCIAL EN KN/m²	2	4	8
DIÁMETRO NOMINAL EXTERNO (mm.)	ESPESOR (mm)		
60	3.20	4.00	4.70
200	3.90	4.90	5.90
250	4.90	6.20	7.30
315	6.20	7.70	9.20
400	7.80	9.80	11.70
500	9.80	12.30	14.60
630	12.30	15.40	18.40

Rigidez – Flexibilidad: Se define como tubería rígida, semi-rígida o flexible, aquel tubo cuya sección transversal se puede deformar vertical y horizontalmente un valor “ σ ” por acción de cargas externas, sin ocasionar rajadura o la rotura del tubo. Los valores de “ σ ” se presentan en la tabla 1 – 3.

Deformación permisible: La deformación permisible en tuberías instaladas en zanja, no será mayor al 5% del diámetro interior del tubo.

TABLA I – 3

Característica del tubo	Deformación admisible (σ % del diámetro interior)	Ejemplo
Rígido	$\sigma < 0.1\%$	Tubería de: concreto simple armado, gres - cerámico, asbesto – cemento.
Semi – Rígido	$0.1\% < \sigma < 3\%$	Tubería de: fierro fundido (con o sin revestimiento)
Flexible	$\sigma > 3\%$	Tubería de: acero, fierro dúctil, UPVC, polietileno de alta densidad (HDPE), poliéster reforzado con fibra de vidrio (FRP)

Pegamento: Es un cemento solvente, elaborado de resina de PVC no plastificado, usado para unir tubos y accesorios de Policloruro de Vinilo (UPVC) tipo espiga – campana. El pegamento, deberá cumplir con la Norma Técnica Nacional (ITINTEC) 399.090.

Tubo Corrugado: Tubos de UPVC fabricados por extrusión y rolado, que presentan la pared exterior corrugada y la interior lisa. Esta disposición constructiva permite un factor de rigidez mayor en los tubos corrugados que en los tubos lisos de igual espesor.

Lubricante: El lubricante que eventualmente se emplea en las operaciones de unión con junta elástica, no debe ser agresivo (ni para el material del tubo, ni para el anillo elástico), incluso a temperaturas del efluente elevadas.

Modulo de Elasticidad :

- Corto plazo 30000 Kg/cm²
- Largo plazo 15000-20000 Kg/cm².

8.1.5 Disposiciones Generales

- Los tubos serán siempre de sección circular con sus extremos cortados perpendicularmente a su eje longitudinal, permitiendo el correcto acoplamiento del sistema de juntas, para que estas sean estancas.
- Las características físicas y químicas de la tubería, deberán ser inalterables a la acción de las aguas residuales que transporten, debiendo mantenerse estancas y resistir sin daños, todos los esfuerzos solicitados, tanto durante las pruebas, como en el servicio.
- Los tubos de UPVC no serán utilizados, cuando la temperatura permanente del agua sea superior a 40 °C.

8.2 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA OBRAS DE DESAGÜE

8.2.1 Colectores

8.2.1.1 Obras Preliminares

Comprende las construcciones e instalaciones, que con carácter de temporal son ejecutadas para el servicio del personal técnico - administrativo y obrero, además para el almacenamiento y cuidado de los materiales durante la ejecución de las obras.

a) Trazo, Nivelación y Replanteo

Las mediciones y pago se efectuarán por metro lineal (ml), el cual incluirán los costos de mano de obra, equipos, materiales, gastos de imprevistos y en ningún caso deberán ser mayores al indicado en el Análisis de Costos Unitarios.

En cuanto a los trazos de los colectores se seguirá las siguientes pautas:

- Los trazos de los colectores se hará evitando la rotura de los pavimentos existentes, especialmente los de concreto. Se

procurará llevarlos por zonas que correspondan a jardines, adoquinados o fajas laterales de tierra. El espacio libre entre la línea de propiedad y el borde de la zanja previsto, será de 2.00 m como mínimo, principalmente tomando como referencia el eje central de la calle.

- El trazo o alineamiento, gradientes, distancias, deberán ajustarse estrictamente a los planos y perfiles del proyecto oficial. Se hará replanteo previa revisión de la nivelación de las calles y verificación de los cálculos correspondientes. Cualquier modificación de los perfiles por exigirlas así las circunstancias de carácter local, deberá recibir previamente la aprobación oficial.
- Las tuberías de desagüe no podrán colocarse a menos de 2.50 m. de distancia de la tubería de agua, no a menos de 2.00 m. de la línea de propiedad.

8.2.1.2 Movimiento de Tierras

a) Excavación Manual de Zanjas en Terreno Normal

Las mediciones y pago se efectuarán por metro lineal (ml) de acuerdo a las diferentes profundidades (1.00 – 6.50), el cual incluirán los costos de **M.O.**, equipos, materiales, gastos de imprevistos y en ningún caso deberán ser mayores al indicado en el **A.C.U.**

- La profundidad mínima de excavación para la colocación de las tuberías será tal, que se tenga en enterramiento de 1.00 m. sobre los collares de las uniones.
- El ancho de la zanja en el fondo debe ser tal, que exista un juego de 0.15 mts. como mínimo y 0.30 mts. como máximo, entre la cara exterior de los collares y la pared de la zanja. Las dimensiones standard son las siguientes:

DIÁMETRO	15	20	25	30	38	46	50
CON ENTIBADO	90	100	100	110	130	133	140
SIN ENTIBADO	60	70	70	80	90	100	110

Las zanjas podrán hacerse con las paredes verticales entibándolas convenientemente siempre que sea necesario, si la calidad del terreno no permitiera se les dará los taludes adecuados según la naturaleza del mismo.

- En general se podrá realizar apuntalamiento o entibaciones si así lo autorizase expresamente el Ingeniero Inspector.
- Los entibados, apuntalamiento y soportes sean necesarios para sostener los lados de la excavación deberá ser previsto, exigidos y mantenidos para impedir cualquier movimiento que pudiera de alguna manera averiar el trabajo, o poner en peligro la seguridad del personal así como las estructuras o propiedades adyacentes, o cuando lo ordene el Ingeniero Inspector.
- El fondo de la zanja deberá quedar seco y firme en todos los conceptos aceptables como fundación para recibir el tubo.
- En caso de suelos inestables estos serán removidos hasta la profundidad requerida, el material removido será reemplazado con piedra, y luego se ejecutará una base de hormigón arenoso del río apisonado, de 0.25 mts. de espesor o concreto $f'c = 80 \text{ kg/cm}^2$, según determine el Ingeniero Inspector.

Los gastos extraordinarios que se produzcan por esta operación serán valorizados aparte, previa constatación por el Ingeniero Inspector. El fondo de la zanja se nivelará cuidadosamente conformándose exactamente a la rasante correspondiente del proyecto aumentada con el espesor del tubo respectivo y los 0.25 mts. de la base de hormigón.

- El material proveniente de las excavaciones deberá ser retirado a una distancia no menor de 1.50 mts. de los bordes de la zanja para la seguridad de la misma y facilidad y limpieza del trabajo. En

ningún caso se permitirá ocupar las veredas con materiales provenientes de las excavaciones ú otros materiales de trabajo.

- No deberá ser cubierto un tramo de zanja mientras no se cuente en la obra con tubería necesaria.

b) Excavación en Roca Suelta

Las mediciones y pago se efectuarán por metro Cúbico (m³), el cual incluirán los costos de mano de obra, equipos, materiales, herramientas, gastos de imprevistos y en ningún caso deberá ser mayor al indicado en le análisis de costos unitarios.

Esta partida contempla al material rocoso fracturado y metamorfozido a través del tiempo, y que puede ser movido sin usar explosivos, empleándose diversa técnicas manuales, siendo la mas usada el empleo de agua durante 12 – 24 horas previas a la excavación para debilitarlo y aumentar el rendimiento.

c) Refine Nivelación y Fondos para Tuberías de 6"

Las mediciones y pago se efectuarán por metro lineal (ml) el cual incluirán los costos de mano de obra, equipos, materiales, gastos de imprevistos y en ningún caso deberán ser mayor al indicado en el análisis de costos unitarios.

Para proceder a instalar las líneas de desagüe, previamente las zanjas excavadas deberán estar refinadas y niveladas.

Él refine consiste en el perfilamiento tanto de las paredes como del fondo, teniendo especial cuidado para que no queden protuberancias rocosas que hagan contacto con el cuerpo del tubo.

La Nivelación se efectuará en el fondo de la zanja, con el tipo de cama establecido y aprobado.

El alineamiento de las tuberías se hará utilizando dos cordeles; uno en la parte superior de la tubería, u otra a un lado de ella; para conseguir en esa forma el alineamiento vertical y horizontal respectivamente.

d) Cama de Apoyo para Tuberías

Las mediciones y pago se efectuarán por metro lineal (ml), el cual incluirán los costos de mano de obra, equipos, materiales, gastos de imprevistos y en caso deberán ser mayor al indicado en el análisis de costos unitarios.

De acuerdo al tipo y clase de Tubería a instalarse, los materiales de la cama de apoyo que deberá colocarse en el fondo de la zanja serán:

En Terreno Normales y Semirocosos

Será específicamente de arena gruesa o gravilla, que cumpla con las características exigidas como material selecto a excepción de su granulometría. Tendrá un espesor no menor de 0.10m. debidamente compactada o acomodada (en caso de gravilla), medida desde la parte baja del cuerpo del tubo; Siempre y cuando cumpla también con la condición de espaciamiento de 0.05m que debe existir entre la pared exterior de la unión del tubo y el fondo de la zanja excavada. Sólo en caso de zanja, en que se haya encontrado material arenoso no se exigirá cama.

En Terreno Rocoso

Será del mismo material y condición del inciso anterior, pero con un espesor no menor de 0.15m.

e) Compactado Relleno de Tuberías

Las mediciones y pago se efectuarán por metro lineal (ml), el cual incluirán los costos de mano de obra, equipos, materiales, gastos de

materiales y en ningún caso deberán ser mayor al indicado en el análisis de costos unitarios.

- A.- Se comenzará el relleno a las 12 horas de ejecutadas las juntas los tubos.
- B.- Se hará un primer relleno hasta alcanzar medio tubo, empleando material escogido, zarandeado y hormigón de río en capas de 0.15 mts. Compactado para evitar desplazamientos laterales de la tubería. Luego se rellenará hasta cubrir una altura de 0.30 mts. regadas y compactadas con pisón mecánico (neumático).
- C.- Se completará el relleno de zanja con el material extraído con las capas de 0.15 mts. de espesor mínimo, regadas a la humedad óptima apisonadas y bien compactadas mecánicamente.
- D.- No debe emplearse en el relleno tierra que contenga material orgánico en cantidades delectéreas, ni raíces o arcillas o limos uniformes. No debe emplearse material cuyo peso seco sea menor de 1600 Kg/m³.
- E.- Tanto la clase del material del relleno, como la compactación deben controlarse continuamente durante la ejecución de la obra.
- F.- No debe tirarse a la zanja piedras grandes por lo menos hasta que el terreno haya alcanzado una altura de 1 mt. sobre el lomo del tubo o parte superior del colector de concreto.

8.2.1.3 Suministro e Instalación de Tuberías

TUBERÍAS UPVC PARA ALCANTARILLADO

Los metrados y pago se efectuarán por metro lineal (ml), el cual incluirán los costos de mano de obra, equipos, materiales, gastos de

imprevistos y en ningún caso deberán ser mayores al indicado en el análisis de costos unitarios.

Características del Material

Características Físicas

Los tubos de UPVC deberán mostrar las siguientes características físicas:

Características del material	Valores	Método de ensayo
Densidad	1.35 a 1.46 Kg/ cm ³	-
Coefficiente de dilatación	< 0.1 mg/m ²	-
Temperatura de ablandamiento	> 79 °C	ISO 2507
Opacidad	< 0.2%	-
Resistencia al impacto	< 5 % (0°C)	ITINTEC
	< 10% (10°C)	399.004
Resistencia a la tracción	< 450 Kg/m ²	ISO 3127
Alargamiento a la rotura	> 80 %	ISO 3504
Tensión de diseño	E = 100 Kg/cm ²	ISO 3504
		-

Los tubos estarán exentos de rebajas, fisuras, granos y presentarán una distribución uniforme de color.

Es recomendable que los tubos de alcantarillado, lleven un color diferente al de los tubos de PVC utilizados para agua potable. En su defecto, llevarán un rotulado indeleble, que indique fácilmente que se trata de tubería de alcantarillado.

Con respecto a la composición del tubo de UPVC, los fabricantes deben certificar:

- a- Ausencia de carga o relleno (medibles por el contenido de ceniza), garantizando así, las propiedades mecánicas del material.
- b- Ausencia de aditivos higroscópicos, que influyan directamente en la absorción del agua.
- c- Ausencia de plastificantes, que influyan directamente sobre las propiedades a largo plazo y resistencia química.

Resistencia al ataque Químico

Aunque el comportamiento de estas tuberías frente a la acción de las aguas residuales con carácter ácido o básico, es bueno en general, la acción continuada de disolventes orgánicos, puede provocar fenómenos de microfisuración.

En el caso de colectores industriales, donde los vertidos de compuestos a los que se refiere el artículo anterior se prevean frecuentes, se deberá consultar con el fabricante, sobre el comportamiento, tanto de la tubería, como de la junta, ante el ataque de dichos compuestos químicos.

Se recomienda en general, para las instalaciones industriales, el uso de la tubería UPVC clase pesada (ITINTEC) o equivalente a la Norma Internacional ISO – 4435 serie 16.7.

Características Hidráulicas

Las tuberías de UPVC, al ser sometidas a cargas externas, se deforman, reduciendo en consecuencia, su área transversal y su capacidad de flujo. En la tabla II-1 se presentan los coeficientes de reducción del área y del caudal, para una tubería con “ σ ” de deflexión.

TABLA II – 1

DEFLEXIÓN %	% DE REDUCCIÓN (*)	
	En área	En caudal
5.0	0.366	0.6
7.5	0.898	1.3
10.0	1.431	2.4
15.0	3.146	5.2

(*) Reducción por ovalización.

Para el cálculo de la capacidad de conducción hidráulica de las tuberías de UPVC, se recomienda usar la formula de Manning, con un coeficiente de rugosidad "n" = 0.009.

La velocidad mínima en tuberías de alcantarillado sanitario, no será menor de 0.6 m/seg.

La velocidad máxima, no deberá exceder 3 m/seg, solo se permitirán mayores velocidades de flujo, cuando en el proyecto se tomen consideraciones especiales para la disipación de energía y prevención de la erosión.

A) Instalación de Tuberías UPVC

Transporte y Manipuleo de tuberías

- La tubería será de UPVC con diámetro de 150 mm.
- Durante el transporte y el acarreo de la tubería deberá tenerse el mayor cuidado evitando los golpes y trepidaciones.
- Cada tubo deberá ser revisado al recibirse de la fábrica para constatar que no tiene defectos visibles ni presenten rajaduras.

- Durante la descarga y colocación dentro de la zanja los tubos no deberán dejarse caer, los tubos dañados aunque estuviesen instalados deberán retirarse de la obra si así lo dispusiese el Ingeniero Inspector.

Colocación de las tuberías

- Colocados los tubos en la zanja se enchufarán convenientemente debiendo girar las campanas hacia aguas arriba; se les centrará y alineará perfectamente.
- El alineamiento de las tuberías se hará utilizando dos cordeles; uno en la parte superior de la tubería, u otra a un lado de ella; para conseguir en esa forma el alineamiento vertical y horizontal respectivamente.

Prueba de las tuberías

- Una vez terminado el tramo antes de efectuarse el relleno de la zanja se realizarán las pruebas de alineamiento y la prueba hidráulica de las tuberías y sus uniones.
- La prueba de alineamiento se realizará haciéndose pasar por el interior de todos los tramos una pieza o bola de sección transversal circular cuyo diámetro tenga los siguientes valores de acuerdo al diámetro de las tuberías.

DIÁMETRO DEL TUBO	DIÁMETRO DE LA BOLA
8"	19 cm.
10"	24.5 cm.
12"	29.5 cm.
14"	34.5 cm.
16"	39.5 cm.
18"	45.5 cm.
21"	52 cm.

Podrán reemplazarse estas pruebas por las del "espejo", según lo disponga la inspección de la obra.

Durante la prueba, la tubería no deberá perder por filtración más de la cantidad permitida a continuación expresada en $\text{cm}^3/\text{min. mts.}$ según relación siguiente:

Donde:

$$P = v / T$$

$$K = F.L / P$$

V = Volumen perdido en la prueba (cm^3)

L = Longitud probada (mts)

T = Tiempo de duración de la prueba (minutos) después de 8 de llenado el tramo de prueba.

P = Pérdida en el tramo (cm^3/min)

K = Coeficiente de prueba

PULGADA	8'	10'	12'	14'	16'	18'	21'	24'
DIÁMETRO mm.	200	250	300	350	400	450	533	600

(f) FILTRACIÓN TOLERADA

$\text{cm}^3/\text{min}/\text{mts}$	25	32	38	44	50	57	67	76
-------------------------------------	----	----	----	----	----	----	----	----

INTERPRETACIÓN DE LOS VALORES:

K > 1

K = 1

K < 1

Prueba buena

prueba tolerable

prueba mala

En los últimos casos de $K=1$ y $K<1$, el Ingeniero Residente deberá localizar la fuga y repararla.

- Solamente una vez constatado el correcto resultado de las pruebas podrá ordenarse el rellenado de la zanja y se expedirá por el Ingeniero Inspector el certificado respectivo en el que constará su prueba satisfactoria lo que será requisito, indispensable para su inclusión en los avances de obra y valorizaciones.

Medidas de Seguridad

Para proteger a las personas y evitar peligros a la propiedad y vehículos, se deberán colocar barreras, señales, linternas rojas y guardianes, que deberán mantenerse durante el proceso de la obra hasta que esté segura para el tráfico y no ofrezcan ningún peligro. Donde sea necesario cruzar zanjas abiertas, el Ingeniero Residente colocará puentes apropiados para peatones o vehículos según el caso. Los grifos contra incendio, válvulas, tapas de buzones, etc. deberán dejarse libres de obstrucciones durante la obra.

B) Doble Prueba Hidráulica

Las mediciones y pago se efectuarán por metro lineal (ml).

No se autorizará realizar la prueba Hidráulica con relleno compactado, mientras que el tramo de desagüe no haya cumplido satisfactoriamente la prueba a zanja abierta.

Estas pruebas serán de dos tipos: La Filtración, cuando la tubería haya sido instalada en terrenos secos sin presencia de agua freática y, la de infiltración, para terrenos con agua freática.

a. Prueba de Filtración

Se procederá llenando de agua limpia el tramo por el buzón aguas arriba a una altura mínima de 0.30m. bajo el nivel del terreno y convenientemente taponado en el buzón aguas abajo. El tramo permanecerá con agua 12 horas como mínimo para poder realizar la prueba.

Para las pruebas a zanja abierta, el tramo deberá estar libre sin ningún relleno, con sus uniones totalmente descubiertas, asimismo no deben ejecutarse los anclajes de los buzones y/o de las conexiones domiciliarias hasta después de realizada la prueba.

En las pruebas con relleno compactado, también se incluirá las pruebas de las cajas de registro domiciliarias.

La prueba tendrá una duración mínima de 10 minutos, y la cantidad de pérdida de agua no sobrepasará lo establecido en la siguiente tabla:

PERDIDA ADMISIBLE DE AGUA EN LAS PRUEBAS DE FILTRACIÓN E INFILTRACIÓN

Diámetro del Tubo		Filtración o Infiltración
mm.	Pulg.	Admisible en cm ³ /min/ml
200	8"	25
250	8"	32
300	8"	38
350	8"	44
400	8"	50
450	8"	57
500	8"	67
600	8"	76

b. Prueba de Infiltración

La prueba será efectuada midiendo el flujo del agua infiltrada por intermedio de un vertedero de medida, colocado sobre la parte inferior de la Tubería o cualquier otro instrumento, que permita obtener la cantidad infiltrada de agua en un tiempo mínimo de 10 minutos. Esta cantidad no debe sobrepasar los límites establecidos en la Tabla N° 01.

Para las pruebas a zanja abierta, esta se hará tanto como sea posible cuando el nivel de agua subterránea alcance su posición normal, debiendo tenerse bastante cuidado de que previamente sea rellenada la zanja hasta ese nivel, con el fin de evitar el flotamiento de los tubos.

Para estas pruebas a zanja abierta, se permitirá ejecutar previamente los anclajes de los buzones y/o de las conexiones domiciliarias.

8.2.2 Buzones

8.2.2.1 Buzones de Concreto

Las mediciones y pago se efectuarán por unidades, el cual incluirán los costos de mano de obra, equipos, materiales, gastos de imprevistos y en ningún caso debe ser mayor al indicado en el análisis de costos unitarios.

La utilización de las buzonetas, se limitará hasta un metro de profundidad máxima desde el nivel de tapa hasta la cota de fondo de la canaleta, permitiéndose solo en pasajes peatonales y/o calles angostas hasta de 3.00m de ancho en donde no exista circulación de Tránsito Vehicular.

Las mediciones y pago se efectuarán por unidades e ídem al punto 2.2.1.

Los buzones podrán ser prefabricados de concreto o de concreto vaciado en sitio.

De acuerdo al diámetro de la tubería, sobre la que se coloca al buzón, estos se clasifican en tres tipos:

TIPO	Profundidad (m)	Ø Interior del buzón (m)	Ø de la Tubería (mm)
I	Hasta 3.00	1.20	Hasta 600 (24")
	De 3.01 a más	1.50	Hasta 600 (24")
II	Hasta 3.00	1.20	De 650 a 1200 (26"- 48")
	De 3.01 a más	1.50	De 650 a 1200 (26"- 48")
III	Todos	1.50	De 1300 a mayor (52")

En los buzones, no se permitirá la dirección del flujo de desagüe en ángulo menor o igual de 90°.

No está permitido la descarga directa, de la conexión Domiciliaria de desagüe, a ningún buzón.

Los buzones serán construidos sin escalines, sus tapas de registro deberán ir al centro del techo.

Para su construcción se utilizará mezcladora y vibrador, el encofrado interno y externo de preferencia metálico. Sus paredes interiores serán de superficie lisa o tarrajada con mortero 1:3.

Las canaletas irán revestidas con mortero 1:2.

Las tapas de los buzones, además de ser normalizadas, deberán cumplir las siguientes condiciones: resistencia a la abrasión (desgaste por fricción), facilidad de operación y no propicia al robo.

8.2.2.2 Cámara de Rejas

Las mediciones y forma de pago serán por unidad e ídem al punto 2.2.1.

Las Definiciones Técnicas para cada una de las actividades de esta Partida serán similares a la de los ítem anteriores.

8.3 TANQUE IMHOFF - LECHO DE SECADO - FILTRO BIOLÓGICO

8.3.1 Trazo y Replanteo

Todas las mediciones y pagos se efectuaran por m², el cual incluirán los costos de mano de obra, equipos, materiales, gastos de imprevistos y en ningún caso deberán ser mayor al indicado en el análisis de costos unitarios.

Antes de construir el Sistema de Tratamiento constituido por Tanque Imhoff, Lecho de Secado y Filtro Biológico, el terreno debe ser estacado por el Contratista y obtener el visto bueno del Ingeniero Inspector. En toda el área se estacará y nivelará una cuadrícula con separación máxima de 30 m, excepto bajo los diques donde las estacas serán colocadas al pie interior y exterior. Luego de este proceso El Contratista debe quitar la capa vegetal del área ocupada.

8.3.2 Movimiento de Tierras

a) Excavación Masiva con Maquinaria

Todas las mediciones y pagos se efectuaran por m³ e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

Una vez que toda el área del Sistema de Tratamiento, ha sido estacada y nivelada el Contratista puede empezar a excavar hasta la cota del piso indicado en los planos.

Debe existir secuencia constructiva de manera de garantizar, que el material de relleno para la formación de taludes con material propio de la excavación se obtenga luego de la limpieza y deforestación.

Consistirá en la excavación y explanación del Sistema de Tratamiento; en la excavación y retiro del material inapropiado para la formación de los terraplenes; y en la excavación del material apropiado para los mismos: arcilla.

No se permitirá la excavación y el empleo de material contiguo a la zona estacada para el Sistema de tratamiento, comprendida entre los 30 metros a partir del pie interior del terraplén o dique del Sistema de Tratamiento.

El grado de acabado en la explanación de taludes y fondo del sistema de Tratamiento será aquel que pueda obtenerse ordinariamente mediante el uso de una niveladora de cuchilla, trailla o palas a mano, según los casos y lo determinado por el Ingeniero Inspector.

b) Relleno con Material Propio

Todas las mediciones y pagos se efectuarán por m³ e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

El relleno con material propio se efectuará con los excedentes del material de corte, compactados cada 0.30m. Se ejecutarán con el material del sitio o área de trabajo de acuerdo con éstas especificaciones y de conformidad con los alineamientos, rasantes, secciones transversales y dimensiones indicadas en los planos, o como lo haya estacado el Ingeniero Inspector.

Todo trabajo de limpieza y deforestación, deberá ser ejecutado en el área de los terraplenes antes de que se empiece la construcción de ellos.

Todo el material conveniente que provenga de las excavaciones, será empleado en lo posible en la formación de terraplenes, taludes, asientos y rellenos de zanja.

El material obtenido en las excavaciones y considerado conveniente para terraplenes y taludes deberá estar libre de materiales orgánicos y ajustarse en lo posible a los requerimientos siguientes:

c) Refine Nivelación y Compactación de fondo

Todas las mediciones y pagos se efectuaran por m² e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

El material obtenido en las excavaciones y considerado conveniente para el Sistema de Tratamiento deberá estar libre de materiales orgánicos y ajustarse en lo posible a los requerimientos siguientes:

Mínimo índice de plasticidad (Anexo N° 1) **15%**
Mínimo que pase por la malla N° 200 de la serie Sieve (Anexo N° 2) **25%**

El material para fondos será arcilla ú otro material impermeable aprobado por el Ingeniero Inspector.

Todos los agujeros causados por la extracción de los tacones y la corrección de todas las irregularidades en la zona del Sistema de Tratamiento serán rellenos con material selecto.

d) Refine Nivelación Compact. y Conformación de Talud

Todas las mediciones y pagos se efectuaran por m² e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

Consistirá en la excavación y empleo de material apropiado, de acuerdo a las especificaciones para la formación de terraplenes y taludes o ejecución de rellenos en particular. El préstamo procederá cuando no se encuentre cantidad suficiente de material adecuado proveniente de la excavación del

Sistema de Tratamiento, de acuerdo con las alienaciones, rasantes y dimensiones marcadas en los planos.

Se considera como distancia de transporte gratuito hasta 350 m de la zona de trabajo, estacada por el Ingeniero Inspector.

La cantidad de metros cúbicos de transporte, será el producto del volumen de material de préstamo transportado más allá de trescientos cincuenta metros (350 ml) medidos en su posición original en metros cúbicos dividido por cien (100).

$$\text{Transporte que será pagado} = \frac{m^3 \times m}{100}$$

En él se incluye mano de obra, equipo, herramientas, imprevistos necesarios y gastos indirectos.

La parte superior de los terraplenes y el relleno de cortes sobre excavados será construido con material de préstamo selecto para acabados o material escogido y reservado para este fin desde la excavación.

e) Terraplenes (diques):

Rellenos

Se ejecutarán con el material del sitio o área de trabajo de acuerdo con éstas especificaciones y de conformidad con las alineaciones, rasantes, secciones transversales y dimensiones indicadas en los planos, o como lo haya estacado el Ingeniero Inspector.

Todo trabajo de limpieza y deforestación, deberá ser ejecutado en el área de los terraplenes antes de que se empiece la construcción de ellos.

Todo el material conveniente que provenga de las excavaciones, será empleado en lo posible en la formación de terraplenes, taludes, asientos y rellenos de zanja.

El material obtenido en las excavaciones y considerado conveniente para terraplenes y taludes deberá estar libre de materiales orgánicos y ajustarse en lo posible a los requerimientos siguientes:

Mínimo índice de plasticidad (Anexo N° 1)	15%
Mínimo que pase por la malla N° 200 de la serie Sieve	25%

El material para terraplenes será arcilla ú otro material impermeable aprobado por el Ingeniero Inspector.

Todo talud de tierra será acabado hasta presentar una superficie razonablemente llana y que esté de acuerdo substancialmente con el plano pertinente, tanto en el aspecto alineamiento, como en las secciones transversales.

Los terraplenes y rellenos no podrán tener escombros, árboles, troncos, materiales en pie o entrelazados, raíces o basura. Antes de comenzar la construcción se eliminará el césped, humus u otra materia orgánica; igualmente la zona del terraplén será removida (arada) de tal manera de que el material del terraplén se adhiera al terreno natural.

Todos los agujeros causados por la extracción de los tacones y la corrección de todas las irregularidades en la zona de la laguna serán rellenados con material selecto.

Compactación

El material para la formación de los terraplenes será colocado en capas horizontales de 20 a 40 cm. de espesor y que abarquen todo el ancho de la sección, esparcidas suavemente, con equipo esparcidor u otro equipo aplicable. Capas de espesor mayor de 30 cm. No serán usadas sin autorización del Ingeniero Inspector.

Los rellenos por capas horizontales deberán ser ejecutados en una longitud que hagan factible los métodos de acarreo, mezcla, riego o secado y compactación usados.

Piedra o roca en terraplenes de tierra no deberá exceder de 15 cms medidos en su espesor máximo.

Cada capa terraplén será humedecida o secada a un contenido de humedad necesario (humedad óptima) para asegurar la compactación máxima. Donde sea necesario asegurar un material uniforme, se mezclará el material usando la moto niveladora, rastra o disco de arado. Cada capa será compactada mediante equipo pesado: rodillos apisonadores, rodillo de llantas neumáticas ú otros aprobados por el Ingeniero Inspector.

Cuando fuera requerido, se aplicará el riego en los lugares, en las cantidades y a las horas, incluso de noche, según ordenes del Ingeniero Inspector.

El Contratista suministrará un abastecimiento adecuado de agua. El equipo para riego tendrá amplia capacidad y dispositivos de tal naturaleza que aseguren la aplicación uniforme del agua en las cantidades indicadas por el Ingeniero Inspector.

Si no está especificado de otra manera en los planos o en disposiciones especiales, el terraplén será compactado par producir una densidad media de 92% (pero no menor de 98%) de la máxima determinada por el método de prueba de las "Cinco Capas" (Estado de California) Anexo N° 3; o bien se compactará hasta obtener por lo menos el 95% de la densidad obtenida por el método de prueba "Próctor Modificado" (Anexo N° 4).

Donde sea aplicable, el Ingeniero Inspector hará ensayos de densidad en campo para determinar el grado de densidad obtenido (Anexo N° 6).

El Contratista construirá todos los terraplenes de tal manera, que después de haberse producido la contracción y el asentamiento, y cuando haya de ejecutarse la aceptación de la obra, dichos terraplenes tengan en todo punto la rasante, el ancho y la sección transversal requerida en los planos. El contratista será responsable de la estabilidad en la obra y correrá por su cuenta todo gasto causado por el reemplazo de toda parte que haya sido desplazada, a consecuencia de falta de cuidado o de trabajo negligente por parte del Contratista, o de daños resultantes por causas naturales, como son lluvias y vientos normales.

f) Acarreo de Material Excedente hasta $d_{prom} = 30.0m$

Todas las mediciones y pagos se efectuaran por m^3 e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

Todo el material sobrante de la excavación realizada y que ya no será utilizada para los rellenos, deberá ser eliminada hacia zonas en donde causen estorbos ni molestias.

g) Eliminación de Desmonte con Equipo

Todas las mediciones y pagos se efectuaran por m^3 e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

Se deberá trasladar hacia zonas lejanas todo excedente de excavación, para esto se utilizarán un cargador frontal, y volquetes en cantidad necesaria para realizar esta actividad.

8.3.3 Impermeabilización

a) Impermeabilización de la Planta de Tratamiento

Todas las mediciones y pagos se efectuaran por m^2 e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

Donde el material existente no tenga la resistencia adecuada o requerida por los planos o disposiciones especiales, el Contratista deberá construir una capa o lecho mezclando un material estabilizador con el material natural existente de la excavación o préstamo.

Los materiales estabilizadores deben ser suelos de alto poder de sustentación como grava, tamizados de piedra, cemento, cal o cualquier otro material que en opinión del Ingeniero Inspector es apropiado para estabilizar.

En general, el material que contenga apreciable cantidad de materia orgánica o que tenga alta plasticidad no es conveniente para ser usado como estabilizador.

Los materiales para la estabilización serán colocados en capas de 15 cm, bien compactados y mezclados. Los materiales se mezclarán con cuchillas, discos o arados.

Cuando sea necesario el Contratista deberá secar el material mojado o añadir agua al material seco para traer la mezcla estabilizada al contenido de humedad adecuado para la compactación, la que deberá ejecutarse hasta que toda la profundidad afirmada o estabilizada tenga una densidad, determinada por pruebas hechas en cada capa, de no menos del 92% de la máxima densidad, determinada por el Método de Compactación del Estado de California de las Cinco Capas o del 95% de la máxima determinada por el método de Próctor Modificado.

En los casos donde se especifique la impermeabilización de la superficie mojada de la Planta de Tratamiento, ésta se ejecutará mediante la colocación del material necesario para evitar infiltraciones según lo especifiquen los planos ó lo ordene el Ingeniero Inspector.

8.3.4 Cerco Perimétrico

a) Cerco Perimétrico con Alambre de Púas

Todas las mediciones y pagos se efectuarán por ml e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

Un cerco de cierre alrededor de los terrenos donde se construye la laguna, se ejecutará de acuerdo como especifiquen los planos. Debe tener sus puertas de acceso y letreros respectivos.

Se sembrará grama en parte de la calzada, como lo indiquen los planos y como se especifica.

8.4 CAJA DE REPARTICIÓN DE CAUDALES

8.4.1 Obras Preliminares

a) Trazo y Replanteo Preliminar

Las mediciones y pago se efectuarán por metro cuadrado (m²) e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

Verificar y tomar nota del estado original del lugar donde se cimentará la estructura, para luego darle a esta las características Técnicas y Geométricas necesarias.

Realizar el trazo, ubicando los alineamientos y cotas de acuerdo a lo establecido en los planos, trabajos de replanteo para los cálculos de volúmenes de corte.

8.4.2 Movimiento de Tierras

a) Excavaciones Masivas Manuales

Las mediciones y pago se efectuarán por metro cúbico (m^3) e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

Se considera como material normal a las arenas, algunas arcillas, cenizas volcánicas, tramós de cultivo, material calcáreo disgregado, etc. Y que fácilmente pueden ser movidos usando herramientas simples tales como: lampas, picos, barretas, etc.

b) Refine Nivelación y Compactación

Las mediciones y pagos se efectuarán por metro cuadrado (m^2) e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

Para nivelación se podrá usar mangueras nivelasteis y así establecer la plataforma del fondo de la estructura, previamente definido la cota del fondo con instrumentos Topográficos, La compactación se dará en forma manual, con apisonadores establecidos por el Ing. Inspector residente.

c) Acarreo de Material Excedente hasta $d_{\text{Prom}} = 30.0m$

Las mediciones y pagos se efectuarán por metro cúbico (m^3) e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

Los materiales excedentes, productos de excavaciones deberán ser retirados a lugares establecidos, de modo que estén alejado del poblado salvo que esta lo requiera para mejorar el trazo de algunas calles.

8.4.3 Concreto Simple

Las mediciones y pago se efectuarán por metro cúbico (m^3) e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

En éste rubro se incluirá los elementos de concreto que llevan o no armadura de acero.

De los Materiales

A.- Cemento.- El cemento a usar será de tipo Pórtland, tipo I o normal salvo en donde se especifique la adopción de otro tipo debido a consideraciones especiales.

B.- Agregados.- Los agregados a usarse deben presentar las siguientes características:

- Será limpia de gramo rugoso y resistente.
- El tamaño máximo del agregado en general, tendrá una medida más pequeña entre los costados interiores en las formas dentro de las cuales se vaciará.
- El agregado será piedra limpia o grava, libre de partículas de arcilla plástica. En su superficie proveniente de rocas que no se encuentre en proceso de descomposición.

C.- Agua.- El agua a emplearse será fresca limpia y potable libre de sustancias perjudiciales como aceite, ácidos, sales, materias orgánicas u otras sustancias que puedan perjudicar el comportamiento eficiente del acero. Tampoco deberá tener partículas de carbón, humus, ni fibras vegetales.

Se podrá usar agua de pozo, siempre y cuando cumpla con las condiciones anteriormente mencionadas y que no contengan sulfatos.

Dosificación y Consistencia del Concreto

A.- Las porciones de agregado a cemento para cualquier concreto serán tales que produzcan una mezcla trabajable y con el método de colocación empleado en la obra llegue fácilmente a todas las máquinas y ángulos del encofrado y envuelva completamente el

refuerzo, pero sin permitir que los materiales agreguen o que se acumule un acceso de agua libre sobre la superficie.

B.- Los métodos para medir los materiales del concreto serán tales que las proporciones puedan ser controladas en forma precisa y verificadas fácilmente en cualquier etapa del trabajo.

Prueba y Resistencia para El Concreto

La resistencia será el requisito principal para la aceptación del concreto.

El Ingeniero o Inspector, al inicio de la obra, hará los diseños de mezcla que se indica en los planos, será aprobado previamente por la supervisión.

Cada clase de concreto deberá estar sometida al menos 5 ensayos (10 especímenes) para cada ensayo a una edad determinada se harán 2 especímenes y se hará no menos de un ensayo para cada 120 m³ de concreto. El Ingeniero Inspector puede exigir un número razonable de ensayos durante el proceso del trabajo para verificar la eficacia curada y protección del concreto.

La edad para prueba de resistencia será de 28 días o cuando se especifique, a una edad menor en la cual el concreto va a recibir su carga completa a su esfuerzo máximo. Con las proporciones usadas, se puede hacer ensayar adicionales de edades menores para obtener información por adelantado sobre la eficacia del desarrollo de resistencia.

Mezclado y colocación del Concreto

A.- Mezclado de Concreto.- Todo concreto se mezclará hasta que exista una distribución uniforme de los materiales y se descargará completamente antes de que la mezcladora se vuelva a cargar.

Para concreto mezclado en obra se hará en una mezcladora de tipo aprobado. La mezcladora girará a una velocidad recomendada por el fabricante y el mezclado se continuará por lo menos durante minuto y medio después de todos los materiales estén en el tambor.

El concreto deberá ser mezclado solo en cantidades que se van a usar de inmediato, el excedente será eliminado. En el caso de agregar una nueva carga, la mezcladora deberá ser descargada.

Se prohibirá la adición indiscriminada de agua que aumente el SLUMP.

B.- Colocación del Concreto.- El concreto se depositará tan cerca como sea posible, de su posición final evitando la segregación debida a manipuleos, movimientos excesivos.

El vaciado, se hará a tal velocidad que el concreto se conserve todo el tiempo en estado plástico y fluya fácilmente en espacios entre las barras, no se depositará en la estructura, ningún concreto que se haya endurecido parcialmente o que este contaminado por sustancias extrañas ni se volverá a mezclar a menos que el Ingeniero Inspector otorgue su aprobación.

Una vez que empiece el vaciado, este llevara a cabo como una operación continua hasta que se complete el vaciado del paño o sección.

Todo el concreto se consolidará concretamente por medios adecuados durante la colocación y se tendrá cuidado de que cubra el refuerzo y los accesorios encofrados.

El procedimiento más adecuado es generalmente por medio de una vibración efectiva.

Cuando las condiciones de trabajo hacen difícil la consolidación o cuando el refuerzo este cuestionado, se depositará en el encofrado una capa por lo

menos 2.5 cm. de mortero que contengan la proporción cemento-arena usado en el concreto.

C.- Curado.- El curado se iniciará tan pronto como sea posible sin dañar la superficie del concreto y prolongarse durante los 7 primeros días se empleará agua roceada continuamente o de lo contrario se realizará arroceras sobre la superficie horizontales de manera que se mantenga endurecidos.

8.4.4 Concreto Armado

Las mediciones y pago se efectuarán por metro cúbico (m³) e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

Similar que el Ítem 9.3.5, añadiendo lo correspondiente al acero.

El acero está especificado en los planos en base a su carga de fluencia $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$; debiéndose satisfacer las condiciones referidas en las Normas Técnicas Nacionales ITINTEC y en cuanto a la malla de acero soldada , con las Normas ASTM-A-185.

a) Enderezamiento y Redoblado

Las barras no deberán enderezarse ni volverse a doblar, en forma tal que el material sea dañado.

No se usarán las barras con ondulaciones o dobleces, no mostradas en los planos, ni tampoco las que tengan fisuras o roturas.

El calentamiento del acero, se permitirá solamente cuando toda la operación sea aprobada por el Ing. Supervisor.

b) Colocación del Refuerzo

La colocación de la armadura será efectuada en estricto acuerdo con los planos en estricto acuerdo con los planos y con una tolerancia no mayor de (+) (-) 1.00cm. Se asegurará contra cualquier desplazamiento por medio de amarres de alambre, ubicados en las intersecciones.

c) Empalmes

Estos pueden ser soldados, si los extremos no se sueldan el refuerzo habrá que traslaparse 30 diámetros en barras corrugadas.

Se debe tener en cuenta el siguiente cuadro.

Empalmes por Traslaparse	Elementos a Compresión	Elementos Flexo - Compresión
3/8"	30	35
1/2"	40	45
5/8"	50	55
3/4"	60	70
1"	75	120
1 - 1/8"	85	155
1 - 1/4"	95	200
1 - 3/8"	105	245

d) Tolerancia

Las tolerancias de fabricación y colocación para acero de refuerzo serán las siguientes:

1) Las varillas utilizadas para el refuerzo de concreto, cumplirán los siguientes requisitos para tolerancias de fabricación:

- Longitud de Corte : (+) (-) 2.5 cm.
- Estribos, espirales y soportes : (+) (-) 1.2 cm.
- Dobleces : (+) (-) 1.2 cm.

2) Las varillas serán colocadas para las siguientes Tolerancias:

- Cobertura de concreto a las Superficies (+) (-) 6mm.
- Espaciamiento mínimo entre varillas (+) (-) 6mm
- Miembros de 20 cm. De profundidad o menos (+) (-) 6mm
- Miembros de más de 20 cm. Pero (+)(-) 5cm. de profundidad inferior a 1.2mm
- Miembros de más de 60cm. (+) (-) de profundidad 2.5mm

3) Las varillas pueden moverse de acuerdo a sus diámetros (para evitar interferencias con otras varillas de refuerzo de acero, conduit o materiales empotrados), si excediese dicha tolerancia, deberá solicitarse la aprobación de la supervisión.

8.4.5 Encofrado y Desencofrado

Las mediciones y forma de pago se realizarán por m² e ídem al Ítem 2.3.1.1.

A.- Encofrado.- Los encofrados se ajustarán a la forma, las líneas y dimensiones de los elementos según lo especificado en los planos y serán sólidos y suficientemente herméticos para evitar salida de mortero.

Estarán arriostrados y unidos adecuadamente para mantener su posición y forma.

B.- Desencofrado.- Ninguna proporción de la estructura que no este apuntalada soportará, durante la construcción cargas, excedentes.

No se quitarán puntales de ninguna parte de la estructura, durante la construcción hasta que la proporción de la estructura haya obtenido suficiente resistencia para soportar con seguridad su peso y las cargas que se coloquen.

Es importante la experiencia del ingeniero inspector para dar el desencofrado.

8.4.6 Tarrajeo con Impermeabilizante

Las mediciones y forma de pago serán por m² e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

Se hará uso de un aditivo impermeabilizante para mortero, aproximadamente 0.40 Kg. Por cada metro cuadrado de tarrajeo de 1.5 cm de espesor, su uso estará limitado para todas aquellas estructuras que estarán expuestas al agua.

8.5 DISPOSITIVOS DE INGRESO Y SALIDA

Idem al ítem 2.4.

8.6 CONEXIONES DOMICILIARIAS

8.6.1 Obras Preliminares

Comprende las construcciones e instalaciones, que con carácter de temporal son ejecutadas para el servicio del personal técnico - administrativo y obrero, además para el almacenamiento y cuidado de los materiales durante la ejecución de las obras.

a) Trazo, Nivelación y Replanteo.

Las mediciones y pago se efectuarán por metro lineal (ml) e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

Se refiere a la ubicación de las conexiones domiciliarias con respecto al frente de la propiedad para el trazo del eje de la zanja con respecto a los colectores.

8.6.2 Movimiento de Tierras

a) Excavación Manual de Zanjas en Terreno Normal

Las mediciones y pago se efectuarán por metro lineal (ml) de acuerdo a las diferentes profundidades. (hasta 1.50 m).

La profundidad mínima de excavación para la colocación de las tuberías será tal, que se tenga en enterramiento de 1.00 m. sobre los collares de las uniones.

El ancho de la zanja en el fondo debe ser tal, que exista un juego de 0.15 mts. como mínimo y 0.30 mts. como máximo, entre la cara exterior de los collares y la pared de la zanja.

b) Excavación en Roca Suelta

Las mediciones y pago se efectuarán por metro Cúbico (m³) e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

Esta Partida contempla al material rocoso fracturado y metamorfozido a través del tiempo, y que puede ser movido sin usar explosivos, empleándose diversa técnicas manuales, siendo la mas usada el empleo de agua durante 12 – 24 horas previas a la excavación para debilitarlo y aumentar el rendimiento.

c) Refine Nivelación y fondos para Tuberías de 6"

Las mediciones y pago se efectuarán por metro lineal (ml) e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

Para proceder a instalar las líneas de desagüe, previamente las zanjas excavadas deberán estar refinadas y niveladas,

El refine consiste en el perfilamiento tanto de las paredes como del fondo, teniendo especial cuidado para que no queden protuberancias rocosas que hagan contacto con el cuerpo del tubo.

La Nivelación se efectuará en el fondo de la zanja, con el tipo de cama establecido y aprobado.

d) Cama de Apoyo para Tuberías

Las mediciones y pago se efectuarán por metro lineal (ml) e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

De acuerdo al tipo y clase de Tubería a instalarse, los materiales de la cama de apoyo que deberá colocarse en el fondo de la zanja serán ídem al ítem 2.1.2.3

e) Relleno Compactado de Zanjas

Las mediciones y pago se efectuarán por metro lineal (ml) e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

- A.-** Se comenzará el relleno a las 12 horas de ejecutadas las juntas los tubos.
 - B.-** Se hará un primer relleno hasta alcanzar medio tubo, empleando material escogido, zarandeado y hormigón de río en capas de 0.15 mts.
- Compactado para evitar desplazamientos laterales de la tubería. Luego se rellenará hasta cubrir una altura de 0.30 mts. regadas y compactadas con pisón mecánico (neumático).
- C.-** Se completará el relleno de zanja con el material extraído con las capas de 0.15 mts. de espesor mínimo, regadas a la humedad óptima apisonadas y bien compactadas mecánicamente.
 - D.-** No debe emplearse en el relleno tierra que contenga material orgánico en cantidades delectéreas, ni raíces o arcillas o limos uniformes. No debe emplearse material cuyo peso seco sea menor de 1600 Kg/m^3 .
 - E.-** Tanto la clase del material del relleno, como la compactación deben controlarse continuamente durante la ejecución de la obra.
 - F.-** No debe tirarse a la zanja piedras grandes por lo menos hasta que el terreno haya alcanzado una altura de 1 mt. sobre el lomo del tubo o parte superior del colector de concreto.

8.6.3 Suministro e Instalación de Caja Domiciliaria

Las mediciones y pago se efectuarán por unidades e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

Lo constituye una caja de registro de concreto $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$. Conformado por módulos prefabricados. El acabado interior de la caja de reunión deberá ser de superficie lisa o tarrajada con mortero 1:3.

El módulo base tendrá su fondo en forma de "media caña"

La tapa de la caja de registro, además de ser normalizada, deberá cumplir también con las condiciones exigidas, la caja de registro deberá instalarse dentro del retiro de la propiedad y si no lo tuviese en un patio o pasaje de circulación.

En caso de no poder instalarse la caja en un lugar de la propiedad que no tenga zona libre, la conexión domiciliaria terminará en el límite de la fachada.

La caja del medidor es una caja de concreto de $F'c=140 \text{ kg/cm}^2$ prefabricado de dimensiones 0.6 x 0.3 m. la misma que va apoyada sobre el solado de fondo de concreto también de $F'c= 140 \text{ kg/cm}^2$ y espesor mínimo de 0.05 m.

La caja de la tapa se colocará al nivel de la rasante de la vereda, además de ser normalizada, la reposición de la vereda será de bruña a bruña. En caso de no existir vereda la caja será ubicada en una losa de concreto $F'c=140 \text{ kg/cm}^2$ de 1.0 x 1.0 x 0.10 m. sobre una base debidamente compactada.

a.- SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE CACHIMBA O SILLA DOMICILIARIA

Los metrados y forma de pago se efectuarán por unidad e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

El empalme de la conexión con el colector de servicio, se hará en la clave del tubo colector, obteniéndose una descarga en 45°; para ello se perforará previamente el tubo colector, mediante el uso de plantillas metálicas, permitiendo que el tubo cachimba o silla domiciliaria a empalmar quede totalmente apoyado sobre el colector, sin dejar huecos de luz que posteriormente puedan implicar riesgos para el sello hidráulico de la unión.

El acoplamiento será asegurado mediante un resane de mortero 1:3 antes de la prueba hidráulica y por un dado de concreto $f'c=140 \text{ kg/cm}^2$.

b.- SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA

Los metrados y pago se efectuarán por metro lineal (ml) e ídem al ÍTEM 2.3.1.1

La tubería de descarga, comprende desde la caja de registro hasta el empalme al colector de servicio.

El acoplamiento de la tubería a la caja se hará con resane de mortero 1:3 complementándose posteriormente con un anclaje de concreto 140 kg/cm^2

Colocados los tubos en la zanja se enchufarán convenientemente debiendo girar las campanas hacia aguas arriba; se les centrará y alineará perfectamente.

El alineamiento de las tuberías se hará utilizando dos cordeles; uno en la parte superior de la tubería, u otra a un lado de ella; para conseguir en esa forma el alineamiento vertical y horizontal respectivamente.

Las conexiones Domiciliarias tendrán una pendiente uniforme mínima entre la caja del registro y el empalme al colector de servicio 1.50 % (quince por mil).

c.- DOBLE PRUEBA HIDRÁULICA

Las mediciones y pago se efectuarán por metro lineal (ml) e ídem al ÍTEM 2.3.1.1.

No se autorizará realizar la prueba Hidráulica con relleno compactado, mientras que el tramo de desagüe no haya cumplido satisfactoriamente la prueba a zanja abierta.

Estas pruebas serán de dos tipos: La Filtración, cuando la tubería haya sido instalada en terrenos secos sin presencia de agua freática y, la de infiltración, para terrenos con agua freática.

CAPITULO 9 Presupuesto y Análisis de Costos Unitarios

S10
Empresa no registrada

Página : 1
Fecha : 07/05/03 11:43:10p.m.

Presupuesto

Obra 0801001 PROYECTO CONGAS
 Fórmula 01 ESTRUCTURAS
 Cliente S10 S.A.
 Departamento ANCASH Provincia OCROS
 Tarjeta 0001 Costo al 17/04/2003
 Distrito CONGAS

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
1.0000	RED DE ALCANTARILLADO						
1.0100	OBRAS PRELIMINARES						
1.0101	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	2,883.00	2.05	5,910.15	5,910.15	
1.0200	MOVIMIENTO DE TIERRAS						
1.0201	EXCAVAC DE ZANJA, TERRENO SEMIROC. H=1.00-1.50 M	M	2,123.00	14.41	30,592.43		
1.0202	EXCAVAC DE ZANJA, TERRENO SEMIROC. H=1.51-2.00 M	M	291.00	15.45	4,495.95		
1.0203	EXCAVAC DE ZANJA, TERRENO SEMIROC. H=2.01-2.50 M	M	120.00	15.81	1,897.20		
1.0204	EXCAVAC DE ZANJA, TERRENO SEMIROC. H=2.51-3.00 M	M	70.00	16.21	1,134.70		
1.0205	EXCAVAC DE ZANJA, H=3.01-3.50 M	M	39.00	6.49	253.11		
1.0206	EXCAVAC DE ZANJA, H=4.01-4.50 M	M	120.00	7.63	915.60		
1.0207	EXCAVAC DE ZANJA, H=5.01-5.50 M	M	120.00	8.65	1,038.00		
1.0208	REFINE, NIVELACION Y FONDOS PARA TUBERIA DE 6"	M	2,883.00	0.57	1,643.31		
1.0209	REFINE, NIVELACION Y FONDOS PARA TUBERIA DE 8"	M	70.00	0.75	52.50		
1.0210	CAMA DE APOYO PARA TUBERIAS DE 6"	M	2,883.00	1.04	2,998.32		
1.0211	CAMA DE APOYO PARA TUBERIAS DE 8"	M	70.00	1.11	77.70		
1.0212	RELLENO COMP.ZANJA H= 1.00-1.50 M	M	2,123.00	2.64	5,604.72		
1.0213	RELLENO COMP.ZANJA H= 1.51-2.00 M	M	291.00	3.15	916.65		
1.0214	RELLENO COMP.ZANJA H= 2.01-2.50 M	M	120.00	3.43	411.60		
1.0215	RELLENO COMP.ZANJA H= 2.51-3.00 M	M	70.00	3.82	267.40		
1.0216	RELLENO COMP.ZANJA H=3.01-3.50 M	M	39.00	4.03	157.17		
1.0217	RELLENO COMP.ZANJA H=4.01-4.50 M	M	120.00	4.42	530.40		
1.0218	RELLENO COMP.ZANJA H=5.01-5.50 M	M	120.00	4.74	568.80		
1.0219	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30.00 MT. (A M3 MANO USANDO CARRETILLA)	M3	280.64	2.68	752.12	54,307.68	
1.0300	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS						
1.0301	TUBERIAS UPVC ALCANTARILLADO DE 6"	M	2,883.00	13.30	38,343.90		
1.0302	TUBERIAS UPVC ALCANTARILLADO DE 8"	M	70.00	14.66	1,026.20	39,370.10	
1.0400	BUZONES						
1.0401	BUZON DE CONC. H=1.00M,D=1.20M, TAPA DE CA	UND	9.00	1,426.28	12,836.52		
1.0402	BUZON DE CONC. H=1.50M,D=1.20M, TAPA DE CA	UND	17.00	1,426.28	24,246.76		
1.0403	BUZON DE CONC. H=2.00M,D=1.20M, TAPA DE CA	UND	1.00	1,426.28	1,426.28		
1.0404	BUZON DE CONC. H=2.50M,D=1.20M, TAPA DE CA	UND	1.00	1,426.28	1,426.28		
1.0405	BUZON DE CONC. H=3.00M,D=1.20M, TAPA DE CA	UND	1.00	1,426.28	1,426.28		
1.0406	BUZON DE CONC. H=3.50M,D=1.20M, TAPA DE CA	UND	1.00	1,426.28	1,426.28		
1.0407	BUZON DE CONC. H=4.50M,D=1.20M, TAPA DE CA	UND	1.00	1,426.28	1,426.28		
1.0408	BUZON DE CONC. H=5.50M,D=1.20M, TAPA DE CA	UND	1.00	1,426.28	1,426.28	45,640.96	
1.0500	OTROS						
1.0501	DOBLE PRUEBA HIDRAULICA TUBERIAS UPVC DESAGUE	M	1,622.00	1.34	2,173.48		
1.0502	EMPALME A BUZON	UND	72.00	27.58	1,985.76	4,159.24	149,388.13
2.0000	TANQUE IMHOFF						
2.0100	OBRAS PRELIMINARES						
2.0101	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	60.00	2.05	123.00		
2.0102	LIMPIEZA MANUAL DE TERRENO	M2	60.00	0.83	49.80	172.80	
2.0200	MOVIMIENTO DE TIERRAS						
2.0201	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINARIA	M3	384.00	2.31	887.04		
2.0202	TABLESTACADO	M2	85.00	7.28	618.80		
2.0203	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30.00 MT. (A M3 MANO USANDO CARRETILLA)	M3	384.00	2.68	1,029.12		
2.0204	EXCAVAC MANUAL DE ZANJA, H=1.00 M	M	44.00	2.60	114.40		
2.0205	EXCAVAC MANUAL DE ZANJA, H=1.51-2.00 M	M	18.00	4.32	77.76		
2.0206	EXCAVAC. MANUAL DE ZANJA, H=2.01-2.50 M	M	18.00	5.41	97.38		
2.0207	REFINE, NIVELACION Y FONDOS PARA TUBERIA DE 8"	M	70.00	0.75	52.50		
2.0208	CAMA DE APOYO PARA TUBERIAS DE 8"	M	70.00	1.11	77.70		
2.0209	RELLENO COMP.ZANJA H= 1.00 M	M	44.00	2.64	116.16		

S10
Empresa no registradaPágina : 2
Fecha : 07/05/03 11:43:10p.m.

Presupuesto

Obra 0801001 PROYECTO CONGAS

Fórmula 01 ESTRUCTURAS

Cliente S10 S.A.

Tarjeta 0001 Costo al 17/04/2003

Departamento ANCASH Provincia OCROS

Distrito CONGAS

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
2.0210	RELLENO COMP.ZANJA H= 1.51-2.00 M	M	18.00	3.15	56.70		
2.0211	RELLENO COMP.ZANJA H= 2.01-2.50 M	M	18.00	3.43	61.74		
2.0212	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30.00 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)	M3	12.10	2.68	32.43	3,221.73	
2.0300	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE						
2.0301	SOLADO DE FALSO FONDO DE 100 kg/cm2	M2	23.15	17.94	415.31		
2.0302	CONCRETO LOSA DE FONDO FC=140kg/cm2 +25%P.M.	M3	8.15	108.06	880.69	1,296.00	
2.0400	OBRAS DE CONCRETO ARMADO						
2.0401	LOSA DE FONDO						
2.040101	CONCRETO EN LOSA DE CIMENTACION FC= 210 KG/CM2	M3	14.50	214.79	3,114.46		
2.040102	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO LOSA DE CIMENTACION	M2	6.90	13.05	90.05		
2.040103	ACERO EN LOSA DE CIMENTACION GRADO 60	KG	495.00	1.99	985.05	4,189.56	
2.0402	MUROS						
2.04021	CAMARAS DE NATAS Y DIGESTION						
2.040211	CONCRETO EN MUROS REFORZADOS FC= 175 KG/CM2	M3	48.35	199.13	9,579.59		
2.040212	ENCOFRADO Y DESENCOF MUROS REFORZADOS	M2	112.63	16.37	1,843.75		
2.040213	ACERO EN MUROS REFORZADOS GRADO 60	KG	1,985.64	1.93	3,832.29	15,255.63	
2.04022	CAMARAS DE SEDIMENTACION						
2.040221	CONCRETO EN MUROS REFORZADOS FC= 175 KG/CM2	M3	7.92	199.13	1,569.19		
2.040222	ENCOFRADO Y DESENCOF MUROS REFORZADOS	M2	116.45	16.37	1,906.29		
2.040223	ACERO EN MUROS REFORZADOS GRADO 60	KG	195.36	1.93	377.04	3,852.52	
2.04023	CAJA DE VALVULAS						
2.040231	SOLADOS						
2.0402311	CONCRETO FC=100 KG/CM2	M3	0.08	203.20	16.26	16.26	
2.040232	DADOS DE CONCRETO						
2.0402321	CONCRETO SIMPLE PARA DADOS DE CONCRETO FC=100 KG/CM2	M3	0.25	145.87	36.47	36.47	
2.040233	DISPOSITIVO DE ENTRADA						
2.0402331	CONCRETO EN LOSA DE CIMENTACION FC= 210 KG/CM2	M3	0.25	214.79	53.70		
2.0402332	ENCOFRADO Y DESENCOF MUROS REFORZADOS	M2	5.25	16.37	85.94		
2.0402333	ACERO EN MUROS REFORZADOS GRADO 60	KG	69.45	1.93	134.04	273.68	
2.0500	REVOQUES Y ENLUCIDOS						
2.0501	TARRAJEO CON IMPERMEABILIZANTES	M2	296.85	12.40	3,680.94	3,680.94	
2.0600	INSTALACIONES HIDROMECANICAS						
2.0601	TUBERIA DE UPVC DE 8"	M	35.00	28.16	985.50		
2.0602	CANASTILLA DE BRONCE TIPO MAZZA 8"	UND	4.00	82.30	329.20		
2.0603	YEE DE P.V.C. DE 8"	UND	4.00	135.37	541.48		
2.0604	CODO DE PVC DE 8" X 22.5°	UND	4.00	107.61	430.44		
2.0605	VALVULA DE FIERRO FUNDIDO MAZZA DE 8"	UND	4.00	912.96	3,651.84		
2.0606	TRANSICION DE FIERRO FUNDIDO A P.V.C. DE 8" (200MM)	UND	4.00	235.42	941.68		
2.0607	BAFLE DE MADERA TRATADA DE 0.90X1.00 Me=0.05mm	M3	4.00	197.11	788.44		
2.0608	BRIDA DE ACERO PARA SOLDAR-ROMPE AGUA DE 8" (200MM)	UND	4.00	52.17	208.68	7,877.36	
2.0700	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS						
2.0701	TUB. DE LA CAJA DE DISTRIBUCION AL TANQUE IMHOFF Y SALIDA						
2.07011	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA P.V.C. DE 8"	M	70.00	28.03	1,962.10	1,962.10	

S10
 Empresa no registrada

Página : 3
 Fecha : 07/05/03 11:43:10p.m.

Presupuesto

Obra 0801001 PROYECTO CONGAS
 Fórmula 01 ESTRUCTURAS
 Cliente S10 S.A.
 Departamento ANCASH Provincia OCROS Tarjeta 0001 Costo al 17/04/2003
 Distrito CONGAS

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
2.0800	PRUEBAS HIDRAULICAS						
2.0801	DOBLE PRUEBA HIDRAULICA TUBERIAS UPVC DE 8"	M	70.00	1.39	97.30		
2.0802	PRUEBA HIDRAULICA DEL TANQUE IMHOFF	M3	35.00	4.85	169.75	267.05	
2.0900	OTROS						
2.0901	BARANDA DE TUBO FO. GDO. PASAMANO M 2"-PARANTE(Fo.Co.3/4" h=0.90m)	M	11.00	44.88	493.68		
2.0902	CAJA DE INSPECCION	UND	6.00	692.44	4,154.64		
2.0903	BUZON DE CONC. H=2.50M,D=1.20M, TAPA DE CA	UND	6.00	1,426.28	8,557.68	13,205.00	55,308.10
3.0000	LECHO DE SECADO						
3.0100	OBRAS PRELIMINARES						
3.0101	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	70.00	2.05	143.50		
3.0102	LIMPIEZA MANUAL DE TERRENO	M2	70.00	0.83	58.10	201.60	
3.0200	MOVIMIENTO DE TIERRAS						
3.0201	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINARIA	M3	70.00	2.31	161.70		
3.0202	NIVELACION INT.Y APISONADO FINAL DEL TERRENO PREVIO AL PISO	M2	64.01	0.75	48.01		
3.0203	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30.00 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)	M3	70.00	2.68	187.60		
3.0204	EXCAVAC MANUAL DE ZANJA, H=1.00-1.50 M	M	40.00	3.09	123.60		
3.0205	REFINE, NIVELACION Y FONDOS PARA TUBERIA DE 6"	M	40.00	0.57	22.80		
3.0206	CAMA DE APOYO PARA TUBERIAS DE 6"	M	40.00	1.04	41.60		
3.0207	RELLENO COMP ZANJA H= 1.00-1.50 M	M	40.00	2.64	105.60		
3.0208	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30.00 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)	M3	9.81	2.68	26.29	717.20	
3.0300	OBRAS DE CONCRETO						
3.0301	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE						
3.03011	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO REFORZADO FC= 140 KG/CM2	M3	6.32	100.87	637.50		
3.03012	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA ZAPATAS	M2	69.90	28.00	1,957.20	2,594.70	
3.0302	OBRAS DE CONCRETO ARMADO						
3.03021	COLUMNAS						
3.030211	CONCRETO EN COLUMNAS FC=175 KG/CM2	M3	0.40	243.81	97.52		
3.030212	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	M2	6.08	25.62	155.77		
3.030213	ACERO GRADO 60 EN COLUMNAS	KG	28.80	2.11	60.77	314.05	
3.0303	SALPICADOR						
3.03031	CONCRETO EN LOSAS MACIZAS FC=175 KG/CM2	M3	0.40	261.56	104.62		
3.03032	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL DE LOSAS MACIZAS	M2	1.44	26.55	38.23		
3.03033	ACERO GRADO 60 EN LOSAS MACIZAS	KG	20.60	2.11	43.47	186.32	
3.0304	SOPORTE DE LOSA SALPICADOR						
3.03041	CONCRETO EN LOSAS MACIZAS FC=175 KG/CM2	M3	0.10	261.56	26.16		
3.03042	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL DE LOSAS MACIZAS	M2	15.75	26.55	418.16		
3.03043	ACERO GRADO 60 EN LOSAS MACIZAS	KG	2.00	2.11	4.22	448.54	
3.0305	LOSA DE FONDO						
3.03051	CONCRETO FC=175 KG/CM2 PARA LOSAS DE FONDO-PISO	M3	10.33	167.01	1,725.21		
3.03052	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA LOSAS DE FONDO-PISO	M2	374.50	16.74	6,269.13		
3.03053	ACERO GRADO 60 EN LOSAS MACIZAS	KG	2.16	2.11	4.56	7,998.90	

S10		Página : 4					
Empresa no registrada		Fecha : 07/05/03 11:43:10p.m.					
Presupuesto							
Obra	0801001 PROYECTO CONGAS	Tarjeta	0001				
Fórmula	01 ESTRUCTURAS	Costo al	17/04/2003				
Cliente	S10 S.A.	Distrito	CONGAS				
Departamento	ANCASH	Provincia	OCROS				
Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
3.0400	REVOQUES Y ENLUCIDOS						
3.0401	TARRAJEO CON IMPERMEABILIZANTES	M2	64.00	12.40	793.60	793.60	
3.0500	GRAVA CLASIFICADA PARA DRENAJE						
3.0501	GRAVA GRUESA PARA DRENAJE INC. COLOC.	M3	12.80	16.85	215.68		
3.0502	GRAVA FINA PARA DRENAJE INC. COLOC.	M3	12.80	16.85	215.68		
3.0503	ARENA FINA INC. COLOC.	M3	12.80	15.41	197.25	628.61	
3.0600	INSTALACIONES HIDROMECANICAS						
3.0601	CODO PVC-DESAGUE 6" X 90°	UND	4.00	66.37	265.48		
3.0602	REDUCCION PVC PARA RED DE DESAGUE DE 8" A 6"	UND	1.00	57.29	57.29		
3.0603	TEE PVC-SAP DESAGUE 6"	UND	3.00	15.32	45.96	368.73	
3.0700	INSTALACIONES DE TUBERIAS						
3.0701	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA UP.V.C. 6"	M	65.00	9.82	638.30	638.30	
3.0800	PRUEBAS HIDRAULICAS						
3.0801	DOBLE PRUEBA HIDRAULICA TUBERIAS UPVC DE 6"	M	65.00	1.34	87.10	87.10	
3.0900	MUROS DE ALBAÑILERIA						
3.0901	MUROS DE LADRILLO KK DE ARCILLA DE SOGA C/M 1.4 X M2 1.5CM.	M2	33.00	63.57	2,097.81		
3.0902	TARRAJEO CON IMPERMEABILIZANTES	M2	43.20	12.40	535.68		
3.0903	COBERTURA DE LADRILLO PASTELERO ASENTADO C/BARRO	M2	64.00	14.12	903.68	3,537.17	18,514.83
4.0000	FILTRO BIOLÓGICO						
4.0100	OBRAS PRELIMINARES						
4.0101	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	70.00	2.05	143.50		
4.0102	LIMPIEZA MANUAL DE TERRENO	M2	70.00	0.83	58.10	201.60	
4.0200	MOVIMIENTO DE TIERRAS						
4.0201	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINARIA	M3	140.00	2.31	323.40		
4.0202	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30.00 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)	M3	140.00	2.68	375.20		
4.0203	EXCAVAC MANUAL DE ZANJA H=1.00-1.50 M	M	40.00	3.09	123.60		
4.0204	REFINE, NIVELACION Y FONDOS PARA TUBERIA DE 6"	M	40.00	0.57	22.80		
4.0205	CAMA DE APOYO PARA TUBERIAS DE 6"	M	40.00	1.04	41.60		
4.0206	RELLENO COMP.ZANJA H= 1.00-1.50 M	M	40.00	2.64	105.60	992.20	
4.0300	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE						
4.0301	SOLADO DE FALSO FONDO DE 100 kg/cm2	M2	9.50	17.94	170.43		
4.0302	CONCRETO LOSA DE FONDO FC=140kg/cm2 + 25%P.M.	M3	2.60	108.06	280.96	451.39	
4.0400	OBRAS DE CONCRETO ARMADO						
4.0401	LOSA DE FONDO						
4.04011	CONCRETO FC=175 KG/CM2 PARA LOSAS DE FONDO-PISO	M3	25.00	167.01	4,175.25		
4.04012	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA LOSAS DE FONDO-PISO	M2	10.50	16.74	175.77		
4.04013	ACERO EN LOSA DE CIMENTACION GRADO 60	KG	1,950.00	1.99	3,880.50	8,231.52	
4.0402	MUROS						
4.04021	CONCRETO EN MUROS REFORZADOS FC= 175 KG/CM2	M3	25.00	193.13	4,953.25		
4.04022	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO MUROS REFORZADOS	M2	195.00	16.37	3,192.15		
4.04023	ACERO EN MUROS REFORZADOS GRADO 60	KG	2,450.00	1.93	4,728.50	12,873.90	
4.0403	CAJA DE VALVULAS						
4.04031	CONCRETO FC=175 KG/CM2	M3	1.75	159.56	279.23		
4.04032	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	15.56	15.45	240.40		

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
S10	Empresa no registrada						
Página : 5							
Fecha : 07/05/03 11:43:10p.m.							
Presupuesto							
Obra	0801001 PROYECTO CONGAS						
Fórmula	01 ESTRUCTURAS						
Cliente	S10 S.A.						
Departamento	ANCASH	Provincia	OCROS	Tarjeta	0001	Costo al	17/04/2003
				Distrito	CONGAS		
4.04033	ACERO Fy=4200 kg/cm2	KG	75.00	3.09	231.75	751.38	
4.0404	VIGAS DE SOSTENIMIENTO DE CANALETAS						
4.04041	CONCRETO EN VIGAS FC=175 KG/CM2	M3	1.56	217.72	339.64		
4.04042	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	M2	20.50	29.37	602.09		
4.04043	ACERO ESTRUCTURAL TRABAJADO PARA VIGAS Y DIENTES	KG	175.00	3.02	528.50	1,470.23	
4.0405	COLUMNAS						
4.04051	CONCRETO EN COLUMNAS FC=175 KG/CM2	M3	1.17	243.81	285.26		
4.04052	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	M2	21.06	25.62	539.56		
4.04053	ACERO GRADO 60 EN COLUMNAS	KG	295.00	2.11	622.45	1,447.27	
4.0500	REVOQUES Y ENLUCIDOS						
4.0501	TARRAJEO CON IMPERMEABILIZANTES	M2	165.00	12.40	2,046.00		
4.0502	TARRAJEO EN EXTERIORES CON CEMENTO-ARENA	M2	112.20	13.70	1,537.14	3,583.14	
4.0600	INSTALACIONES HIDROMECANICAS						
4.0601	VALVULA DE FIERRO FUNDIDO BB DE 6"	UND	1.00	589.61	589.61		
4.0602	BRIDA DE ACERO PARA SOLDAR-ROMPE AGUA DE 6"	UND	1.00	40.64	40.64		
4.0603	CODO DE FIERRO FUNDIDO DE 6"	UND	2.00	60.00	120.00		
4.0604	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE ACERO M BRIDADA DE 6"	M	2.40	213.97	513.53		
4.0605	TEE DE PVC DE 6"X 6" SAP	UND	1.00	103.50	103.50		
4.0606	TRANSICION DE FIERRO FUNDIDO A P.V.C. DE 6"	UND	1.00	234.58	234.58		
4.0607	VALVULA DE FIERRO FUNDIDO MAZZA DE 6"	UND	1.00	543.82	543.82	2,145.68	
4.0700	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS						
4.0701	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA P.V.C. DE 6"	M	40.00	17.65	706.00		
4.0702	REDUCCION PVC PARA RED DE DESAGUE DE 8" A 6"	UND	1.00	57.29	57.29	763.29	
4.0800	PRUEBAS HIDRAULICAS						
4.0801	DOBLE PRUEBA HIDRAULICA TUBERIAS UPVC DE 6"	M	40.00	1.34	53.60		
4.0802	PRUEBA HIDRAULICA DEL FILTRO BIOLÓGICO	M	100.00	5.31	531.00	584.60	
4.0900	SISTEMA DE DISTRIBUCION Y DRENAJE						
4.0901	FALSO FONDO						
4.09011	FALSO FONDO DE LADRILLO KK DE PIRAMIDE M 0.10X0.15X0.30 CM	M	104.00	44.13	4,589.52	4,589.52	
4.0902	MEDIO FILTRANTE						
4.09021	GRAVA PARA DRENAJE D=2" INC. COLOC.	M3	62.40	24.77	1,545.65		
4.09022	GRAVA PARA DRENAJE D=3" INC. COLOC.	M3	31.20	24.77	772.82		
4.09023	GRAVA PARA DRENAJE D=4" INC. COLOC.	M3	62.40	24.77	1,545.65	3,864.12	
4.0903	SISTEMA DE DISTRIBUCION						
4.09031	CANALETA DE DISTRIBUCION						
4.090311	CONCRETO FC=175 KG/CM2	M3	0.64	159.56	102.12		
4.090312	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA	M2	8.00	21.80	174.40		
4.090313	ACERO Fy=4200 kg/cm2	KG	73.00	3.09	225.57		
4.090314	VERTEDERO RECTANGULAR MADERA TRATADA 0.10X0.15	M	26.00	2.13	55.38	557.47	
4.09032	CANALETA SECUNDARIA DE DISTRIBUCION						
4.090321	TUBERIA DE PVC SAP 4"	M	248.00	20.30	5,034.40	5,034.40	47,541.71
5.0000	CERCO PERIMETRICO						
5.0100	CERCO PERIMETRICO						
5.0101	CERCO PERIMETRICO DE ALAMBRE DE PUAS	M	221.00	6.63	1,465.23		

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
S10	Empresa no registrada						
				Página : 6			
				Fecha : 07/05/03 11:43:10p.m.			
Presupuesto							
Obra	0801001 PROYECTO CONGAS						
Fórmula	01 ESTRUCTURAS						
Cliente	S10 S.A.			Tarjeta	0001	Costo al	17/04/2003
Departamento	ANCASH	Provincia	OCROS	Distrito	CONGAS		
5.0102	PUERTA DE FIERRO	M2	7.50	54.54	409.05		
5.0103	CONCRETO EN COLUMNAS FC=175 KG/CM2	M3	1.25	243.81	304.76		
5.0104	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	M2	18.50	25.62	473.97		
5.0105	ACERO PARA COL. Fy=4200 kg/cm2	KG	122.70	3.09	379.14		
5.0106	EXCAVACION MANUAL PARA DADOS	M3	2.25	4.39	9.88		
5.0107	CONCRETO SIMPLE PARA DADOS DE CONCRETO FC=100 KG/CM2	M3	2.25	145.87	328.21		
5.0108	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA DADOS DE CONCRETO	M2	18.25	15.45	281.96	3,652.20	3,652.20
6.0000	CAMARA DE REJAS						
6.0100	OBRAS PRELIMINARES						
6.0101	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	3.52	2.05	7.22	7.22	
6.0200	MOVIMIENTO DE TIERRAS						
6.0201	EXCAVACION MANUAL	M3	5.10	4.39	22.39		
6.0202	REFINE, NIVELACION Y COMPACTACION	M2	13.96	0.73	10.19		
6.0203	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30.00 MT. (A MANO USANDO CARRETILLA)	M3	6.12	2.68	16.40	48.98	
6.0300	CONCRETO SIMPLE						
6.0301	CONCRETO SIMPLE	M3	0.70	145.87	102.11	102.11	
6.0400	CONCRETO ARMADO						
6.0401	CONCRETO EN LOSA DE CIMENTACION FC= 210 KG/CM2	M3	0.53	214.79	113.84		
6.0402	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO LOSA DE CIMENTACION	M2	6.90	13.05	90.05		
6.0403	ACERO EN LOSA DE CIMENTACION GRADO 60	KG	15.89	1.99	31.62		
6.0404	CONCRETO EN MUROS REFORZADOS FC= 175 KG/CM2	M3	1.19	198.13	235.77		
6.0405	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO MUROS REFORZADOS	M2	15.84	16.37	259.30		
6.0406	ACERO EN MUROS REFORZADOS GRADO 60	KG	48.14	1.93	92.91	823.49	
6.0500	TARRAJEO						
6.0501	TARRAJEO CON IMPERMEABILIZANTES	M2	7.20	12.40	89.28		
6.0502	TARRAJEO EN EXTERIORES DE MURO DE CONCRETO	M2	5.60	13.70	76.72	166.00	
6.0600	OTROS						
6.0601	ACERO EN ESCALERA DE GATO	KG	9.00	1.93	17.37		
6.0602	FIERRO DE D=3/4" PARA REJILLA	KG	1.00	1.93	1.93		
6.0603	TAPA DE CONCRETO PREFABRICADA	UND	1.00	100.00	100.00	119.30	1,267.10
7.0000	CAJA DE DISTRIBUCION						
7.0100	OBRAS PRELIMINARES						
7.0101	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	1.56	2.05	3.20	3.20	
7.0200	MOVIMIENTO DE TIERRAS						
7.0201	EXCAVACION MANUAL	M3	1.72	4.39	7.55		
7.0202	REFINE, NIVELACION Y COMPACTACION	M2	6.49	0.73	4.74		
7.0203	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30.00 MT. (A MANO USANDO CARRETILLA)	M3	2.06	2.68	5.52	17.81	
7.0300	CONCRETO ARMADO						
7.0301	CONCRETO EN LOSA DE CIMENTACION FC= 210 KG/CM2	M3	0.17	214.79	36.51		
7.0302	CONCRETO EN MUROS REFORZADOS FC= 175 KG/CM2	M3	0.35	198.13	69.35		
7.0303	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO MUROS REFORZADOS	M2	21.44	16.37	350.97		
7.0304	ACERO EN MUROS REFORZADOS GRADO 60	KG	17.00	1.93	32.81		
7.0305	TAPA DE CONCRETO PREFABRICADA	UND	2.00	100.00	200.00		
7.0306	VERTEDERO DE PLANCHA METALICA ø=14"	UND	2.00	100.00	200.00	889.64	
7.0400	TARRAJEO Y ENLUCIDO						
7.0501	TARRAJEO CON IMPERMEABILIZANTES	M2	5.00	12.40	62.00	62.00	972.65

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
S10	Empresa no registrada						
				Página : 7			
				Fecha : 07/05/03 11:43:10p.m.			
Presupuesto							
Obra	0801001 PROYECTO CONGAS						
Fórmula	01 ESTRUCTURAS						
Cliente	S10 S.A.			Tarjeta	0001	Costo al	17/04/2003
Departamento	ANCASH	Provincia	OCROS	Distrito	CONGAS		
8.0000	CONEXIONES DOMICILIARIAS						
8.0100	CONEXIONES DOMICILIARIAS						
8.0101	CONEXION DOMICILIARIA C/CACHIMBA UPVC DE 4"	UND	184.00	18.79	3,457.36		
8.0102	CAJA DE REGISTRO DE 12" X 24"	UND	184.00	118.25	21,758.00		
8.0103	TUBERIA DE UPVC DE 4"	M	460.00	8.95	4,117.00	29,332.36	
8.0200	MOVIMIENTO DE TIERRAS						
8.0201	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO	KM	2.50	0.71	1.78		
8.0202	EXCAVAC MANUAL DE ZANJA, H=1.00 M	M	460.00	2.60	1,195.00		
8.0203	REFINE, NIVELACION Y FONDOS PARA TUBERIA DE 6"	M	460.00	0.57	262.20		
8.0204	CAMA DE APOYO PARA TUBERIAS DE 6"	M	460.00	1.04	478.40		
8.0205	DOBLE PRUEBA HIDRAULICA TUBERIAS UPVC DESAGUE	M	460.00	1.34	616.40		
8.0206	RELLENO Y APISONADO DE ZANJAS	M	460.00	3.19	1,467.40	4,022.18	33,354.54
9.0000	FLETE TERRESTRE						
9.0100	FLETE TERRESTRE						
9.0101	FLETE TERRESTRE	GLB	1.00	10,000.00	10,000.00		
9.0102	FLETE RURAL	GLB	1.00	15,000.00	15,000.00	25,000.00	25,000.00
COSTO DIRECTO							334,999.26
SON : TRESCIENTOS TRENTICUATRO MIL NOVECIENTOS NOVENTINUEVE Y 26/100 NUEVOS SOLES							

S10	Empresa no registrada	Página : 1
		Fecha : 05/05/03 10:44:33p.m.
Análisis de precios unitarios		
Obra	0801001 PROYECTO CONGAS	Fecha 17/04/2003
Fórmula	01 ESTRUCTURAS	
Partida	1.0101	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR
Rendimiento	400.000 M2/DIA	Costo unitario directo por : M2 2.05
Código	Descripción Insumo	Unidad Cuadrilla Cantidad Precio Parcial
Mano de Obra		
470032	TOPOGRAFO	HH 1.00 0.0200 8.53 0.17
470103	OFICIAL	HH 1.00 0.0200 7.54 0.15
470104	PEON	HH 2.00 0.0400 6.87 0.27
Materiales		
300201	YESO DE 28 Kg	BOL 0.0100 6.52 0.07
309980	WINCHA	UND 0.0030 60.00 0.18
440100	ESTACA DE MADERA	P2 0.0200 1.00 0.02
Equipos		
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO 3.0000 0.59 0.02
491901	TEODOLITO	HM 1.00 0.0200 8.25 0.17
491903	NIVEL	HE 1.00 0.0200 50.00 1.00
1.19		
Partida	1.0201	EXCAVAC.DE ZANJA, TERRENO SEMIROC . H=1.00- 1.50 M
Rendimiento	4.500 M/DIA	Costo unitario directo por : M 14.41
Código	Descripción Insumo	Unidad Cuadrilla Cantidad Precio Parcial
Mano de Obra		
470101	CAPATAZ	HH 0.10 0.1778 10.00 1.78
470104	PEON	HH 1.00 1.7778 6.87 12.21
Equipos		
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO 3.0000 13.99 0.42
0.42		
Partida	1.0202	EXCAVAC.DE ZANJA, TERRENO SEMIROC . H=1.51- 2.00 M
Rendimiento	4.200 M/DIA	Costo unitario directo por : M 15.45
Código	Descripción Insumo	Unidad Cuadrilla Cantidad Precio Parcial
Mano de Obra		
470101	CAPATAZ	HH 0.10 0.1905 10.00 1.91
470104	PEON	HH 1.00 1.9048 6.87 13.09
Equipos		
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO 3.0000 15.00 0.45
0.45		
Partida	1.0203	EXCAVAC.DE ZANJA, TERRENO SEMIROC . H=2.01- 2.50 M
Rendimiento	4.100 M/DIA	Costo unitario directo por : M 15.81
Código	Descripción Insumo	Unidad Cuadrilla Cantidad Precio Parcial
Mano de Obra		
470101	CAPATAZ	HH 0.10 0.1951 10.00 1.95
470104	PEON	HH 1.00 1.9512 6.87 13.40
Equipos		
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO 3.0000 15.35 0.46
0.46		

S10 Empresa no registrada Página : 2
Fecha : 05/05/03 10:44:33p.m.

Análisis de precios unitarios

Obra 0801001 PROYECTO CONGAS Fecha 17/04/2003
Fórmula 01 ESTRUCTURAS

Partida 1.0204 EXCAVAC.DE ZANJA, TERRENO SEMIROC : H=2.51- 3.00 M
Rendimiento 4.000 M/DIA Costo unitario directo por : M 16.21

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.2000	10.00	2.00
470104	PEON	HH	1.00	2.0000	6.87	13.74
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	15.74	0.47
0.47						

Partida 1.0205 EXCAVAC.DE ZANJA, H=3.01- 3.50 M
Rendimiento 10.000 M/DIA Costo unitario directo por : M 6.49

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0800	10.00	0.80
470104	PEON	HH	1.00	0.8000	6.87	5.50
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	6.30	0.19
0.19						

Partida 1.0206 EXCAVAC.DE ZANJA, H=4.01-4.50 M
Rendimiento 8.500 M/DIA Costo unitario directo por : M 7.63

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0941	10.00	0.94
470104	PEON	HH	1.00	0.9412	6.87	6.47
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	7.41	0.22
0.22						

Partida 1.0207 EXCAVAC.DE ZANJA, H=5.01-5.50 M
Rendimiento 7.500 M/DIA Costo unitario directo por : M 8.65

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.1067	10.00	1.07
470104	PEON	HH	1.00	1.0667	6.87	7.33
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	8.40	0.25
0.25						

S10	Empresa no registrada	Página : 3
		Fecha : 05/05/03 10:44:33p.m.
Análisis de precios unitarios		
Obra	0801001 PROYECTO CONGAS	Fecha 17/04/2003
Formula	01 ESTRUCTURAS	
Partida	1.0208	REFINE, NIVELACION Y FONDOS PARA TUBERIA DE 6"
Rendimiento	80.000 M/DIA	Costo unitario directo por : M 0.57
Código	Descripción Insumo	Unidad Cuadrilla Cantidad Precio Parcial
	Mano de Obra	
470104	PEON	HH 0.80 0.0800 6.87 0.55
	Equipos	
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO 3.0000 0.55 0.02
Partida	1.0209	REFINE, NIVELACION Y FONDOS PARA TUBERIA DE 8"
Rendimiento	60.000 M/DIA	Costo unitario directo por : M 0.75
Código	Descripción Insumo	Unidad Cuadrilla Cantidad Precio Parcial
	Mano de Obra	
470104	PEON	HH 0.80 0.1067 6.87 0.73
	Equipos	
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO 3.0000 0.73 0.02
Partida	1.0210	CAMA DE APOYO PARA TUBERIAS DE 6"
Rendimiento	350.000 M/DIA	Costo unitario directo por : M 1.04
Código	Descripción Insumo	Unidad Cuadrilla Cantidad Precio Parcial
	Mano de Obra	
470101	CAPATAZ	HH 0.10 0.0023 10.00 0.02
470104	PEON	HH 1.00 0.0229 6.87 0.16
	Materiales	
050104	ARENA GRUESA	M3 0.0500 17.00 0.85
	Equipos	
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO 3.0000 0.18 0.01
Partida	1.0211	CAMA DE APOYO PARA TUBERIAS DE 8"
Rendimiento	250.000 M/DIA	Costo unitario directo por : M 1.11
Código	Descripción Insumo	Unidad Cuadrilla Cantidad Precio Parcial
	Mano de Obra	
470101	CAPATAZ	HH 0.10 0.0032 10.00 0.03
470104	PEON	HH 1.00 0.0320 6.87 0.22
	Materiales	
050104	ARENA GRUESA	M3 0.0500 17.00 0.85
	Equipos	
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO 3.0000 0.25 0.01

S10						Página :	4	
Empresa no registrada						Fecha :	05/05/03 10:44:33p.m.	
Análisis de precios unitarios								
Obra	0801001 PROYECTO CONGAS						Fecha	17/04/2003
Fórmula	01 ESTRUCTURAS							
Partido	1.0212 RELLENO COMP.ZANJA H= 1.00-1.50 M							
Rendimiento	50.000 M/DIA						Costo unitario directo por : M	2.64
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		
Mano de Obra								
470104	PEON	HH	1.00	0.1600	6.87	1.10	1.10	
Materiales								
050104	ARENA GRUESA	M3		0.0720	17.00	1.22	1.22	
390500	AGUA	M3		0.0270	9.00	0.24	0.24	
Equipos								
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	1.10	0.02	0.02	
490301	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	HM	0.03	0.0051	12.00	0.06	0.06	
0.08								
Partida	1.0213 RELLENO COMP.ZANJA H= 1.51-2.00 M							
Rendimiento	35.000 M/DIA						Costo unitario directo por : M	3.15
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		
Mano de Obra								
470104	PEON	HH	1.00	0.2286	6.87	1.57	1.57	
Materiales								
050104	ARENA GRUESA	M3		0.0720	17.00	1.22	1.22	
390500	AGUA	M3		0.0270	9.00	0.24	0.24	
Equipos								
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	1.57	0.03	0.03	
490301	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	HM	0.03	0.0073	12.00	0.09	0.09	
0.12								
Partida	1.0214 RELLENO COMP.ZANJA H= 2.01-2.50 M							
Rendimiento	30.000 M/DIA						Costo unitario directo por : M	3.43
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		
Mano de Obra								
470104	PEON	HH	1.00	0.2667	6.87	1.83	1.83	
Materiales								
050104	ARENA GRUESA	M3		0.0720	17.00	1.22	1.22	
390500	AGUA	M3		0.0270	9.00	0.24	0.24	
Equipos								
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	1.83	0.04	0.04	
490301	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	HM	0.03	0.0085	12.00	0.10	0.10	
0.14								

S10 Empresa no registrada Página : 5
Fecha : 05/05/03 10:44:33p.m.

Análisis de precios unitarios

Obra 0801001 PROYECTO CONGAS Fecha 17/04/2003
Fórmula 01 ESTRUCTURAS

Partida 1.0215 RELLENO COMP.ZANJA H=2.51-3.00 M
Rendimiento 25.000 M/DIA Costo unitario directo por : M 3.82

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470104	PEON	HH	1.00	0.3200	6.87	2.20
Materiales						
050104	ARENA GRUESA	M3		0.0720	17.00	1.22
390500	AGUA	M3		0.0270	9.00	0.24
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	2.20	0.04
490301	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	HM	0.03	0.0102	12.00	0.12
0.16						

Partida 1.0216 RELLENO COMP.ZANJA H=3.01-3.50 M
Rendimiento 23.000 M/DIA Costo unitario directo por : M 4.03

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470104	PEON	HH	1.00	0.3478	6.87	2.39
Materiales						
050104	ARENA GRUESA	M3		0.0720	17.00	1.22
390500	AGUA	M3		0.0270	9.00	0.24
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	2.39	0.05
490301	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	HM	0.03	0.0111	12.00	0.13
0.18						

Partida 1.0217 RELLENO COMP.ZANJA H=4.01-4.50 M
Rendimiento 20.000 M/DIA Costo unitario directo por : M 4.42

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470104	PEON	HH	1.00	0.4000	6.87	2.75
Materiales						
050104	ARENA GRUESA	M3		0.0720	17.00	1.22
390500	AGUA	M3		0.0270	9.00	0.24
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	2.75	0.06
490301	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	HM	0.03	0.0128	12.00	0.15
0.21						

S10 Empresa no registrada Página : 6
Fecha : 05/05/03 10:44:33p.m.

Análisis de precios unitarios

Obra 0801001 PROYECTO CONGAS Fecha 17/04/2003
Fórmula 01 ESTRUCTURAS

Partida 1.0218 RELLENO COMP ZANJA H=5.01-5.50 M
Rendimiento 18.000 M/DIA Costo unitario directo por : M 4.74

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470104	PEON	HH	1.00	0.4444	6.87	3.05
Materiales						
050104	ARENA GRUESA	M3		0.0720	17.00	1.22
390500	AGUA	M3		0.0270	9.00	0.24
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	3.05	0.05
490301	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	HM	0.03	0.0142	12.00	0.17
0.23						

Partida 1.0219 ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30.00 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)
Rendimiento 20.000 M3/DIA Costo unitario directo por : M3 2.68

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0400	10.00	0.40
470104	PEON	HH	0.80	0.3200	6.87	2.20
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	2.60	0.08
0.08						

Partida 1.0301 TUBERIAS UPVC ALCANTARILLADO DE 6"
Rendimiento 90.000 M/DIA Costo unitario directo por : M 13.30

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0089	10.00	0.09
470102	OPERARIO	HH	1.00	0.0889	8.57	0.76
470103	OFICIAL	HH	1.00	0.0889	7.54	0.67
Materiales						
304637	PEGAMENTO PARA PVC	GLN		0.0125	190.00	2.38
721368	TUB. UPVC P/DESAGUE DE 6"	M		1.0300	8.07	8.31
731718	UNION UPVC 6"	PZA		0.2000	5.20	1.04
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.52	0.05
0.05						

Partida 1.0302 TUBERIAS UPVC ALCANTARILLADO DE 8"
Rendimiento 90.000 M/DIA Costo unitario directo por : M 14.66

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0089	10.00	0.09
470102	OPERARIO	HH	1.00	0.0889	8.57	0.76
470103	OFICIAL	HH	1.00	0.0889	7.54	0.67
Materiales						
304637	PEGAMENTO PARA PVC	GLN		0.0125	190.00	2.38
721369	TUB. UPVC P/DESAGUE DE 8"	M		1.0500	9.05	9.50
731719	UNION UPVC 8"	PZA		0.2000	6.05	1.21
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.52	0.05
0.05						

S10	Empresa no registrada	Página : 7				
		Fecha : 05/05/03 10:44:33p.m.				
Análisis de precios unitarios						
Obra	0801001 PROYECTO CONGAS	Fecha 17/04/2003				
Fórmula	01 ESTRUCTURAS					
Partida	1.0401	BUZON DE CONC. H=1.00M,D=1.20M, TAPA DE CA				
Rendimiento	1.000 UND/DIA	Costo unitario directo por : UND 1.426,28				
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.8000	10.00	8.00
470102	OPERARIO	HH	1.00	8.0000	8.57	68.56
470103	OFICIAL	HH	1.00	8.0000	7.54	60.32
470104	PEON	HH	6.00	48.0000	6.87	329.76
466.64						
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0500	466.64	0.23
0.23						
Insumos Partida						
910102	ACERO DE REFUERZO Fy = 4200kg/cm2	KG		60.0000	2.29	137.40
910104	CONCRETO Fc=175kg/cm2 FABRICACION CON MEZCLADORA	M3		1.7000	201.79	343.04
910105	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO BUZON	M2		18.5000	25.89	478.97
959.41						
Partida	1.0402	BUZON DE CONC. H=1.50M,D=1.20M, TAPA DE CA				
Rendimiento	1.000 UND/DIA	Costo unitario directo por : UND 1.426,28				
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.8000	10.00	8.00
470102	OPERARIO	HH	1.00	8.0000	8.57	68.56
470103	OFICIAL	HH	1.00	8.0000	7.54	60.32
470104	PEON	HH	6.00	48.0000	6.87	329.76
466.64						
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0500	466.64	0.23
0.23						
Insumos Partida						
910102	ACERO DE REFUERZO Fy = 4200kg/cm2	KG		60.0000	2.29	137.40
910104	CONCRETO Fc=175kg/cm2 FABRICACION CON MEZCLADORA	M3		1.7000	201.79	343.04
910105	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO BUZON	M2		18.5000	25.89	478.97
959.41						
Partida	1.0403	BUZON DE CONC. H=2.00M,D=1.20M, TAPA DE CA				
Rendimiento	1.000 UND/DIA	Costo unitario directo por : UND 1.426,28				
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.8000	10.00	8.00
470102	OPERARIO	HH	1.00	8.0000	8.57	68.56
470103	OFICIAL	HH	1.00	8.0000	7.54	60.32
470104	PEON	HH	6.00	48.0000	6.87	329.76
466.64						
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0500	466.64	0.23
0.23						
Insumos Partida						
910102	ACERO DE REFUERZO Fy = 4200kg/cm2	KG		60.0000	2.29	137.40
910104	CONCRETO Fc=175kg/cm2 FABRICACION CON MEZCLADORA	M3		1.7000	201.79	343.04
910105	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO BUZON	M2		18.5000	25.89	478.97
959.41						

S10
Empresa no registrada

Página : 8
Fecha : 05/05/03 10:44:33p.m

Análisis de precios unitarios

Obra	0801001 PROYECTO CONGAS					Fecha	17/04/2003
Fórmula	01 ESTRUCTURAS						
Partida	1.0404 BUZON DE CONG. H=2.50M,D=1.20M, TAPA DE CA						
Rendimiento	1.000	UND/DIA	Costo unitario directo por : UND			1.426,28	
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.8000	10.00	8.00	
470102	OPERARIO	HH	1.00	8.0000	8.57	68.56	
470103	OFICIAL	HH	1.00	8.0000	7.54	60.32	
470104	PEON	HH	6.00	48.0000	6.87	329.76	
						466.64	
Equipos							
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0500	466.64	0.23	
						0.23	
Insumos Partida							
910102	ACERO DE REFUERZO Fy = 4200kg/cm2	KG		60.0000	2.29	137.40	
910104	CONCRETO Fc=175kg/cm2 FABRICACION CON MEZCLADORA	M3		1.7000	201.79	343.04	
910105	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO BUZON	M2		18.5000	25.89	478.97	
						959.41	

Partida	1.0405 BUZON DE CONG. H=3.00M,D=1.20M, TAPA DE CA						
Rendimiento	1.000	UND/DIA	Costo unitario directo por : UND			1.426,28	
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.8000	10.00	8.00	
470102	OPERARIO	HH	1.00	8.0000	8.57	68.56	
470103	OFICIAL	HH	1.00	8.0000	7.54	60.32	
470104	PEON	HH	6.00	48.0000	6.87	329.76	
						466.64	
Equipos							
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0500	466.64	0.23	
						0.23	
Insumos Partida							
910102	ACERO DE REFUERZO Fy = 4200kg/cm2	KG		60.0000	2.29	137.40	
910104	CONCRETO Fc=175kg/cm2 FABRICACION CON MEZCLADORA	M3		1.7000	201.79	343.04	
910105	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO BUZON	M2		18.5000	25.89	478.97	
						959.41	

Partida	1.0406 BUZÓN DE CONG. H=3.50M,D=1.20M, TAPA DE CA						
Rendimiento	1.000	UND/DIA	Costo unitario directo por : UND			1.426,28	
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.8000	10.00	8.00	
470102	OPERARIO	HH	1.00	8.0000	8.57	68.56	
470103	OFICIAL	HH	1.00	8.0000	7.54	60.32	
470104	PEON	HH	6.00	48.0000	6.87	329.76	
						466.64	
Equipos							
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0500	466.64	0.23	
						0.23	
Insumos Partida							
910102	ACERO DE REFUERZO Fy = 4200kg/cm2	KG		60.0000	2.29	137.40	
910104	CONCRETO Fc=175kg/cm2 FABRICACION CON MEZCLADORA	M3		1.7000	201.79	343.04	
910105	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO BUZON	M2		18.5000	25.89	478.97	
						959.41	

S10 Empresa no registrada Página : 9
Fecha : 05/05/03 10:44:33p.m.

Análisis de precios unitarios

Obra 0801001 PROYECTO CONGAS
 Fórmula 01 ESTRUCTURAS Fecha 17/04/2003

Partida 1.0407 BUZON DE CONC. H=4.50M, D=1.20M, TAPA DE CA
 Rendimiento 1.000 UND/DIA Costo unitario directo por : UND 1,426.28

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.8000	10.00	8.00
470102	OPERARIO	HH	1.00	8.0000	8.57	68.56
470103	OFICIAL	HH	1.00	8.0000	7.54	60.32
470104	PEON	HH	6.00	48.0000	6.87	329.76
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0500	466.64	0.23
Insumos Partida						
910102	ACERO DE REFUERZO	KG		60.0000	2.29	137.40
910104	CONCRETO Fc=175kg/cm2 FABRICACION CON MEZCLADORA	M3		1.7000	201.79	343.04
910105	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO BUZON	M2		18.5000	25.89	478.97
959.41						

Partida 1.0408 BUZON DE CONC. H=5.50M, D=1.20M, TAPA DE CA
 Rendimiento 1.000 UND/DIA Costo unitario directo por : UND 1,426.28

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.8000	10.00	8.00
470102	OPERARIO	HH	1.00	8.0000	8.57	68.56
470103	OFICIAL	HH	1.00	8.0000	7.54	60.32
470104	PEON	HH	6.00	48.0000	6.87	329.76
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0500	466.64	0.23
Insumos Partida						
910102	ACERO DE REFUERZO Fy = 4200kg/cm2	KG		60.0000	2.29	137.40
910104	CONCRETO Fc=175kg/cm2 FABRICACION CON MEZCLADORA	M3		1.7000	201.79	343.04
910105	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO BUZON	M2		18.5000	25.89	478.97
959.41						

Partida 1.0501 DOBLE PRUEBA HIDRAULICA TUBERIAS UPVC DESAGUE
 Rendimiento 200.000 M/DIA Costo unitario directo por : M 1.34

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0040	10.00	0.04
470102	OPERARIO	HH	1.00	0.0400	8.57	0.34
470103	OFICIAL	HH	1.00	0.0400	7.54	0.30
Materiales						
390500	AGUA	M3		0.0500	9.00	0.45
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.68	0.03
Insumos Partida						
910108	MORTERO CEMENTO-ARENA 1:5	M3		0.0010	180.37	0.18
0.18						

S10 Empresa no registrada Página : 10
Fecha : 05/05/03 10:44:33p.m.

Análisis de precios unitarios

Obra: 0801001 PROYECTO CONGAS Fecha: 17/04/2003
Fórmula: 01 ESTRUCTURAS

Partida: 1.0502 EMPALME A BUZON Costo unitario directo por: UND 27.58
Rendimiento: 10.000 UND/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0800	10.00	0.80
470104	PEON	HH	1.00	0.8000	6.87	5.50
Materiales						
050003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.1100	40.00	4.40
050104	ARENA GRUESA	M3		0.0800	17.00	1.36
210000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.9500	16.00	15.20
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	6.30	0.32

Partida: 2.0101 TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR Costo unitario directo por: M2 2.05
Rendimiento: 400.000 M2/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470032	TOPOGRAFO	HH	1.00	0.0200	8.53	0.17
470103	OFICIAL	HH	1.00	0.0200	7.54	0.15
470104	PEON	HH	2.00	0.0400	6.87	0.27
Materiales						
300201	YESO DE 28 Kg	BOL		0.0100	6.52	0.07
309980	WINCHA	UND		0.0030	60.00	0.18
440100	ESTACA DE MADERA	P2		0.0200	1.00	0.02
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.59	0.02
491901	TEODOLITO	HM	1.00	0.0200	8.25	0.17
491903	NIVEL	HE	1.00	0.0200	50.00	1.00

Partida: 2.0102 LIMPIEZA MANUAL DE TERRENO Costo unitario directo por: M2 0.83
Rendimiento: 80.000 M2/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0100	10.00	0.10
470104	PEON	HH	1.00	0.1000	6.87	0.69
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.79	0.04

S10 Empresa no registrada Páquina : 11
Fecha : 05/05/03 10:44:33p.m.

Análisis de precios unitarios

Obra 0801001 PROYECTO CONGAS
Fórmula 01 ESTRUCTURAS Fecha 17/04/2003

Partida 2.0201 EXCAVACION MASIVA CON MAQUINARIA
Rendimiento 320.000 M3/DIA Costo unitario directo por : M3 2.31

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470023	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH	1.00	0.0250	8.53	0.21
470101	CAPATAZ	HH	0.40	0.0100	10.00	0.10
Equipos						
490490	PALA HIDRAULICA 1 YD3	HM	1.00	0.0250	80.00	2.00

Partida 2.0202 TABLESTACADO
Rendimiento 20.000 M2/DIA Costo unitario directo por : M2 7.28

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0400	10.00	0.40
470104	PEON	HH	2.00	0.8000	6.87	5.50
Materiales						
435161	ESTACA DE MADERA	UND		1.0000	1.20	1.20
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	5.90	0.18

Partida 2.0203 ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30.00 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)
Rendimiento 20.000 M3/DIA Costo unitario directo por : M3 2.68

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0400	10.00	0.40
470104	PEON	HH	0.80	0.3200	6.87	2.20
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	2.60	0.08

Partida 2.0204 EXCAVACION MANUAL DE ZANJA, H=1.00 M
Rendimiento 25.000 M/DIA Costo unitario directo por : M 2.60

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0320	10.00	0.32
470104	PEON	HH	1.00	0.3200	6.87	2.20
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	2.52	0.08

S10 Empresa no registrada Página : 12
Fecha : 05/05/03 10:44:33p.m

Análisis de precios unitarios

Obra 0801001 PROYECTO CONGAS
Fórmula 01 ESTRUCTURAS Fecha 17/04/2003

Partida 2.0205 EXCAVAC MANUAL DE ZANJA, H=1.51-2.00 M
Rendimiento 15.000 M/DIA Costo unitario directo por : M 4.32

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0533	10.00	0.53
470104	PEON	HH	1.00	0.5333	6.87	3.66
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	4.19	0.13
0.13						

Partida 2.0206 EXCAVAC MANUAL DE ZANJA, H=2.01-2.50 M
Rendimiento 12.000 M/DIA Costo unitario directo por : M 5.41

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.6667	10.00	0.67
470104	PEON	HH	1.00	0.6667	6.87	4.59
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	5.25	0.16
0.16						

Partida 2.0207 REFINE, NIVELACION Y FONDOS PARA TUBERIA DE 8"
Rendimiento 60.000 M/DIA Costo unitario directo por : M 0.75

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470104	PEON	HH	0.80	0.1067	6.87	0.73
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.73	0.02
0.02						

Partida 2.0208 CAMA DE APOYO PARA TUBERIAS DE 8"
Rendimiento 250.000 M/DIA Costo unitario directo por : M 1.11

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0032	10.00	0.03
470104	PEON	HH	1.00	0.0320	6.87	0.22
Materiales						
050104	ARENA GRUESA	M3		0.0500	17.00	0.85
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.25	0.01
0.01						

S10 Empresa no registrada Página : 13
Fecha : 05/05/03 10:44:33p.m.

Análisis de precios unitarios

Obra 0801001 PROYECTO CONGAS
Fórmula 01 ESTRUCTURAS Fecha 17/04/2003

Partida 2.0209		RELLENO COMP.ZANJA H= 1.00 M					
Rendimiento	50.000 M/DIA	Costo unitario directo por : M					2.64
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
470104	PEON	HH	1.00	0.1600	6.87	1.10	
Materiales							
050104	ARENA GRUESA	M3		0.0720	17.00	1.22	
390500	AGUA	M3		0.0270	9.00	0.24	
Equipos							
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	1.10	0.02	
490301	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	HM	0.03	0.0051	12.00	0.06	
0.08							

Partida 2.0210		RELLENO COMP.ZANJA H= 1.51-2.00 M					
Rendimiento	35.000 M/DIA	Costo unitario directo por : M					3.15
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
470104	PEON	HH	1.00	0.2285	6.87	1.57	
Materiales							
050104	ARENA GRUESA	M3		0.0720	17.00	1.22	
390500	AGUA	M3		0.0270	9.00	0.24	
Equipos							
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	1.57	0.03	
490301	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	HM	0.03	0.0073	12.00	0.09	
0.12							

Partida 2.0211		RELLENO COMP.ZANJA H= 2.01-2.50 M					
Rendimiento	30.000 M/DIA	Costo unitario directo por : M					3.43
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
470104	PEON	HH	1.00	0.2667	6.87	1.83	
Materiales							
050104	ARENA GRUESA	M3		0.0720	17.00	1.22	
390500	AGUA	M3		0.0270	9.00	0.24	
Equipos							
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	1.83	0.04	
490301	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	HM	0.03	0.0085	12.00	0.10	
0.14							

S10 Empresa no registrada Página : 14
Fecha : 05/05/03 10:44:33p.m.

Análisis de precios unitarios

Obra 0801001 PROYECTO CONGAS Fecha 17/04/2003
Fórmula 01 ESTRUCTURAS

Partida	2.0212	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30.00 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)				
Rendimiento	20.000 M3/DIA	Costo unitario directo por : M3				2.68
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0400	10.00	0.40
470104	PEON	HH	0.80	0.3200	6.87	2.20
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	2.60	0.08
0.08						

Partida	2.0301	SOLADO DE FALSO FONDO DE 100 kg/cm2				
Rendimiento	80.000 M2/DIA	Costo unitario directo por : M2				17.94
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.20	0.0200	10.00	0.20
470102	OPERARIO	HH	2.00	0.2000	8.57	1.71
470103	OFICIAL	HH	1.00	0.1000	7.54	0.75
470104	PEON	HH	6.00	0.6000	6.87	4.12
6.78						
Materiales						
210000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.4500	16.00	7.20
380000	HORMIGON	M3		0.0940	17.00	1.60
390500	AGUA	M3		0.0100	9.00	0.09
431652	REGLA DE MADERA	P2		0.1000	0.70	0.07
8.96						
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	6.78	0.20
491011	MEZCLADORA CONCRETO TROMPO 8 HP 9 P3	HM	1.00	0.1000	20.00	2.00
2.20						

Partida	2.0302	CONCRETO LOSA DE FONDO F'C=140kg/cm2 + 25%P.M.				
Rendimiento	25.000 M3/DIA	Costo unitario directo por : M3				108.06
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	HH	1.00	0.3200	10.00	3.20
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0320	10.00	0.32
470102	OPERARIO	HH	2.00	0.6400	8.57	5.48
470103	OFICIAL	HH	1.00	0.3200	7.54	2.41
470104	PEON	HH	8.00	2.5600	6.87	17.59
29.00						
Materiales						
050011	PIEDRA MEDIANA DE 6"	M3		0.4200	21.00	8.82
210000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		3.0500	16.00	48.80
380000	HORMIGON	M3		0.8700	17.00	14.79
390500	AGUA	M3		0.1800	9.00	1.62
74.03						
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	29.00	0.87
491007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	HM	1.00	0.3200	13.00	4.16
5.03						

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En la presente Tesis de Grado se ha realizado el diseño de la Red de Desagüe y tratamiento de las aguas servidas del Distrito de Congas, Provincia de Ocos, Departamento de Ancash. Además se ha hecho una comparación de los sistemas actuales usados en el tratamiento de las aguas servidas. En este trabajo se pueden señalar las siguientes conclusiones y recomendaciones:

CONCLUSIONES

- Actualmente Congas carece de servicios completos de agua y desagüe, el no contar con servicios de desagüe expone a la población a epidemias y a enfermedades infecto contagiosas.
- Dadas las limitaciones económicas en que puede incurrir el desarrollo del proyecto constructivo se concluye que es prioritario el desarrollo del proyecto de desagüe y tratamiento de aguas dado que ya existe un sistema básico de abastecimiento de agua potable.
- Congas se ubica en la cabecera de una cuenca agrícola. Debido a esto no se puede realizar el vertido de las aguas servidas directamente al río cercano, porque dañaría el equilibrio ecológico aguas abajo. Esto hace imperativo que las aguas servidas tienen que ser tratadas adecuadamente antes de ser evacuadas al río.
- Dada la no disposición de suficiente área de terreno para construir lagunas de estabilización, como sistema de tratamiento se ha considerado proyectar un sistema de Filtración Biológica de baja tasa, precedido de un Sedimentador primario.
- La disposición del terreno hace que el diseño y construcción de un tanque Imhoff consistente en: el tratamiento mediante cribados gruesos y finos con rejas, para luego desarenar además del desarrollo de un proceso de

tratamiento anaeróbico y la instalación de un clorinador hace posible la desinfección de las aguas dispuestas en la zona, cumpliendo con el proceso de tratamiento de las mismas.

RECOMENDACIONES

- La localidad de Congas se encuentra ubicada en la ladera occidental de la Cordillera Negra y en la parte inicial de una cuenca cuyo río riega los sembríos de otras localidades aguas abajo. Por lo tanto las aguas servidas no pueden verterse sin previo tratamiento. Por ello, el sistema de alcantarillado debe necesariamente tener un sistema de tratamiento de aguas servidas.
- El presente trabajo de Tesis tiene como objetivo fundamental diseñar la RED DE DESAGÜE Y LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE CONGAS con la finalidad de dar solución a la problemática principal de saneamiento que adolece dicha población. Se ha identificado que en dicha localidad sólo el Municipio y la Posta Medica cuentan con un modulo de servicios higiénicos y vierten sus descargas a un pozo de percolación y no cuentan con una disposición final de aguas servidas. Actualmente parte de la población realizan su disposición de excretas en silos y al aire libre, contaminando el medio ambiente y creándose focos infecciosos que perjudican la salud de la población. Todo ello crea la necesidad de contar con el sistema de alcantarillado para la evacuación de las aguas servidas.
- El proyecto de la Planta de Tratamiento debería ocupar un área de 1.00 Ha. Aproximadamente.
- Como ya se ha mencionado se recomienda que el nivel de los pisos del sistema de tratamiento se encuentren a 0.70 m. como mínimo del nivel freático.
- Congas cuenta el servicio de agua a través de un reservorio que alimenta a pilotes distribuidos en la localidad, lo que hace recomendable desarrollar a futuro un sistema no básico de abastecimiento de aguas con conexiones domiciliarias.

BIBLIOGRAFÍA

- **Babbitt H. & Baumann E:** *“Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras”*
- **CAPECO (1997):** *“Norma S.090 Planta de Tratamiento de Aguas Residuales”*
- **CAPECO:** *“Reglamento Nacional de Construcciones”*
- **CEPIS (1994):** *“II Curso Taller Sobre Lagunas de Estabilización. Diseño, Construcción, Operación, Evaluación y Mantenimiento”*
- **FAIR, Gordon Maskew/ GEYER, John Charles/ OKUN, Daniel Alexander (1974):** *“Abastecimiento de Agua y Renovación de Aguas Residuales”*, Editorial LIMUSA, México.
- **Florencia M (2003):** *“Problemas Operacionales en Plantas de Tratamiento”*, Facultad de Ingeniería Ambiental, Pontificia Universidad Católica Argentina.
- **Martínez J. (2000):** *“Evaluación del desempeño de lagunas anaerobias en el tratamiento de efluentes industriales”*, XXVII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. Brasil.
- **Merrit, F (1987):** *“Manual del Ingeniero Civil”*, Editorial Mc Graw Hill
- **Metcalf, E (1981):** *“Tratamiento y Depuración de Aguas Residuales”*, Ed. Labor, Barcelona.
- **Norma Técnica (NT. 005):** Norma Técnica de Agua y Alcantarillado de Bogotá, Colombia.