

Universidad *San Bartolomé de Loja*
 BIBLIOTECA GENERAL

Revisado el *28-XII-81*

Valor *\$200.00*

Nó Clasificación *1981 A472 IO 23*



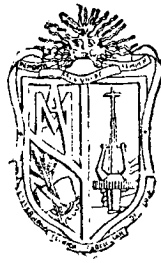
628

Alcantarillado Sanitarios
Zumbi

628.24
628

628X423 ✓

628-1611 A



Universidad Técnica Particular de Loja

Facultad de Ingeniería Civil

TESIS DE GRADO

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO
SANITARIO DE LA PARROQUIA DE ZUMBI**

Tomo I

Autor: Isidro Manuel Alvarado Valverde

Loja - Ecuador

1981



Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NY-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras derivadas, siempre que mantenga la misma licencia al ser divulgada. <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/deed.es>

Septiembre, 2017

D E D I C A T O R I A

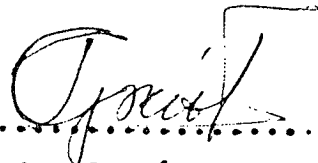
A la memoria de mi padre,

A mi madre y hermanos,

Y a mi querido hijo.

CERTIFICACION :

Que la presente Tesis de Grado ha sido realizada y revisada bajo mi dirección y cumple con los reglamentos que la Facultad rige para el efecto, por lo que autorizo su presentación.



Ing. Pedro García F.

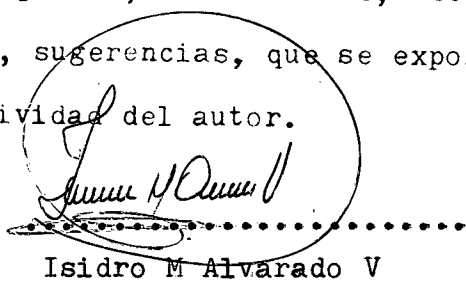
DIRECTOR DE TESIS

A G R A D E C I M I E N T O

Agradezco a todos los señores catedráticos de la Universidad Técnica Particular de Loja, en especial al Ing Pedro García F, quien supo dirigirme con sus valiosos consejos técnicos -- para la feliz culminación de la presente obra. Como también lleve mis agradecimientos a todos mis compañeros y amigos.

R E S P O N S A B I L I D A D

La responsabilidad del presente trabajo investigativo, conclusiones, recomendaciones, sugerencias, que se exponen son exclusividad del autor.



Isidro M Alvarado V

PROLOGO:

Los apuntes siguientes relacionan todos los factores y aspectos importantes a lo que salubridad se refiere, de -- las poblaciones de la región Oriental, en común de la Parroquia de Zumbi, a través de la aplicación de principios técnicos, normas y métodos de la Ingeniería Sanitaria.

Basado en dichos principios fundamentales, he proyectado, EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA PARROQUIA DE "ZUMBI".

El objeto de este proyecto, no es tan sólo para eliminar los riesgos del ambiente para evitar la transmisión de enfermedades, sino lograr el completo bien estar físico, mental y social de los pobladores de la parroquia de Zumbi.

En estos apuntes se ha tomado muy en cuenta los riesgos potenciales del ambiente natural, que puede ocasionar -- transtornos orgánicos, fisiológicos, psíquico y social que - se expande en relación directa con la densidad de población existente en el medio, para lo cual se ha dispuesto de los - principios de la ingeniería Sanitaria para controlar dichos riesgos.

Como también se ha considerado la carga poluta en - la corriente receptora, para lo cual se ha realizado un minucioso estudio de las Aguas Negras, como el tratamiento más -

efectivo de las mismas, para reducir la carga orgánica en el cuerpo receptor.

En general, el propósito de este Proyecto, es exponer una Síntesis de las actividades y factores directos e in directos que intervienen en la solución de los problemas relacionados con nuestras comunidades Orientales en lo que a Saneamiento Ambiental se refiere. Como también poner a disposición ésta obra como un medio de guía para los futuros proyectos de Sanitaria en la Región Oriental.

I N D I C E

CAPITULO I

	pág.
1.0 ESTUDIOS PRELIMINARES	1
1.1 CARACTERISTICAS GENERALES DE LA POBLACION	1
1.2 ESTADO SANITARIO ACTUAL	3
1.3 ANALISIS SOCIO - ECONOMICO	4
1.4 DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO	7
1.5 SISTEMAS DE ALCANTARILLADO	9
1.6 JUSTIFICACION DEL SISTEMA ADOPTADO	19

CAPITULO II

2.0 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO	21
2.1 TRABAJOS DE CAMPO	22
2.2 TRABAJOS DE GABINETE	23

CAPITULO III

3.0 BASES DE DISEÑO	25
3.1 PERIODO DE DISEÑO	25
3.2 POBLACION DE DISEÑO	27

CAPITULO IV

4.0 DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO	46
4.1 AREAS TRIBUTARIAS	46
4.2 DENSIDAD DE POBLACION	47
4.3 DETERMINACION DEL CAUDAL DE DISEÑO	47
4.4 DISEÑO HIDRAULICO DE LAS ALCANTARILLAS	58

	pág
4.5 CIRCULACION DE AGUAS EN CANALES	74
4.6 TRAZO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLAS	77
4.7 INSTALACION DOMICILIARIAS DE ALCANTARILLADO	82

CAPITULO V

5.0 DISPOSICION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS SERVIDAS	87
5.1 CARACTERISTICAS Y COMPOSICION DE LAS AGUAS SERV.	89
5.2 PROCESOS DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS SERVIDAS	128
5.3 DISPOSICION DE LOS LIQUIDOS RESIDUALES	143

CAPITULO VI

6.0 ZANJAS DE OXIDACION Y LAGUNAS DE ESTABILIZACION	147
6.1 ZANJAS DE OXIDACION	147
6.2 LAGUNAS DE ESTABILIZACION	152

CAPITULO VII

7.0 DISPOSICION Y TRATAMIENTO DE EXCRETAS EN LUGARES DONDE NO EXISTE ALCANTARILLADO	187
7.1 GENERALIDADES	187
7.2 SISTEMAS DE DISPOSICION DE EXCRETAS SIN ARRAS- TRE DE AGUA	189
7.3 SISTEMAS DE DISPOSICION DE EXCRETAS CON ARRAS- TRE DE AGUA	197

CAPITULO VIII

8.0 ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA LA CONSTRUCCION DE ALCANTARILLADO	200
8.1 TUBERIAS DE ALCANTARILLADO	200

	pág
8.2 CONSTRUCCION DE POZOS DE VISITA	204
8.3 SALIDAS DE LAS ALCANTARILLAS	206
8.4 METODOS DE COLOCACION DE LA TUBERIA	207
8.5 FORMULAS PARA CARGA SOBRE TUBOS	209
8.6 PRUEBAS Y RESISTENCIA DE UN TUBO DE ALCANTARILL.	210
8.7 COLECTORES RECTANGULARES O DE OTRAS SECCIONES	214
8.8 PLANIFICACION DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO CONTRA SISMOS	215
8.9 ASPECTOS DE SUPERVICION	216

CAPITULO IX

9.0 PROGRAMACION Y CONTROL DE OBRAS	220
9.1 TECNICAS DE CPM Y PERT	221
9.2 PROGRAMACION, CONTROL DE LA OBRA POR EL METO- DO CPM O DE LA RUTA CRITICA	223
9.3 CONTROL DEL PROYECTO DURANTE SU DESARROLLO	228

CAPITULO X

10.0 BOMBAS Y BOMBEO	233
10.1 FINES DE LAS BOMBAS	233
10.2 TIPOS DE BOMBAS	234
10.3 POTENCIA DE LAS BOMBAS	234
10.4 BOMBEO DE LAS AGUAS NEGRAS	237
10.5 INSTALACION DE BOMBEO	239
10.6 DISEÑO DE UNA ESTACION DE BOMBEO PARA AGUAS NEGRAS	240

C A P I T U L O I

1.0 ESTUDIOS PRELIMINARES :

1.1 Características generales de la población :

La parroquia-
de Zumbi pertenece al Cantón Zamora, provincia de Zamora --
Chinchiipe.

Se encuentra localizada entre la quebrada de Zumbi -
y el río Zamora, está ubicada a 37 Km de la ciudad de Zamora
y a 97 Km de la ciudad de Loja, está unida a ésta mediante -
un carretero de tercer orden.

La topografía que presenta es relativamente plana, -
está ubicada sobre una meseta con una pendiente predominante
hacia el río Zamora, su altura promedia sobre el nivel del -
mar es de 750 mts lo que hace que su clima no sea demasiado-
rigoroso, en cuanto a su temperatura se refiere, sin embargo
dada la situación geográfica corresponde a una zona típica -
mente oriental es decir un clima cálido húmedo con valores -
altos de pluviosidad.

Sus límites son los siguientes :

Por el Norte limita con el cantón Yacuambi y el Cantón Gualaquiza.

Por el Sur con el cantón Chinchipe

Por el Este limita con el Perú (sector fronterizo sin delimitación)

Por el Oeste con el cantón Zamora.

La época de riguroso invierno corresponde a los meses de Marzo a Septiembre, en los que se registran valores altos de lluvia.

Las calles de la población son en casi su totalidad lastradas con material de la orilla del río Zamora, detalle que se ha tomado muy en cuenta para la realización del proyecto del alcantarillado, en cuanto a excavación y relleno de la zanja se refiere.

Dentro del campo educacional, la parroquia de Zumbi cuenta con un jardín de Infantes, dos escuelas, y un colegio de Ciclo Básico Mixto.

La población cuenta además de servicio de luz eléctrica, servicio telefónico, tenencia Política, iglesia, oficina regional del IERAC, campamento de fiscalización del MOP Registro Civil, Subcentro de Salud, Doctor y Auxiliar, campamento militar, oficina de Emprovit, etc.

La gente que habita esta parroquia la mayoría es del sector Occidental de la ciudad de Loja, las mismas que han llegado a colonizar esta parte del Oriente, por consiguiente la mayoría de la población es mestiza y en una pequeña cantidad de origen Oriental (jíbaros). Toda la gente mestiza --

hablan el idioma Castellano, mientras que los aborígenes tienen el dialecto quechua y unos pocos hablan el castellano.-- El nivel de cultura tanto de la gente mestiza como de los aborígenes es muy baja.

Con relación a la vivienda, la mayor parte son de estructura de madera y barro, hay otras de estructura de madera y baceado de una mezcla de arena y cemento, y en una pequeña cantidad casas de hormigón armado, las mismas que pertenecen a instituciones o personas de mayor renundancia económica.

1.2 ESTADO SANITARIO ACTUAL :

Actualmente la población de -- Zumbi se abastece de agua entubada, sistema que después de -- las observaciones realizadas se considera inadecuado, por -- los riesgos sanitarios que presenta debido a los deterioros sufridos en todas las instalaciones existentes, actualmente se sirve el 85% de la población, teniendo conexiones domiciliarias el 24,87 %.

Del sistema de alcantarillado, muy pocas personas -- cuentan con conexiones domiciliarias o un sistema de alcantarillado proyectado en una forma empírica, otra minoría -- tiene en uso letrinas en tanto que la mayoría carece de servicios elementales para la disposición de excretas.

Para la disposición de basuras, el 85% de la población se beneficia de un recolector municipal, un 5% dispone de un tarro metálico, un 5% arroja las basuras en terreno de cultivo.

1.3 ANALISIS SOCIO ECONOMICO :

1.3.1 Producción: La principal actividad de la población y de la zona en general es la ganadería y la agricultura constituyéndose una fuente de alta producción y abastecimiento de la región, dificultándose su producción y comercialización por faltas de vías de comunicación, ya que en futuro se prevee la construcción de un puente de hormigón armado sobre el río Zamora como medio de comunicación con las poblaciones aledañas, el que redundara en un mejoramiento de los ingresos de los habitantes y además otros factores de desarrollo que traen como consecuencia la intercomunicación terrestre.

1.3.2 Medios de Vida : La mayoría de la gente vive de la ganadería y de la agricultura, del comercio, de la tala de bosques y algunos trabajan como jornaleros tanto en las instituciones públicas como en las compañías privadas.

1.3.3 Resultados de la encuesta socio-económica : Los resultados de la encuesta sanitaria, realizada en la parroquia de Zumbi en el mes de Agosto de 1980 es la siguiente:

- NIVEL CULTURAL

Número de habitantes	1212 - 100 %
Número de familias encuestadas	197 - 100 %
Número de niños menores de 6 años	295 - 24,34%
Número de personas mayores de 15 años que leen	54 - 44,88%

Número de personas mayores de 15 años que no leen	19 - 1,56 %
- ABASTECIMIENTO DE AGUA	
Número de casas con red pública	49 - 24,87 %
Número de casas que no tienen red pública	140 - 75,13 %
Número de casas con conexión domiciliaria	50 - 27,93 %
Número de casas sin conexión domiciliaria	129 - 72,07 %
Número de casas que se abastece con llave pública	129 - 72,07 %
- ELIMINACION DE ESCRETAS	
Número de casas con alcantarillado	46 - 25,69 %
Número de casas sin alcantarillado	133 - 74,31 %
Número de casas con conexión domiciliaria	39 - 21,79 %
Número de casas sin conexiones domiciliarias	140 - 78,21 %
Número de personas que usan letrinas	98 - 54,75 %
Ninguna	75 - 42,25 %
- TIPO DE VIVIENDA	
Propia	121 - 67,60 %
Alquilada	53 - 29,60 %
Abandonada y en construcción	5 - 2,8 %

CONCLUSIONES : Según los datos obtenidos en la encuesta sanitaria, se ha sacado como conclusión los -

siguientes puntos :

- En lo referente a nivel cultural como su índice de alfabetismo es bajo se puede realizar una programación de Saneamiento Ambiental dictando cursos de corto tiempo por medio de folletos, afiches, etc.
- En lo referente al sistema de Agua Potable, es necesario la culminación de la construcción por parte del IEOS.
- Se debe realizar la construcción del Sistema de Alcantarillado, para que sus habitantes puedan realizar la eliminación de las excretas, sin peligro de contaminación de enfermedades.
- Se debe realizar un sistema de letrinización para aquellos sectores donde no se pueda proyectar el sistema de alcantarillado o por resultar antieconómico.
- El porcentaje de casas abandonadas, es debido a una falta de intercomunicación vial y una buena programación de Saneamiento Ambiental, para lo cual es necesario la construcción de un puente fijo de hormigón armado sobre el río Zamora, como la dotación de los sistemas anteriormente expuestos.
- El sistema de alcantarillado a proyectarse debe ser lo más económico, por ser los habitantes de la población de recursos económicos bajos.

1.4 DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO :

El alcantarillado a realizarse, en la parroquia de Zumbi, se lo ha proyectado de modo que la red de distribución, tanto sus subcolectores y colectores --

emisario, estén en lo más paralelo a la razante de las calles, debido a que la topografía de la población es relativamente plana, esto se lo realizó para que la construcción del sistema sea lo más económico, en lo que a excavación de zanjas se refiere.

La distribución de la red se la realizó de Sur a Norte, teniendo la precaución de que la misma abarque toda la población, para que de servicio a todas las viviendas de la misma, además se proyectó subcolectores, colectores futuros en calles en que todavía no están bien definidas o proyectadas técnicamente por parte del Municipio de Zamora.

Se ha diseñado un colector principal de descarge de las aguas servidas, el mismo que está ubicado al Norte de la población, y está conectado a un emisario que va paralelo a la orilla del río Zamora aguas abajo hasta llegar a la laguna de tratamiento, la misma que está ubicada a unos 600 mts. de la población, y que tiene como finalidad estabilizar la materia orgánica, para luego descargar este afluente de aguas servidas tratadas en el río Zamora, el mismo que sirve como unidad de receptor, se debe tomar muy en cuenta que estas aguas se descargan ya sin peligro de contaminación a las aguas del receptor.

Se ha diseñado pozos en todas las intersecciones de los ejes de las calles, como también en algunos casos pozos intermedios, para evitar longitudes mayores a las que rigen las normas de alcantarillado como las pronunciadas velocidades que traen como consecuencia la erosión y el desgaste del colector.

Se ha proyectado las conexiones domiciliarias, en base de la mínima y máxima gradiente que rigen para este tipo de conexiones, como toda clase de obras complementarias.

Para aquellas viviendas, que por su ubicación, no se pueda proyectar el alcantarillado, se proyectó descargas particulares como son letrinas sanitarias con pozos ciegos, o si existe escorrentía de agua, se ha proyectado por un aforo de la misma.

1.5 SISTEMAS DE ALCANTARILLADO :

La evacuación de aguas servidas constituye un factor fundamental en el saneamiento del medio y su insuficiencia va asociada frecuentemente a la falta de adecuados suministros de agua potable.

Existen muchas relaciones directas entre la evacuación de excretas y la salud. Se menciona las siguientes:

- El mejoramiento de las condiciones higiénicas favorece el bienestar de la población, lo cual contribuye a su progreso social.
- La disminución de la incidencia de las enfermedades transmitidas por los excrementos y el agua acompañada de un considerable descenso de la morbilidad debida a otras enfermedades no relacionadas, ni con las excretas ni con las aguas contaminadas.
- La ejecución de programas de saneamiento reporta diversas ventajas económicas como las derivadas del aumento de la expectativa de la vida.
- La morbilidad que causa la falta de los medios más elemen-

tales de saneamiento es perjudicial para la eficiencia del trabajo.

Una vez que el agua potable que abastece a una población ha sido utilizada es necesario recolectarla y evacuarla sin ocasionar problemas sanitarios entre otros, la contaminación de cursos de agua; además es necesario también recolectar y descargar las aguas lluvias que no se infiltran o evaporan y que aparecen como escurrimiento superficial. Los sistemas de alcantarillado tienen por objeto llenar esas funciones, siendo complementado en algunas ocasiones por plantas de tratamiento cuyos tipos y alcance dependerá de las características de los desechos y de las que correspondan al curso del receptor.

Los sistemas de alcantarillado no son sino un conjunto de conductos técnicamente proyectados, que funcionan a gravedad y que sirven para el transporte de las aguas residuales o servidas, producto de la actividad de una comunidad o para transportar aguas lluvias.

1.5.1 Sistemas de recolección de aguas servidas y pluviales:

Se clasifican así :

Sistema Separado .- Que consiste en un sistema de alcantarillado exclusivamente para recolectar aguas servidas (Alcantarillado Sanitario) y otro sistema independiente para recolectar las aguas lluvias (Alcantarillado Pluvial) aunque éste en determinadas ocasiones o circunstancias puede no existir.

Este sistema presenta las siguientes ventajas:

- Existe la posibilidad de ejecutar la obra por partes, construyéndose primeramente la red de mayor importancia para una comunidad, con una inversión inicial menor.
- Los conductos, siendo de dimensiones menores, favorecen el empleo de tubos prefabricados, facilitando la ejecución y reduciendo los costos y plazos de construcción.
- Cuando las aguas residuales requieren de tratamiento previo para su descarga final.
- Pueden descargarse las aguas del alcantarillado pluvial en lugares más próximos sin peligros de contaminación.

Sistema combinado .- Es aquel que recolecta las aguas servidas y las aguas lluvias en un solo sistema de conductos.

Las aguas pluviales exceden, a menudo a las aguas negras sanitarias en 50 ó 100 veces en los sistemas de alcantarillado combinado, y la precisión con la que puedan medirse los gastos del escurrimiento es generalmente menor que la diferencia entre las relaciones de flujo de aguas pluviales y aguas cloacales combinadas. En consecuencia la mayoría de los alcantarillados combinados se diseñan primordialmente para servir como drenajes pluviales. Sin embargo en forma comprensible, se colocan tan profundamente como los drenajes sanitarios. La sobre carga y derrame de alcantarillas sanitarias son evidentemente más objetales que el rechazo de drenajes que solamente conducen aguas pluviales. Adicionalmente se les dan velocidades hasta 1,52 m.seg. para mantenerlos limpios.

La amplia gama de flujos en los alcantarillados con-

binados, requiere la solución de ciertos problemas especiales entre ellos, la selección de una sección transversal que asegure velocidades autolimpiantes, tanto para flujos de tormentas como para los de tiempo seco; el diseño de sifones invertidos autolimpiantes también llamados tubos combados y drenajes deprimidos que se sumergen bajo la línea de gradientes hidráulico al conducir aguas cloacales a través de una depresión o bajo obstrucción; y la provisión de derrames de aguas pluviales en sistemas interceptores.

Sistema Mixto .- Cuando en algunas ciudades hay sectores con sistemas separados y otros con sistema combinado, técnicamente este sistema no es recomendado.

La selección de utilización de éstos sistemas depende de muchos factores:

- Topografía de la población
- Economía de los pobladores
- Necesidades de bombeo y de tratamiento
- Conformación de las calles
- Utilización posterior de las aguas receptoras
- Posibilidad de empleo de aliviadores.

En todo caso conviene señalar que la condición previa para que pueda existir cualesquiera de los sistemas mencionados es que el área en consideración posea un sistema de abastecimiento de agua potable.

1.5.2 CONFORMACION DE LOS SISTEMAS :

En un sistema de alcantarillado se puede distinguir:

Laterales .- Aquellas tuberías de diámetros menores que reciben directamente las aguas servidas y/o lluvias provenientes de casas, edificios, industrias.

Subcolectores .- Tuberías de diámetro mayores que reciben las descargas de los laterales y que sirven a sectores más o menos grandes de una población.

Colectores .- Son tuberías de grandes diámetros o canales de diferente sección, generalmente construidos en sitio, sirven grandes zonas de una población y reciben las descargas de los subcolectores.

Emisarios .- Aquellas tuberías o canales de mayores dimensiones que transportan el agua desde el final de los colectores hasta el sitio de descarga o hasta la planta de tratamiento según sea el caso.

Como obras complementarias del sistema de alcantarillado se tiene:

Pozos de revisión .- Conocidos como también pozos de registro, de visita o de inspección; permiten el acceso a la red de conductos para su inspección y mantenimiento. Se ubican en la intersección de dos o más tuberías, en los cambios de diámetro o en los cambios de pendientes y de dirección de las tuberías son estructuras cilíndricas que se los construye con ladrillo sector o con bloque sector de cemento arena.

Pozos de caída o de salto .- Son los mismos pozos de revisión, de visita o de inspección, cuando se los construye para evitar caídas o saltos de agua demasiado altos que ocasionarían la erosión del fondo -

del pozo, o cuando se tiene gradientes longitudinales muy altas que originarían grandes velocidades en los conductos.- En estos casos el pozo de visita ordinario o común se le adosa un tramo de tubería vertical desde la tubería de llegada con el objeto de que el flujo ingrese por la parte inferior del pozo, complementándose para ello con la instalación de un codo de 90° ; todo esto irá anclado en un bloque de concreto simple.

Estructuras de unión de colectores.- Se los utiliza cuando se cruzan colectores de grandes dimensiones. Se diseñan cámaras especiales en las cuales descarga los colectores y se inicia el de salida. Son contruidos generalmente de hormigón simple y de hormigón armado.

Sumidero .- En los sistemas combinados y pluviales se los utiliza como dos bocas a través de las cuales el agua lluvia que se escurre superficialmente ingresa al sistema de tuberías; en general están contruidos por una rejilla de hierro, un depósito o tanque interior que forma un sifón y tubería de conexión con los pozos de revisión.

Conexiones domiciliarias .- Sirven para recoger las aguas servidas y/o lluvias de las casas o edificios. Se contruyen por una caja de revisión o recolección que se contruirá en la línea de fábrica de las casas o edificios, y por tubería de 100 a 150 mm de diametro que se conecta con la pared del alcantarillado de la ciudad.

La pendiente de la tubería no será menor del 2% y se recomienda que su diámetro no sea mayor que el de la tubería

en el cual descargan.

Descargas .- Son las estructuras a través de las cuales el agua de los sistemas de alcantarillado son entregadas a la masa o cuerpo receptor. Su sección transversal en general es la misma que la del colector final o emisario. Deben construirse en sitios seguros en las cuales no haya -- posibilidad de erosión, ni de desplazamientos. Habrá necesidad de hacer muros de ala, en unas ocasiones y en otras "enrocado" como medidas de protección.

Otras obras de los sistemas de alcantarillado .- En circunstancias -- particulares, los sistemas de alcantarillado deben incluir -- cierto tipo de obras, que sirven para completar o mejorar el funcionamiento de los sistemas o que son considerados como -- soluciones más adecuadas. Entre ellas se incluyen :

- Estaciones de bombeo
- Sifones invertidos
- Descargas subacuáticas.

Estaciones de bombeo .- Se las utiliza en sistemas de alcantarillado sanitario especialmente, y cuando la topografía de la ciudad es plana y es necesario -- elevar el agua de un sistema o de un sector de él ya sea hacia el sitio de descarga o hacia las unidades de tratamiento. Las estaciones de bombeo pueden ser de cámaras seco de cámara húmedo.

- Son de cámara seco cuando existe un tanque de recolección de las aguas de alcantarillado y junto a él una cámara para las bombas, las cuales puede ser de eje horizontal --

o de eje vertical.

Las de cámara húmeda poseen un solo tanque que a la vez es de recolección y sirve para alojar el equipo de bombeo que consiste en bombas verticales sumergibles.

El tanque de recolección, en todo caso, debe tener una capacidad tal que permita un tiempo de retención de las que no sea inferior a 30', ni superior a 2 horas lo cual necesariamente estará ligado con la capacidad y flexibilidad de bombeo.

Las bombas utilizadas son generalmente centrífugas, de impulsores abiertos, acoplados a motores eléctricos. Como equipos auxiliares se acostumbra usar motores de combustión interna para obtener así dos fuentes distintas de energía.

Requieren dispositivos de protección para evitar la entrada de arena a las bombas, o de sólidos o material flotante. Cabe mencionar entre ellos : cámaras desarmadoras, rejillas, y desmenuadoras.

Tanto la cámara seca como la cámara húmeda son pozos de cuya profundidad determina que sean contruidos de hormigón armado y básicamente impermeables.

Por la parte superior, sobre la superficie del suelo se continúan con casetas que servirán para alojar los equipos de bombeo y generación de energía. La ventilación de éstas casetas o edificios es imprescindible, con el objeto de eliminar olores y gases indeseables.

Sifones invertidos .- Se emplea como última solución para cruzar corrientes -

de agua, conductos, oviaductos, o simplemente depresiones del terreno. Puesto que las tuberías que forman el sifón invertido quedarán bajo la línea piezométrica, se infiere que escurrirán llenas y con el agua a presión, por lo que deben utilizarse tuberías de acero, de hierro fundido, de hormigón armado o de asbesto-cemento.

Se comprende que en una tubería deprimida por la cual escurren aguas servidas o aguas lluvias, los peligros de taponamiento son mayores que en las tuberías ordinarias, siendo más difíciles de remover.

El sifón invertido está compuesto por dos o tres tuberías paralelas, de diferente capacidad, capaces de conducir los diferentes caudales que se ocasionan en el sistema de alcantarillado. Tales tuberías se inician en una cámara de entrada en la cual se construyen dispositivos para controlar los caudales que van a las tuberías y que sirven también para inspección de ellas, y una cámara de salida en donde descargan los caudales las tuberías del sifón y que sirve también para permitir la inspección de esa tubería.

Descargas Subacuáticas .- Cuando las aguas servidas deben ser descargadas en ríos profundos o en grandes cuerpos de agua como lagos, mares, la descarga se hace sumergida y a una profunda considerable con el objeto de dispersar las aguas en un volumen lo más grande antes de que asciendan a la superficie.

Desde el punto de vista sanitario, es conveniente tener una dilución adecuada de las aguas servidas para bajar en contenido bacterial hasta que el agua servida se haga --

prácticamente inofensiva; además se disminuye considerablemente la demanda bioquímica de oxígeno lográndose en esta forma mantener y preservar la vida acuática natural. Por último con las descargas subacuáticas adecuadas se evitan condiciones ofensivas en las proximidades de las playas, evitándose, al mismo tiempo, la presencia de cuerpos flotantes desagradables a la vista y que ensucia las playas.

Las descargas subacuáticas se construyen de acero con protecciones especiales de hierro fundido, asbesto-cemento, de hormigón armado, dependiendo su selección en gran parte, del diámetro de la descarga.

La parte más delicada en este tipo de descarga está en las juntas de las tuberías, pues al mismo tiempo se deben ser flexibles para permitir pequeños desplazamientos de los tubos, es necesario que sean estancas para evitar salidas de agua servida, o entradas de agua de la masa receptora.

Se ha experimentado muchos tipos de juntas, dependiendo también del material usado en las tuberías, del método de colocación de la tubería subacuática etc.

Las tuberías deben ser ancladas, utilizándose para ello dos métodos; el uso de correas metálicas pesadas colocadas perpendicular a la tubería, o el empleo de bloques de hormigón contruidos con cemento especial. La colocación de las tuberías puede hacerse según sea su diámetro. Si son menores de 50 cm, en la playa se las une y luego son arrastradas hacia el sitio, o bien pueden ser flotadas utilizando tambores vacíos para luego ser hundidas en el sitio previstas. Si las tuberías son de gran diámetro se acostumbra ---

bajar la tubería por secciones desde barcazas equipadas convenientemente.

En todo caso conviene asesorarse con firmas especializadas en este tipo de trabajos y con las casas productoras de las tuberías.

1.6 JUSTIFICACION DEL SISTEMA ADOPTADO :

El sistema que se ha proyectado y se ha creído que mayores resultados va a dar tanto técnicamente como económicamente, refiriendonos a su costo de construcción es el Sistema Separado, por cuanto se lo puede construir por etapas o sea primero la construcción de las aguas residuales domésticas, y como las alcantarillas de aguas negras son relativamente pequeñas y de poco costo, pueden en general construirse sin demora. Durante años el agua de lluvia se evacuará por las cunetas de las calles y los cursos naturales de agua. Cuando la ciudad crece sin embargo puede hacerse necesaria la conducción subterránea de las aguas pluviales, y entonces se construirá la red de alcantarillas pluviales. Otro aspecto sería que la parroquia de Zumbi, es un sector Oriental, por lo tanto no se puede definir con exactitud sus precipitaciones en que tiempo y con que frecuencia ocurren, determinado caudales considerables, por consiguiente resultarían antieconómicos proyectar un sistema combinado, por que se tendría que diseñar conductos de grandes diámetros y con peligro que llegasen los mismos a trabajar a presión, poniendo en peligro todo el sistema de

alcantarillado y la población misma.

El sistema separado, resuelve en forma inmediata el problema de eliminación de excretas, además es económico y funcional.

Se ha previsto además el problema de contaminación del río Zamora y se ha resuelto efectuar un sistema de depuración de aguas servidas mediante un tratamiento biológico natural que resulta económico en su inversión inicial así como en la operación y mantenimiento.

C A P I T U L O I I

2.0 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO :

El trabajo topográfico habrá de ser el necesario para obtener la siguiente información, - sobre el mapa o en las notas de campo, la cual se requiere - para el proyecto: el tipo de pavimento de las calles principales y secundarias; la presencia y forma de colocación de - carriles de transvia; la presencia, situación y profundidad de todas las cloacas existentes; el número y tipo de edificios, cota de su solera y cimientos o del pavimento de los sótanos; los perfiles de todas las calles principales y secundarias, la cota de todos los lechos de corriente y tar -- jeas y zanj as, con las del nivel máximo y normal del agua. - Debe establecerse un sistema de marcas permanentes que se - dispondrá con intervalos de un número reducido de manzanas, - a lo largo de la calle en que se colocarán las alcantarillas

En los mapas poco poblados pueden consignarse los edificios existentes. Deben marcarse las curvas de nivel con intervalos que dependerán de la topografía del terreno. Las cotas superficiales de las calles principales y secundarias se indican en cada intersección y en los cambios bruscos de-

razante. Estas cotas también deben señalarse en las calles exteriores al distrito que haya de servirse con el fin de -- que el proyecto de que se realice permita futuras ampliaciones. La cota de la solera en la salida de la cloaca final -- debe fijarse de acuerdo con el nivel del agua, consignándose en notas y sobre el mismo mapa.

2.1 TRABAJOS DE CAMPO :

En el caso de la parroquia de Zumbise lo realizó de la siguiente manera :

- Se realizo una inspección previa de toda la población, en su perimetría, en sus límites urbanos, y al lugar más propicio tanto para el tratamiento como la descarga de las -- aguas servidas.
- En segundo lugar se ubicó los mojones de las estaciones -- principales del polígono principal cerrado, para lo cual -- se tuvo la precaución que estos estén en partes visibles -- y no tan distantes el uno del otro. Esta poligonal se la -- ubicó por toda la perimetría del pueblo, y con mojones de -- dimensiones dadas por las normas del IEOS.
- En tercer lugar se comenzo a sacar todos los datos de la -- poligonal cerrada, ésto se lo realizo con la ayuda de un -- equipo topográfico y una cuadrilla de cadeneros. Luego de haber sacado los datos de la poligonal cerrada se procedio a su nivelación cada 20 metros.
- En cuarto lugar se procedió a ubicar los pozos de las ca -- lles con mojones de cemento, para ésto se tuvo la máxima -- precaución de que los pozos queden en lo posible en los --

centros de los ejes de las calles.

- En quinto lugar, partiendo de estaciones principales del polígono principal y mediante polígonos auxiliares abiertos procedió a sacar datos topográficos tanto de las partes límites del pueblo como de su relleno.
- En sexto lugar se realizó el abscisado de todas las calles cada 10 metros e inmediatamente se niveló partiendo de BM-conocidos del polígono principal cerrado.
- En séptimo lugar se procedió a la ubicación del polígono de descarga, e inmediatamente sacar los datos topográficos de la longitud del polígono como del sitio donde se iba a ubicar la laguna de tratamiento y su descarga. Se procedió a continuación al abscisado cada 20 m y nivelación del polígono abierto de descarga. Este polígono se lo ubicó en un ramal que va paralelo a la orilla aguas abajo del río Zamora.

La nivelación se la realizó mediante el método Geométrico, tanto para las calles del pueblo como la poligonal principal y de descarga.

En el relleno del pueblo se localizó exactamente todas las calles, futuros parques, mercados, carreteras, quebradas, etc.

2.2 TRABAJOS DE GABINETE :

Para la confección de los planos se realizarán los siguientes cálculos en base de las libertas toográficas de campo.

- Cálculo de la poligonal cerrada.

- Cálculo de las poligonales abiertas y de relleno del pueblo.
- Cálculo de la poligonal abierta de descarga y ubicación de las lagunas.
- Cálculo de nivelación.

Todos éstos cálculos fueron ajustados y corregidos mediante métodos que nos proporcionan la Topografía del Autor Alvaro Torres.

Las escalas y más detalles, se pueden denotar más exactamente en el Tomo II.

C A P I T U L O I I I

3.0 BASES DE DISEÑO :

Para proyectar el alcantarillado de la parroquia de Zumbi se basó en las siguientes estimaciones -- precisas.

1. El número de años o período de diseño
2. El número de personas o población de diseño
3. El área que va a servirse o área de diseño
4. Las relaciones del uso de agua y de evacuación de aguas -- residuales o caudales de diseño.

3.1. PERIODO DE DISEÑO :

El diseño de un sistema de alcantarillado para un intervalo de tiempo comprendido entre la -- puesta de servicio y el momento que su uso sobrepase las con condiciones establecidas en el diseño, está ligado a la capacidad económica nacional y local y a las condiciones particula res de cada sistema, entre las cuales debe tomarse en cuen - ta: tipo de sistema de alcantarillado, topografía, necesida des de bombeo, tratamiento, facilidades para ampliaciones.

Por consiguiente los dos aspectos principales que intervienen en el período de diseño son: la durabilidad de las instalaciones y su capacidad para prestar buen servicio para las condiciones previstas.

Para tomar el dato del período de diseño se tomó en cuenta los criterios de las normas tentativas del IEOS y que son:

- Nuevos servicios	30 a 40 años
- Ampliaciones	20 a 30 años

El período de diseño se seleccionó considerando los siguientes factores:

1. Vida útil de las estructuras y equipo componente tomando en cuenta la antigüedad, el desgaste y el daño
2. Facilidad o dificultad para hacer ampliaciones o adiciones a las obras existentes o planeadas, incluyendo una de su localidad.
3. Relación anticipada del crecimiento de la población, incluyendo posibles cambios en el desarrollo de la comunidad, industrial y comercial.
4. Comportamiento de las obras durante sus primeros años, cuando no estarán sujetas a capacidad completa.

El período de diseño que se consideró más conveniente para la parroquia de Zumbi fué el de 30 años, por cuanto este dato está de acuerdo a la economía del pueblo, y en este período el sistema va a estar en buenas condiciones de funcionabilidad, y su capacidad de servicio para los usuarios será eficiente.

3.2 POBLACION DE DISEÑO :

Para el estudio y elaboración del sistema de alcantarillado, es de gran importancia conocer de talladamente el tipo de población a servir, no basta para -- ello el estudio de los datos censales y la determinación del crecimiento de población por los métodos matemáticos. Es necesario el estudio de la población en el campo para conocer -- sus condiciones socio-económicas y determinar en realidad -- que tipo de población se va servir, cuáles son sus posibilidades de desarrollo y todos los factores que contribuyen al -- desarrollo de una población.

3.2.1 Crecimiento demográfico .- Para calcular el creci -- miento de una población -- hay que tener en cuenta diversos factores, como el carácter -- y el emplazamiento del pueblo, la situación actual y la posi -- ble expansión de la agricultura, que es la fuente básica de -- riqueza, y la posibilidad de la instalación de industrias -- circundantes a la región.

Otra dificultad que encierra los pronósticos demográ -- ficos, es que la inmensa mayoría de los casos sólo es posi -- ble obtener datos impresionantes acerca de los cambios recientes de población y del desarrollo económico de la región estudia -- da.

Los habitantes de los pueblos se sienten atraídos -- por la industria como un poderoso imán, los mismos que en -- encuentran excesivamente penoso el trabajo de la tierra, o sim -- plemente desean cambiar sus condiciones de vida inferiores --

por otras, atraídos por las luces de la ciudad.

DATOS OBTENIDOS EN LA OFICINA DE CENSOS NACIONALES
DEMOGRAFIA DE ZUMBI

FUENTE	AÑO	POBLACION
Censo	1962	597
Censo	1974	952

3.2.2 INDICE DE CRECIMIENTO :

La población crece por nacimientos, decrece por muertes, crece o decrece por migración y aumenta por anexión. Cada uno de éstos elementos está influido por factores sociales, políticos, económicos y sanitarios, algunos de los cuales son inherentes a la comunidad; - otros son de origen nacional y aún mundial.

Factor Social .- La parroquia de Zumbi, está habitada en su mayoría por una misma clase de sociedad, - la cual influiría positivamente en el desarrollo o crecimiento poblacional.

Factor Político .- Igualmente que el anterior influiría positivamente en el crecimiento poblacional, por cuanto este factor en la parroquia, no está regido por leyes rigurosas ni está ligado a ninguna clase de impuestos dictados por el Estado.

Factor Económico .- Este factor es un tanto negativo para el

desarrollo poblacional, ya que la misma incide directamente en el crecimiento, por cuanto la actividad comercial e industrial son elementos importantes en las fuentes de trabajo de los que habitan la parroquia, y dicha actividad no está bien organizada para un buen aprovechamiento económico.

Estás pueden producir un aumento brusco, crecimiento lentos, condiciones estacionarias, o aún marcadas declinaciones de población.

Para determinar e interpretar el crecimiento de la población se tomó en consideración los datos proporcionados en la oficina del Registro Civil de la parroquia de Zumbi de Nacimientos y Defunciones de los años comprendidos entre las fechas de 1965 - 1980, como los datos censales anteriormente anotados.

CUADRO DE NACIMIENTOS Y DEFUNCIONES DE LA PARROQUIA DE ZUM-

BI

AÑO	NACIMIENTOS	DEFUNCIONES
1965	55	7
1966	170	25
1967	196	29
1968	291	42
1969	321	33
1970	278	36
1971	190	39
1972	201	27
1973	200	33
1974	173	33

1975	173	27
1976	163	37
1977	182	26
1978	208	41
1979	168	31
1980	142	4

3.2.2.1 CONCEPTOS BASICOS :

Para realizar el análisis poblacional prebiamente, se debe tener muy en cuenta los siguientes conceptos fundamentales, que están relacionados con este aspecto.

NATALIDAD .- La tasa bruta de natalidad se la obtiene diviendo el número anual de nacimientos para el número de individuos probables que forman la población.

MORTALIDAD .- La tasa bruta de mortalidad representa la relación entre el número de defunciones observadas en una población y el número probable de personas.

INDICE VEGETATIVO .- El crecimiento vegetativo es el porcentaje de la diferencia entre nacimientos y defunciones dividido para la población probable.

POBLACION PROBABLE .- Es aquella población estimada para este año en estudio, y se la obtiene --
partiendo de los dos últimos datos del censo.

Métodos utilizados para el cálculo de la población probable :

a. Método Aritmético .-

$$Pf = Pa(1 + rn) \text{ de donde } r = \frac{Pf - Pa}{nPa}.$$

b. Método geométrico .-

$$Pf = Pa (1 + r)^n \text{ de donde } r = \frac{(Pf)^{1/n} - 1}{Pa}$$

c. Método Mixto .-

$$Pf = \frac{Pf(\text{mét. arit}) + Pf(\text{mét. geom})}{2}$$

EJEMPLOS DE LOS DIFERENTES METODOS :

Método Aritmético : Datos; Pf = 952

$$Pa = 597$$

$$n = 12$$

$$\text{Fórmulas : } Pf = Pa(1 + rn) \quad r = \frac{Pf - Pa}{nPa}$$

$$\text{Desarrollo: } r = \frac{952 - 597}{12 \times 597} = 0,0496$$

$$r = 0,0496$$

$$Pf = 597 (1 + 0,0496 \times 12) = 627$$

$$Pf = 627 \text{ h.}$$

Método Geométrico: Datos; Pf = 952

$$Pa = 597$$

$$n = 12$$

$$\text{Fórmulas : } Pf = Pa(1 + r)^n \quad r = \frac{(Pf)^{1/n} - 1}{Pa}$$

$$R = \left(\frac{952}{597} \right)^{1/12} - 1 = 0,0397$$

$$r = 0,0397$$

En donde : Pf = Población futura

Pa = Población actual

r = Índice de crecimiento

n = Número de años.

Resultados obtenidos con las fórmulas antes indicadas :

· CUADRO DE NATALIDAD

Año	n	Naci- dos	Mét. Arit.	Mét. Geom.	Mét. Mixto	Tasa de Na- tal.
1962	0	-	597	597	597	
1963	1	-	627	621	624	
1964	2	-	656	645	651	
1965	3	55	686	671	679	8,10 %
1966	4	170	715	698	707	24,04 %
1967	5	196	745	725	735	26,67 %
1968	6	291	775	734	765	38,03 %
1969	7	321	804	784	794	40,42 %
1970	8	278	834	815	825	33,70 %
1971	9	190	864	848	856	22,19 %
1972	10	201	893	881	887	22,66 %
1973	11	200	923	916	920	21,74 %
1974	12	172	952	953	953	18,05 %
1975	13	173	982	990	986	17,55 %
1976	14	163	1012	1030	1021	15,96 %
1977	15	182	1041	1071	1056	17,23 %
1978	16	208	1071	1113	1092	19,05 %
1979	17	168	1100	1157	1129	14,88 %
1980	18	142	1130	1203	1167	12,17 %

No se pudo obtener la tasa de natalidad de los años- 1962, 1963, y 1964, por cuanto la parroquia de Zumbi es nueva, por lo tanto en los archivos de la oficina del Registro- Civil no existía los datos de los nacimientos de los años - antes mencionados.

CUADRO DE TASA DE MORTALIDAD

-----	-----	-----	-----
AÑOS	DEFUNCIONES	POBLACION PROBABLE	TASA DE MORTALIDAD
-----	-----	-----	-----
1962		597	
1963		624	
1964		651	
1965	7	679	1,02
1966	25	707	3,53
1967	29	735	3,94
1968	42	765	5,49
1969	33	794	4,16
1970	36	825	4,36
1971	39	856	4,56
1972	27	887	3,04
1973	33	920	3,59
1974	33	953	3,46
1975	27	986	2,74
1976	37	1021	3,62
1977	26	1056	2,46
1978	41	1092	3,75
1979	31	1129	2,75
1980	4	1167	0,34
-----	-----	-----	-----

Así también no se pudo obtener la tasa de mortalidad de los años 1962, 1963, y 1964, por cuanto en los archivos - de la oficina de la parroquia de Zumbi no existen éstos datos de defunciones de los años anteriormente anotados.

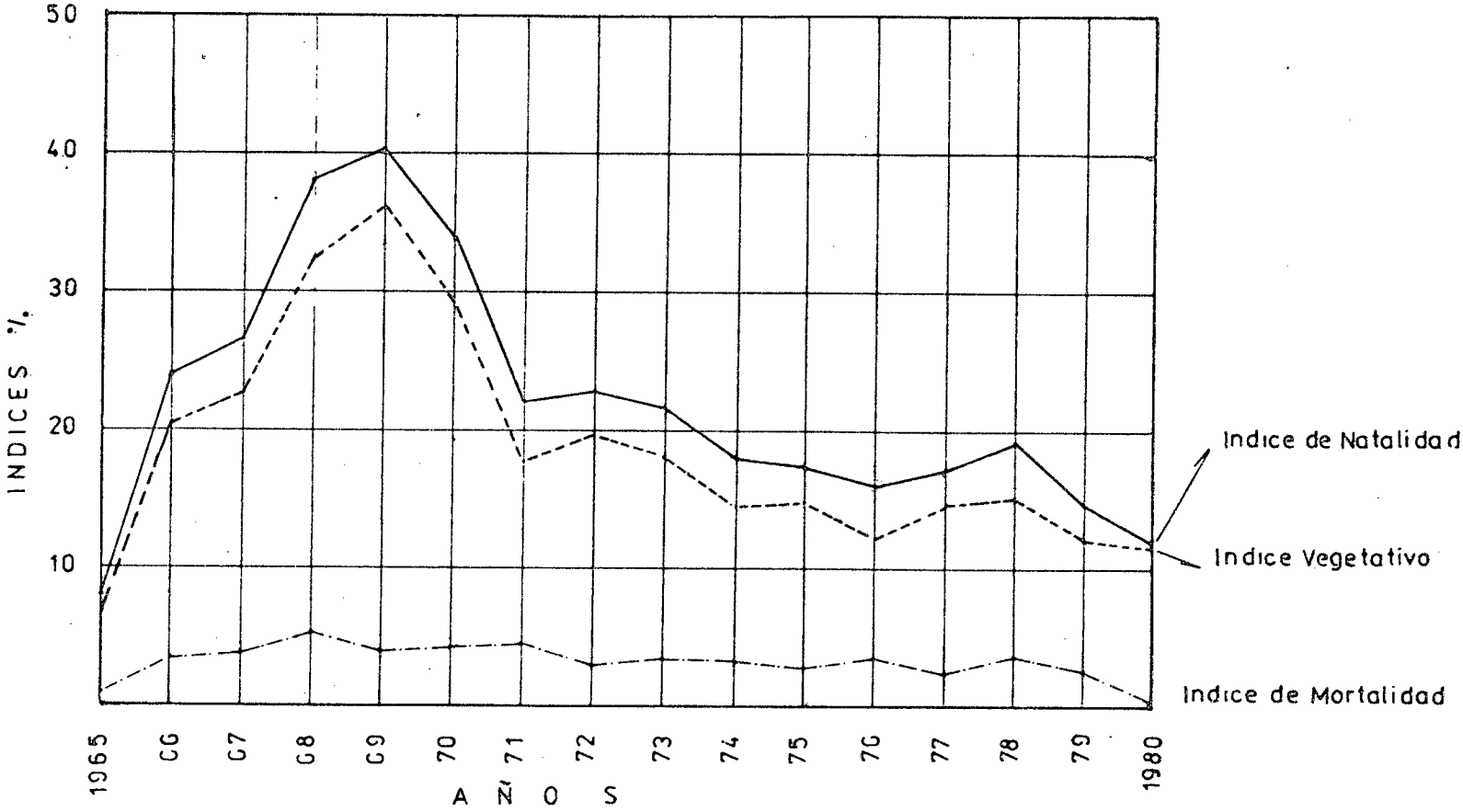
La tasa de mortalidad para esta parroquia es baja según los datos calculados en el cuadro anterior.

En conclusión se saca, según datos de natalidad y tasa de mortalidad, que en esta parroquia existe emigración poblacional ya sea por razones de trabajo, o por no tener las facilidades de vías de comunicación, esto refiriéndose a que la parroquia está al otro lado del río, y no existe un buen puente de intercomunicación, causa importante de que la gente evite habitar en esta región, otra causa es que esta parroquia por ser región Oriental, el agua como el medio ambiental es perjudicial para los habitantes. Por lo que es necesario que se construya un buen puente de hormigón armado y obras de saneamiento ambiental, social y educacional.

CUADRO DE INDICE VEGETATIVO

AÑO	NACIM-DEF.	POBLC. PROB.	CREC. VEGETATIVO
1962		597	
1963		624	
1964		651	
1965	48	679	7,07 %
1966	145	707	20,51 %
1967	167	735	22,72 %
1968	249	765	32,55 %
1969	288	794	36,27 %
1970	242	825	29,33 %
1971	151	856	17,64 %

FIGURA N°



1972	174	887	19,62 %
1973	167	920	18,15 %
1974	139	953	14,58 %
1975	146	986	14,81 %
1976	126	1021	12,34 %
1977	156	1056	14,77 %
1978	167	1092	15,29 %
1979	137	1129	12,13 %
1980	138	1167	11,82 %

La razón de no haber calculado el crecimiento vegetativo para los primeros años, es la misma expuesta tanto para la tasa de natalidad y mortalidad.

Todos éstos valores, tanto de Natalidad y Mortalidad se encuentran graficados en el gráfico 1.

3.2.2.2 TASA DE CRECIMIENTO ESTUDIANTIL :

En la parroquia de Zumbi existen los siguientes establecimientos educacionales.

- Escuela de niños "EPLICACHIMA"
- Escuela de niñas "AURELIO ESPINOZA POLIT"
- Jardín de Infantes " MARIA IDROVO"
- Colegio Básico Mixto "ZUMBI"

Para calcular el índice de crecimiento estudiantil fueron recopilados datos de las direcciones de las escuelas como del jardín, y de la Secretaría del Colegio Zumbi, y son los que a continuación se anotan

NUMERO DE ALUMNOS MATRICULADOS

AÑO	COLG. ZUMBI	ESC. EPLICACHIMA	ESC.A. ESPIN.	JARD.
				INF.
1968		277		
1969		349		
1970		345		
1971		167		
1972		153		
1973		144		
1974		143		
1975		157		
1976	83	147	148	
1977	104	156	180	
1978	113	158	162	
1979	150	158	189	30

Para la determinación del índice se tomó los datos - de los alumnos matriculados en la Escuela Eplicachima, como- base para el cálculo de la población futura estudiantil, -- por ser esta la más antigua, ya que tanto el Colegio, como - la escuela para niñas y el Jardín son creaciones nuevas.

CUADRO DE INDICE DE CRECIMIENTO ESTUDIANTEL

ESCUELA EPLICACHIMA

AÑO	TOTAL DE ALUMNOS	r
1968	277	-
1969	349	0,206
1970	345	-0,012
1971	167	-1,066
1972	153	-0,092
1973	144	-0,063
1974	143	-0,007
1975	157	0,089
1976	137	-0,146
1977	156	0,122
1978	158	0,013
1979	158	-----
		0,956

Como el índice de crecimiento estudiantil es negativo, por consiguiente resultaría imposible calcular la población futura estudiantil, se optó por escoger el Método por el cual de la mayor población en el artículo referente a Población futura, y el resultado redondearlo a un inmediato superior, con lo cual estaríamos garantizando el buen desarrollo del funcionamiento del Proyecto en los años previstos del período.

3.2.2.3 ESTIMACION DE LA POBLACION FUTURA :

Para el cálculo - del crecimiento futuro de la población, se ha tomado en consideración aspectos, económicos, geopolíticos, como también la existencia de tres clases de población.

a. Población emigrante .- Que está constituida por aquellos habitantes de la parroquia que permanecen hasta un cierto lapso de tiempo, en su lugar natal, para luego emigrar a otros lugares en busca de nuevos horizontes de vida, y mejores condiciones tanto económicas como sociales. Dicho lapso de tiempo está comprendido entre 15 a 30 años aproximadamente.

b. Población flotante .- A esta población pertenecen aquellos habitantes de la parroquia que regresan a ella unos ciertos días, como son los fines de semana o días festivos.

Esta población está integrada por los habitantes que están estudiando en otras poblaciones, comerciantes, y trabajadores tanto de Instituciones como de Compañías particulares.

c. Población Sedentaria .- Pertenecen todos aquellos habitantes que en ninguna época han abandonado la parroquia, osea que todo el tiempo pasan en la parroquia a la cual pertenecen.

METODOS PARA DETERMINAR LA POBLACION FUTURA :

Para el cálculo de la población futura existen varios métodos, pero es preciso

so señalar que el proyectista debe enjuiciar cuál de los métodos es el más apropiado. En caso que se encuentre solamente con los datos de un censo, únicamente se pueden emplear - para el cálculo de crecimiento de población, métodos estrictamente matemáticos, como el de crecimiento aritmético, crecimiento geométrico y el método mixto que resulta combinado de los dos anteriores. También se puede usar el método gráfico de extensión de la curva por comparación con las curvas de otras poblaciones mediante los tres métodos anteriores.

Entre los métodos principales para dicha estimación se destacan los principales :

1. Método Aritmético .- Este método para el cálculo del crecimiento de la población supone que el aumento de la población se produce en forma análoga al de Interés Simple, o sea que tiene una variación lineal. Se ha comprobado que en las zonas eminentemente agrícolas suele -- haber tendencia al crecimiento lineal.

La fórmula para el cálculo de crecimiento de población por el método aritmético es el siguiente :

$$Pf = Pa (1 + rn)$$

Pf = Población futura

Pa = Población actual

r = Índice anual de crecimiento

n = Período de tiempo en años.

2. Método Geométrico .- Este método para el cálculo del crecimiento de la población supone que el aumento de la población se produce en forma análoga al aumento de una cantidad colocada a interés compuesto. Como --

consecuencia el gráfico producido por crecimiento geométrico está presentado por una curva semilogarítmica.

La fórmula para el cálculo del crecimiento de la población por el método geométrico es la siguiente :

$$Pf = Pa (1 + r) ^ n$$

3. Método Mixto .- Este método utiliza conjuntamente los métodos aritméticos y geométrico y considera la posibilidad de que el crecimiento sea un promedio entre las variaciones lineal y curva.

La fórmula es la siguiente :

$$P3 = \frac{P1 + P2}{2}$$

P1 = Población calculada por el método aritmético.

P2 = Población calculada por el método geométrico.

P3 = Promedio de poblaciones anteriores.

4. Método Gráfico .- Consiste en la extensión de la curva -- por comparación con las curvas de otras poblaciones de análoga naturaleza, obteniendo las curvas de las otras poblaciones mediante los tres métodos anteriormente nombrados, o mejor aún, del estudio de la población de -- otros centros, a base de censos y recuentos numéricos.

El método de comparación gráfica es quizá uno de los más seguros para determinar la población futura de una ciudad. En este método se asume que la ciudad del proyecto -- crecerá en forma similar al crecimiento de otras ciudades de características similares, lo hicieron en el pasado.

5. Método de los promedios variables .- En este método se escogen grupos de datos poblacionales en forma consecutiva y se obtienen los promedios, los mismos que luego se gráficán; tanto el promedio poblacional como el número de años, obteniéndose así la gráfica de crecimiento poblacional de esa comunidad.

6. Método de los promedios fijos .- Este método es utilizable cuando se obtiene un buen número de datos poblacionales y se observa además un crecimiento regular del número de habitantes. Consiste en dividir el número de datos obtenidos en dos o tres grupos y luego obtener el promedio de cada grupo, para posteriormente graficar y obtener de ésta manera una curva de crecimiento poblacional.

7. Método de la curva Logística .-

- a. Es bastante problemático el cálculo del crecimiento poblacional de una ciudad o población.
- b. Factores diversos, en este cálculo pueden influir profundamente, variando en el tiempo y en espacio.
- c. Además del crecimiento vegetativo originado por los nacimientos y muertes de las personas, debemos aumentarle la suma algebraica del movimiento migratorio.
- d. Parte de la población puede abandonar la ciudad, en busca de mejores medios de vida, que le proporciona mayor bienestar, mejor educación e instrucción para los hijos o mayor riqueza. También sucede lo contrario, ésta ciudad podrá, tomando en cuenta aquellos factores, atraer continuamente, o en un determinado período, la afluencia de perso

nas de otras regiones.

- e. Así el balance entre el crecimiento vegetativo y la migración nos dará el aumento, el estacionamiento, o la disminución de una población determinada.
- f. Varias causas contribuyen para el balance de las poblaciones. Así si en una ciudad o en un municipio se desarrollan una o varias industrias, se incrementa la agricultura si se establecen nuevas vías de comunicación, carreteras, ferrocarriles o transportes aéreos, si se realizan nuevos desarrollos de energía eléctrica, si se aprovechan nuevas materias primas, si surgen nuevos mercados para el consumo de mercaderías y productos de la región, si nuevo afluente de potencial humano, con mejores métodos de trabajo y de ciencia trajera progreso a la región.

Dichos factores podrá en parte o totalmente influenciar en la emigración de los habitantes de otras regiones, ocasionando la disminución o el crecimiento de las poblaciones de otros lugares, y por la afluencia de gentes a la procura de trabajo, bienestar y riqueza, vendrá a provocar el aumento de las ciudades buscadas.

METODO UTILIZADO :

Para el cálculo de la población futura he utilizado el Método Geométrico, por lo expuesto en el artículo anterior, y por considerarlo que está más de acuerdo con la realidad de los pueblos del Oriente Ecuatoriano y por ser éste método el que está utilizando en la actualidad el IEOS, para proyectar diseños de alcantarillado en éstas regiones.

Tomando muy en cuenta y en consideración que la población actual a la que hace referencia esta fórmula del método geométrico, es la que se saco como conclusión de la encuesta sanitaria socio-económica, que se realizó el mes de Agosto de 1980, de todo el casco urbano de la parroquia como de sus límites.

3.2.2.4 CALCULO DEL INDICE DE CRECIMIENTO :

Para el cálculo de este índice, se han tomado y procesado los datos obtenidos de los censos nacionales, y del censo sanitario socio económico, durante períodos de tiempo que existe en la realización de un censo a otro.

Desarrollo : Período 1962 - 1974

Datos; Pf = 952

Pa = 597

n = 12

r = ?

Fórmula ; Método Geométrico = $r = \left(\frac{Pf}{Pa} \right)^{1/n} - 1$

$$r = \left(\frac{952}{597} \right)^{1/12} - 1 = 0,03965$$

$$r = 3,965 \%$$

Período 1962 - 1980

Datos; Pf = 1212

Pa = 597

n = 18

r = ?

Fórmula ; Método Geométrico; $r = \left(\frac{P_f}{P_a} \right)^{1/n} - 1$

$$r = \left(\frac{1212}{597} \right)^{1/18} - 1 = 4,012$$

$$r = 4,012$$

$$r = \frac{Er}{n} = \text{en donde } r = \text{Índice de crecimiento}$$

$n = \text{Número de datos}$

$$r = \frac{3,965 + 4,012}{2} = 3,99$$

$$r = 4 \%$$

La tasa de crecimiento adoptada es de 4%, mediante el cual se ha establecido la curva de proyección de la población para el período de diseño considerado.

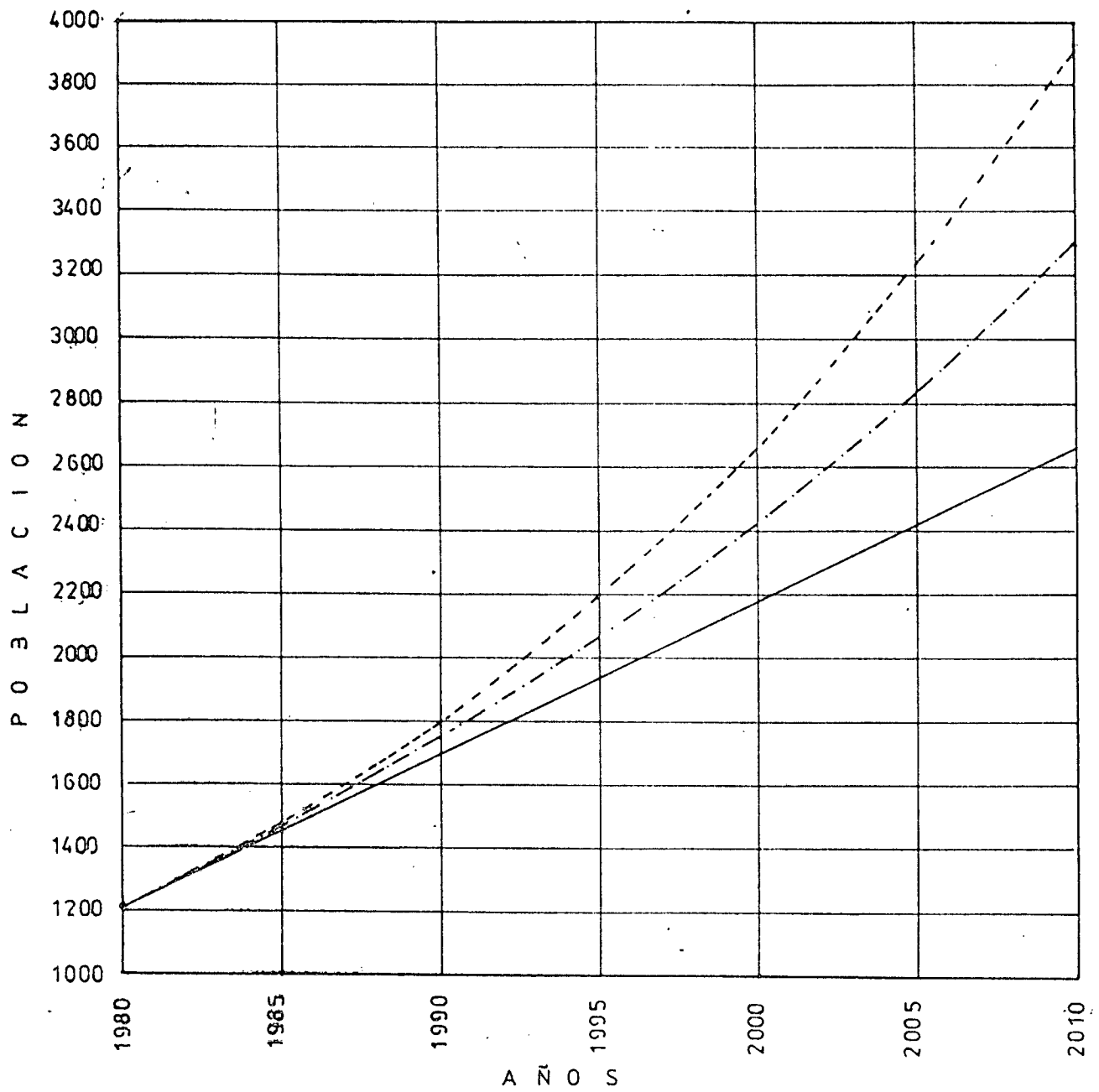
CUADRO DE LA POBLACION FUTURA

AÑO	n	r	Mét. Arit.	Mét. Geomt.	Mét. Mixt.
1980	0	4%	1212	1212	1212
1985	5	4	1454	1475	1465
1990	10	4	1697	1794	1746
1995	15	4	1939	2183	2061
2000	20	4	2182	2656	2419
2005	25	4	2424	3231	2828
2010	30	4	2666	3931	3299

Una vez realizados los respectivos cálculos, tomó la

FIGURA Nº 3.2

Población Futura



————— METODO MATEMATICO
- . - . - . - . METODO MIXTO
----- METODO GEOMETRICO

población del método geométrico y adopto un valor de 4000 - habitantes, para el desarrollo de los siguientes cálculos - del proyecto del alcantarillado de la parroquia de Zumbi.

Finalmente luego de haber calculado la población con estos métodos, los datos se graficarán en un eje de coordenadas, estableciéndose curvas de crecimiento de las cuales por comparación se puede interpretar un crecimiento real de la - población . Ver gráfico N° 3.2

C A P I T U L O I V

4.0 DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO :

4.1 AREAS TRIBUTARIAS :

Para iniciar el correspondiente estudio del sistema de Alcantarillado, se establecieron las correspondientes áreas de drenaje que van a aportar durante el período de diseño.

Para la definición de estas áreas, se consideraron los siguientes factores :

- Topográficos
- Demográficos y,
- Urbanísticos.

Los mismos que pueden influir en el proyecto incluyendo áreas de futura ampliación. El trazado de dichas áreas se realizó de la siguiente manera.

El área de drenaje está comprendida entre pozo y pozo trazando diagonales a partir de los mismos, definiendo de esta manera figuras geométricas, (triángulos, trapecios, etc).

Dichas áreas están determinadas por condiciones topográficas, será amplia para terrenos planos y reducidas en caso de pendientes transversales fuertes.

La sumatoria de todas estas áreas tributarias parciales dió resultado un valor de 13,475 hectáreas.

4.2 DENSIDAD DE POBLACION :

La realización del cálculo de la densidad de población, se la realiza para la determinación del número de habitantes totales que va a servir la red de Alcantarillado y en base de ello calcular el respectivo caudal de diseño que nos va a servir para proyectar las dimensiones de los subcolectores, colectores, y emisarios del Proyecto, como las respectivas gradientes de los mismos.

El cálculo de dicha población, se la determinó de la siguiente manera:

$$\text{Densidad de Población} = \frac{\text{Población al final del período de dis. futura}}{\text{Area total a servir con el Alcantado.}}$$

$$\text{Densidad de Población} = \frac{4000 \text{ habitantes futura}}{13,457 \text{ hectáreas}} = 297,24 \text{ hab/Has.}$$

4.3 DETERMINACION DEL CAUDAL DE DISEÑO :

ANÁLISIS :

Las alcantarillas se clasifican según el tipo de aguas residuales para cuya conducción se haya proyectado. Las alcantarillas sanitarias conducen las aguas residuales -

domésticas y las industriasles producidas por la comunidad;- las aguas subterráneas superficiales y de lluvia, sólo pueden penetrar en ellas a través de uniones defectuosas, por los bordes de las tapas de registro de los pozos, o por otros lugares no previstos en el proyecto, como son conexiones ilícitas.

4.3.1 AGUAS NEGRAS SANITARIAS :

Generalidades :

Los vocablos sinónimos, "líquido cloacal", "aguas servidas", "líquido residual", o "aguas usadas" se emplea para llamar a aquellas aguas de abastecimientos que habiendo sido usadas para fines diversos, acusan en su composición la presencia de sustancias extrañas proveniente de los domicilios, comercios, restaurantes, garages, industrias infiltración, percolación.

Cuando éstos líquidos son recolectados en sistemas de alcantarillado sanitarios, la mezcla demuestra composición diferente a la que tenía cada componente.

Aguas Domésticas .- Se conoce frecuentemente con la denominación de Aguas Residuales Sanitarias Domésticas, aquellas provenientes de cocinas, baños, lavabos, sanitarios y lavandería. A las materias minerales orgánicas originalmente contenidas en el agua suministrada a la comunidad, se agrega un cúmulo de materias fécales, papel, jabón, suciedad, restos de alimentos (basura) y otras sustancias. - Ciertos residuos permanecen en suspensión, algunos entran en solución u otros de éstos encuentran o llegan a estar tan -

finamente divididos que adquieren las propiedades de las -- partículas coloidales (dispersas submicroscópicamente). Gran parte de la materia residual es orgánica y útil para los microorganismos saprófitos, es decir organismos de la descomposición. Se infiere que el drenaje doméstico es inestable, -- biológicamente desagradable y putrescible y capaz de originar olores ofensivos.

Debe suponerse que se encuentran presentes organismos entéricos en las aguas negras domésticas que la hacen pegajosa.

Aguas Residuales Industriales .- Varían en su composición -- de acuerdo con las operaciones de la industria. Algunas son aguas de enjuague relativamente limpias; otras se encuentran fuertemente cargadas de materia orgánica o mineral o con sustancias corrosivas venenosas, inflamables, o explosivas. Algunas son tan objetables que no debería admitirse en los sistemas de alcantarillado público; otras contienen cantidades tan pequeñas de materias no objetables, que pueden descargarse a los drenajes pluviales o directamente a las corrientes naturales de agua.

Por consiguiente para el diseño de un proyecto de -- Alcantarillado se debe tomar muy en cuenta si existen en la población industrias, por cuanto éstas influyen directamente en el Estudio del Proyecto.

Relación con el consumo de Agua .- Las aguas residuales domésticas e industriales dependerán en gran manera, como el lógico, del agua suministrada. En consecuencia, una estimación de la cuantía previ-

sible de tales aguas debe verse precedida de un estudio del consumo de agua ya en las condiciones presentes, ya como previsión futura. La proporción de agua consumida que llegará a la cloaca debe ser deducida después de cuidadosas consideraciones acerca de las condiciones locales. No toda el agua utilizada es transportada por las alcantarillas debido a las siguientes causas :

- a) Parte de las mismas es utilizada en regadío, jardines, -- limpiezas de casas, lavado de autos, extinción de incen-- dios.
- b) Fugas en las conexiones de agua potable
- c) Utilización de agua, en casa que no tienen conxión domiciliaria de alcantarillado.

Existen varios criterios, para la determinación de - el agua que llega a la alcantarilla luego de haber sido utilizada :

Hardenbergh considera una variación del	60 - 70 %
Unda Opazo considera una variación del	85 - 90 %
El IEOS considera una variación del	65 - 75 %
Fair y Geyer considera un valor del	70 %
Azevedo Neto considera un valor del	80 %

Entre los factores que influyen en el caracter de - las aguas servidas tenemos los siguientes:

- 1) Características y hábitos de la población, especialmente-- las que tienen relación con alimentos de consumo.
- 2) Clima, presipitación pluvial, temperatura, humedad de ca-- da localidad.
- 3) Sistema de alcantarillado Sanitario, unitario etc.

- 4) Calidad del agua del consumo.
- 5) Existencia y clase de Industria
- 6) Edad de las aguas servidas. Tiempo transcurrido desde su eliminación hasta su disposición final.

En las poblaciones que carecen del Sistema de Alcantarillado, el consumo de agua es menor, según los censos sanitarios realizados en dichas poblaciones.

Según los criterios y normas anteriormente anotadas, del agua que retorna la alcantarilla de la cantidad de agua potable que llega al domicilio, he asumido el valor de 0,7 - del caudal promedio del agua potable. He tomado este dato, - por creerlo que es el que esta más cerca la realidad de los pueblos carentes de una buena dotación de agua potable.

4.3.2 DOTACION ACTUAL Y FUTURA DE AGUA POTABLE :

Dotación Básica : Es la cantidad de agua que requiere una población determinada para satisfacer sus diferentes necesidades. Para fines de abastecimiento público se la expresa en términos de volumen por habitante y por día.

La dotación básica corresponde a la doméstica o sea aquella necesaria para cubrir únicamente el consumo doméstico. El IEOS, establece las siguientes dotaciones básicas:

Poblaciones de clima frío	30 l/hab.d
Poblaciones de clima templado	40 l/hab.d
Poblaciones de clima caliente	50 l/hab.d

De las dotaciones básicas anteriormente anotadas, se ha tomado la de 50 l/hab.d, por ser ésta la que está de ---

acuerdo con el clima de la parroquia de Zumbi.

Dotación media actual :

Para nuevos servicios, es aquella que sirve para cubrir los consumos domésticos, comercial, industrial, etc. Para su determinación se multiplicará la dotación básica por un factor que será necesario cuantificarlo de acuerdo al siguiente cuadro.

Coefficiente para determinar la dotación media actual.

POBLACION ACTUAL	DOMESTICO	INDUSTRIAL	COMERCIAL
Hasta 1.000 hab.	1.0	1.0	1.0
De 1.001 a 5.000 hab.	1.0 a 1.2	1.0 a 1.05	1.0 a 1.02
De 5.001 a 20.000	1.2 a 1.3	1.05 a 1.1	1.02 a 1.05
Mayor 20.000 hab.	1.3 a 1.4	1.1 a 1.15	1.05 a 1.1

PUBLICO	TOTAL
1.0	1.0
1.0 a 1.05	1.0 a 1.36
1.05 a 1.1	1.36 a 1.65
1.1 a 1.2	1.65 a 2.12

Del cuadro anterior se tomarón los siguientes datos para el respectivo cálculo:

Domésticos	=	1,2
Industrial	=	1,00
Comercial	=	1,03
Público	=	<u>1,05</u>
Total		1.298

Dotación media futura :

Es aquella que servirá para cubrir --

los consumos domésticos, comercial, industrial, etc, al final del período de diseño.

Para su determinación se multiplicará la dotación -- básica por un factor que se cuantificará de acuerdo al si -- guiente cuadro.

Coefficiente para determinar la dotación media futura

POBLACIÓN ACTUAL	DOMESTICO	INDUSTRIAL	COMERCIAL
Hasta 1.000 hab	1.0 a 1.2	1.0 a 1.05	1.0 a 1.05
De 1.001 a 5.000	1.2 a 1.6	1.05 a 1.15	1.05a 1.1
De 5.001 a 20.000	1.6 a 1.8	1.15 a 1.25	1.10a 1.15
Mayor 20.000	1.8 a 2.0	1.25 a 1.35	1.15a 1.20

PUBLICICO	TOTAL
1.0 a 1.05	1.0 a 1.39
1.05 a 1.15	1.39 a 2.23
1.15 a 1.30	2.23 a 3.36
1.30 a 1.45	3.36 a 4.70

Del cuadro anterior se tomarón los siguientes datos- para el respectivo cálculo, previo estudio de las caracterís- ticas de la población de la parroquia.

Consumo doméstico	1,50
Consumo Industrial	1,05
Comercial	1,05
Consumo Público	<u>1,15</u>
Tótal	1.902

Desarrollo de los Cálculos:

Datos : Dotación media actual = ?

Dotación básica adoptada = 50 l/hab.d

Coeficiente adoptado = 1.298

Resolución : Dma = 50 l/hab. d x 1,298 = 64,90 l/hab.d

Dotación media futura = 64,90 l/hab.d x 1,902 =

Dotación media futura = 123,44 l/hab.d

El valor de la dotación futura se la afectará por un factor igual a 1,15 para cubrir pérdidas y fugas que se presentarán en el Sistema.

Dotación media futura de diseño = 123,44 l/hab. d x 1,15

Dotación media futura de diseño = 141,96 l/hab. d

La dotación media futura adoptada para los respectivos cálculos del proyecto del Sistema de Alcantarillado de la parroquia de Zumbi fué de 142 l/hab. d.

4.3.3 CALCULO DEL CAUDAL DE AGUAS SERVIDAS DOMESTICAS :

El --

cálculo del caudal de las aguas servidas domésticas, se lo realizó por el método tradicional, el mismo que considerará la densidad de población afectada por el coeficiente de mayoración o de simultaneidad.

Como se realizó anteriormente y se asumió un valor del 70% como coeficiente de retorno a la alcantarilla de la cantidad de Agua Potable que llega al domicilio, se procede al cálculo del caudal promedio diario, para lo cual aplicamos la siguiente fórmula.

Q medio anual de aguas servidas domésticas = q'

$q' = \frac{\text{Población parcial (hab.)} \times \text{Dotac. (l/hab.d)} \times \text{coef.ret}}$

Este caudal se lo multiplicó por el coeficiente de -
mayoración o simultaneidad, el mismo que se los puede obte-
ner de las siguientes ecuaciones experimentales, para pobla-
ciones de 1.000 a 100.000 habitantes.

Ecuaciones experimentales para el calculo del coeficiente de
Mayoración o de Simultaneidad.

$$\text{Harmon} \quad M = \frac{14}{4 + P_1^{1/2}} + 1$$

$$\text{Giff} \quad M = \frac{5}{P_2^{0,17}}$$

$$\text{Babbitt} \quad M = \frac{5}{P_1^{0,20}}$$

$$\text{Mello Flores} \quad M = \frac{7}{P_2^{0,10}}$$

En donde; M = Factor de simultaneidad

P2= Número total de habitantes

P3= Población en miles de habitantes

Para el presente proyecto de Alcantarillado se asumió la e-
cuación de Babbitt, por ser ésta la que mejores resultados ha
dado dentro de proyectos de poblaciones de la región Orien-
tal.

Se asumió el valor de 5, cuando el número de habitan-
tes será menor a 1.000 por recomendaciones de las normas dic-
tadas por el IEOS.

4.3.4 AGUAS DE INFILTRACION :

Se denomina agua de infiltra-
ción a la que penetra por las uniones defectuosas, tubos ro-

tos, paredes de las bocas de limpieza, orificios de las tapas de éstas bocas y desagüe de sótanos inundados. Tales infiltraciones puede o no existir durante el tiempo seco, en cuyo caso el desagüe total puede considerarse como suma de las aguas residuales domésticas más las industriales. En tiempo húmedo la infiltración se incrementará grandemente y puede aumentar con el agua desviada de los tejados que alcanza las alcantarillas.

La infiltración de agua subterránea en las alcantarillas es normal, a un cierto grado y se deberá considerar en el proyecto. El proyectista debe investigar las condiciones del agua subterránea a lo largo de la línea de la alcantarilla propuesta. En donde la línea debe tenderse en un acuífero y bajo del nivel freático, se deberán utilizar tubos y juntas especiales y se deberá tomar un cuidado extremo en el tendido, incluyendo la preparación de la fundación sobre la que se va a tender la alcantarilla.

El terreno permeable facilita la entrada de agua infiltrada en las alcantarillas ya que lo atravesará hasta encontrar una rendija o una unión abierta.

El potencial de las aguas subterráneas varía:

- 1) Con la altura del nivel freático y sobre el fondo de las atarjeas.
- 2) La precipitación pluvial, el deshielo y la permeabilidad del suelo, y
- 3) La destreza en la construcción de pozo y de visita, tendido de atarjeas y su conexión a los edificios. Por conveniencia para el diseñador los gastos de infiltración se ----

establecen en varias formas. Las tolerancias comunes antes de la introducción de las uniones preformadas eran :

- a. 465 a 4,650 m³ por día por Km², promedio 2,00 (1,860)
- b. 11,700 a 234.00 lpd por Km, incluyendo las conexiones domiciliarias; promedio 67,00
- c. 467 a 4,670 por Km por cm de diámetro, más 378,5 lpd por pozo de visita.

Los rangos en los valores son amplios debido a las variaciones en precipitación pluvial, percolación hacia el suelo altura del nivel freático, así como el tamaño y naturaleza del área drenada.

La infiltración puede variar entre 35.000 y 12.000 litros por Km de alcantarilla limitan la infiltración de 12.000 o 22.000 litros por Km por día.

Se recomienda los siguientes valores para tubería de hormigón simple.

DIAMETRO	CAUDAL DE INFILTRACION
200 mm	0,8 l/s. Km
250 mm	1,0
300 mm	1,2
350 mm	1,4
400 mm	1,6
450 mm	1,8
500 mm	2,0
550 mm	2,2
600 mm	2,4

Para los diferentes cálculos se adopto un valor de 0,8 l/s.-Km ésto, considerando las longitudes reales de los subcolec-

tores, colectores y para los emisarios se adopto un valor de 1,0 l/s. Km, de acuerdo a su diámetro.

4.3.5 AGUAS ILICITAS :

Es un caudal adicional que se incrementa al caudal parcial de diseño, debido a conexiones domiciliarias ilícitas, osea aquellas que conectan las aguas lluvias de los patios, tejados, y jardines en el Sistema de Alcantarillado Sanitario. Tales conexiones las hacen los usuarios en contra del código de salud, ya sea por ignorancia o por no respetar las disposiciones del mismo.

Puesto que éstas conexiones ilícitas, es muy difícil de controlar, siempre debe tomarse en cuenta el caudal producido por éstas para el diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario

El IEOS, estima un valor comprendido entre 0,0010 a 0,0030 l/seg. hab

En nuestro proyecto se estimó un valor intermedio osea de 0,0020 l/seg. hab, por ser la parroquia de Zumbi una región Oriental, en la cual se tiene grandes presipitaciones pluviales en la época Invernal.

4.4 DISEÑO HIDRAULICO DE LAS ALCANTARILLAS :

Donde quiera -- que sea posible, debe hacerse un aforo de la corriente de -- agua residual en las alcantarillas existentes para determinar las variantes reales del caudal. En caso de proyectar -- una red para una población que no tuviese antes alcantarillado debe hacerse una estimación de las fluctuaciones previsi-

bles en su caudal. Esto es de importancia, pues las alcantarillas deben ser suficientemente grandes para acomodarse al máximo caudal por que sino, puede producirse un regolfeó en los desagües bajos de las casas.

4.4.1 FLUJO EN LAS ALCANTARILLAS :

Los flujos en alcantarillas públicas la mayor parte se proyectan como canales abiertos, y no como tuberías forzadas, aunque en ocasiones puede ser llenas. Existen excepciones como los sifones invertidos y las tuberías de impulsión de las estaciones elevadoras de líquidos residuales que trabajan siempre a presión. Puede ocurrir que accidentalmente, que la capacidad de las alcantarillas para aguas negras separativas se sobrecargen, debido a infiltraciones excesivas durante las tormentas, obstrucciones en las tuberías, o por una aportación de caudales mayores que aquellos para los que han sido calculados.

Las alcantarillas rara vez trabajan a tubo lleno y para cualquier alcantarilla circular el área recta del flujo la velocidad del flujo, y la descarga varían con la altura de las aguas negras en la tubería.

4.4.2 FORMULAS DE CIRCULACION :

Cuando el agua entra en un tubo o canal a velocidad constante y sale libre por el extremo más bajo se establecerá enseguida una corriente invariable y uniforme. Una corriente se denomina invariable cuando pasa, por un punto cualquiera dado, el mismo volumen de lí-

quido en cada fracción pequeña de tiempo. Se llama corriente uniforme a aquella en la que no se producen variaciones de su velocidad a lo largo del trayecto de la conducción o curso de agua. En los casos normales de los proyectos de alcantarillas, la corriente puede suponerse invariable, pudiendo considerarse que es uniforme en los tramos rectos de cloacas, si es bien es de esperar que se producirán variaciones de velocidad en los obstáculos y cambios de sección transversal de los tubos o canales que deben tenerse en cuenta, en algunos casos el hacer los cálculos hidráulicos.

El agua se mueve en sentido descendente en los tubos o canales, por efecto de la fuerza de gravedad, y con la velocidad tal que la altura de caída o disponible, compense -- los rozamientos, y se transforme en energía cinética o altura dinámica.

4.4.2.1 Fórmula de Manning :

Una fórmula sencilla que proporciona resultados exactos es la fórmula de Manning. En su fórmula general es :

$$V = \frac{1,00}{n} r^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}}$$

en que; V = Velocidad de flujo en mts por segundo

n = coeficiente de rugosidad

r = radio hidráulico en metros

s = pendiente.

Los valores de n utilizados comunmente son los siguientes:

- Tubería de arcilla vitrificada bien tendida, conductos de-

concreto terminados suavemente, tubos de hierro fundido y tubería de asbesto cemento, 0,013

- Arcilla vitrificada tendida pobremente, tubos de hierro fundido o asbesto cemento, alcantarillas de tabique bien tendidas y conductos de concreto comunes, 0,015

- Tuberías de metal corrugado, 0,021

- Zanjas, 0,020.

- Canales recubiertos con piedra, 0,030.

4.4.2.2 Fórmula de Chézy :

La superficie de contacto viene determinada por el producto del perímetro mojado por su longitud.

Estas relaciones pueden expresarse por la fórmula de Chezy.

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

en la que; V = Velocidad media en metros por segundo

R = Radio hidráulico, igual al cociente de la sección del tubo o canal lleno de líquido por perímetro mojado.

s = Pendiente a gradiente hidráulica

C = Un coeficiente

Como los efectos de rugosidad, velocidad, y otros factores son solamente aproximados, el valor de C no es constante, sino que varía con V, R, s, de acuerdo con la fórmula de Kutter que es:

$$C = \frac{(23 + \frac{0,00155}{s} + \frac{1}{n})}{1 + \frac{(23 + \frac{0,00155}{s}) n}{\sqrt{R}}}$$

en que; C = Coeficiente de la fórmula de Chézy

n = Coeficiente que depende de la rugosidad de las -
paredes del conducto

s = Pendiente del conducto

r = Radio hidráulico del conducto

<u>NATURALEZA DE LAS PAREDES</u>	<u>N</u>
Canales de concreto, terminación ordinaria	0,014
Canales de concreto, con revestimiento liso	0,012
Canales con revestimiento muy liso	0,010
Tubos de concreto	0,013
Tubos de asbesto cemento	0,011
Tubos de hierro fundido	0,012

El valor de n en la fórmula de Kutter, es el mismo -
que el utilizado en la fórmula de Manning.

4.4.2.3 Fórmula de Bazin :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{K}{R}}$$

siendo K, un coeficiente que depende de la naturaleza de las
paredes del conducto.

<u>DESCRIPCION</u>	<u>K</u>
Canales y tubos extraordinariamente lisos	0,06
Conductos, comunes; alcantarillas	0,16
Manpostería de piedra bruta	0,46
Paredes mixtas	0,85
Canales de tierra	1,30
Canales presentando gran resist. al flujo	1,75

Para el diseño del proyecto del alcantarillado de la parroquia de Zumbi, se utilizó la fórmula de Mannig, asumiendo un coeficiente de rugosidad, n , igual a 0,013.

4.4.3 VELOCIDADES LIMITES EN LAS ALCANTARILLAS :

La consideración de la velocidad de las aguas residuales tiene gran importancia en los proyectos de alcantarillado.

La experiencia indica que en las alcantarillas de aguas negras que fluyen a sección llena, se requiere una velocidad no menor o inferior a 60 cm/seg, para evitar la sedimentación de los residuos sólidos y en los sistemas pluviales y combinados 75 cm/seg. Para tuberías que circulan parcialmente llenas, la velocidad mínima se procurará que sea 0,30 m/seg.

En las alcantarillas de lluvia se requerirán mayores velocidades que en las de aguas negras, debido a la presencia de arena gruesa y cascajo, que arrastran las aguas.

La velocidad máxima está en función del material que están construidas las alcantarillas, para lo cual se rige el siguiente cuadro.

<u>MATERIAL</u>	<u>VELOCIDAD MAX (m/s)</u>	<u>COEF. RUG.</u>
Hormigón simple	3.5 - 4.0	0,013
Material Vitreo	4.0 - 6.0	0,012
Asbesto-cemento	4.5 - 5.0	0,011
Fierro Fundido	4.0 - 6.0	0,012
Plástico	5.50	0,011

4.4.4 PENDIENTES LIMITES DE LAS ALCANTARILLAS :

La pendiente mínima admisible, por ello, la que produzca la velocidad mínima cuando la alcantarilla está llena, pero si la topografía del terreno lo permite, deben proyectarse pendientes mayores.

Bajo condiciones especiales, algunos departamentos de sanidad, permiten pendientes ligeramente menores que aquellas que dan una velocidad de 60 cm/seg. pero en este caso el ingeniero debe demostrar, con sus cálculos, que el espesor de la lámina correspondiente al caudal medio del proyecto será de por lo menos 0,3 respecto al diámetro.

Con la fórmula de Manning se obtiene las siguientes pendientes y capacidades mínimas.

<u>DIAMETRO (mm)</u>	<u>PENDIENTE (%)</u>	<u>GASTO lt/seg.</u>
200	3,30	18,85
250	2,45	29,45
300	1,92	42,41
350	1,57	57,73
400	1,31	75,40

Las máximas están en función directa de la velocidad máxima que se asuma en el proyecto, es decir que está relacionada con el material que está construida la alcantarilla.

Podrán aumentarse las velocidades máximas especificadas si el fondo de las alcantarillas se protegen mediante bloques de atraque. También podría aumentarse las pendientes mediante la utilización de canales sean éstos de hormigón o de ladrillo.

4.4.5 PROYECTO DE ALCANTARILLAS A TUBO LLENO :

Se puede derivar una fórmula para el diámetro requerido para una alcantarilla circular que trabaje a tubo lleno, expresada en términos de la capacidad requerida y de la pendiente propuesta sustituyendo los valores A y V en la fórmula $Q = A \times V$. Con la alcantarilla trabajando a tubo lleno y aplicando la fórmula de Manning tenemos :

Para tubo lleno; $R = D/4$

$$A = 0,7854 D^2 \quad V = \frac{0,397 D^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

$$Q = A \times V$$

$$Q = \frac{0,312 D^{8/3} S^{1/2}}{n}$$

4.4.6 PROYECTO DE ALCANTARILLAS A MEDIO LLENAR :

Para cualquier alcantarilla circular a medio llenar y tendida con cualquier pendiente, el área recta del líquido, la velocidad de flujo y la descarga varían con la altura de las aguas negras en la tubería.

Conforme se aproxima las alcantarillas a sus pozos de visita, terminales, colocados en los ramales altos de los sistemas sanitarios de alcantarillado reciben cantidades cada vez menores de aguas negras. Las profundidades de flujo disminuyen por que los tamaños mínimos de los tubos (200mm), están dictados, no por los requerimientos del flujo únicamente sino también por las posibilidades de limpieza. Las porciones inferiores del sistema tampoco se diseñan para fluir lle-

nas hasta que se alcanza el final de su período de diseño.

El comportamiento hidráulico de las secciones parcialmente llenas y de las llenas, debe por consiguiente en relación con el mantenimiento de velocidades autolimpiantes, a los flujos esperados.

Las variables incluidas en una fórmula de flujo, tal como la de Manning o sea Q ó v , r ó a/p (p = perímetro húmedo) s , ó h/l , y n , constituyen los elementos hidráulicos de los conductos. Para una forma y coeficiente de rugosidad, así como para una pendiente del fondo dados, los elementos cambian en magnitud absoluta con la profundidad d , de la sección llena.

En el caso de la fórmula de Manning, afortunadamente, la generalización en términos de la relación de cada elemento de la sección parcialmente llena (indicada por una letra minúscula) al elemento correspondiente de la sección totalmente llena (indicada aquí por una letra mayúscula), confina todas las relaciones, incluyendo las de velocidad y capacidad a una dependencia, en última instancia, de la profundidad únicamente. Así :

$$\begin{aligned} v/V &= (N/n) \quad (R/r)^{2/3} \\ q/Q &= (N/n) \quad (a/A) \quad (r/R)^{2/3} \end{aligned}$$

De los elementos normalmente incluidos en los diagramas o tablas el área y el radio hidráulico son estáticos, o elementos de forma; la rugosidad, la velocidad, la descarga son dinámicos o elementos del flujo.

La figura 4-1, es un diagrama convencional de los elementos hidráulicos básicos de albañales circulares. Los dos -

grupos de curvas incluidos para v/V y q/Q marca la influencia de una relación variable de N/n sobre éstos elementos hidráulicos básicos de alcantarillas circulares. Es importante notar que las velocidades en secciones totalmente llenas, siempre que las alcantarillas fluyan llenas hasta más de la mitad y no se considera la variación de la rugosidad con la profundidad; además que donde se toman en consideración los cambios en rugosidad, las velocidades iguales o mayores que las se encuentran en secciones totalmente llenas, se encuentran confinadas al 20% superior de la profundidad solamente. Sin embargo las alcantarillas que fluyen llenas entre 0,5 a 0,8 no necesitan ser colocadas a pendientes más inclinadas para ser autolimpiantes, que las cloacas que fluyen llenas. La razón está en que la velocidad y descarga son funciones de la intensidad de la fuerza de tracción, la cual depende del coeficiente de fricción así como de la velocidad de flujo.

Para cualquier relación de altura de flujo, a diámetro de alcantarilla, la curva de esta gráfica dan las relaciones del área, velocidad, y descarga para aquella altura contra los valores correspondientes para la alcantarilla a tubo lleno.

El primer paso es calcular el área, velocidad, o descarga para la alcantarilla a tubo lleno y también la relación de la altura de flujo al diámetro de la alcantarilla. En seguida se lee el factor necesario para la alcantarilla a medio llenar.

Las curvas también son útiles cuando la capacidad de una alcantarilla llena es conocida y se necesita encontrar --

la altura de flujo y la velocidad correspondiente a una descarga menor.

4.4.6.1 Efecto de la altura de Flujo :

Se nota en la gráfica - de la figura 4-1, que la velocidad máxima ocurre cuando la relación de altura de flujo a diámetro es aproximadamente, 0,8, y que la velocidad disminuye rápidamente cuando la altura de flujo decrece más abajo de la mitad del diámetro.

Debido a la caída rápida de la velocidad cuando la altura de flujo disminuye, es usualmente necesario utilizar un tubo pequeño con una pendiente fuerte para obtener la velocidad mínima requerida para un volumen de aguas negras bajos. Cuando el volumen de flujo en una alcantarilla es bajo, generalmente no es posible utilizar un tubo grande en una pendiente reducida.

4.4.7 FLUJO EN TRANSICIONES DE ALCANTARILLAS :

Aún cuando el flujo en las alcantarillas es un tanto inestable (variable en su gasto de descarga) y no uniforme (variable), en velocidad y profundidad, éstos factores se toman en cuenta únicamente en las transiciones de los albañales. Esto es así por que no es posible identificar en la práctica la variación de flujo con el tiempo con la precisión necesaria en todas las ramas del sistema de alcantarillado y por que el sistema está diseñado para el flujo esperado máximo en todos los casos.

Las transiciones de alcantarillas incluyen :

- 1) Cambios en tamaño, pendientes y volumen de flujo
- 2) Descarga sumergida y libre final de las líneas de alcantarillado.
- 3) Pasaje a través de dispositivos para medición y derivación
- 4) Enlace en los albañales.

El punto uno se refiere a un control geométrico para obtener una estabilización del flujo en las alcantarillas.

El control hidráulico se lo puede hacer por dos formas :

- a) Controlando el número de Froude $(F = V(g.d)^{1/2})$
 - Si $F = 1$; tenemos un flujo crítico
 - Si $F > 1$; hay flujo supercrítico (rápido)
 - Si $F < 1$; el flujo es subcrítico (tranquilo)
- b) En el análisis de las transiciones, el diseñador debe encontrar frecuentemente en las etapas alternativas o profundidades de flujo a canal abierto y su fusión en el flujo a profundidad crítica.

Para flujo uniforme, la superficie del agua se hace paralela al fondo. En la etapa crítica, el flujo es inestable y la profundidad de flujo incierta y fluctuante.

Con el valor de $(q/A \text{ gD})^2 = 2 (a/A)^2 (h/D - d/D)$ LAS LETRAS mayúsculas denotan, nuevamente, a los elementos hidráulicos de la sección totalmente llena, y las minúsculas a los de sección parcialmente llena. Las relaciones h_c/D y d_{sc}/D , son respectivamente la carga específica y la profundidad crítica de los albañales circulares.

En la figura 4-2, se muestra una gráfica de la ecuación anteriormente anotada, para conductos circulares. Para -

GRAFICO 4.2

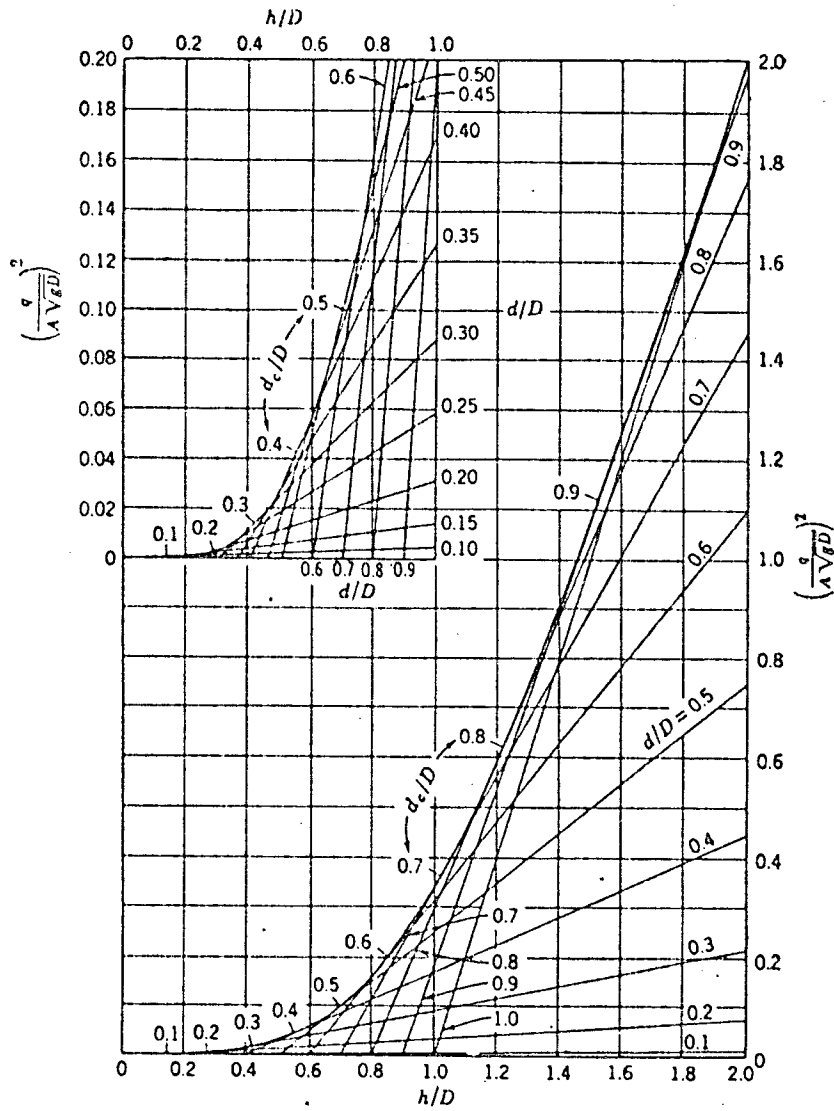


Fig. 14-6. Etapas alternativas y profundidades críticas de flujo en conductos circulares.

valores particulares de d/D , la familia de rectas genera espontáneamente una curva para la profundidad crítica, mientras que las profundidades en las etapas alternativas pueden leerse en las intersecciones de las ordenadas y de las abscisas.

Cuando d es mayor que d_c , el escurrimiento es subcrítico y si d es mayor que d_c , el escurrimiento es supercrítico y si d es igual a d_c el escurrimiento es crítico.

4.4.7.1 Transición por salto hidráulico :

Cuando un conducto suficientemente inclinado para descargar a velocidades y profundidades supercríticas es seguido de un canal relativamente plano en el cual no pueden mantenerse las velocidades y profundidades entrantes, tiene lugar un cambio, más o menos abrupto en la velocidad y profundidad en forma de salto hidráulico.

4.4.8 ELEVACION DE LA PLANTILLA DE UNA ALCANTARILLA :

Las cotas de las planillas o invert de las tuberías, en los pozos de revisión se registrarán de acuerdo a los siguientes criterios:

- Cuando en un mismo pozo de revisión se encuentran ramales que comiencen en ese sitio, con otros que pasen a través de él, la diferencia mínima de cota de invert entre los que comiencen y la cota del más bajo de los ramales que pasan será igual o mayor al diámetro de este último.
- Cuando al pozo de revisión concurren tuberías del mismo diámetro (en todo caso inferiores a 600mm), el invert de -

la tubería de salida estará a una distancia más baja de la tubería de llegada más profunda, igual al número de ramales que llegan multiplicados por 3 cm. Si las tuberías son mayores de 600 mm, se hará el cálculo de la línea de energía para determinar la cota de salida.

c. La cota del invert de la tubería o colector de salida de los pozos de revisión se determinará en tal forma que la clave de la tubería o colector de entrada, de menor sección y más bajo coincida con la clave de la tubería o canal de salida.

d. Todos los ramales de tubería que atraviesan una esquina comienzan en ella se deberán reunir en un sólo pozo de revisión para facilitar su limpieza, a menos que circunstancias especiales obligen a proyectar más de uno.

e. Cuando la cota de invert de la tubería de llegada a un pozo sobrepasa los 0,90 m en relación con el fondo del pozo, se proyectarán dispositivos que conduzcan el agua hacia el fondo del pozo a fin de evitar la erosión del mismo y facilitar su inspección y asegurar, así mismo que no se presenten obstrucciones en la tubería o colector que sigue aguas abajo.

f. Los pozos de revisión que interconectan tuberías menores de 600 mm de diámetro tendrán un diámetro interno de 0,90 mm; para tuberías cuyo diámetro son superiores a 600 mm o para colectores de secciones mayores, se diseñarán pozos de revisión especiales para cada caso.

Entendiéndose como invert, borde interno inferior de una tubería. Denominándose también plantilla. Y como clave, borde externo superior de la tubería.

4.4.8 EJEMPLO DE CALCULO DE UN TRAMO DE LA RED DE ALCANTARILLADO :

Para el presente ejemplo de cálculo, se utilizarán los datos anteriormente escogidos, previo análisis y estudio de los mismos. Dichos datos fueron analizados para que estén de acuerdo con la región de la cual se va a dotar del sistema de Alcantarillado, osea a la parroquia de Zumbi. Estos datos se los calculó y se los analizó, rigiendose en las normas del IEOS.

También se utilizó, tablas y cuadros, para realizar el cálculo, las mismas que se anexan a esta.

D E S A R R O L L O

CALLE : 3

POZO : Del 21 al 24.

LONGITUD : 90 mts

POBLACION : $297,24 \times 0,301 = 89$

Población Parcial = 89 habitantes

Población acumulada = $567 + 89 = 656$ habitantes.

FACTOR M = Como la población acumulada es menor que 1000 asumo el valor de 5, por recomendación de normas del IEOS.

GASTO : Agua servida : parcial y acumulada

$$\text{parcial} = q' = \frac{142 \text{ l/hab.d} \times 89 \text{ hab.} \times 0,70}{86.400 \text{ seg/día}} =$$

$$= 0,102 \text{ l/seg.}$$

$$\text{parcial} = q' = 0,102 \text{ l/seg.}$$

$$\text{acumulado} = 0,578 + 0,075 + 0,102 = 0,754 \text{ l/seg.}$$

$$\text{acumulado} = 0,754 \text{ l/seg.}$$

$$\text{diseño} = q' \times M = 0,754 \times 5 = 3,77 \text{ l/seg.}$$

GASTO : Aguas de infiltración : parcial y acumulado

$$\text{parcial} = 0,80 \text{ l/seg/Km} \times 0,090 \text{ Km} = 0,072 \text{ l/seg.}$$

$$\text{parcial} = 0,072 \text{ l/seg.}$$

$$\text{acumulado} = 0,418 + 0,059 + 0,072 = 0,549 \text{ l/seg.}$$

$$\text{acumulado} = 0,549 \text{ l/seg.}$$

GASTO : Aguas flicitas : parcial y acumuladas.

$$\text{parcial} = 0,002 \text{ l/seg/hab.} \times 89 \text{ hab.} = 0,178 \text{ l/seg.}$$

$$\text{parcial} = 0,178 \text{ l/seg.}$$

$$\text{acumulado} = 1,004 + 0,130 + 0,178 = 1,312 \text{ l/seg.}$$

$$\text{acumulado} = 1,312 \text{ l/seg.}$$

$$\begin{aligned} \text{GASTO : } \underline{\text{Parcial de diseño}} : &= q = 3,77 + 0,549 + 1,312 = \\ &= 5,631 \text{ l/seg.} \end{aligned}$$

$$\text{parcial de diseño} = q = 5,631 \text{ l/seg.}$$

TUBERIA : Diámetro = 200 mm

$$\text{Gradiente} = I = 50 \text{ o/oo}$$

LLena ; Velocidad y Caudal

$$V = \frac{R^{2/3} \times I^{1/2}}{n} ; \quad R = \frac{A}{P} ; \quad A = \frac{\pi D^2}{4} ; \quad P = \pi D$$

$$A = \frac{3,1416 \times (0,2)^2}{4} = 0,031 \quad A = 0,031$$

$$P = 3,1416 \times 0,20 = 0,628 \quad P = 0,628$$

$$R = \frac{0,031}{0,628} = 0,050 \quad R = 0,050$$

$$V = \frac{(0,05)^{2/3} \times (0,050)^{1/2}}{0,013} = 2,38 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V = 0,03142 \times 2,38 = 0,075 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q = 75 \text{ l/seg.}$$

RELACIONES HIDRAULICAS PARA CONDUCTOS CIRCULARES ($n = 0.013$)

q/Q	d/D	v/V	q/Q	d/D	v/V	q/Q	d/D	v/V
0.01	0.100	0.315	0.36	0.167	0.768	0.71	0.697	0.949
0.02	0.125	0.350	0.37	0.474	0.774	0.72	0.704	0.953
0.03	0.150	0.405	0.38	0.481	0.780	0.73	0.711	0.957
0.04	0.165	0.425	0.39	0.488	0.785	0.74	0.718	0.962
0.05	0.180	0.450	0.40	0.495	0.790	0.75	0.725	0.967
0.06	0.195	0.470	0.41	0.503	0.796	0.76	0.732	0.971
0.07	0.210	0.485	0.42	0.511	0.802	0.77	0.738	0.973
0.08	0.325	0.500	0.43	0.510	0.808	0.78	0.745	0.979
0.09	0.235	0.515	0.44	0.527	0.816	0.79	0.751	0.982
0.10	0.245	0.540	0.45	0.535	0.823	0.80	0.757	0.985
0.11	0.258	0.550	0.46	0.541	0.829	0.81	0.761	0.989
0.12	0.267	0.565	0.47	0.547	0.835	0.82	0.771	0.991
0.13	0.378	0.580	0.48	0.553	0.480	0.83	0.778	0.994
0.14	0.289	0.590	0.49	0.559	0.845	0.84	0.783	0.997
0.15	0.300	0.600	0.50	0.565	0.850	0.85	0.790	1.000
0.16	0.310	0.613	0.51	0.571	0.855	0.86	0.797	1.004
0.17	0.320	0.675	0.52	0.577	0.860	0.87	0.804	1.008
0.18	0.330	0.630	0.53	0.583	0.865	0.88	0.811	1.012
0.19	0.340	0.650	0.54	0.589	0.870	0.89	0.818	1.015
0.20	0.350	0.657	0.55	0.595	0.875	0.90	0.825	1.018
0.21	0.357	0.665	0.56	0.602	0.880	0.91	0.839	1.021
0.22	0.364	0.673	0.57	0.609	0.885	0.92	0.841	1.024
0.23	0.371	0.681	0.58	0.616	0.890	0.93	0.849	1.026
0.24	0.379	0.689	0.59	0.673	0.895	0.94	0.897	1.028
0.25	0.385	0.697	0.60	0.630	0.900	0.95	0.865	1.030
0.26	0.393	0.703	0.61	0.836	0.905	0.96	0.674	1.032
0.27	0.401	0.710	0.62	0.642	0.910	0.97	0.883	1.034
0.28	0.409	0.717	0.63	0.640	0.915	0.98	0.892	1.036
0.29	0.417	0.723	0.64	0.654	0.919	0.99	0.901	1.039
0.30	0.425	0.730	0.65	0.660	0.923	1.00	0.910	1.040
0.31	0.423	0.737	0.66	0.666	0.927	1.01	0.915	1.043
0.32	0.439	0.744	0.67	0.672	0.931	1.02	0.925	1.045
0.33	0.446	0.750	0.68	0.678	0.935	1.03	0.935	1.047
0.34	0.453	0.755	0.69	0.648	0.940	1.035	0.950	1.048
0.35	0.460	0.767	0.70	0.680	0.945			

RELACIONES HIDRAULICAS DE LA TUBERIA :

$q/Q = 5,631/75 = 0,075$, con este valor entramos en la -
tabla de las relaciones hidráulicas, e interpola-
mos, obteniendo un valor de $v/v = 0,493$

$$v = 0,493 \times 2,38 = 1,173 \text{ m/seg.}$$

CAIDA DE ALCANTARILLA :

$$H = I \times \text{Longitud} = 0,05 \times 90 = 4,5 \text{ mts}$$

Salto = Desnivel entre el Invert de la tubería de entrada y
el fondo del pozo de revisión :

$$\text{Salto} = 806,204 - 805,811 = 0,393 \text{ mts}$$

COTAS : Terreno .- Son las obtenidas por intermedio de la ni-
velación geométrica, realizadas en el cam-
po de trabajo.

$$\text{Cota de terreno del pozo 21} = 812,204$$

$$\text{Cota de terreno del pozo 24} = 807,471$$

Cotas de proyecto .- Son aquellas que resultan de proyectar-
los colectores, emisarios, para el sis-
tema de la red de alcantarillado, esto basado en normas como-
es; velocidad mínima, velocidad máxima, pendiente mínima, pen-
diente máxima etc.

$$\text{Cota de proyecto del pozo N}^{\circ} 21 = 810,704$$

$$\text{Cota de proyecto del pozo N}^{\circ} 24 = 806,204$$

CORTE : Es la diferencia entre la cota de terreno y la cota-
de proyecto.

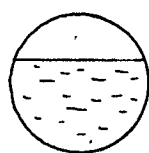
$$812,204 - 810,704 = 1,50 \text{ mts}$$

$$807,471 - 806,204 = 1,267 \text{ mts}$$

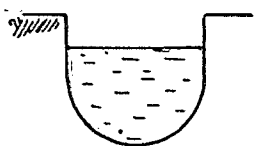
4.5 CIRCULACION DE AGUA EN CANALES :

Los canales son conductos abiertos en los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad y sin ninguna presión. Cuando en un tubo circula agua ocupando parte de la sección se dice que el tubo esta trabajando como canal. Puede suceder que un canal este cerrado como el caso de los conductos que sirven de alcantarillas para que circule el agua de desecho y que eventualmente se produzca alguna presión debido a la formación de gases por la descomposición de materias en solución y suspensión pero es pequeña o tiene manera de escapar por lo que el conducto se sigue considerando como canal.

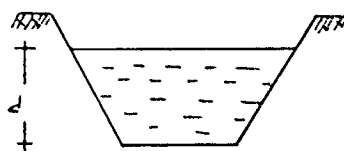
Tipo de canales :



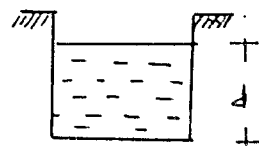
CIRCULAR



HERRADURA



TRAPEZOIDAL



RECTANGULAR

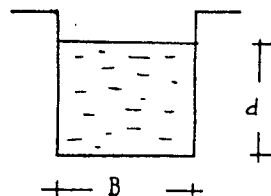
GRADIENTE HIDRAULICO :

Como el líquido que circula por un canal no tiene variaciones en su presión sino que siempre se conserva a la presión atmosférica, la línea de gradiente hidráulica coincide con la superficie libre.

RADIO HIDRAULICO :

El radio hidráulico es el cociente entre de dividir el área para el perimetro mojado.

La parte del conducto que está en contacto con el líquido recibe el nombre de perimetro mojado. $p = B + 2d$



DISENO DEL CANAL :

Los canales abiertos son ejemplo típico de conducción libre. Para el diseño debe tomarse en cuenta que la longitud L del canal es siempre un dato conocido y normalmente el caudal Q que se requiere llevar también. Se trata entonces de encontrar la gradiente y las dimensiones necesarias del canal.

Puesto que para la resolución se dispone solamente de la ecuación de Chezy, el problema es indeterminado pues admite una infinidad de soluciones. Por lo tanto se busca la alternativa más económica y que esté dentro de límites aceptables de velocidad. Estos se admiten generalmente entre 0,75 m/s y 2m/s, para evitar la sedimentación y erosión.

La optima sección hidráulicamente hablando, es decir aquella que para una sección dada tiene el mínimo perímetro mojado es la semi-circular. No obstante constructivamente es una sección difícil de realizar y por esto la mayoría de los canales abiertos tienen la forma trapezoidal. Partiendo de esto es posible determinar la forma optima del trapecio.

Tenemos que para un trapecio :

$$\text{Area} = bd + md^2$$

$$\text{Perímetro} = b + 2d\sqrt{1 + m^2}$$

para una sección A dada, el máximo caudal se produce cuando el perímetro P es mínimo.

$$d = \frac{A}{-m + 2\sqrt{1 + m^2}}$$

Reemplazando el valor de A en la anterior expresión tenemos:

$$b = 2d (\sqrt{1 + m^2} - m)$$

Para estas condiciones es fácil demostrar que :

$$R = d/2$$

La inclinación más ventajosa de los taludes se obtiene de --

$$dp/dm = 0 \text{ y da } m = 3 ; \quad m = \frac{1}{3}$$

que corresponde a un ángulo con la horizontal de $\theta = 60^\circ$.

Las fórmulas arriba presentadas tienen un valor más -- que nada ilustrativo o de orientación pues no pueden ser apli-- cadas sino para terrenos prácticamente planos. Cuando un --- canal debe construirse en ladera, entonces la sección hidráu-- licamente más ventajosa no corresponde a la alternativa más - económica y su empleo deja de ser conveniente. En este caso-- la solución se encuentra por aproximaciones sucesivas. Cuan-- do se tiene excavaciones en la ladera, primero se corta una pla-- taforma y desde allí se excava la sección del canal propiamen-- te dicho, y que se llama cajón. La suma de los volúmenes de-- excavación de plataforma y cajón deben ser mínima.

Para el proyecto de la parroquia de Zumbi, no es dise-- ño canales, por cuanto las gradientes naturales de los ejes - de las calles tanto longitudinalmente como transversales son-- relativamente regulares, por lo tanto no se producen en los - conductos sean éstos, subcolectores, colectores o emisarios - velocidades máximas fuera de las normas dictaminadas por el - IEOS.

Pero se ha considerado éste artículo como información.

4.6 TRAZO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO :

La red del Sistema-

de alcantarillado se proyectó para servir a cada casa construida en cada calle, o que sea probable que se construya en un futuro próximo. Los subcolectores y colectores que van a servir en las áreas futuras, no se tienen que construir hasta que se los necesite, pero el sistema se proyectó de tal modo que la expansión sea simple y pueda llevarse a cabo con un costo razonable. El flujo se proyectó para que circule por gravedad, por cuanto las aguas negras es difícil de bombear ya que el material grueso suspendido en las aguas negras tiende a obstruir las bombas y dificulta el flujo a través de las mallas.

4.6.1 LOCALIZACIÓN DE ALCANTARILLAS Y POZOS :

Las alcantarillas se las localizó en el centro de las calles, para lo cual se midió desde el centro de la misma hasta la línea de fábrica o de construcción, y se ubicó puntos de referencia (estaca y tachuela), en dos puntos extremos de la longitud de la calle, luego se procedió a parar el teodolito y alinear, esto tanto para las alcantarillas como para los pozos.

Los pozos se localizaron basandonos en las normas que dictaminan el IEOS:

- a. En toda intersección de tuberías y colectores
- b. En el comienzo de toda tubería o colector
- c. En todo cambio de dirección si la tubería no es visitable interiormente y en cualquier colector.
- d. En todo cambio de dirección, de sección o de pendiente.
- e. En tramos rectos, a distancias no mayores de las indicadas

en el siguiente cuadro.

<u>Diámetro en mm</u>	<u>Distancia en m</u>
200	100
250	100
300	100
350	100
400	150
450	150
500	150
550	150
600	150
700	150
800	150
1000	300

f. En las curvas de colectoras visitables por fuera a no más de 30 metros.

4.6.2 SISTEMAS DE ALCANTARILLADO :

Entre los factores que determina el modelo de los sistemas de colectores están :

1. Tipo de sistema (ya sea separado o combinado)
2. Línea de calle o derechos de vía
3. Topografía, hidrología del área de drenado.
4. Límites políticos
5. Localización y naturaleza de las obras de tratamiento y --
evacuación y disposición.

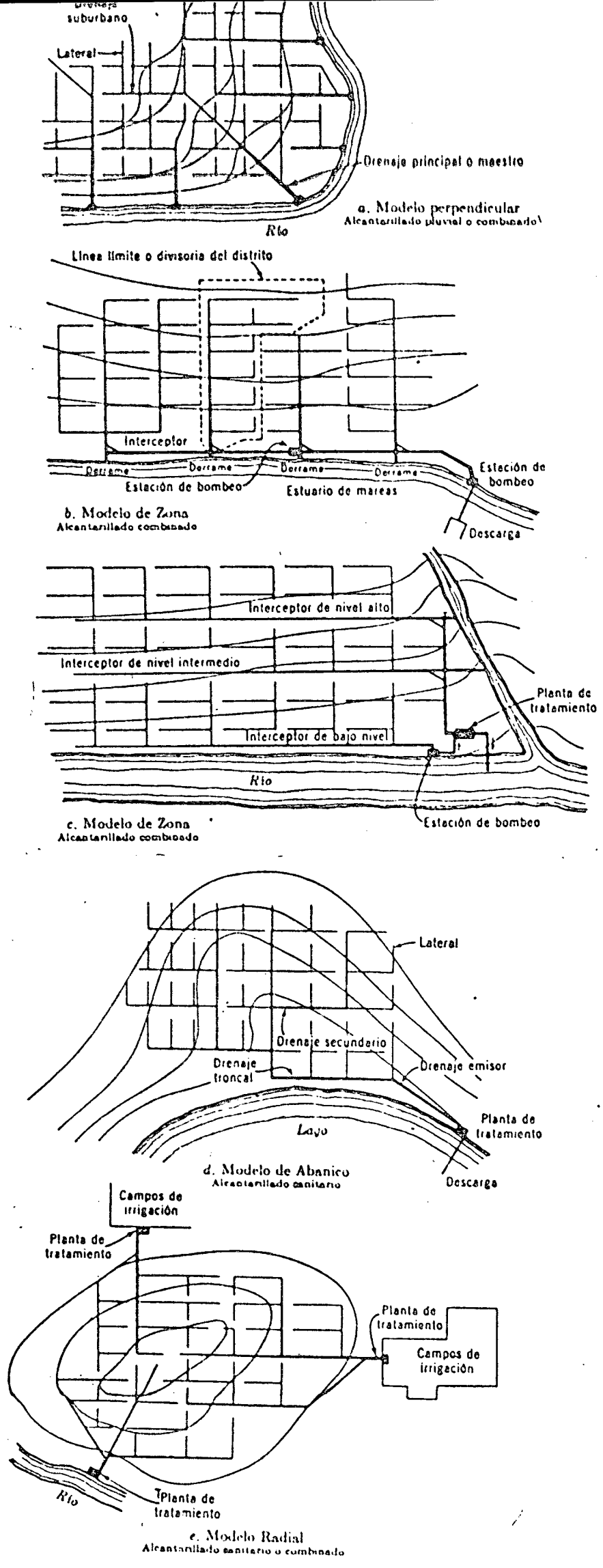
El tipo de sistema de alcantarillado dependerá fuertemente de la topografía local. Las mejores pendientes, y a menudo las mejores localizaciones para las alcantarillas ----

Principales se obtendrán cuando dichas alcantarillas sigan -- los canales de drenajes naturales. En el caso de una comuni -- dad a lo largo de una corriente, con el terreno inclinándose suavemente hacia ella, lo mejor puede ser un número de alcantarillas, perpendiculares a la corriente y que descargen a un colector cercano a la corriente. Cuando la comunidad está en un valle, se puede utilizar líneas convergentes de colectores que lleguen a un interceptor.

Los drenajes pluviales se hacen para buscar, natural-- mente la trayectoria más corta hacia los canales superficia-- les existentes. Esto crea el modelo perpendicular de alcanta-- rillado pluvial y combinado mostrado en la figura 4.1'. Los sistemas combinados de este tipo se han vuelto raros. Ellos poluyen las aguas que bañan las playas inmediatas a la comuni-- dad y hacen difícil el tratamiento de las aguas negras. Más -- aún sus flujos son interceptados antes de que descargen en -- las aguas que van a protegerse. En el ejemplo b de la figura 4.1' se muestra un sistema interceptor resultante. Si el área tributaria es grande del todo, la capacidad del interceptor -- deberá mantenerse como múltiplo razonable del flujo promedio en tiempo de sequía o de éste más la primera creciente de llu-- via que como se comprende será la más fuertemente poluida. -- La intensidad y duración de las lluvias son factores decisi-- vos. Se forma un modelo de zonas como se muestra en el ejem-- plo c de la figura 4.1'. Este modelo es útil también para al-- cantarillas sanitarias.

El modelo en abanico (d de la fig 4.1') concentra hacia el interior los flujos desde las orillas de las comunidades --

FIGURA 4.1



y origina una sola descarga. Sin embargo sus drenajes más largos, cruzan con frecuencia los distritos congestionados, y es difícil aumentar la cantidad y capacidad del sistema por ejemplo mediante la construcción de colectores de alivio, cuando los suburbios crecen y aunan sus caudales.

En el modelo radial, (e de la fig, 4 1'), por el contrario las aguas negras fluyen hacia afuera, desde el corazón de la ciudad como si fuesen a lo largo de los rayos de una rueda. Las líneas son relativamente pequeñas y cortas, pero puede multiplicarse el número de obras de tratamiento.

4.6.3 PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR EL TIPO DE SISTEMA :

Se pueden sacar copias heliográficas del plano general con objeto de localizar las líneas de alcantarillado. Se puede hacer una diversidad de tentativas, dando mayor atención a las elevaciones de los diferentes puntos de control. Las primeras alcantarillas que se deben situar son las principales, incluyendo al interceptor, y al emisario. Las líneas secundarias son localizadas a continuación siguiendo las laterales. Cada alcantarilla puede representarse en el plano mediante una línea en la calle con la dirección del flujo indicada por una flecha.

Siempre que sea posible una alcantarilla deberá tener su pendiente en la misma dirección que la superficie de la calle bajo la cual está localizada. En la mayoría de los casos serán necesarios estudios considerables y varios sistemas de prueba antes de tener un sistema completamente satisfactorio.

Aun cuando una planta parezca ser satisfactoria, pueden ser necesarios revisiones cuando se determina los tamaños de las alcantarillas.

Cuando se ha seleccionado un sistema tentativo apropiado, la diferencia disponible en elevación entre el extremo inferior del sistema y el extremo superior de una de las líneas más largas debe determinarse. Después debe trabajarse en un proyecto aproximado para esta línea, para determinarse elevaciones aproximadas de los principales puntos del control sobre ella. Las laterales y secundarias que conectan con esta líneas de control no deberán proyectarse hasta que las elevaciones a lo largo de las líneas hayan sido fijadas, ya que cualquier ajuste posterior en la línea mencionada requerirá un nuevo proyecto de las líneas que conectan con ellas.

Usualmente el mejor método para proyectar una línea continúa es proceder del extremo superior al inferior, suponiendo flujos y pendientes probables. Sin embargo cuando la posición del colector hacia el que descargan las aguas negras está fija por lo tanto establecida, puede ser mejor arrancar del extremo inferior y trabajar hacia el superior.

4.7. : INSTALACIONES DOMICILIARIAS DE ALCANTARILLADO :

El Reglamento General de Instalaciones Domiciliarias de Alcantarillado y Agua Potable establece las condiciones que deben cumplirse para que las instalaciones sean hechas en forma correcta y proporcionen al mismo tiempo garantía de seguridad y duración.

Una instalación domiciliaria defectuosa puede dar --- origen a los siguientes riesgos :

- a. Contaminación de alimentos
- b. Contaminación de norias o pozos a través de filtraciones - de las cañerías.
- c. Penetración de aguas negras a las cañerías de agua potable (conexiones cruzadas, sifonajes, etc)
- d. Entradas de ratas a las viviendas, a través de tubos, ventilaciones etc,
- e. Escape de gases de descomposición.
- f. Alto costo de reparación de los servicios.

A continuación se resume algunas de las exigencias fundamentales del reglamento de Instalaciones Domiciliarias de Alcantarillado de que se ha hecho mención.

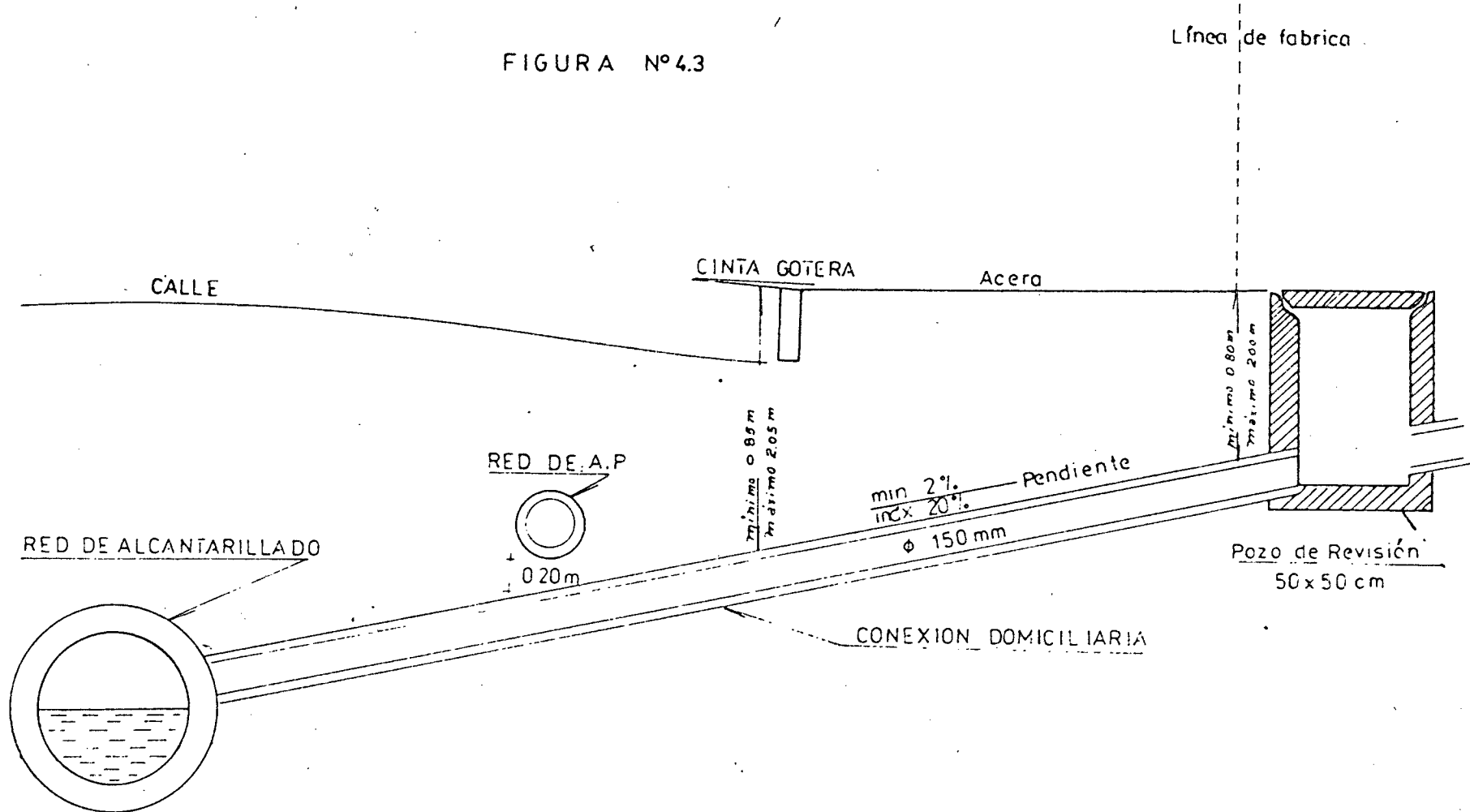
Aprobación de planos .- La municipalidad no otorgará el permiso de edificación si previamente - no se presenta aprobado el plano de Alcantarillado por la Administración respectiva.

Unión Domiciliaria .- Toda unión domiciliaria será ejecutada por la Administración de Alcantarillado a costa del propietario (se entiende por unión domiciliaria con la red general de Alcantarillado) Ver Gráfico 4.3.

Comunidad de desague .- Será aceptada por una misma unión domiciliaria siempre que él o los propietarios se obligen sólidamente por escritura pública, a aceptar la comunidad de desagües.

Presentación del proyecto .- La Administración exigirá un -- proyecto firmado por el proyec-

FIGURA Nº 4.3



Detalle de la Conexión Domiciliaria

tista y propietario y con los signos establecidos en la tabla correspondiente de reglamento. Se deberá acompañar además el plano de ubicación, plano de planta de los diversos pisos y cortes transversales esquemáticos.

Desague a través de otro inmueble .- Se permitirá siempre --
que exista escritura pública cuyo propietario autorize el paso por dicho inmueble.

Aviso de la iniciación de la obra .- Aprobado el proyecto, --
el propietario pondrá --
un contratista y fijará, de acuerdo con la Administración, el plazo en que deberá terminarse la obra, la cual no podrá empezar sin el permiso escrito de la Administración.

Aprobación de las instalaciones .- Toda instalación domiciliaria de alcantarillado --
deberá ser aprobada por la Administración, y la obra no podrá ser entregada al servicio sin éste requisito previo.

Aguas que deben ir al alcantarillado .- Si el sistema de alcantarillado es separado sólo deben ir conducidas a él las aguas negras provenientes de desagües, de cocinas, baños, excusados, urinarios, lavaderos de ropa, y en general todos los líquidos y sustancias que constituyen las aguas negras domiciliarias provenientes de los inmuebles. En este caso no deberán instalarse piletas para recibir aguas de lluvias de techos, patios o jardines. Cuando el alcantarillado público sea sistema unitario -- se conducirán a él, además del agua indicada anteriormente, -- el agua meteórica caída en techos, patios, jardines, etc. Cuando se trate de conexión domiciliaria con fosa séptica a --

a pozo absorbente, cañerías de infiltración o drenaje u otros sistemas, deben llegar a la fosa séptica sólo las aguas domiciliarias, excluyendo por supuesto el agua pluvial.

Sustancias que no deben ir al alcantarillado .- Prohíbese -- conducir al-

alcantarillado desperdicios de cocina, cenizas, sustancias inflamables o explosiva, aguas ácidas no neutralizadas, escapes de vapor, y en general, todas aquellas sustancias susceptibles de ocasionar perjuicios o dañar las canalizaciones.

4.7 GENERALIDADES SOBRE TRAZADOS DE CAÑERÍAS Y SUS INTERSECCIONES :

Se harán las canalizaciones proyectadas para evitar depósitos. En general deberán ser rectas, de modo que el escurrimiento de las aguas, desde las bocas de admisión, se haga por las vías más cortas, siguiendo en lo posible el sentido del escurrimiento. La confluencia de dos o más cañerías se hará dentro de la misma cámara de visita; y si ello no pudiera efectuarse a través de piezas especiales, en que el ángulo de los ejes sea lo más pequeño posible y en ningún caso mayor a 60° . Los cambios de dirección de una cañería se harán también dentro de una cámara de visita, excepto cuando se trate de cañerías no subterráneas, en que bastará que se efectúen por medio de curvas provistas de tapa de registro. En caso de cambio de dirección vertical u horizontal se permitirá el uso de tes sanitaria. El diámetro de las cañerías principales, que igualara en sus extremos inferior al de la unión domiciliaria, podrá ser disminuido aguas arriba hasta 75 mm -

con tal que se mantenga la capacidad necesaria conservando --
las características de velocidad mínimas y alturas aceptables
El diámetro de la unión domiciliaria no será inferior a 100 -
mm, reservándose la Administración la facultad de exigir un -
aumento o disminución de acuerdo con la necesidad específica-
de cada caso.

C A P I T U L O V

5. O DISPOSICION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS SERVIDAS

GENERALIDADES:

Uno de los problemas de permanente preocupación de las agrupaciones humanas es la eliminación de las aguas servidas provenientes de la vida doméstica, colectiva e industrial. Las heces humanas no solò tienen significación desde los puntos de vida estético y urbánistico, sino también - en relación con la transmisión de enfermedades, ya que transportan gérmenes pátogenos y huevos de enteroparásitos en cantidad que depende fundamentalmente de la prevalencia de las enfermedades infecciosas entéricas. Por otra parte, su disposición-inadecuada puede servir de foco de procreación de moscas y de otros insectos.

Disposición de aguas negras, es el término utilizado para nombrar los procedimientos utiliza-

do para nombrar los procedimientos utilizados en el tratamiento de las aguas negras de una comunidad así como su descarga a un río corriente, lago o hacia el Océano.

El alejamiento de las aguas servidas de la población con el sistema de alcantarillado se realizan a través de instalaciones domiciliarias que descargan en conductos impermeables subterráneos unidos en forma de red y constituyen la red general de alcantarillado, formado por las laterales (conductos que no reciben otra descarga), cañerías (colectan las descargas de uno o más laterales), y colectores (reciben los afluentes de una o más cañerías). Los colectores evacuan sus aguas negras en cañerías o acueductos llamados emisarios.

Con el crecimiento de la población, los caudales y concentración de las aguas negras van aumentando hasta tal límite que se hace indispensable un tratamiento antes de su disposición final. Las aguas negras que vacían en corrientes naturales, lagos, esteros, ríos, etc, producen una contaminación que puede ser peligrosa para la salud, generar condiciones desagradables u ofensivas para la comunidad o crear problemas urbanísticos en las zonas adyacentes o aguas abajo de la descarga. Por esta razón, debe limitarse la concentración de las aguas negras o especificar la dilución aceptable para determinar volumen de agua o escurrimiento, lo cual es función de las características del agua receptora.

5.0.1 ASPECTO DEL AGUA SERVIDA: X

Líquido grisáceo, de olor característico aunque no repugnante, exepcto cuando se encuentra en pleno período de putrefacción.

5.1.2 CARACTERISTICAS Y COMPOSICION DE LAS AGUAS NEGRAS:

Las aguas negras provienen del a gua residual de la comunidad más una cierta cantidad de agua lluvia, y está constituida por una proporción variable de los siguientes tipos:

- a) Agua domiciliaria; baños, cocinas, lavabos, servicios.
- b) Residuos comerciales; restaurantes, garages, etc.
- c) Residuos industriales
- d) Infiltración percolación, lluvias.

Las características de las aguas servidas deben ser considerados desde tres puntos de vista, concentra---ción, composición, y condición.

1. Concentración :

Es la proporción en que la materia sólida se halla diluida, lo cual, en términos generales, depende del consumo de agua.

2. Composición :

Depende de la cantidad de materias residuales, extrañas lo cual, como es de esperarse está, en relación con el oxígeno de la agua servida.

3. Condición :

Es distinta en cada momento, dependiendo - del tiempo transcurrido entre su entrega y la evacuación- o tratamiento lo cual se debe a fenómenos biológicos que- se llevan a cabo.

Alrededor del 84 - 90% del agua del consumo de -- una comunidad llega a las redes generales de alcantarilla- do. El volumen es muy variable y depende las caracterís- ticas de la región hábitos de vida, costumbres de la po-- blación, cultura, clima etc. Los gastos y concentración- horaria de las aguas negras alcanzan simultáneamente su - máximo alrededor de las doce del día. Los constituyentes del aguas negras comprenden, sólidos, líquidos y gases.

5.1.3 CARACTERISTICAS FISICAS:

Aunque los líquidos resi-- duales están constituidos en más del 99,9 por 100, la pe- queña proporción de sólidos suspendidos y disueltos ejer- ce una acción muy importante en sus efectos.

Los ensayos que se realizan de las característi-- cas físicas de las aguas servidas, sirven para determinar el estado y condición de las aguas servidas.

TEMPERATURA :

Es importante por que tiene relación con una serie de parámetros vinculados al tratamiento y por que - su variación influye en el proceso de ese tratamiento.

A la temperatura normal de los líquidos que circu

lan por las alcantarillas, los efectos de putrefacción - empezarán a percibirse al cabo de dos horas y serán pronunciadas después de seis. Sin embargo, a baja temperatura o cuando el líquido esté muy diluido, la putrefacción se producirá con más lentitud o se hará menos perceptible.

OLOR :

Los líquidos residuales corrompidos tienen un olor fuerte desagradable, de ácido sulfhídrico, y otros compuestos sulfurosos. En condiciones aeróbicas las aguas servidas no tienen más que el olor característico, en condiciones anaeróbicas, el olor es desagradable. Cuanto mayor sea la concentración del líquido más pronunciado será el olor y el enturbamiento.

COLOR :

Indica la magnitud de su concentración, su envejecimiento y la presencia de residuos industriales. Un color oscuro es un indicio de descomposición.

TURBIEDAD :

Se debe a la presencia de materiales extraños - como arcillas y limo, sirven igualmente para seleccionar la calidad de tratamiento. Cuanto mayor sea la concentración del líquido más pronunciado serán el olor y el enturbamiento. La concentración puede considerarse como fortaleza de tal modo que los líquidos más fuertes serán los -

de mayor proporción de compuestos putrescibles. La fuerza o debilidad de un líquido residual depende de:

- a) El consumo de agua por individuo
- b) La cantidad de residuos industriales.

5.1.4 SÓLIDOS CONTENIDOS EN LAS AGUAS RESIDUALES:

Los sólidos contenidos en las aguas residuales están en solución y en suspensión y están compuestos por materia tanto orgánica como inorgánicas.

Los sólidos totales se clasifican en sólidos suspendidos que son aquellos que quedan retenidos en el papel filtro y sólidos filtrables, que como su nombre lo indica pasan a través del papel filtro. Los sólidos suspendidos se clasifican en sólidos sedimentables y sólidos coloidales y sólidos disueltos. Tanto los sólidos sedimentables como los disueltos y los coloidales, están constituidos por materia orgánica y mineral según las características de las aguas negras. Los sólidos sedimentables son los suspendidos que se depositan en los tanques de sedimentación en los tiempos de retención normales. Los sólidos que no sedimentan son en gran parte coloidales. Los coloides por lo que interesa al ingeniero sanitario, son sólidos en suspensión tan finamente divididos que no sedimentarán. Los sólidos que quedan después de evaporación o filtración se secan y pesan y se queman. La pérdida de peso se considera como sólidos volátiles, clasificándose como materia orgánica, y el remanente, o sólidos fijos,

se considera como inorgánica.

Los sólidos orgánicos, como granos de café, semillas de frutas y, en general, la materia putrescible, es de mayor interés para la ingeniería sanitaria.

Los sólidos totales están representados por el residuo que se obtiene al evaporar y secar una muestra a la temperatura de 130°C durante unos 60 minutos.

Condiciones físicas de los principales constituyentes de aguas negras domiciliarias de concentración media.

Total sólidos 800 p.p.m	sólidos suspendidos 300 ppm	Sólidos sedi- mentables (2 horas) 150 ppm	Orgánico 100 ppm Mineral 50 ppm	Sólidos coloidales más o me- nos 200 ppm
		Sólidos coloidales 150 ppm	Orgánico 100 ppm Mineral 50 ppm	
	sólidos filtrables 500 ppm	Sólidos coloidales más o menos 50 ppm	Orgánico 40 ppm Mineral 10 ppm	
		Sólidos disueltos 450 ppm	Orgánico 160 ppm Mineral 290 ppm	

Las aguas negras pueden ser concentradas o diluidas, dependiendo de la naturaleza de los sólidos contenidos y de la cantidad de agua en la cual se encuentra en suspensión o en solución X

5.1.5 CARACTERISTICAS QUIMICAS :

Químicamente, las aguas - negras contienen sustancias de origen animal, vegetal, y - mineral. Las dos primeras constituyen la materia orgáni-- ca, que corresponde aproximadamente el 50% de los sólidos. Los líquidos residuales contienen compuestos químicos --- inorgánicos procedentes del agua de suministro y una com- plexa serie de materia orgánica derivada de las heces, la orina y otros residuos que desaguan en las alcantari ---- llas.

Las sustancias orgánicas de los líquidos pueden - dividirse en compuestos que contienen nitrógeno y aque--- llos libres de este elemento. Los principales compuestos nitrogenados son; urea, proteínas, aminas, y aminoácidos. Los principales compuestos no nitrogenados son grasas, ja bones e hidratos de carbono e incluyendo la celulosa. Los residuos industriales pueden dar lugar a la presencia en- las alcantarillas de productos químicos que no se presen- tan normalmente. Al ingeniero sa nitario no le interesa- las proporciones en que se presenta cada una de las mu -- chas sustancias que contienen los líquidos residuales, -- por lo que los análisis químicos del mismo no son comple- tos, ya que comprenden únicamente aquellos ensayos que -- permiten determinar su concentración posibilidad de produ cir molestias, o progreso del tratamiento a que se han so metido. Los ensayos comparativos realizados con un líqui do antes y despues del tratamiento, no solo evalúan la -- eficacia de éste, sino también son necesarios para deter-

minar y regular el trabajo de las instalaciones.

5.1.6 BACTERIOLOGIA DE LAS AGUAS NEGRAS :

Las aguas negras contienen gran cantidad de bacterias de cuya actividad biológica resulta su descomposición, de tal manera que no solo varía su constitución sino también las especies de bacterias de acuerdo con el medio resultante. Las bacterias son plantas microscópicas unicelulares que carecen de clorofila y se reproducen por fisión o partición.

5.1.7 ANALISIS FISICOS Y QUIMICOS DE LAS AGUAS NEGRAS :

Los analisis deben efectuarse transcurrido el menor tiempo posible despúes de tomada la muestra, para evitar que las aguas negras se descompongan. Algunas determinaciones tales como el oxígeno disuelto precisan hacerlo inmediatamente. El resultado de los análisis químicos normalmente se indican en ppm, mg/l o gr/m³; el color o turbiedad en ppm o mg/l; el olor por el número incipiente del olor, el analisis mineral, en términos de la concentración de sus iones. El pH es el logaritmo negativo de número de iones gramos de hidrógeno por litro.

$$PH = \text{Log } \frac{1}{H^+} = - \text{Log} H^+$$

Se acostumbra a expresar los resultados bacteriológicos en función del número más probable de bacterias.

Los análisis de las aguas negras tienen los siguientes propósitos:

- a) Lograr una información de la concentración, características y condición de las aguas negras.
- b) Medir y conocer la eficiencia de las etapas de tratamiento.
- c) Indicar modificaciones de los métodos de operación para mejorar el rendimiento y,
- d) Determinar e interpretar o suponer el comportamiento de las fuentes de aguas receptoras.

Los análisis pueden clasificarse en cinco categorías:

1. Análisis que mide la concentración, estado de los sólidos y apariencia de las aguas negras (sólidos volátiles, suspendidos sedimentables, color y turbiedad).
2. Análisis que miden la concentración, estado y condición de la materia orgánica en las aguas negras (sólidos volátiles, suspendidos y sedimentables; D.B.O, nitrógeno orgánico, olor y oxígeno consumido)
3. Análisis que determina la presencia de sustancias específicas en las aguas negras (nitrógeno en sus diferentes formas oxígeno disuelto, grasas, sulfatos, acidez, y alcalinidad).
4. Análisis que ayuda a conocer el proceso de la descomposición de las aguas negras, (D.B.O., oxígeno disuelto, nitrógeno en sus diferentes formas, olor, sulfuros, temperatura y PH)
5. Análisis para determinar organismos vivos, los cuales dan una información en relación con la eficiencia de la purificación bacteriana y el grado de contaminación bacteriana

riana y el grado de contaminación bacteriana esperado en la fuente receptora.

El rendimiento de una planta de tratamiento se expresa por el porcentaje de reducción de los constituyentes existentes en las aguas y después del tratamiento.

Los análisis físicos y de temperatura, turbiedad-color y olor, no son esenciales, sin embargo proporcionan una información adicional, necesaria en muchos casos.

5.1.8 CARACTERISTICAS DE LOS ANALISIS :

Los análisis físicos son los que se hacen para olor, temperatura, turbiedad, sólidos, color. Excepto las de temperatura y sólidos estas pruebas se restringen ordinariamente al agua. Los análisis químicos son aquellos que miden las cantidades de metales tales como cobre, plomo, zinc, y hierro; la intensidad de la acidez o alcalinidad, el nitrógeno cloruros, oxígeno disuelto, y D.B.O. (demanda bioquímica de oxígeno); y el cloro remanente en el agua después del tratamiento. Los análisis bacteriológicos determinan el número probable y clase de bacterias presentes. Los análisis microscópicos proporcionan información respecto a la variedad y número de organismos microscópicos con referencia especial a las fuentes probables de olores y ocasionalmente con referencia a otras dificultades en el tratamiento de las aguas servidas.

Las aguas negras contienen variedades de materias en suspensión que los análisis microscópicos son ---

inútiles.

5.1.9 MATERIA ORGANICA :

Los grupos principales son las -- proteínas, los hidratos de carbono, las grasas y los productos de descomposición. Todas estas sustancias se descomponen con la acción bacteriana. Las proteínas excretadas por el hombre se originan en las carnes, huevos, quesos y algunos vegetales.

5.1.9,1 Estabilización :

El objetivo principal del tratamiento de las aguas residuales es la estabilización de su materia orgánica.

Por estabilización se entiende que dicha materia orgánica se ha descompuesto por acción bacteriana hasta sustancias simples que ya no se descompondrán más. Estas sustancias son por lo general alimentos para las plantas superiores. La estabilización puede ser efectuada por -- bacterias anaerobias, o aerobias.

5.1.10 DETERMINACION DEL CONTENIDO DE SOLIDOS :

El análisis de los sólidos de las aguas negras es de importancia para medir la concentración y estado físico de los principales constituyentes.

Los sólidos totales se determinan pesando el residuo de una cantidad conocida de agua, muestra representativa que se ha sometido previamente a la evaporación y se

cado (103°C por una hora). Si el residuo se calcina a 600°C . en diez a quince minutos el peso del resto corresponde a los sólidos fijos, que aproximadamente equivale a las sustancias minerales. La diferencia entre los sólidos totales y los sólidos fijos, o en otros términos, la pérdida de peso por calcinación, corresponde a los sólidos volátiles, o aproximadamente a la materia orgánica. - Filtrando las aguas negras a través del papel filtro u otro medio es posible determinar los sólidos disueltos, y suspendidos y fijos y volátiles.

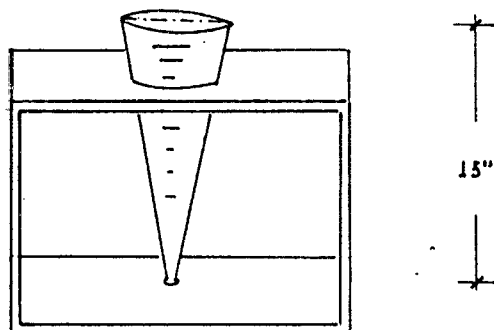


Gráfico del cono de Imhof para la determinación de sólidos sedimentables.

El cono de Imhof se usa comúnmente para determinar el contenido de sólidos sedimentables en forma volumétrica, el cual está graduado en cm^3 . Los sólidos sedimentables se expresan en cm^3 de sedimento por litro de aguas negras por un período de decantación de dos horas. Generalmente se depositan entre 3 y 9 cm^3 por litro. Se considera aceptable el rendimiento del estanque de sedimentación cuando el afluente no contiene más de 0,5 cm^3 de sólidos sedimentables por litro. Este ensayo se utiliza generalmente para darse la idea de la eficacia de los tanques

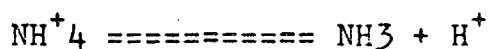
de sedimentación, practicándose paralelamente con las --
aguas entrantes y salientes.

5.1.11 ENSAYOS QUÍMICOS :

Se ha utilizado una gran varie--
dad de ensayos químicos para determinar las característi--
cas de los líquidos residuales y comprobar el comporta--
miento de las instalaciones depuradoras. Algunos particu--
larmente los que se refieren a los compuestos nitrogena--
dos, se emplean menos que antes.

A continuación se incluye un breve significado de
éstos ensayos, si referirse a los métodos.

Nitrógeno Amoniacal .- Da una medida del nitrógeno exis--
tente en forma de hidróxido amó--
nico y sales amoniacaes. Su proporción disminuye a medi--
da que se trate el líquido o en todo caso se va aproxima--
do a la estabilidad.



El N existente como NH_4^+ se considera como nitrógeno amo--
niacal.

Nitrógeno Orgánico .- Da la materia nitrogenada total--
existente en el líquido, excep--
tuando la existente en la forma de nitrógeno amoniacal, -
nitritos y nitratos. Se transforma en amoníaco por des--
composición anaerobia y en nitritos y nitratos por la ---
aerobia.

Nitrógeno Albuminoideo .- Se denomina así el amoníaco --
que se desprende cuando el lí-
quido residual se calienta con una solución alcalina de -
permanganato potásico y se le considera como representati
del nitrógeno orgánico que fácilmente se descompone. El-
tratamiento del líquido residual debe reducirlo considera
blemente. Este ensayo, así como el del nitrógeno orgáni
co, se hacen rara vez.

Nitritos y Nitratos .- El ensayo de los nitritos indi-
ca la cantidad de nitrógeno que
ha sido parcialmente oxidado, mientras la de nitrato seña
la el progreso de la completa oxidación y estabilidad. -
Los líquidos completamente tratados tienen una proporción
relativamente alta de nitratos, por lo que se dice está -
bien nitrificado.

El contenido de los nitritos de las aguas negras-
depende de la cantidad de NH_3 y NO_3^- ; en condiciones nor-
males los nitritos son producto de la oxidación del NH_3 o
de la reducción de los nitratos. La concentración de ni-
tritos en las aguas servidas rara vez es superior al ---
mg/l.

Los nitratos se transforman en nitritos bajo con-
diciones an aeróbicas. El afluente de las aguas servidas
contienen nitratos que pueden llegar hasta 50 mg/l.

Cloruros .- Los líquidos residuales son más ricos en --
cloruros que el agua del suministro público

debido a la sal utilizada para la alimentación que se une a los excrementos humanos. Por esta causa el ensayo se utiliza limitadamente como índice de polución del agua -- por los líquidos residuales y también de la concentración de los mismos. También es útil para determinar el tiempo de retención en los tanques de sedimentación.

Acido Sulfhídrico .- La presencia de este ácido en los líquidos de las alcantarillas es síntoma de descomposición anaerobia. En grandes cantidades este gas puede producir corrosiones en las alcantarillas de descarga construidas con hormigón, y serán origen de malos olores, en las instalaciones de tratamiento.

Demanda química de oxígeno .- Este ensayo denominado frecuentemente C.O.D., ha reemplazado el antiguo método del oxígeno consumido. Es un intento de lograr la combustión química húmedo de todo el contenido carbonoso de una muestra, si bien con todo hay algo de este contenido que no queda completamente, oxidado y puede haber también oxidación de materia nitrogenada bajo ciertas circunstancias. Por consiguiente puede que no exista una relación definida entre el contenido carbonoso de una muestra y su C.O.D., la cual puede ser mayor o menor que lo que indica el ensayo. Sin embargo en la práctica es útil, particularmente para el control de los residuos industriales, puesto que da una razonable aproximación del contenido total de materia carbonosa de una --

muestra químicamente oxidada. El ensayo no hace diferencia entre la materia orgánica estable e inestable, y por lo tanto los valores de C.O.D., no se hallan directamente relacionados con la demanda bioquímica de OXIGENO. En muchos casos sin embargo, como por ejemplo en instalaciones de tratamiento de residuales específicos, es decir siempre los mismos y bien definidos, existe una buena relación entre la C.O.D y la D.B.O., de 5 días.

Oxígeno Disuelto .- Los líquidos residuales muy frescos - pueden contener todavía una pequeña - cantidad de oxígeno disuelto, procedente del sistema público de agua. Sin embargo, desaparece pronto, por lo -- que no se ensaya en los líquidos, crudos y sedimentados.- A pesar de ello cuando el tratamiento es muy completo, debe reaparecer el oxígeno disuelto en los líquidos afluentes, con lo cual su ensayo da una indicación muy importante de la eficacia del mismo.

DEMANDA DE CLORO .- Se define por la cantidad de cloro -- que se debe añadir a un líquido residual para llegar a obtener un pequeño excedente transcurrido algún tiempo, que en general es de 15 minutos. La demanda será la diferencia entre la cantidad añadida y la residual. La cloración de los líquidos de los líquidos residuales se practica con frecuencia para otras finalidades además de la desinfección, y puede ser conveniente para satisfacer sólo una parte de la demanda total.

Valor del pH .- El significado de la concentración de los iones hidrógeno, es la alcalinidad y la acidez del agua residual y fango, que se expresa frecuentemente en función de su pH. Mediante los ensayos de pH se determina la intensidad del ácido o álcali contenidos en un agua residual, mientras los análisis químicos relativos a la acidez y alcalinidad permite conocer las cantidades del ácido o álcali presentes.

El líquido residual presente es ligeramente alcalino pero cuando llega a descomponerse se torna ácido. Oxidado tendra sin embargo, un valor de pH superior a 7,3. Este ensayo es el más importante en el tratamiento de las aguas residuales para regular la digestión de los barro, que se realiza más rápidamente para un valor óptimo y bien definido de pH.

Materias solubles en eter .- Determina las grasas contenidas en el líquido o en el barro.

Las grasas son los compuestos orgánicos más estables y por lo tanto de más difícil descomposición bacteriana. Proviene principalmente de los desperdicios de cocina, restos de jabones, heces, residuos de garages, lavanderías, etc.

La degradación de las grasas es una hidrólisis de la cual resultan glicerol y ácidos grasos.

En presencia de álcalis como el $\text{Na}(\text{OH})$, la operación se llama saponificación y los productos resultantes--

son los jabones, que como las grasas son estables. La mayor parte de las grasas están en estado coloidal. Las aguas servidas domésticas contienen 25-50 ppm de grasas.

Efectos de las grasas :

- a) Sobre cañerías y conductos; explosión, fuego, bolas de agua.
- b) Sobre los cauces de agua que reciben aguas servidas, impermeabilizan los suelos.
- c) Sobre la operación de las plantas; perjudica el rendimiento de las rejillas, acumulación de grasas en las paredes, interferencia en la digestión y deterioro de la pintura.

Sulfuros .- Hay que distinguir dos formas de sulfuros en las aguas servidas :

- 1. Sulfuros totales que comprenden las formas solubles H_2S y HS^- .
- 2. H_2S no ionizado; este da olor a huevos podridos y deteriora la estructura del concreto.

Sales de Hierro .- La presencia de iones de Fe en las aguas negras favorece el crecimiento de bacterias de Fe de las cuales *Sphaerotilus* son las más comunes en el proceso de tratamiento.

Microorganismos .- Las aguas servidas contienen una gran cantidad de microorganismos de los

cuales existen dos tipos de interes para el ingeniero sanitario: patogenos, y saprofitos.

Los patogenos .- Son provenientes del tracto intestinal - de personas o animales enfermas, constituyendose latente - a los alcantarillados y los cursos receptores que lo contienen. Entre las bacterias más importantes se pueden citar las causantes de tifoidea, paratifoidea, disenteria, - colera, etc. Entre los virus, los que producen la poliomyelitis y la hepatitis infecciosa. Protozoarios como los -- responsables de la disenteria amebiana. Huevos de ascaris lumbricoídea, taenia sagita na, etc. Todos estos son ocasionados a la presencia de los microorganismos indicadores que pertenecen al grupo de los coliformes.

Los saprofitos .- Representan un papel importantisimo en - la estabilidad de la materia orgánica.

Por la acción biológica a la que está sujeta la materia orgánica, se obtiene un desdoblamiento en compuestos simples y estables.

5.1.12 TOMA DE MUESTRAS PARA EXAMENES FISICOS Y QUIMICOS: La cantidad de agua requerida para hacer análisis físico-- químico es de 5 litros y la cantidad mínima es de 2 litros

Al Tomar la muestra se debe tener cuidado que ésta sea realmente representativa del agua problema. Puede obtenerse muestras satisfactorias mezclando algunas porciones de agua servida recolectada a diferentes horas a lo -- largo del día. La concentración del líquido residual es -

más fuerte durante la jornada de trabajo y más debil durante la noche, por lo que una sola muestra de poca información sobre sus características. Para obtener un análisis correcto de los líquidos residuales es preciso operar sobre una mezcla de muestras recogidas a intervalos de 30 minutos durante 24 horas.

En términos generales, cuanto menos tiempo transcurra entre la toma y el análisis de la muestra, más satisfactorios son los resultados analíticos. A veces es necesario hacer ciertos análisis en el mismo campo donde se toma la muestra, tendentes a evitar cambios en el período que transcurre mientras la muestra llega al laboratorio. No se puede precisar el tiempo máximo permitido entre la toma de muestra y el análisis por cuanto depende fundamentalmente de las características del agua y exámenes solicitados. Cambios debido a la actividad de organismos que se hallan en la muestra pueden modificar las condiciones físicoquímicas del agua servida.

Si la muestra para el examen químico sanitario es esterilizada por una bacterizada u otro medio, puede permanecer un tiempo más prolongado. Para recolectar la muestra se usan envases o botellas con tapas de vidrio esmerilado en lo posible. Las botellas serán de una calidad que reduzca al mínimo la contaminación.

Para el ensayo o análisis Físico y Químico de las aguas residuales para la parroquia de Zumbi, se la tomó de una alcantarilla existente en la parte Noreste de la población, la misma que recibe las aguas servidas y desechos de

las casas que están conectadas a ella, como la de una letrina existente. La toma se la realizó en dos botellones de cristal.

Se tuvo la precaución, de seguir las recomendaciones anteriormente señaladas tanto para realizar la toma de la muestra como el transcurso del tiempo entre la toma y la ejecución del ensayo en el laboratorio.

5.1.13 RESULTADOS DE LOS ANALISIS FISICOS Y QUIMICOS :

Los análisis físico-químico de la muestra de aguas servidas, se la realizó en el laboratorio de Sanitaria de la Universidad Técnica Particular de Loja, los resultados fueron los siguientes:

PROYECTO : Alcantarillado Sanitario de Zumbi

NUMERO DE LA MUESTRA : .1

FECHA DE RECOLECCION : 3-III-81

HORA DE RECOLECCION : 10 y 30 a.m.

FECHA DE INGRESO AL

LABORATORIO : 3-III-81

ENSAYO		RESULTADO
Nitrógeno Amoniacal		0,15
Amoníaco	NH ₃	0,183
Amonio		0,194
Nitrógeno de Nitrato		1,250
Nitrato	NO ₃ ⁻	5,500
Nitrito	NO ₂ ⁻	1,300



Universidad Técnica Particular de Loja

LOJA-ECUADOR

Apartado 608

Teléfs. 960 375

960 275

961 836

Télex N° 4133

UNITEL ED

Loja, 3 de Marzo de 1981.

CERTIFICO:

Oficio N°.....

Que los análisis que a continuación se detallan han sido realizados en el Laboratorio bajo mi responsabilidad y que cumple con la reglamentación que el Departamento de Laboratorios establece para el efecto, por cuanto queda autorizada su presentación.

ENSAYO

Nitrógeno Amoniacal
Amoníaco (NH_3)
Amonio (NH_4)
Nitrógeno, Nitrato
Nitrato (NO_3^-)
Nitrito (NO_2^-)
Turbidez
Cloruros (Cl^-)
Acido sulfídrico (SH_2)
Oxígeno Disuelto (O.D.)
Cloro libre (Cl)
Valor de pH.

RESULTADO

0,150 mg/l
0,183 mg/l
0,194 mg/l
1,250 mg/l
5,500 mg/l
1,300 mg/l
62,000 NTU
23,000 mg/l
0,000 mg/l
4,800 mg/l
0,000 mg/l
6,000

DETERMINACION DE SOLIDOS

Sólidos totales
Sólidos en suspensión
Sólidos disueltos
Lodo sedimentable
Material sedimentable

5,687 g/l
0,0015 g/l
5,685 g/l
5,000 ml/l
4.750 ml/l

Angel V. Verde Jene
ENCARGADO DE LABORATORIO DE
SANITARIA



Téc. Angel Hinojosa R.
PROFESOR DEL LABORATORIO DE
QUIMICA



Turbiedad		62 NTU
Cloruros	Cl ⁻	23,00
Acido Sulfhídrico	SO ₄ H ₂	0,00
Oxígeno Disuelto	O	4,80
Cloro Libre	CL	0,00
Valor del PH		6,00
DETERMINACION DE SOLIDOS:		gr/l
Sólidos Totales		5,687
Sólidos en suspensión		0,0015
Sólidos Disueltos		5,685
Lodo Sedimentable		5,00 ml
Material Sedimentable		4,75 ml

5.1.14 DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO :

Existe un grupo de organismos, denominados aeróbicos, que utilizan el oxígeno como receptor del hidrógeno, en las reacciones bioquímicas de la respiración celular. En el agua donde existe una gran variedad de organismos el oxígeno se encuentra disuelto, y puede ser utilizado por los organismos aeróbicos mientras descomponen la materia orgánica.

Si se suministra oxígeno a un líquido residual a al-
efluente de una instalación de tratamiento que contengan, --
bacterias se producirá una descomposición aeróbica, hasta --
que sea satisfecha su necesidad de oxígeno.

Definición .- Es la cantidad de oxígeno que requieren los mi

microorganismos para descomponer la materia orgánica presente en el agua, en condiciones aeróbicas.

La magnitud de la demanda, por tanto depende, de la cantidad de materia orgánica existente, mientras la velocidad a que se satisface depende de la temperatura y de lo que reste por satisfacer.

La DBO es un parámetro de gran importancia dentro de la Ingeniería Sanitaria pues determina la potencia o fuerza de las aguas servidas en términos de la cantidad de oxígeno que requerirán estas aguas si fueran descargadas en un curso natural para que su materia orgánica sea descompuesta aeróbicamente por los microorganismos. Como se puede ver a simple vista, mayor demanda bioquímica de oxígeno quiere decir mayor contenido de materia orgánica en la muestra de agua, y es justamente que por eso que la DBO es una buena indicación de la concentración de la materia orgánica que existe en las aguas servidas. Naturalmente, no siempre se cumple esa relación directa.

El avance de la descomposición y por lo tanto la estabilización de materia putrescible orgánica de las aguas negras en condiciones aerobias, se refleja en la gradual reducción del DBO. Se distingue dos etapas bien marcadas de la curva de DBO, correspondientes de las aguas negras frescas.

La primera etapa se extiende hasta alrededor de los diez primeros días de incubación si la temperatura es de 20° C. Le sigue una segunda etapa de actividad en la cual la curva de la DBO, se levanta rápidamente hasta alcanzar una tasa de consumo de oxígeno uniforme a través de un prolonga-

do espacio de tiempo. Durante la primera etapa, la materia orgánica carbónica se desdobla. En la segunda etapa son atacadas las sustancias nitrogenadas en alta proporción y se produce además una cierta nitrificación. La figura 5.1 muestra la forma de cuna de la DBO.

Se conoce perfectamente el comportamiento de la DBO durante la primera etapa, hasta el punto que ha sido posible formular el proceso basado en la siguiente observación :

- a. Durante la primera etapa la DBO, se acerca a un valor último que es una medida de la cantidad de materia putrescible originalmente en la muestra, y
- b. La DBO satisfecha durante cada intervalo o unidad de tiempo es una proporción constante de la DBO restante.

5.1.14,1 EXPRESION MATEMATICA DE LA DBO :

Aunque el mecanismo de la utilización del oxígeno por los microorganismos es bastante complejo, y difiere de una especie a otra, se ha tratado de establecer una ley matemática que permita predecir el consumo de oxígeno en función del tiempo transcurrido.

Se ha encontrado que aproximadamente, la variación de la concentración de materia orgánica respecto al tiempo, es directamente proporcional a la concentración de materia orgánica es decir

$$\frac{dC}{dt} = C$$

donde C = concentración de materia orgánica oxidable

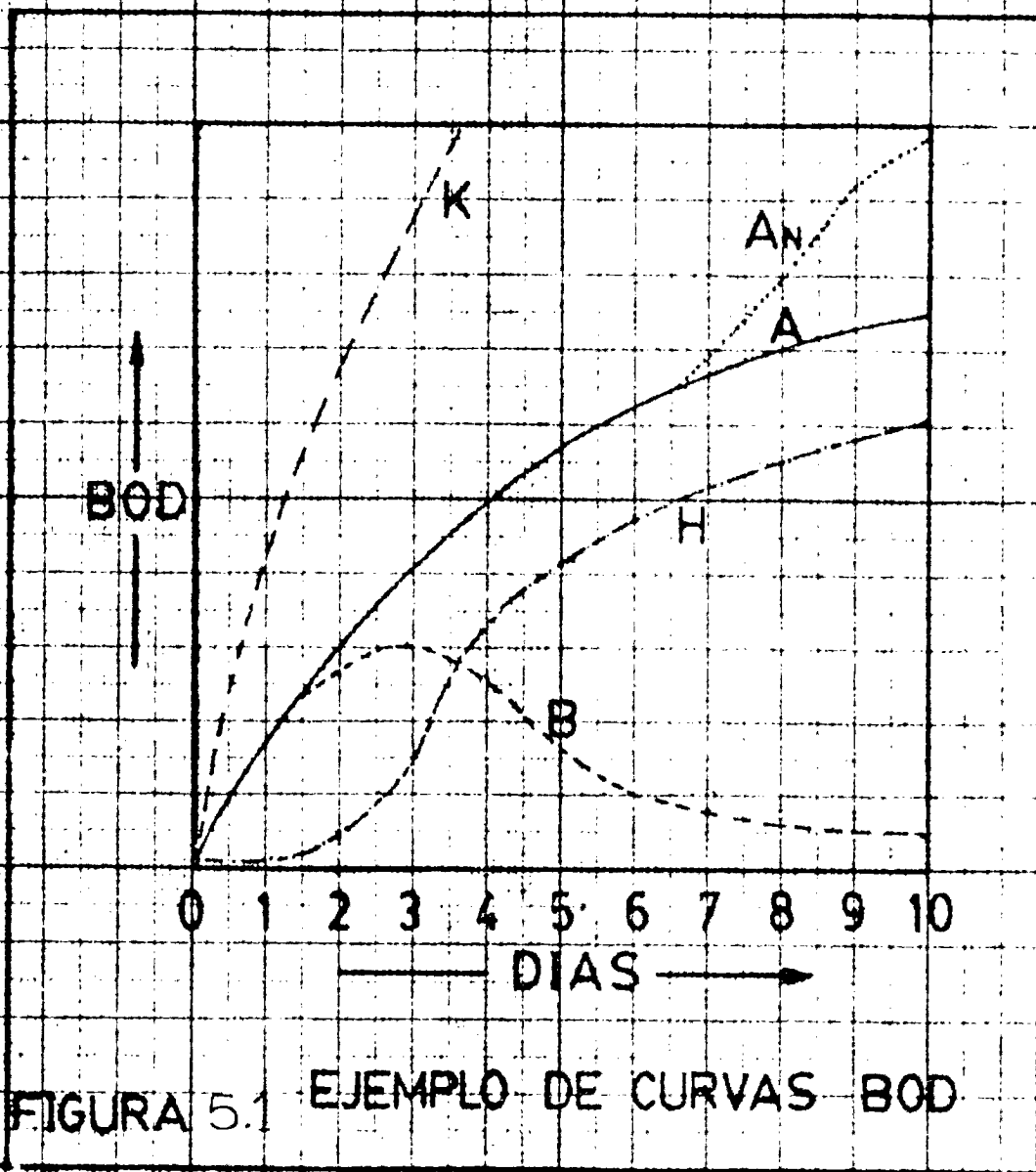


FIGURA 5.1 EJEMPLO DE CURVAS BOD

El signo menos implica una disminución de la concentración-- de materia orgánica a medida que pasa el tiempo. La ecua --- ción anterior podría escribirse también de la siguiente mane_ ra:

$$\frac{dC}{dt} = KC \text{ (reacción de primer orden)}$$

Suponiendo que la DBO es proporcional a la concentración de- materia orgánica, se puede escribir,

$$\frac{-d(DBO)}{dt} = -Kdt$$

En ambas ecuaciones K no es otra cosa, que un factor de pro- porcionalidad, representa la tasa o coeficiente de velocidad de la reacción, y es un coeficiente que varía de acuerdo a - las condiciones del ambiente y de acuerdo al tipo de materia descompuesta. La última ecuación también puede escribirse -- de la siguiente forma :

$$\frac{d(DBO)}{(DBO)} = -Kdt$$

Si integramos esta expresión entre los límites

t=0 DBO=L = demanda bioquímica total

t=t DBO=Lt= demanda bioquímica que queda después de un --- tiempo, tendríamos :

$$\int \frac{d(DBO)}{DBO} = -K \int dt [-\ln(DBO)] = -K [t] ; \ln Lt - \ln L = -K(t-0)$$

$$\frac{\ln Lt}{L} = -Kt$$

$$\boxed{\frac{Lt}{L} = e^{-Kt}}$$

Lt es la demanda bioquímica de oxígeno que queda después de-

un tiempo t ; puesto que L es la demanda bioquímica total, la DBO QUE HA SIDO EJERCIDA en el lapso t sería :

$$y = L - Lt$$

donde y = DBO ejercida en el tiempo t

Reemplazando en la fórmula el valor Lt obtenido anteriormente podemos obtener la expresión.

$$y = L(1 - e^{-Kt}) \text{ ó } y = L(1 - L_0^{-Kt}) \text{ donde } K=0,435k$$

Una evaluación práctica de esta ecuación es complicada por - cuanto no se conocen los valores L y K .

EL VALOR DEL COEFICIENTE K :

Uno de los mayores errores que - se puede cometer es suponer que el valor K es constante. Antiguamente se suponía que $L=0,23$ días⁻¹ a 20°C para todos - los tipos de aguas servidas, con lo que el problema era har- to sencillo de resolverlo, actualmente se ha demostrado que- K es diferente de 0,23 para la mayoría de los casos, y que - varía dentro de un mismo sistema diariamente e inclusive, pa- ra una misma fuente de aguas servidas.

El valor K es afectado por dos factores fundamenta- les, la naturaleza de la materia orgánica y la habilidad de- los microorganismos presentes para respirar la materia orgá- nica.

EL SIGNIFICADO DE LA DBO A LOS 5 DIAS :

Uno de los parámetros más utilizados en ingeniería Sanitaria es la demanda bioquí- mica de oxígeno a los 5 días y a 20°C, es decir, la cantidad

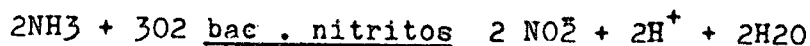
de oxígeno que se ha consumido durante los 5 primeros días - de actividad microbiana.

Muchos han tratado de justificar de porque los días- con razones aparentemente lógica, como aquellos que sostie-- nen que la mayor parte de la DBO se jerce en los cinco prime-- ros días (del 65-70% según Mc Kiney; del 70-80% según Scw--- yer). Sin embargo no es muy acertado hacer esta generaliza-- ción, pues el caso de los desechos industriales ha presenta-- do problemas muy interesantes en cuanto se refiere a deforma-- ciones apreciables de la curva característica del DBO.

La razón de haber escogido a los cinco días, que más se ajusta a la realidad, es la siguiente: la prueba de DBO * fue desarrollada en Inglaterra, para poder medir el efecto - que ocasionaba el arrojar los desechos líquidos en los ríos- de ese país. El más largo de estos cursos de agua demora -- cinco días para recorrer desde su nacimiento hasta la desem-- bocadura, por consiguiente, no interesaba, extender más de-- cinco días la prueba de DBO. De allí surgió la DBO a los -- cinco días como un parámetro de diseño, y desgraciadamente - ese lapso, absolutamente arbitrario para nosotros, ha segui-- do siendo el tiempo normal para la realización de la prueba- del laboratorio.

EFFECTO DE LAS BACTERIAS NITRIFICANTES EN LA DBO :

Entre los - organismos quimolitrofos, existe un grupo de bacterias; deno-- minado bacterias nitrificantes, que producen las siguientes- reacciones :



Las dos ecuaciones anteriores demuestran que en esas reacciones se producen consumo de oxígeno.

Esas bacterias representan en número relativamente pequeñas en las aguas servidas comunes, y su acción oxidante de la materia orgánica nitrogenada es efectiva y notoria a partir del octavo o décimo día.

Combinando el efecto de las bacterias sobre la materia orgánica carbonosa y de las bacterias nitrificantes sobre la materia nitrogenada, se obtiene una curva similar a la figura 2.3.

EFEECTO DE LA TEMPERATURA EN LA DBO :

La temperatura afecta a la demanda bioquímica de oxígeno, tal como lo hacen con otras reacciones químicas; ese efecto se manifiesta directamente en la variación de la tasa de la reacción, es decir en el valor de K.

Para una muestra determinada de agua, la velocidad de reacción aumenta. Matemáticamente, el cambio de la velocidad de reacción con respecto a la temperatura para cualquier reacción química simple está dada por la ecuación de Svante-Arrhenius.

$$\ln k = \ln A - \frac{E_a}{RT}$$

y que luego de una simple transformación puede escribirse;

$$K = Ae^{-E_a/RT}$$

En ambas ecuaciones que expresan las denominadas Leyes de Arrhenius.

K = tasa de la reacción

A = Coeficiente que expresa numéricamente la frecuencia de colisiones de las moléculas que participan en la reacción y la orientación que deben tener esas moléculas.

e = base de los logaritmos neperianos

Ea = energía de activación, es decir la cantidad de energía que se requiere para que se produzca la colisión de dos moléculas en una reacción.

R = constante universal de los gases = 1,968 cal/mol.°K

T = Temperatura absoluta, °K

Como se puede ver la energía de activación debe experimentarse, luego de haber observado cuál es la tasa de la reacción para diversos valores de T, y esa energía es característica para cada reacción química.

La energía de activación para una reacción puede calcularse directamente de los valores de la tasa de reacción, medidos a dos temperaturas diferentes como sigue:

$$\text{A la temperatura } T_1 ; \ln K_1 = \ln A - \frac{E_a}{RT_1}$$

$$\text{A la temperatura } T_2 ; \ln K_2 = \ln A - \frac{E_a}{RT_2}$$

De acuerdo a Geyer y Okun, para la reacción de la DBO, el valor de la energía de la activación es $E_a = 7900 \text{ cal/mol}$. Si reemplazamos este valor en la ecuación siguiente tendremos:

$$\frac{\ln K_1}{K_2} = \frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T_2} - \frac{1}{T_1} \right)$$

$$K_2 = K_1 \cdot e^{\frac{3980}{T_1 T_2} (T_2 - T_1)}$$

Esta ecuación nos permite calcular el valor de la tasa de reacción para la DBO, a la temperatura T2, si conocemos la tasa a la temperatura T1.

DETERMINACION EXPERIMENTAL DE K Y L :

La obtención de estos dos parámetros es de fundamental importancia pues sin ellos la fórmula $y = L(1 - e^{-Kt})$ es inútil. Debemos hacer incapie que adoptar un valor de K equivale a inventarse un valor de L, aunque sea de una manera un poco más elegante, en caso de la absoluta desconocimiento de la DBO, de la muestra, es mejor adoptar directamente el valor de L, pues de esa manera se comete el mismo error. Para poder determinar experimentalmente el valor de K se debe realizar una prueba de DBO, que se aparte un poco de la recomendada en los métodos normales para el Análisis de agua, y aguas desecho, es decir la clásica prueba de DBO a los cinco días.

El método que presentamos a continuación es el denominado método de los Momentos, que fue desarrollado por Moore, Thomas y Snow. De acuerdo a este método se deben tomar lecturas diarias (cada 24 horas exactas) durante una secuencia de días que se acoja, que puede durar cinco o más días, cada lectura de DBO es tan confiable como la siguiente o la anterior y por lo tanto no se la debe rechazar si se aparta de la curva característica de DBO.

El problema más bien consiste en ajustar la curva definitiva por la ecuación $y = L(1 - e^{-Kt})$, de la mejor manera, a todos los datos que se hayan observado durante el ensayo de laboratorio. Si observamos n valores de y (es decir DBO), durante tiempos específicos $t_1, t_2, t_3, \dots$ etc, los valores individuales de $y_1, y_2, y_3, \dots$ pueden ser equiparados a los obtenidos por la ecuación $y = L(1 - e^{-Kt})$, por lo tanto podemos escribir la siguiente expresión.

$$\sum_{i=0}^n y_i = \sum_{i=0}^n L(1 - e^{-Kt_i})$$

(valores observados) (valores calculados)

Desarrollando el segundo miembro de la igualdad, se puede obtener la siguiente expresión fundamental.

$$\sum_{i=0}^n y_i = (n+1)L - L \sum_{i=0}^n e^{-Kt_i} \quad (1)$$

Por otro lado podemos escribir también que

$$\sum_{i=0}^n (t_i y_i) = \sum_{i=0}^n L(1 - e^{-Kt_i}) t_i$$

de donde podemos escribir la siguiente expresión:

$$\sum_{i=0}^n (t_i y_i) = L \sum_{i=0}^n t_i - L \sum_{i=0}^n (t_i e^{-Kt_i}) \quad (2)$$

Si dividimos la ecuación 1 para la 2 obtenemos finalmente

$$\frac{\sum_{i=0}^n y_i}{\sum_{i=0}^n (t_i y_i)} = \frac{(n+1)L - L \sum_{i=0}^n e^{-Kt_i}}{\sum_{i=0}^n t_i - \sum_{i=0}^n (t_i e^{-Kt_i})} \quad (3)$$

La ecuación (3) es la base del método, pues los valo

res del lado izquierdo se obtienen en base de los datos observados y la secuencia del tiempo de observación; el lado derecho contiene exclusivamente el número de observaciones-- el tiempo y el valor de K, que puede ser propuesto. Por cada valor de K que nos imponamos obtendremos un valor de x, del miembro derecho de la ecuación, y de esa manera podremos preparar una curva.

El otro valor que se debe determinar, para tener la ecuación completa de la DBO es L. Para esto, partimos de la ecuación

1. que la podemos escribir de la siguiente forma:

$$0 + \sum_{i=1}^n y_i = nL + L - L \cdot \frac{1}{L} + L \sum_{i=1}^n e^{-Kt_i}$$

lo que nos da como resultado

$$\frac{\sum_{i=1}^n y_i}{L} = n - \sum_{i=1}^n e^{-Kt_i} \quad (4)$$

5.1.15 REALIZACION DEL ENSAYO DE DBO EN EL LABORATORIO :

INTRODUCCION ;

La prueba de DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO, es una medida de la cantidad de oxígeno requerido para la estabilización de la materia orgánica descomponible por la acción bioquímica, del aire. Esto es uno de los básicos procedimientos usados por los ingenieros químicos y sanitarios para evaluar el efecto de las aguas servidas domésticas y desechadas de la industria, en plantas de tratamiento y recipientes de agua. Aunque no todos los factores ambientales asociados (cambios de temperatura, movimiento de agua, población biológica, luz solar, concentración de oxígeno etc) puede reproducir

cirse en el laboratorio, la medida del BDO, tiene un gran valor como un medio de evaluar la eficiencia y la menor efectividad, de una planta de tratamiento. Después de comparar la captación de oxígeno por un efluente específico y recibir el agua que se ha establecido. Una serie de observaciones del BDO, permite estimar los requerimientos específicos de oxigeno, y determinar la velocidad de oxidación.

Las pruebas de DBO, más comunes se efectúan encubando una muestra sellada de agua gastada (o una preparación diluida), para un período standar de 5 días, entonces se determina el cambio de contenido de oxígeno disuelto. Este método de dilución standar se ha usado por muchos años pero nunca ha sido completamente satisfactorio. Este método requiere mucho trabajo y habilidad del operador y el costo de reactivos y cristalería es considerable. La principal objeción ha sido siempre el de esperar cinco días completos para los resultados.

APARATO MANOMETRICO BDO .- Este aparato, basado en el principio manométrico de operación simplifica grandemente las medidas del DBO, y elimina los análisis requeridos de oxígeno disuelto sobre la muestra preparada e incubada. Comparando con el método de dilución estándar, en pruebas bajo condiciones idénticas en el laboratorio y en análisis de rutina los resultados son más exactos y precisos.

Las ventajas del aparato manométrico, DBO, sobre el método de dilución estándar son :

1. Se requiere un mínimo de preparación de la muestra.
2. Las titulaciones son innecesarias, no se necesita diluciones y se reduce el tiempo total de pruebas.
3. Debido a que no se requieren diluciones, la muestra se mantiene bajo condiciones normales.
4. La muestra se agita constantemente lo que asemeja más estrechamente el ambiente natural.
5. Se reduce grandemente la disminución de oxígeno, por eso la oxidación bioquímica que toma lugar es mucho más natural, que en el método de dilución.
6. La cantidad de DBO, puede seguirse en una base diaria sin destruir la muestra.
7. El CO₂, se remueve continuamente, con lo cual se eliminan el crecimiento potencial de algas y de las respuestas de resultados erróneos.
8. Las burbujas formadas por degasificación, cuando las muestras frías se calientan a la temperatura experimental y lo cual causa error en el método de dilución, no afecta en los resultados del método DBO.
9. Los reactivos en polvo tales como nutrientes, inhibidores de nitrificación pueden añadirse fácilmente.
10. El uso de soluciones estándar, del ácido glucoso-glutámico, ha demostrado equivalencia en niveles de recuperación, de DBO, al procedimiento estándar de dilución estándar de DBO.
11. El período de pruebas puede alargarse más de los cinco días se es necesario.
12. El método manométrico de DBO, provee de un conveniente -

control de proceso.

PRINCIPIO DE OPERACION :

Una muestra medida de agua servida, - se coloca en una botella de ámbar, en el aparato (ver Fig2)- y la botella se conecta a un manómetro de mercurio cerrado en el extremo, encima de la muestra de agua esta una cantidad de aire que contiene el 21% de oxígeno. Sobre un periodo de tiempo la bacteria en el agua servida utiliza oxígeno para oxidar la materia orgánica presente en la muestra y por eso el oxígeno disuelto se consume de la muestra. El aire en la botella de la muestra cerrada, rellena el oxígeno utilizado con resultados en una caída de presión en la botella de la muestra. Esta caída de presión se registra en un manómetro de mercurio y se lee directamente como mg/l DBO.

Durante el período de pruebas (generalmente cinco días), la muestra se agita constantemente por una barra magnética movable que tiene un sistema de agitación impulsado por un motor (ver Fig 2),. El CO₂ se produce por la agitación de la materia orgánica y debería de removerse del sistema, - de tal manera que la diferencia de presión observada sea proporcional únicamente a la cantidad de oxígeno usado. Esto - se completa por la adición de unos pocos cristales de Hidróxido de Litio en la copa sellada de cada botella de muestra.

SELECCION DE LAS ESCALAS DEL MANOMETRO :

Las lecturas del DBO, de 0-35, 0-350, 0-70, 0-700, mg/l, pueden tomarse directa---

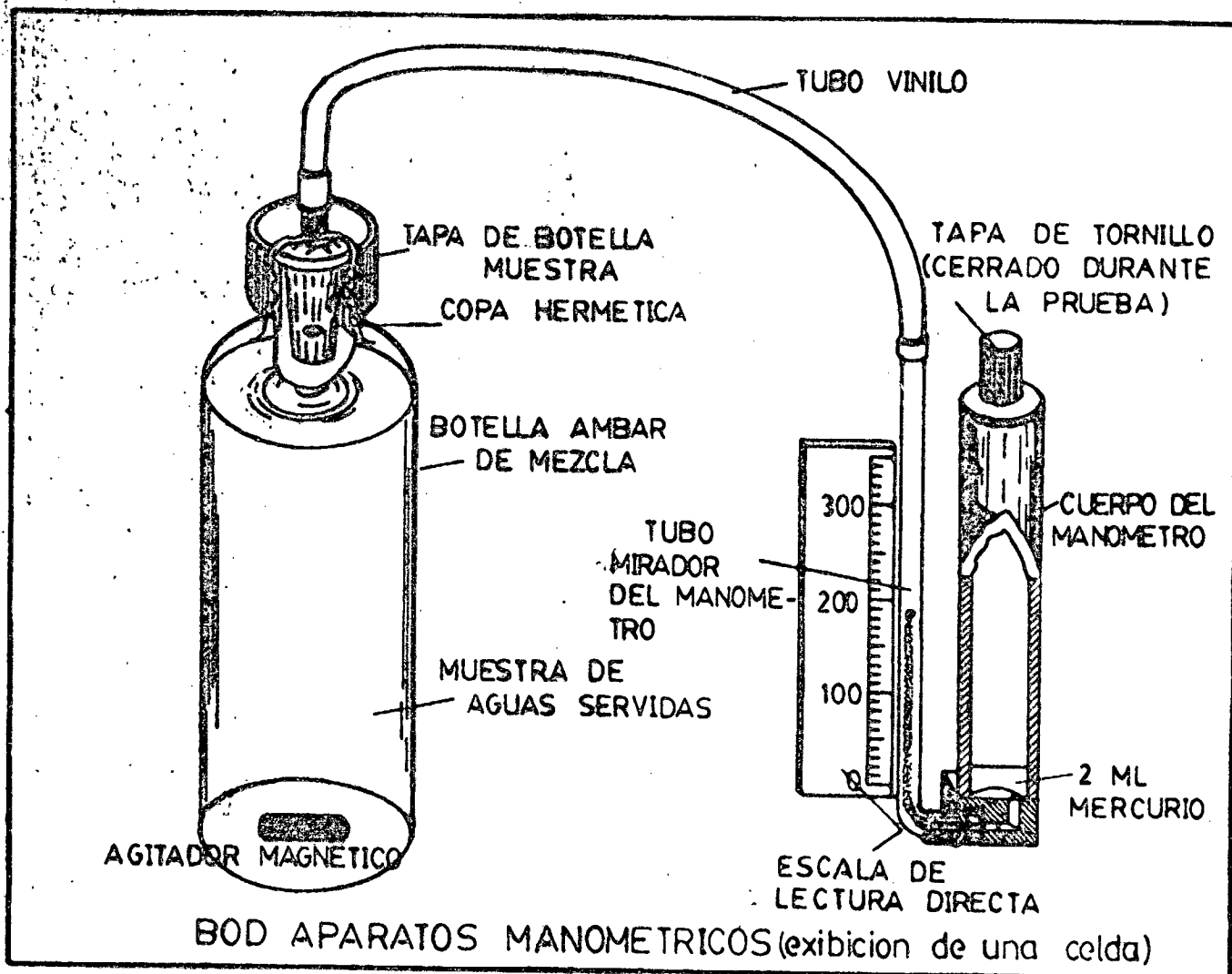
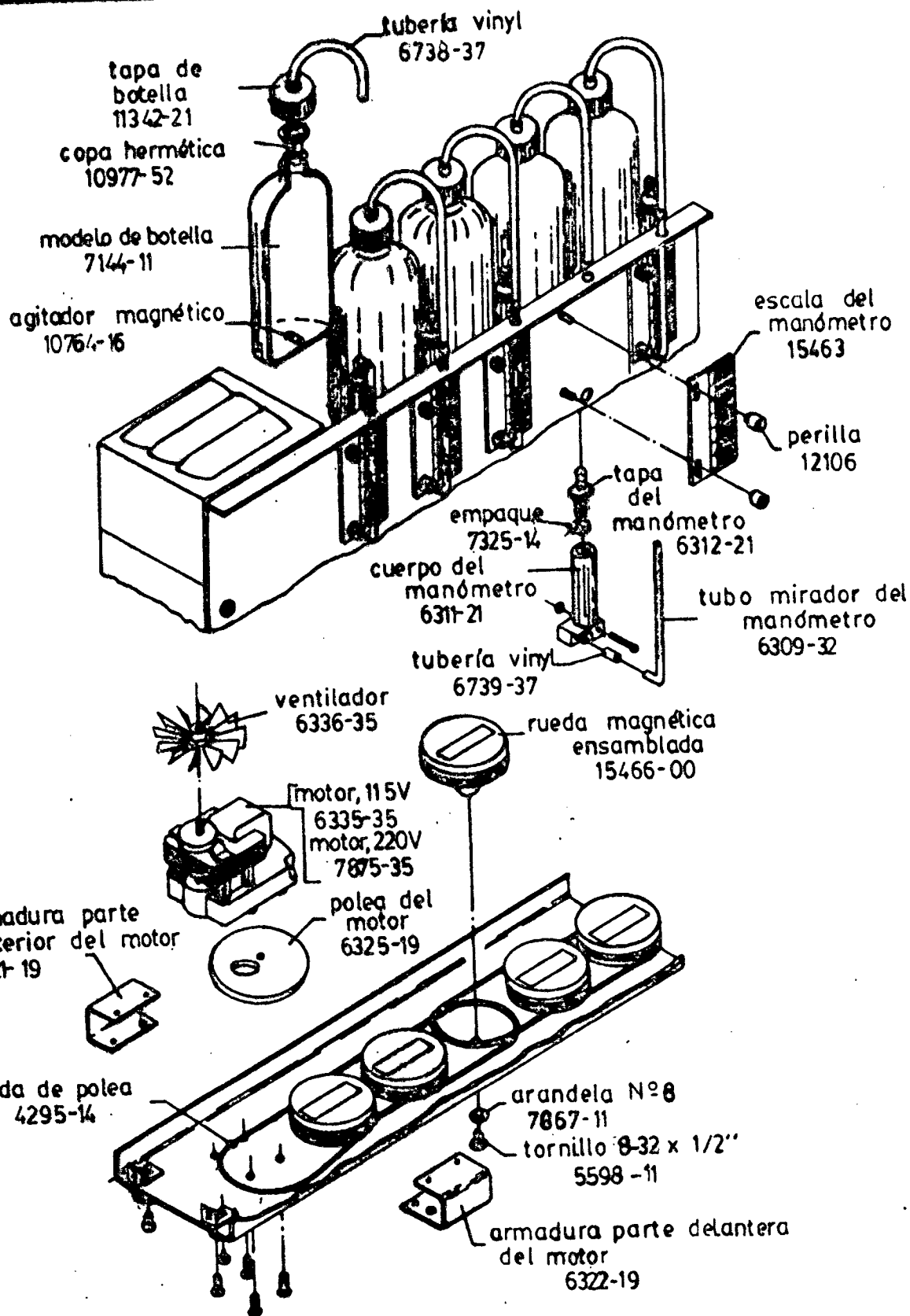


FIGURA 1



APARATO BOD, Vista Esquemática

FIGURA 2

mente desde el aparato. Dos conjuntos de escalas cada una -
conteniendo dos calibraciones se suministran para cada una -
de las cinco posiciones del manómetro. Las escalas pueden -
cambiarse removiendo las dos perillas y quitando a la vez la
escala presente instalando la otra escala.

PROCEDIMIENTO GENERAL PARA HACER UNA PRUEBA DE DBO :

1. Usando un cilindro limpio graduado, ponga el volumen de -
la muestra deseada (para el ensayo de aguas servidas para
la población de Zumbi se tomo 300 mg/l para un rango de -
0-100 mg/l) dentro de una botella de muestra color café.
2. Coloque una barra de agitación magnética de 1 $\frac{1}{2}$ pulgadas -
en cada botella de la muestra.
3. Vacíe los contenidos de una funda de polvo de hidróxido -
de litio dentro de cada copa sellada y coloque una en el -
cuello de cada botella de la muestra, no permita que nin-
guna partícula de hidróxido de litio caiga dentro de la -
muestra. Si esto ocurre, cambie la muestra por otra nue-
va.
4. Aplique una pequeña cantidad de grasa lubriscal, para se-
llar la boquilla de cada copa sellada.
5. Coloque las botellas en la base del aparato. Arranque el
motor conectado el "plug" a la corriente eléctrica. Che-
quee para observar que se mueven todos los agitadores mé-
canicos. Con las tapas de los manómetros abiertas, ator-
nille las tapas de las botellas en posición floja. Después-
de 30 minutos, (tiempo que se requiere normalmente para lle-
gar a las condiciones de equilibrio térmico), ajuste a la --

vez las tapas de las botellas y los manómetros. Si la muestra no está en equilibrio térmico, puede resultar una lectura inicial rápida negativa, o positiva. Si esto ocurre afloje a la vez las tapas de los manómetros y las botellas brevemente entonces cierrelos otra vez, las tapas de los manómetros.

6. Afloja las perillas en las escalas del manómetro y ponga en Cero las marcas adyacentes al tope de las columnas de mercurio. Si la escala no puede encerrarse, afloje brevemente las tapas de las botellas y los manómetros, entonces ajuste y remonte la escala. Registre el tiempo y la composición de cada muestra. Las lecturas del manómetro pueden ser periódicamente registradas y gráficas en un diagrama de mg/l DBO vs tiempo.

5.1.16 RESULTADOS OBTENIDOS EN EL LABORATORIO :

Para la realización de la prueba de DBO, se utilizó el aparato manométrico mostrado en la figura (5.1), los resultados fueron los siguientes, en una secuencia de cinco días.

PROYECTO	: Alcantarillado Sanitario de Zumbi.
MUESTRA N°	: 1
FUENTE	: Aguas servidas domésticas
FECHA DE RECOLECCION	: 10-III-81, 11 a.m.
FECHA DE INICIO DEL ENSAYO	: 10-III-81, 4:30 p.m.
VOLUMEN DE MUESTRA (c/bot)	: 300 mg/lt
ESCALA MANOMETRICA	: 0-100 mg/lt

Lectura de la DBO en mg/lt

Botella días	1	2	3	4	5	Prome- dio
0	0	0	0	0	0	0
1	22	24	25	28	31	26
2	43	47	49	51	52	48
3	55	59	61	62	64	60
4	67	68	70	69	62	69
5	78	81	83	84	87	82

Todos estos valores obtenidos, están gráficos en la figura de DBO vs Tiempo (Fig 5.2)

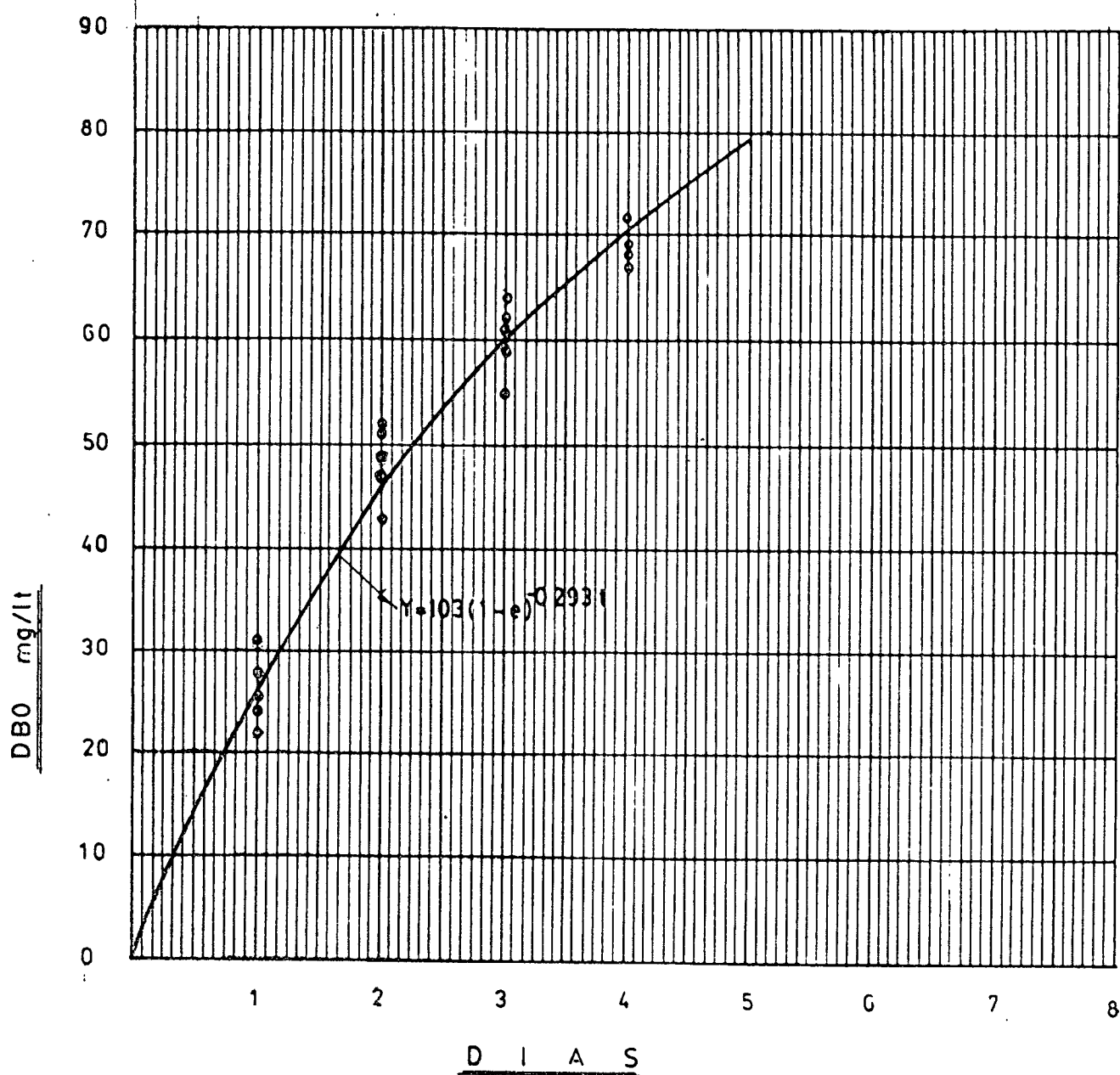
5.1.17 DETERMINACION DE LOS VALORES K Y L :

Para lo cual -- aplicamos las fórmulas, (3) y (4), anotadas en el artículo - (5-1.14,1)

DESARROLLO :

$$\begin{aligned}
 \sum_{i=0}^5 y_i &= 5 - (e^{-K \cdot 1} + e^{-K \cdot 2} + e^{-K \cdot 3} + e^{-K \cdot 4} + e^{-K \cdot 5}) \\
 5 \sum_{i=1}^5 t_i y_i &= (1+2+3+4+5) - (0xe^{-K \cdot 0} + 1xe^{-K \cdot 1} + \dots + 5xe^{-K \cdot 5}) \\
 &= \frac{5 - (e^{-K} + e^{-2K} + e^{-3K} + e^{-4K} + e^{-5K})}{15 - (e^{-K} + 2e^{-2K} + \dots + 5e^{-5K})}
 \end{aligned}$$

Curva DBO - Tiempo



$$\frac{\sum_{i=1}^5 y_i}{L} = \frac{5 - (e^{-K} + e^{-2K} + \dots + e^{-5K})}{L} = \text{Númerador}$$

A base de estas ecuaciones, imponiendose varios valores de K, podremos preparar el siguiente cuadro, y en base de ello preparar la curva respectiva. de la fig 5.3

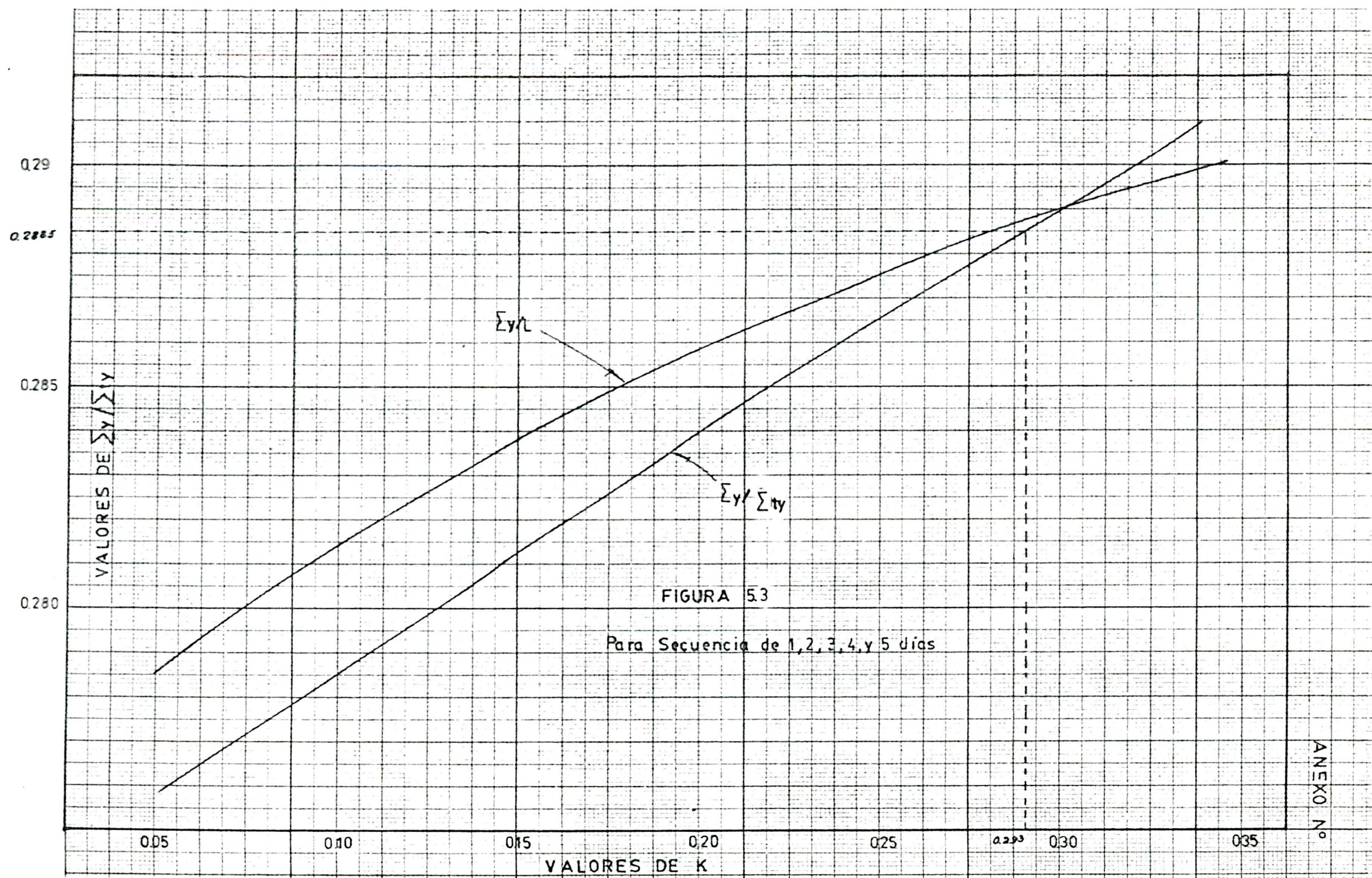
CUADRO DE CALCULO

K	e ^{-K}	e ^{-2K}	e ^{-3K}	e ^{-4K}	e ^{-5K}	Num.	Denomin.	Σy/ Σty
.05	.951	.905	.861	.819	.779	.685	2.485	.2756
.10	.905	.819	.741	.670	.607	1.258	4.519	.2784
.15	.861	.741	.638	.549	.472	1.739	6.187	.2811
.20	.819	.670	.549	.449	.368	2.145	7.558	.2838
.25	.779	.607	.472	.368	.287	2.487	8.684	.2864
.30	.741	.549	.407	.301	.223	2.779	9.621	.2888
.35	.705	.497	.350	.247	.174	3.027	10.393	.2913

A partir de estos datos podemos dibujar un diagrama en el que podemos los valores de K en el eje de las abcisas y los valores de y/ (ty) en el de las ordenadas, la curva -- obtenida consta en la figura (53)

Los datos obtenidos en el laboratorio en una secuencia de cinco días a una temperatura de 20°C, fueron los siguientes :

Tiempo de incubación días	DBO observada mg/lt	Producto ty
1	26	26
2	48	96
3	60	180



4	69	276
5	<u>82</u>	<u>410</u>
$\Sigma y = 285$		$\Sigma(ty) = 988$

Calculamos : $\frac{\Sigma y}{\Sigma(ty)} = \frac{285}{988} = 0,2885$

Con este valor entramos en el eje de las ordenadas - escala ($\Sigma y / (ty)$), avanzamos horizontalmente hasta interceptar la curva correspondiente, bajamos una ordenada hasta el eje de las abscisas y leemos $K = 0,293$

Luego utilizamos los valores tabulados del Numerador, y obtenemos :

<u>K</u>	<u>y/L</u>
.05	.685
.10	1.258
.15	1.739
.20	2.145
.25	2.487
.30	2.779
.35	3.027

Con estos valores dibujamos una curva, poniendo K en el eje de las abscisas y y/L, en el eje de las ordenadas, curva que consta en la figura 5.3

Dibujada la curva anterior, entramos con el valor de K, $K = 0,293$, y obtenemos un valor de $y/L = 2,76$; puesto que conocemos que $y = 285$, podemos despejar L.

$$L = 285 / 2,76 = 103 \text{ mg/lit}$$

Con lo cual, podemos escribir que la ecuación del --
DBO, para la muestra analisada es :

$$y = 103 (1 - e^{-0.293t})$$

Con esta ecuación gráficamos la curva DBO,- tiempo.

CUADRO DEL CALCULO

<u>Tiempo</u> <u>días (t)</u>	<u>DBO calculada</u> <u>mg/l t (y)</u>
1	26
2	46
3	60
4	71
5	79

5.2 PROCESO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES :

GENERALIDADES :

En general es necesario preveer un trata-
miento parcial o completo de los líqui--
dos residuales antes de su evacuación, dado los componentes-
nocivos de las aguas servidas que contienen aparte de sustan-
cias extrañas, gran cantidad de microorganismos, en su mayor
parte patógenos y por tanto causantes de enfermedades. El -
tratamiento que se prevea debe ser adecuado y capaz de modi-
ficar sus condiciones físicas, químicas y bacteriológicas, -
de tal manera que al evacuarla no produzca polución y conta-
minación.

El tratamiento en si tiene por objeto separar parci-
almente los sólidos que contiene el agua servida, haciendo -

que el resto de los sólidos orgánicos complejos muy putresibles queden convertidos en sólidos o en sólidos orgánicos relativamente estable. La magnitud de este cambio depende del proceso de tratamiento empleado.

Un estudio integral de las circunstancias que rodean el problema debe ser llevado a cabo y no lanzarse al diseño-peor construcción de estructuras o unidades sin antes de disponer de los suficientes elementos de juicio, que llevan a - dar una solución satisfactoria al problema.

En nuestro país tan lleno de variedades ambientales- en cuanto a temperatura, humedad, y lluvias, etc, se debería proporcionar diferentes soluciones de tratamiento, según la- región en estudio acatando desde luego los principios bási--cos que regulan estos procesos inmutables.

En general, diremos que el tratamiento está relacio- nado a dos factores importantes : la clase y calidad de agua servida y la calidad que esperamos tenga la masa receptora - o mejor, las exigencias que nos impongamos, o todavía más,-- la utilidad que se vaya a dar a las masas receptoras.

La razón de tratamiento de aguas negras pueden resu- mirse en tres puntos : .

- a. Consideraciones higiénicas.-- Eliminar o reducir al máximo los organismos patógenos de- origen entérico, a fin de evitar contaminaciones que puedan- conducir a transtornos orgánicos de los individuos.
- b. Consideraciones estéticas .-- Eliminar todas aquellas ma- terias orgánicas o de otro- tipo que son ofensivas para el bienestar, agrado y salud de-

las comunidades que inciden en el aspecto estético y urbanístico de los sectores donde se vacían o escurren las aguas negras.

c. Consideraciones económicas .- Las aguas negras sin tratamiento vaciadas a cursos de agua u otro lugar; pueden producir una desvalorización de la propiedad, perjudicar los servicios de agua para el consumo humano o industrial disminuir la calidad de agua de regadío y ocasionar embancamientos.

5.2.1 OBJETIVOS DEL TRATAMIENTO :

Los fines del tratamiento de aguas negras son estabilizarlas sin producir olor o molestias y sin poner en peligro la salud.

Esto obliga como se dijo en antes, a conocer las características de las aguas servidas y a determinar la calidad de agua del receptor, sujetándose por otra parte, a las normas que haya para el efecto.

En todo caso y hablando en forma general, el afluente de las aguas servidas debe recibir un tratamiento previo de tal naturaleza que, el evacuarlo en un curso receptor, se tenga en cuenta para este último lo siguiente :

- a) Que eventualmente sus aguas puedan servir de fuente de abastecimiento.
- b) No perjudicar zonas de balnearios y recreo
- c) Protección de la vida acuática
- d) No crear condiciones indeseables a la vista y al olfato, la cual tiene relación con el turismo.

- e) No perjudicar a los cursos que han sido dedicados al riego, creando problemas sanitarios económicos.
- f) Protección a los criaderos de ostras.

El grado hasta el cual sea necesario llevar un tratamiento determinado está condicionado a tres factores importantes.

1. Las características y la cantidad de sólidos acarreados - por las aguas servidas
2. Los objetivos que se proponga con el tratamiento
3. La capacidad o aptitud que tenga el terreno (para eliminación superficial o por irrigación), o el agua receptora - (eliminación por dilución) para verificar la autopurificación o dilución necesaria de los sólidos de las aguas - servidas sin violar los objetivos propuestos.

A más de los puntos mencionados, las aguas provenientes de plantas de tratamiento pueden servir para los fines siguientes:

- a. Riego de zonas verdes
- b. Alimentación de lagos
- c. Enfriamiento de las planatas a vapor
- d. Utilización en procesos industriales
- e. Para combatir incendios.

5.2.2 METODOS DE TRATAMIENTO :

Para escoger un método o una combinación de métodos de tratamiento se requieren cuidadosos estudios del ingeniero. Los factores que han de considerarse para optar una decisión, son en el orden de su impor--

tancia;

- a. El sistema de desagüe final, y si es por dilución, la -- cantidad y características del agua diluyente y las condi-- ciones del curso del río o del lago.
- b. Las características del líquido residual
- c. La pericia requerida por el método operatorio y la cali-- dad de la labor que las instalaciones puedan recibir.
- d. Las características del emplazamiento de la instalación - y la posibilidad de que dé origen a litigios si se produ-- cen olores u otras molestias.
- e. Altura manométrica de que dispone para la instalación y - necesidad de elevar el líquido residual, si aquella es in-- suficiente, y
- f. Costo inicial y costo de explotación como facilidad de in-- crementar la capacidad de la instalación en el futuro.

También deben tenerse en cuenta las disposiciones -- del departamento de Sanidad, que se refiere a la obligación-- de que las aguas que salen de las instalaciones deseen de -- buena calidad y evitar molestias y riesgos para la salud pú-- blica.

Existen algunos métodos de tratamiento de aguas ser-- vidas; pueden agruparse en los siguientes:

- Tratamiento preliminar
- Tratamiento primario
- Tratamiento secundario
- Cloración
- Tratamiento de los lodos.

TRATAMIENTO PRELIMINAR :

Consiste en la eliminación o separa--

ción de los sólidos mayores o flotantes (sólidos inorgánicos pesados), y en la eliminación de excesivas cantidades de aceites o grasas.

Se emplean los siguientes dispositivos, principalmente:

- Rebajas o barras finas
- Desmenuzadores, ya sean molinos, cortadores o trituradores
- Desarenadores
- Tanques de preparación

TRATAMIENTO PRIMARIO :

En general consiste en la retención de sólidos orgánicos e inorgánicos que pueden ser sedimentables lo cual se consigue mediante el proceso físico de asentamiento en tanques de sedimentación, los cuales pueden agruparse así :

- Tanques sépticos
- Tanques de dos pisos (tanques Imhoff y otros patentados)
- Tanques de sedimentación simple con eliminación mecánica de sólidos.
- Clarificadores de flujo ascendente eliminación mecánica de sólidos.

Cuando se empleen productos químicos, se requieren de unidades auxiliares como son las unidades de alimentación de reactivos, los mezcladores y los floculadores.

TRATAMIENTO SECUNDARIO :

Debe realizarse como complemento del tratamiento primario, es decir, cuando las aguas servidas contienen todavía sólidos orgánicos en suspensión o en solución. Los dispositivos que se usan pueden dividirse en los-

cuatro grupos siguientes :

- Filtros goteadores con tanques de sedimentación secundaria
- Tanques de aeración
- Filtros intermitentes de arena
- Lagunas de estabilización

CLORACION :

Métodos de tratamiento que pueden emplearse en todas las etapas de tratamiento de aguas servidas, aún antes del preliminar. El cloro se aplica con los siguientes propósitos :

- Desinfección o destrucción de organismos patógenos
- Prevención de la descomposición de las aguas servidas para:

Controlar el olor

Protección de la estructura de la planta

- Como auxiliar en la operación de la planta para:

La sedimentación

En los filtros goteadores

En lodos activados

- Ajustes o abatimiento de la DBO

TRATAMIENTO DE LOS LODOS :

Los lodos de las aguas servidas están constituidos por sólidos que se eliminan del tratamiento primario y secundario, junto con el agua que se separa de ellos. El tratamiento de los lodos tiene dos objetivos:

- Eliminar total o parcialmente el agua que contienen
- Descomponer los sólidos orgánicos putrescibles, transformándolos en sólidos minerales o sólidos orgánicos relativa--

mente estables.

Tales objetivos se consiguen con la combinación de -
dos o más métodos siguientes:

- Espesamiento
- Digestión con o sin aplicación de calor
- Secados en lechos de arena
- Acondicionamiento con productos químicos
- Elutriación
- Filtración al vacío
- Secado aplicando calor
- Incineración
- Oxidación húmeda
- Flotación con productos químicos y aire
- Centrifugación.

TABLA DE EFICIENCIA EN UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SER

VIDAS

<u>Proceso de Tratamiento</u>	<u>Reducción en %</u>		
	DBO	Sólidos susp.	Bacterias
1. Cribado fino	5-10	2-20	10-20
2. Cloración del agua cruda o sedimenta- da	15-30	----	90-95
3. Sedimentación Sim- ple	25-40	40-70	25-75
4. Coagulación quími- ca	50-85	70-90	40-80
5. Filtros rociadores			

de alto gasto precedi			
das por sedimentación			
simple	65-95	65-92	80-95
6. Filtros rociadores de			
bajo gasto precedidas			
o seguidas por sedi--			
mentación simple.	80-95	70-92	90-95
7. Lodos activados de al-			
to gasto precedidos o-			
seguidos por sedimenta			
ción simple.	65-95	65-95	80-95
8. Lodos activados conven			
cionales precedidos o-			
seguidos por sedimenta			
ción simple	75-95	85-95	80-95
9. Filtración de lechos -			
intermitentes de arena	90-95	85-95	95-98
10. Cloración de las aguas			
tratadas.	-----	-----	98-99

TANQUE IMHOFF .- Es un tipo especial de tanque de sedimentación ampliamente usado para el tratamiento primario en combinación con lagunas de oxidación u otro tratamiento secundario. Consta de dos cámaras; la superior o - camara sedimentadora por la que pasan las aguas negras a una velocidad muy reducida, permitiendo el asentamiento de la ma teria en suspensión; la camara interior o de digestión, en la cual se desarrolla la descomposición anaerobiade la materia-

sedimentada. El fondo de la cámara de sedimentación está formada por dos losas inclinadas que en su parte más baja se traslapan dejando un espacio a través del cual los sólidos asentados pasan a la cámara inferior, aislando así las condiciones sépticas y malos olores provenientes de la digestión de los lodos y evitando su contacto con la corriente de aguas negras que pasan por la cámara de sedimentación. El piso de la cámara de digestión forma una tolva de donde los lodos ya digeridos son bombeados a los lechos de secado.

TRATAMIENTO BIOLÓGICO AEROBIO :

Hay diversidad de unidades -- que tienen aplicación en el tratamiento de aguas negras de una comunidad. La elección depende de las condiciones locales, resultados esperados y disponibilidad de fondos para la construcción y explotación de las plantas de tratamiento. Los diferentes sistemas de tratamiento biológico aerobio, excluyendo aquellos destinados a instalaciones particulares o pequeños grupos de vivienda son:

1. Irrigación .- Este método es uno de los más antiguos y -- elementales de los sistemas de disposición de aguas negras; y aunque conduce a un buen rendimiento, hay discrepancia de opiniones entre el ingeniero sanitario, el epidemiólogo, y el bacteriólogo en cuanto a la conveniencia de su adaptabilidad, debido a los trastornos que pueden acarrear a la comunidad. Con el tratamiento se espera obtener dos fines básicos :

- Utilización de las aguas negras con propósitos agrícolas, y

- Tratamiento de las aguas negras.

La irrigación sobre suelos preparados es lo más antiguo, en este método las aguas son distribuidas directamente sobre el terreno preparado con zanjás de irrigación.

El riego se lo realiza a lo largo de todo el terreno el mismo que debe tener un declive de 0,3 al 1%. Se riega en la parte alta; el líquido entonces se escurre sobre el terreno y la parte no absorbida se recoge en una cuneta final.

2. Filtros intermitentes de arena.- Los filtros intermiten-

tes de arena están constituidos por canchas o cámaras especialmente preparadas con arena u otro material fino, sobre la cual se aplican las aguas negras en modo intermitente.

La forma, disposición y número de canchas depende de las condiciones topográficas, gasto de las aguas e intermitencia de las unidades. Las canchas rara vez cubren unidades de más de 0,5 hectáreas. Son excavaciones sin revestimiento en las que se dispone de un lecho de arena de granulometría específicamente asentado sobre grava y éste sobre un sistema de drenaje.

Rendimiento, 65-80% de remoción de DBO

Se utiliza cuando se dispone de grandes áreas de terreno y bastante arena.

Generalmente se diseñan para 1.000-2.000 personas. No se utiliza cuando hay residuos industriales.

Funcionamiento.- Se pone intermitente el líquido residual --

con lo cual se forma la "zooglea", en los granos de arena se procede así para que haya aire que sumi--

nistre oxígeno suficiente para la acción aeróbica. Las bacterias actúan sobre la "zooglea" que es una película con materia orgánica. Estas zooglea, se forma en una capa de 8 a 12mm de espesor, y sólo debe removerse cuando sea necesario.

3. Filtros o cámaras de contacto .- Este sistema de tratamiento secundario consiste en un estanque relleno con grava, ripio u otro material granular grueso y un sistema de drenaje.

Están constituidos por tanques revestidos, llenos de grava de más o menos 60mm, de diámetro, asentados sobre tejas o canales espaciados de 0,75 a 1,80mm. Se considera en su operación tres fases.

a. Llenado.- Velocidad de llenado de 3-6cm/min. El sedimento queda en la piedra. Período que permanece lleno: 2 horas, dentro de este tiempo se produce la acción biológica.

b. Período de vaciado.- Similar a tiempo de llenado

c. Período en que este vacío.- Debe ser suficientemente largo para que se produzca la estabilización de la materia orgánica. En ningún caso debe ser menor de dos horas.

Diseño : $3-4 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$

Rendimiento: Corriente, casi están en desuso

Remoción DBO : 60-80%

4. Filtros percoladores .- Los filtros percoladores constituyen un avance de gran importancia en relación con las cámaras de contacto; y aunque el diseño básico es el mismo, difieren fundamentalmente en el método--

de dosificación y en la película de contacto.

Los filtros percoladores, se clasifican en filtros - bajos y profundos. Se operan en unidades separadas o en etapas con recirculación o sin ella y con tasa de aplicación -- lenta o rápido. En el diseño de los filtros percoladores -- hay que considerar, además de los calculos y estudios estructurales, dos aspectos fundamentales.

- Diseño del proceso : Determinación del área y profundidad-
del filtro y cantidad del efluente --
que debe ser recirculado.

- Diseño hidráulico : Cálculos de los tanques de dosifica--
ción, sistemas de distribución, colec
tores, cañerías de circulación, bombas requeridas.

Los filtros percoladores de tasas lentas precedidos-
y seguidos de estanques de sedimentación, tienen los siguien
tes rendimientos medios :

DBO	= 80 a 95%
sólidos en suspensión	= 70 a 92%
Bacterias	= 90 a 95%

Filtros de tasa rápida han removido de 69 a 85% de DBO, y en
tre 69 a 88% de sólidos en suspensión.

5. Lodos activados. - El proceso de lodos activados basica--
mente consiste en una unidad que pone-
en contacto los lodos activados con las aguas negras que con
tienen materia orgánica finamente dividida al estado coloi--
dal y en solución. El lodo activado que realiza la labor --
de absorber y flocular la materia contiene la población acti
va de microorganismos.

Después de haber dado a las aguas servidas alguna -- forma de tratamiento preliminar, para remover algo de sólidos en suspensión, se las mezcla con cieno activado para formar lo que se conoce como licor mezclado que pasa a través -- de un tanque en el cual recibe una prolongada aereación. El líquido mezclado aereado se conduce a un estanque de sedimentación final, (sedimentación secundaria), del cual el líquido sobrenadante se extrae por la superficie para ser dispuesto sin otro tratamiento posterior que cloración. El lodo que se sedimenta en el fondo del tanque se separa en dos porciones; uno para ser retornado al afluente del tanque de aereación como cieno y la otra para sufrir directa o indirectamente tratamiento posterior.

El cieno activado es cieno sedimentado y separado -- del licor mezclado previamente agitado y con abundante oxígeno. Este cieno está lleno de bacterias y protozoos.

Hay muchas teorías para explicar la eficiencia del -- proceso pero ninguno es aceptado del todo.

Ventajas.-

- Ausencia de olores durante la operación
- Efluente claro, brillante, no putrescible
- Se remueve más del 90% de bacterias
- Instalación relativamente baja
- Lodos con valor comercial

Desventajas.-

- Alto costo de operación
- Mayor sensibilidad a las variaciones de calidad del afluente.

Cieno, abundante en N, sin olor cuando está fresco

Rendimiento.- De un afluente doméstico con 200-300 ppm.DBO -
puede reducirse 8-18 ppm, DBO.

Eficiencia.- Remoción del 85-95% de DBO y 90-98% de bacte--
rias.

Lechos de Secado .- Son dispositivos para secar los lodos -
digeridos, están constituidos por le---
chos de arena expuestos al sol y al aire, que descansan por-
la parte inferior en drenes constituidas por tuberías de 4 a
6 pulgadas con juntas abiertas rodeada de una capa de arena-
de más o menos 15 a 20 cm de espesor.

6. Lagunas de Estabilización .- Definición: Obra destinada a
la depuración de
residuos líquidos de naturaleza orgánica mediante procesos -
biológicos, químicos y físicos, análogos a los de autopurifi-
cación.

También se define como tanques bajos excavados en el
terreno que tiene el propósito de purificar las aguas negras
sedimentables u otros residuos en condiciones climáticas ---
que favorecen el desarrollo de algas, calor y luz solar.

Clasificación.- Pueden ser proyectas para funcionar en condi-
ciones aeróbicas y anaeróbicas.

Las primeras promueven la estabilización de la materia orgá-
nica y por eso se llaman lagunas de estabilización u oxida--
ción.

En la mayoría de las lagunas de estabilización se mantiene -
condiciones aeróbicas cerca de la superficie libre y anaeró-
bicas cerca del fondo.

La eficiencia de las lagunas de estabilización puede sobrepasar el 90% en cuanto se refiere a reducción de DBO.

7. Zanjas de Oxidación .- Es una aplicación del proceso y--- principio de lodos activados cuya invención se atribuye a Holanda.

En esencia consta de un canal abierto en la tierra, casi siempre sin revestir, de sección transversal trapezoidal, a la cual llegan las aguas servidas, que son movidos o adquieren velocidades por la acción de un motor o cepillo.

El principio es como se dijo, la aplicación de lodos activados por "aeración" prolongada con el suministro de oxígeno mediante rotores que hacen mover el agua en un circulo cerrado. Se puede simular también el proceso de autopurificación en condiciones aeróbicas.

Varios principios teóricos y prácticos regulan su diseño, lo cual no es motivo de estudio. Pero sí vale la pena mencionar que la oxigenación se mide por la capacidad de oxigenación (OC) que se define como la velocidad de absorción del oxígeno en el agua destilada a 10°C, 760mm de Hg, y a cero contenido de oxígeno. La eficiencia es de reducción de DBO de 90 a 98%.

5.3 DISPOSICION DE LOS LIQUIDOS RESIDUALES :

Básicamente existe dos medios de disposición de aguas servidas.

1. Dilución en masas de agua que pueden ser :

a. Móviles: ríos, quebradas

b. Más o menos estacionarias : Lagoa, lagunas, mar

2. Disposición en el suelo, que a su vez puede ser:
 - a. Disposición en su superficie: irrigación
 - b. Disposición en el subsuelo, o mejor como recarga de aguas subterráneas.

Para el caso de disposición en masas de agua, debetenerse en cuenta:

1. Características de las aguas servidas, en cuya calificación se emplean como parámetros; demanda bioquímica de -- oxígeno, oxígeno desuelto, temperatura, sólidos, pH etc,
2. Volumen de aguas servidas
3. Características del receptor como: régimen hidráulico, variaciones de flujo y gasto, OD, DBO, etc,.

En cuanto a la disposición en el suelo las recomendaciones son más rígidas para prevenir condiciones insolubres. Para este caso se recomienda aplicar algún tratamiento para separar los sólidos y materias flotantes, con la cual los -- riesgos de contaminación disminuyen notablemente. Para una mejor solución del problema, en este caso se requieren particularmente conocer:

- a) Permeabilidad del suelo (capacidad de infiltración)
- b) Areas disponibles y su ubicación con respecto a áreas o -- zonas pobladas
- c) Disponibilidad y costo del terreno
- d) Tipos de cultivo y consecuencias sanitarias al evacuar -- aguas servidas
- e) Información sobre aguas subterranes.

DISPOSICION EN MASAS DE AGUAS : Autopurificación.- Se puede definir-

como autopurificación a la tendencia que tiene un curso receptor de librarse de la contaminación, cuando ha recibido la descarga de aguas negras.

La descarga de estas aguas en una masa receptora se llama disposición por dilución, y las etapas que se llevan a cabo son las siguientes:

a) Degradación.-- Se caracteriza por cambio de las condiciones físicas y químicas del agua; el oxígeno disuelto es, aproximadamente el 45% del de saturación.

b) Descomposición o putrefacción .-- Hay ausencia de oxígeno disuelto y la presencia de condiciones sépticas y de olores especialmente a huevos podridos.

Hay presencia anaeróbicos y por lo tanto la presencia del CO₂.

c) Recuperación .-- Hay reaparición o aumento de oxígeno disuelto, aparecen las algas y la vida acuática, el agua va tomando su color natural.

d) Aguas claras .-- El oxígeno se aproxima al de saturación.-- Los peces reaparecen totalmente el agua vuelve a su estado original. En general se ha especificado que no debe bajar el contenido de oxígeno en el curso receptor de 5ppm, para mantener la vida acuática, especialmente peces.

En el lanzamiento de desechos a un curso receptor -- hay dos hechos;

1. Depresión de oxígeno disuelto hasta satisfacer la DBO
2. Reareación

Los dos fenómenos se realizan simultáneamente.

Al principio la DBO es máxima y va decreciendo hasta llegar a cero.

La reareacción, en cambio al comienzo es nula y va aumentando con el tiempo hasta conseguir las condiciones de equilibrio.

PROBLEMAS SANITARIOS POR DESCARGAS DE AGUAS SERVIDAS EN CURSOS DE AGUA RECEPTORA :

Cuando los cursos de los ríos u otros cursos reciben descargas de aguas negras o residuos industriales líquidos deben considerarse tres aspectos fundamentales:

- a) Concentración del grupo coliforme, que refleja el peligro relativo de infección para el uso del agua y mejoramiento logrado a través del proceso de autpurificación.
- b) Desagrado al sentido de la vista y del olfato y presencia de características estéticas relacionadas con la calidad física y química del agua que influye en el aspecto urbanístico de las zonas por las cuales atraviesan los cursos de aguas receptoras.
- c) Utilización del agua según sus usos.

La prevención o control de la contaminación de los cursos o masas de agua se logra por medio de la utilización de plantas de tratamiento debidamente proyectadas y diseñadas conforme con las características y volumen de los residuos y cuerpo de agua receptor, como también con el empleo que aguas abajo se destine el referido curso.

C A P I T U L O VI

6.0 ZANJAS DE OXIDACION Y LAGUNAS DE ESTABILIZACION :

6.1 ZANJAS DE OXIDACION :

El desarrollo del sistema de tratamiento de aguas negras conocido con el nombre de zanjas de oxidación fue el resultado de una investigación realizada en Holanda por el Instituto de Ingeniería de Salud Pública con miras a encontrar un sistema de tratamiento de aguas de desecho que esta dentro de la capacidad financiera de pequeñas comunidades.

La purificación de agua de desecho producida en pequeñas poblaciones y comunidades crea un problema económico ya que tratar esas aguas mediante los mismos métodos utilizado en grandes ciudades hace que la suma, costo inicial más costo de mantenimiento calculado por habitante y por año sea 2 a 5 veces más elevado.

Con la adaptación de zanjas de oxidación, los costos se redujeron notablemente, siendo posible tratar pequeñas cantidades de aguas de desecho a un costo unitario comparable al que se produce en el tratamiento de grandes caudales en instalaciones convencionales.

Aún más es interesante conocer que las zanjas de oxidación pueden ser utilizadas con ventajas para la purificación de desechos industriales.

6.1.1 PRINCIPIO DE LA ZANJA DE OXIDACION :

Este proceso es una derivación del tratamiento convencional de los lodos activados sistema que en su fundamento no es más que la reconstitución de los fenómenos naturales de la autopurificación de corrientes de agua. Este sistema de aereación prolongada de las zanjas de oxidación imita, sólo una parte del tratamiento convencional de lodos activados esto es, el proceso de oxigenación, el mismo que tiene lugar en un tanque de gran volumen y de fácil construcción. Las aguas negras no están sujetas a ningún tratamiento preliminar.

Mediante el uso de un adecuado volumen de oxígeno es posible alcanzar no solamente que el agua sea completamente purificada, sino también que el lodo fresco acarreado por ella y el formado en el proceso de purificación sean mineralizados a tal punto que el exceso de lodos pueda ser secado sin causar olores objetables. Esto significa que al tratar las aguas negras mediante este proceso, la utilización de digestores es innecesarias. Más aún seleccionando un método adecuado de operación se puede prescindir del sedimentador-secundario y del sistema de recirculación de lodos.

6.1.2 PRINCIPALES COMPONENTES DE ESTE PROCESO :

Los componen-

✓

tes principales de este proceso son : rejillas o triturador-zanja de oxidación, tanques sedimentador, cuando la sedimentación no se efectúa en la zanja mismo, recirculación de lodos, y lechos de secado para el exceso de lodo. (Fig 6.1)

Como se puede ver, en este proceso no es necesario-- un pre-tratamiento de las aguas negras, pues estas entran directamente a la zanja a través de la rejilla o triturador, - elementos que son necesarios para la protección del equipo - mecánico (rotor, y bomba), la zanja es el tanque de aerea--ción donde las aguas negras se mezclan con los lodos activos formados previamente en el sistema. El rotor es el elemento que introduce en el líquido el oxígeno necesario para la vida microbiana y mantiene el contenido de la zanja completamente mezclado y en movimiento. La velocidad del líquido en la zanja debe ser mantenido constante para prevenir la sedimentación de las partículas sólidas. Este tipo de agitación por medio de un rotor o moline fue ideado por O.K BARS, y se basa en el molinete de escobillas clásico de KESSENER.- Los extremos de la zanja deben ser redondeados para evitar - la formación de áreas muertas y la parte exterior de estas - curvas deben ser protegidas contra la erosión.

La separación de sólidos se realiza por dos métodos:

1. Permitiendo la sedimentación en la misma zanja, para lo - cual se detienen los rotores; consecuentemente la velocidad del líquido va decreciendo y las partículas sólidas - van sedimentando en el fondo de la zanja. El líquido --- clarificado pasa por un vertedero de altura variable a un sifón a un tanque de recolección, desde donde es bombeado

hacia la disposición final; el lodo es retenido en una trampa en el fondo de la zanja, y enviado a los lechos de secado. En este caso la zanja desempeña las funciones alternativamente de aeración y clarificación. (Fig 6.1)

2. Usando un clarificador. En este caso el licor mezclado de la zanja pasa al clarificador donde se separan los sólidos por sedimentación. El líquido clarificado pasa sobre el vertedero de descarga y es enviado directamente a la corriente receptora. El lodo sedimentado es movido del fondo del clarificador por medio de bomba y recirculado a la zanja. La espuma que se forma en la superficie del clarificador es removida y también recirculada (fig 6.1).

La zanja de oxidación opera como un sistema cerrado en donde el crecimiento de sólidos volátiles en suspensión es tal, que se hace necesario remover periódicamente el lodo formado en el proceso con el objeto de mantener el metabolismo más activo. El control de la concentración de sólidos en la zanja es un factor importante para la consecución de un alto rendimiento. Los lodos en exceso pueden ser secados directamente en lechos contruidos para el efecto, o almacenados en tanques o en lagunas para su posterior disposición.

6.1.3 CARACTERISTICAS PRINCIPALES :

Las características fundamentales, que han hecho que este método de tratamiento sea aceptado son :

1. Simplicidad.- Como se expuso anteriormente, no se requiere ni tratamiento previo, ni digestión ana-

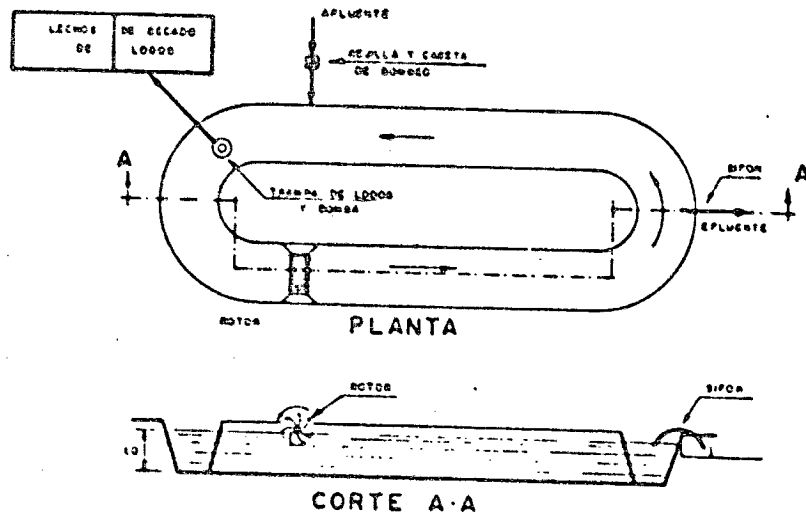


Fig. 61-a ZANJA DE OXIDACION CON SEDIMENTACION INTERMITENTE

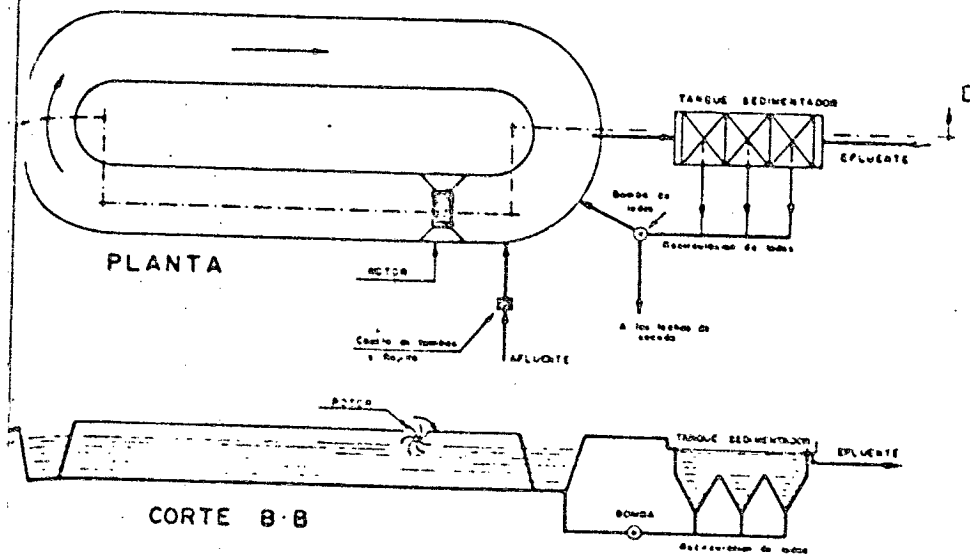


Fig. 61-b ZANJA DE OXIDACION CON SEDIMENTACION SEPARADA

eróbica, componentes que introducen complicaciones en el mantenimiento y operación de una planta.

2. Facilidad de operación .- La alta concentración de sólidos en la zanja, usualmente entre 4.000 y 8.000 mg/lit, hace posible que la planta sea capaz de soportar sobrecargas sin que se altere la operación de la misma. Las bajas temperaturas no producen efectos considerables en la eficiencia de la planta, debido a la gran colonia microbiana desarrollada en la zanja. Los factores enunciados y la simplicidad de estructuras y de equipo reducen la necesidad de una supervisión altamente técnica.

3. Facilidad de mantenimiento .- El mantenimiento de este tipo de plantas es sencillo debido a la simplicidad del equipo que se utiliza. El fácil acceso a las instalaciones del rotor y del equipo de bombeo permiten hacer un mantenimiento más completo.

4. Bajo costo de operación .- Los costos de operación son bajos debido a las pocas horas-hombre requeridos así como también a la poca energía consumida. Los requerimientos de energía en la mayoría de los casos consisten del motor del rotor y de los motores de las bombas que recirculan el lodo sedimentado en el clarificador de la zanja.

5. Flexibilidad de operación .- Esto es posible mediante la variación del volumen del lodo recirculado y también la variación de la tasa de O₂ suministrado por los rotores. Se puede conseguir un gran cambio en el O₂ suministrado sin variar la velocidad del rotor.

aumentando la inmersión del mismo. En consecuencia, se puede evitar el uso de equipos de velocidad variable de alto -- costo y bajo rendimiento.

6. Costo inicial reducido .- La razón más importante para -- el bajo costo inicial es el -- tanque de aeración que consiste de una zanja excavada de --- 0,90 mts a 1,50 mts de profundidad, en vez de un tanque de -- estructura de concreto reforzado. Bajo condiciones normales el costo de construcción de este tipo de plantas es del 20 -- al 30% más bajos que lo que cuesta cualquier otro tipo de -- tratamiento completo que conduzca un efluente equivalente al de la zanja de oxidación.

El área requerida no es mucho mayor que la utiliza-- da para una planta de tratamiento convencional.

6.2. LAGUNAS DE ESTABILIZACION :

Una laguna de estabilización-- es una estructura para el tratamiento de desechos líquidos -- domésticos, y algunas industrias, que utiliza un proceso --- biologico, químico y físico conocido con el nombre de autopo-- rificación natural.

Este proceso se esta llevando a cabo en todos los -- ríos, lagos, lagunas, etc, que reciben compuestos orgánicos-- putresibles y es a través de él que estas sustancias logran-- estabilizarse.

Las lagunas de estabilización constituyen una nueva-- filosofía en el tratamiento de aguas negras, pues mientras -- los métodos convencionales logran el tratamiento mediante la

remoción de la materia orgánica putrescible, es decir una -- clasificación del agua negra la laguna de estabilización lo- que hace es transformar la materia orgánica putrescible en - materia orgánica viva y estable que continua presente en el- protoplasma de las algas y bacterias que en ellas proliferan tal como suceden en las lagunas fotosintéticas y facultati-- vas.

Las lagunas de estabilización, no tratan el agua ne- gra, sino que la estabilizan. El efluente de una lagunas de estabilización puede contener más materia orgánica que el -- agua negra que entra en ella, sin embargo la gran diferencia conciste en que el agua negra que entra contiene materia or- gánica muerta que ejerce una alta demanda bioquímica de oxí- geno, mientras que el efluente lleva materia orgánica viva,- que por ser viva no tiene demanda bioquímica de oxígeno.

Otro hecho importante es que las lagunas de estabili- zación se efectua una remoción muy alta de bacterias, compa- rable a la que sucede en las plantas de tratamiento.

En resumen, las lagunas de estabilización, tienen -- una enorme importancia desde el punto de vista sanitario y - económico pues debido a su bajo costo de construcción; opera- ción y mantenimiento permiten llegar a resolver el problema- de disposición de aguas residuales en lugares donde no era - posible hacerlo con plantas de tipo convencional.

6.2.1 CLASES DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION :

Las lagunas de- estabilización se clasifican en tres clases, llamadas: foto-

sintéticas, facultativas y anaeróbicas.

Lagunas fotosintéticas .- Son lagunas de poca profundidad --
que reciben una carga orgánica re-
lativamente baja y que logran mantener oxígeno disuelto en -
toda su profundidad (profundidad 0,20 - 0,50 mts)

Lagunas Facultativas .- Son lagunas de mediana profundi--
dad (entre 1 y 2 mts) que mantie-
ne oxígeno disuelto en las capas superiores y son aneróbicas
en las capas inferiores. Cuando la turbiedad es baja o hay-
mucha agitación el oxígeno disuelto puede llegar hasta el --
fondo. Estas lagunas reciben una carga moderada. General--
mente no producen malos olores por lo que basta con retirar-
las de 100 a 300 mts, de las zonas pobladas.

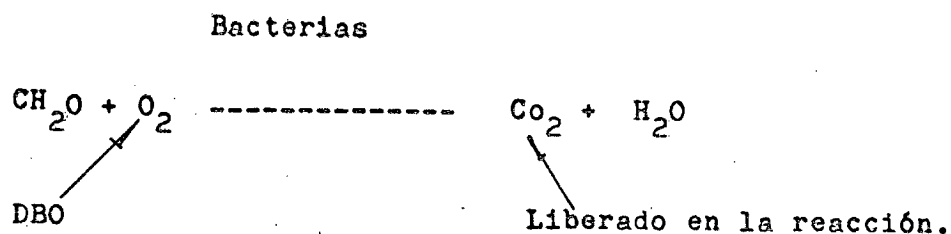
Lagunas Anaeróbicas .- Son por lo general lagunas con --
profundidades superiores a los --
dos metros y que reciben cargas orgánicas muy fuertes, lo --
que produce la ausencia de oxígeno disuelto. Tiene ventaja-
de ocupar menos espacio que la fotosintética y la facultati-
va, pero en cambio su mantenimiento es más costoso, pues hay
que estar removiéndolos los lodos digeridos periódicamente.-
Además producen olores más fuertes que las otras por lo que
hay retirarlas más de las zonas habitadas. (500 a 1000 mts).

Las lagunas fotosintéticas, se usaron mucho hace --
años, pero fueron sustituidas por las facultativas, porque -
presentaron algunos problemas, tales como presencia de mate-
ria flotante (natas), y crecimiento de plantas con raíces, -
debido a su poca profundidad. En la actualidad existe una -
tendencia a usar sólo lagunas facultativas y anaeróbicas.

6.2.2 ESTABILIZACION AEROBICA DE LA MATERIA ORGANICA PRESENTE EN EL AGUA NEGRA :

La materia orgánica presente en el agua negra logra estabilizarse en presencia de oxígeno a través de un proceso que no despidе olores desagradables ni ocasiona las molestias que ofrece la estabilización en ausencia de oxígeno. Dicha estabilización se logra a través de la acción bacteriana que da origen a las enzimas, las cuales actúan como catalizadores en el proceso de desdoblamiento de la materia orgánica.

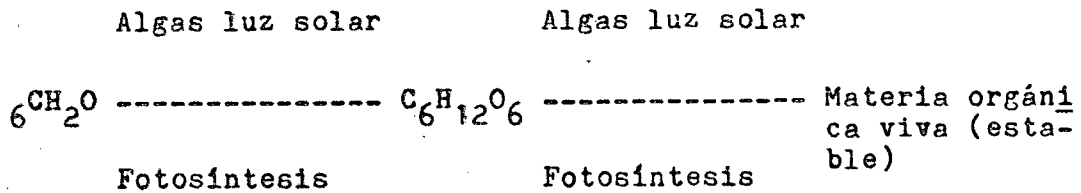
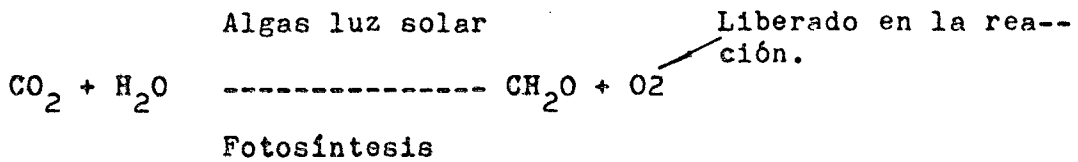
Materia orgánica	Bacterias	$C_6H_{12}O_6$	Bacterias	$6CH_2O$
muerta (putrescible)		-----	-----	$6CH_2O$ (1)
	Enzimas	Glucosa	Enzimas	Aldehidos



Como se ve este proceso acarrea una demanda de oxígeno llamada Demanda Bioquímica de Oxígeno, (DBO), la cual es directamente proporcional a la concentración de materia orgánica en el agua negra.

Se ha descubierto que si las aguas negras son estancadas en una laguna ocurren una serie de procesos físicos, químicos y biológicos que dan como resultado una disminución notable en la DBO,. En las lagunas aparecen algas que en --

sus procesos vitales dan origen a las siguientes reacciones:



En efecto se presenta un fenómeno de simbiosis, pues las bacterias producen CO₂ que es útil a las algas y estas a su vez producen O₂ que es útil a las bacterias.

Sin embargo al final de cuenta se obtiene una gran reducción de la concentración bacteriana producida por la falta de nutrientes por la presencia de ciertos antibióticos que se originan en la laguna.

Si la población bacteriana es adecuada, ésta reacción de la oxidación se realiza interrumpidamente y el agente limitador viene a ser el oxígeno. La prueba de DBO, proporciona una indicación directa de la intensidad de la oxidación de los compuestos orgánicos de carbono y nitrógeno que en términos generales, sigue esa ecuación.

El oxígeno para tal reacción puede obtenerse naturalmente de la atmósfera, mediante el proceso natural de absorción y difusión que es lento restringido e insuficiente. En general se puede decir que el proceso de disolución del oxígeno atmosférico se realiza con una intensidad que es inversamente proporcional a la temperatura ambiente, y directamente proporcional a la presión atmosférica, al estado de agita

ción, de la fase líquido y a la intensidad del viento.

La producción de oxígeno es más abundante y más práctica mediante la acción fotosintética de las algas, que se reproducen espontáneamente en la masa de agua. Este oxígeno origina en una reacción (2) que viene a ser la inversa de la (1).

Observando las ecuaciones (1) y (2), podemos llegar a las siguientes conclusiones:

- a) Tanto las bacterias en la ecuación (1), como las algas en la (2) actúan como especie de catalizadores, posibilitando las reacciones sin participar directamente en ella.
- b) En la reacción (1), obtenemos un desdoblamiento de la materia orgánica muerta lo que disminuye el estado de putrefacción del agua, además tenemos desprendimiento de CO_2 , que facilita la reacción (2).
- c) En la reacción (2) obtenemos materia orgánica, viva, lo que aumenta el estado de putrefacción del agua sino que es utilizado en el desarrollo y multiplicación de algas. Por otro lado ocurre un desprendimiento de O_2 que facilita la reacción (1).

6.2.3 FACTORES QUE AFECTAN EL PROCESO DE PURIFICACION :

Los principales factores que afectan el proceso de purificación que se lleva a cabo en una laguna de estabilización es la siguiente:

- a) Cantidad y Calidad del agua negra .-La carga orgánica de una agua negra se ex-

presa por lo general en términos de su demanda bioquímica --- de oxígeno (DBO), en la prueba de 5 días a 20°C. Es eviden-- te que el área que deben tener las lagunas depende fundamen-- talmente de la cantidad y concentración de la DBO, en el agua negra que se la va a desechar.

b) Materias tóxicas .- La presencia de materias tóxicas perju-- dican el crecimiento de las algas y -- por lo tanto nocivo al proceso de purificación.

c) Dimensiones de las lagunas .- Las dimensiones de las lagu-- nas (superficie y volumen),-- afectan las siguientes funciones :

- Dilución
- Exposición a la luz
- Período de retención
- Producción de ondas
- Concentración por evaporación
- Pérdida del líquido a través de la filtración
- Mezcla del líquido por las fuerzas naturales.

d) Luz .- Es evidente que la fotosíntesis es un factor muy - importante en la operación de una laguna fotosin-- tética, se ha dedicado muchos esfuerzos y tiempo al estudio - de este fenómeno.

Debido a la turbiedad producida por las algas, la pene-- tración de la luz es muy poca en las lagunas de estabiliza--- ción. Se han efectuado experimentos mediante los cuales se - ha comprobado que la penetración de la luz es mucho mayor en-- un lago corriente que en una laguna de estabilización.

La capa que absorbe el 99 por ciento de la luz inci--

dente es considerada en cualquier masa de agua como el estrato en que se lleva a cabo toda la fotosíntesis apreciable. Con respecto a la laguna de estabilización esta capa es la que indica la proporción del volumen que produce el oxígeno por fotosíntesis.

Las mediciones sobre la penetración de la luz solar se hace por medio de un aparato que tiene una célula fotoeléctrica, que es sumergida en el agua, la cual tiene una sensibilidad comprendida entre 4.200 y 7.000 unidades Angstrom. Estas longitudes de onda corresponden a una gama de colores perceptibles por el ojo humano.

La producción de oxígeno que ocurre a las distintas unidades de intensidades de la luz prevalecientes en las diferentes profundidades ha sido medidas en muchas lagunas.

e) Temperatura .- El principal efecto de la temperatura en el proceso de la estabilización se debe a la influencia en la reacción de DBO. Por ejemplo una DBO, que podría ser satisfecha en 4 días a 30° requeriría 13 días a 5°C.

La oscilación entre la temperatura máxima y mínima disminuye conforme aumenta la profundidad, lo que es beneficioso para el proceso de estabilización, sobre todo en los meses calurosos del verano.

f) Velocidad y Dirección del Viento .- La superficie de una laguna de estabilización no es propensa a la formación de onda, posiblemente debido a la tensión superficial, se ha observado que las ondas se forman sólo cuando la velocidad del viento es mayor de 60 Km por hora.

La turbulencia producida por las olas contribuye a la dispersión de los sólidos sedimentables. Se ha observado que la agitación superficial producida por los vientos de alta velocidad contribuye a bajar la supersaturación de O.D., que se forma en la capa superior de la laguna, ya que dirige una parte del oxígeno hacia las capas inferiores y otros hacia el aire de la atmósfera.

Lo anterior nos hace creer que la acción del viento es beneficiosa a las lagunas de estabilización, ya que hace que el O.D. acumulado en las capas superiores se distribuya mejor. Por consiguiente las lagunas deben ubicarse en lugares donde estén expuestas a la acción del viento prevaleciente.

g) Evaporación, Precipitación y Filtración .- El monto anual de la descarga ocurrida en el efluente de una laguna es definido por el balance hidráulico en los términos siguientes:

- Aguas negras recibidas
- Precipitación
- Evaporación
- Filtración y percolación.

Pueden ocurrir fluctuaciones en el nivel de agua, debido a variaciones en cualquiera de las variables, pero puede suceder que la laguna llegue a tener un nivel tan bajo -- que la haga inútil y que cause problemas. Por este motivo debe revisarse bien este aspecto al hacer el diseño, y procurar que la laguna mantenga siempre una profundidad adecuada.

6.2.4 CRITERIOS DE DISEÑO :

6.2.4,1 Tratamiento previo. Uso de varias lagunas :

El hecho-
que durante mucho tiempo se haya usado para tratar aguas negras, sistemas que incluyen un tratamiento primario como paso previo al tratamiento biológico completo, ha inducido a muchos ingenieros sanitarios a pensar en la posibilidad de ser un tratamiento primario a las aguas negras antes de descargarlas en la laguna de estabilización.

En un principio se penso utilizar tanques Imhoff para dar en ellos el tratamiento primario. Sin embargo, esta idea se ha desechado posteriormente por cuanto las lagunas funcionan de manera muy eficiente sin necesidad de esta previa etapa., y por que el tanque Imhoff resultaba muy costoso muchas veces más costoso que la misma laguna. Además en las lagunas facultativas nunca existía el problema de la disposición de los lodos, mientras que si se tiene un tanque Imhoff como etapa previa del tratamiento existe el problema de la disposición de los cienos digeridos, que hace más onerosa la operación del sistema de tratamiento.

Pero existe una razón más para desechar la idea del tratamiento previo. Esta razón es que en algunos casos investigados en los que se ha puesto a trabajar una laguna, -- primero sin tratamiento previo de sedimentación y luego con tratamiento previo, se encontro que la remoción en la demanda bioquímica de oxígeno, y la remoción de bacterias fueron mayores que en la laguna cuando trabajó sin sedimentación --

previa.

Los anteriores comentarios en relación con el uso de una laguna primaria no quieren indicar que sea siempre inconveniente construir varias lagunas en vez de una sola, pues hay casos en que tal práctica es recomendable.

Por ejemplo, cuando se acaba de construir una red de cloacas en una población, no todas las casas se conectan en forma inmediata sino que hay un período de conexión, que según las circunstancias puede llegar a durar varios meses o años. En estos casos el uso de varias lagunas es ventajoso pues cuando el caudal sanitario es poco se pone a trabajar sólo una de las lagunas con lo que se logra establecer rápidamente el nivel de operación previsto. En cambio si se planificara únicamente una laguna grande se tendría muchas dificultades, y existiría el peligro de que el fondo de la laguna se llenara de hierbas y de que al no haber una profundidad de agua adecuada se presentarían malos olores, mosquitos, etc.

El uso de varias lagunas también es muy ventajoso en los proyectos pilotos, en los cuales se procura determinar la carga de DBO, aplicable por unidad de área. En este tipo de proyecto el valor buscado se puede determinar con el uso de varias lagunas, pues existe la posibilidad de llegar a descargar la cantidad de agua negra que se desee en una sola de ellas, con el propósito de determinar su comportamiento al ser sometidas a diferentes cargas. Separando las lagunas suficientemente de las zonas pobladas, en algunos casos se logra economía de terreno, el usar una laguna aneróbica como

tratamiento primario o previo.

También se ha experimentado el uso de lagunas facultativas en serie. En estos casos la primera laguna debe diseñarse como si estuviera sola, y las otras tienen el carácter de tratamiento adicional.

En relación con este problema del uso de las lagunas en serie y en paralelo, facultativas y anaeróbicas, se están realizando experiencias interesantes en Guatemala.

6.2.4,2 INTENSIDADES RECOMENDABLES DE CARGA :

La carga hidráulica que se aplica a la laguna de estabilización se acostumbra a expresar en función del período de retención, el cual normalmente se calcula en días.

Período de retención = volumen de la laguna (m^3)/caudal del afluente ($M^3/día$)

La carga orgánica o de substrato biodegradable, se expresa en función de la demanda bioquímica de oxígeno aplicada diariamente por unidad del área de la laguna, la cual normalmente se calcula en kilogramos de DBO, por hectárea y por día.

Intensidad de carga orgánica = kg DBO por día/área de la laguna (Ha)

Aunque se han realizado esfuerzos muy grandes tendientes a determinar la manera racional de diseñar lagunas de estabilización no existe un método que haya sido completamente aceptado por lo que hay una tendencia muy fuerte a querer diseñar las lagunas a base de una tasa de trabajo que --

sea recomendada para una zona determinada.

La tasa de trabajo deben de ser de tal magnitud, que permitan una operación satisfactoria de la laguna y además - que proporcionen un efluente en el cual la remoción de la DBO, y de la contaminación bacteriana sea alta.

La tasa de trabajo varían de acuerdo con el clima debido a que la situación geográfica, la altitud, etc, tiene su influencia.

La tasa de trabajo varían según, se quiera que la laguna de estabilización sea aeróbica o anaeróbica. Sobre las tasas de trabajo que se deben usar hay una enorme discrepancia en la literatura. Esta discrepancia tan grande entre los valores que se utilizan se deben en parte al factor climático, y en parte a factores temperamentales de las personas que han llevado a cabo las investigaciones.

Las tasas de trabajo para lagunas facultativas y fotosintéticas en décadas del año 1950 al 1960, están alrededor de 50Kg de DBO por día.

En muchos países de América, se han utilizado cargas de 100, 150, hasta 250 Kg de DBO por hectárea y por día, habiéndose obtenido funcionamientos satisfactorios.

La tasa de trabajo se la puede encontrar aplicando la siguiente fórmula :

$$\text{Tasa de trabajo} = 60,29 \times 1,0993^T$$

en donde T= temperatura mínima media (mes más frío)

6.2.4,3 EFECTO DE LA TASA DE TRABAJO :

Hasta cierto, valor --

que depende de las características del medio ambiente, las tasas de trabajo permiten que las lagunas de estabilización operen en condiciones aeróbicas.

Las lagunas de estabilización constituyen una técnica relativamente reciente para tratar estas aguas negras. Posiblemente tendrá que haber investigación y estudio durante varios años más para llegar a un criterio más uniforme sobre cuáles son las tasas de trabajo que conviene aplicar.

En relación con las intencidades de carga, o tasas de trabajo (Kg de DBO por hectáreas y por día) a usarse en el diseño de lagunas de estabilización el criterio que sigue predominado es de tipo experimental o empirico.

Para las zonas bajas del Ecuador puede ser de valor la experiencia de Costa Rica, en donde se han logrado mantener condiciones aeróbicas o facultativas en lagunas sometidas a tasas de trabajo que oscilan entre 50 y 150 Kg de DBO por hectárea por día, en sitios cuya latitud es de 10°C y cuya altura este alrededor de 100m sobre el nivel del mar.

En cuanto a las tasas de trabajo a aplicarse a las lagunas diseñadas como anaeróbicas, existe un criterio aún menos definidos que en el caso de la laguna aeróbicas o facultativas pues parece que en el caso de la laguna anaeróbica la profundidad de la laguna tiene su efecto en la intencidad de carga aplicable, cosa que no sucede en las otras lagunas.

En el diseño de lagunas de estabilización, se entiende por tasa de trabajo a la relación.

$$i = \frac{Y_o}{A}$$

A

en donde i = Tasa de trabajo en Kg/día

Y_0 = es la DBO (5 días - 20°C)

A = Es el área en Ha

6.2.5 FORMA DE LA LAGUNA :

La forma de las lagunas no será es trecha ni alargada. Se preferirán unidades cuadradas o rectangulares con una longitud que no exeda 4 veces el ancho.

Los vértices de la laguna serán redondeados para e-- vitar la acumulación de materias flotantes.

6.2.6 ELECCION, JUSTIFICACION DEL TRATAMIENTO ADOPTADO :

Se -
opto por el tratamiento mediante lagunas de estabilización -
Facultativas, (Ver plano #5) por ser este método el que se -
ha desarrollado y acondicionado a las realidades socio-econó-
micas de nuestras poblaciones, en consecuencia permite obte-
ner buenas eficiencias en el tratamiento preliminar antes de
que estos sean lanzados al cuerpo receptor.

La necesidad de tratamiento se justifica plenamente,
por que las aguas no tratadas, puede variar el grado de con-
taminación del cuerpo receptor, (río Zamora) y comprometa su
calidad, haciendo que sus condiciones naturales sufran alte-
raciones que varían el equilibrio de la vida acuática, su --
flora y fauna, peor aún cuando tiene accesibilidad el hombre
y cuyas consecuencias serían aún más considerables.

Las lagunas FACULTATIVAS, por la experiencia en su -
funcionamiento, no producen olores, su mantenimiento no es -

complejo y los costos de inversión son relativamente bajos, considerando su alto rendimiento en la reducción de elementos patógenos, se ajusta plenamente a las condiciones actuales de la parroquia de Zumbi.

El emplazamiento de las lagunas están localizadas en una área distante a la zona poblada en una distancia de 600-mts, aproximadamente lo que permitirá un normal funcionamiento.

Además se ha considerado la dirección de los vientos para que estos no afecten a la población.

6.2.6 DISEÑO Y CALCULO DE LA LAGUNA DE ESTABILIZACION :

Para el calculo y diseño del área requerida se ha empleado el método empirico, relacionando con otros métodos y obteniendo valores ponderados comparativos. El tiempo de diseño se adopto el de 15 años por ser éste el que más se ajusta a las condiciones reales de la población.

Como también se considero para el calculo del caudal de aguas residuales para el diseño de la laguna, la aportación por consumo de agua potable, más los caudales de infiltración y aguas ilícitas.

El diseño de este sistema de tratamiento considera tres etapas, en la primera se construirá una laguna cuyo diseño esta indicado en los planos respectivos, dejandose el área requerida para en base de experiencias de la primera laguna, diseñar las lagunas restantes.

DESARROLLO DE CALCULO

$$\begin{aligned} 1. \text{ Población futura} &= Pa (1 + r)^n \\ &= 1212 (1 + 0,04)^{15} \\ &= 2183 \text{ habitantes} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \text{ Dotación futura} &= Da + 2.n \\ &= 50 + 2 \times 15 \\ &= 80 \text{ lit/hab. día} \end{aligned}$$

3. Caudal de aguas residuales :

$$\begin{aligned} a) \text{ Aguas domésticas} &= \frac{2183 \text{ hab} \times 80 \text{ lit/hab.día} \times 0,70}{86400 \text{ seg/día}} = \end{aligned}$$

$$= 1,415 \text{ lit/seg}$$

$$\begin{aligned} b) \text{ Aguas ilícitas} &= 0,002 \text{ lit/seg. hab} \times 2183 \text{ hab} = \\ &= 4,366 \text{ lit/seg} \end{aligned}$$

c) Aguas de infiltración :

$$\text{Longitud de la sección 1} = 591,33 \text{ mts}$$

$$\text{Longitud de la sección 2} = 1217,74 \text{ mts}$$

$$\text{Longitud de la sección 3} = 1069,22 \text{ mts}$$

$$\text{Longitud de la sección 4F} = 1158,81 \text{ mts}$$

$$\text{Longitud de la sección Li} = 711,21 \text{ mts}$$

$$\text{Longitud de la sección A} = \underline{301,00 \text{ mts}}$$

$$\text{Longitud total de la red} = 5049,31 \text{ mts}$$

$$\text{Caudal de infiltración red} = 0,8 \text{ lit/seg.Km} \times 5,05 \text{ Km} = 4,04 \text{ lit/seg}$$

$$\text{Caudal de inf. emisarios} = 1,0 \text{ lit/seg.Km} \times 0,46 \text{ Km} = 0,46 \text{ lit/seg}$$

$$\text{Caudal total de infiltración} = 4,04 + 0,46 = 4,50 \text{ lit/seg}$$

$$\text{Caudal total Proyecto} = 1,415 + 4,366 + 4,5 = 10,281 \text{ lit/seg}$$

$$\begin{aligned} 4. \text{ Caudal del afluente} &= 10,281 \text{ lit/seg} \times 86400 \text{ seg/día} \times 1 \text{ m}^3 / 1000 \text{ lit} \\ &= 888,28 \text{ m}^3 / \text{día} \end{aligned}$$

$$\text{Caudal del afluente} = 888,28 \text{ m}^3 / \text{día}$$

5. Carga unitaria del DBO :

DBO (5 días a 20°C) del afluente = 82 mg/lit (dato observado en el laboratorio)

$$\frac{82 \text{ mg/lit} \times 888,28 \text{ m}^3/\text{día} \times 1000 \text{ lit/m}^3}{1000 \text{ mg/gr} \times 2183 \text{ hab.}} = 33,37 \text{ gr/hab.día}$$

Carga unitaria adoptada = 40 gr/hab.día

6. Carga orgánica total del afluente :

$$40 \text{ gr/hab.día} \times 2183 \text{ hab} \times 1 \text{ Kg/1000gr} = 87 \text{ Kg/día}$$

7. Tasa de trabajo de la laguna Facultativa :

$$\text{Fórmula adoptada} = 60,29 (1,0993)^T$$

Para la aplicación de esta fórmula, se obtuvo datos de los registros de la Estación Meteorológica de Zamora, de los años 1971, 1972, de los años siguientes no se pudo obtener por cuanto los registros estaban incompletos. Las hojas de los registros se anexan a éste Tomo.

Mes más frío = Febrero de 1972 = 17,4°C

Mes más caliente = Noviembre de 1972 = 18,8°C

$$\text{Tasa de trabajo} = 60,29 (1,0993)^{17,4} = 313,08 \text{ Kg de la DBO/hab.día}$$

Tasa de trabajo adoptada = 313 Kg/hab. día

8. Cálculo de la laguna :

$$\text{Area de la laguna} = \frac{87 \text{ Kg/día}}{313 \text{ Kg/ Ha . día}} = 0,278 \text{ Has}$$

9. Dimensiones de la laguna:

Profundidad de la laguna = 1,80 mts

Largo de la laguna = 88 mts

Ancho de la laguna = 40 mts

$$\text{Area de la laguna real} = 40 \times 88 = 3520 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen real de la laguna} = 3520 \times 1,80 = 6336 \text{ m}^3$$

10. Periodo de retención :

Volumen de la laguna/ caudal del afluente

$$6336 \text{ m}^3 / 888,28 \text{ m}^3/\text{día} = 7,13 \text{ días}$$

6.2.8 CONTROL DE CAUDALES :

Para controlar los caudales de -- entrada y salida de la laguna, se utilizan vertederos triangulares que generalmente son metálicos. En la practica solamente son empleados los que tienen forma de isóseles, siendo más usuales los de 90°

Para estos vertederos se usa la fórmula de Thomson,

$$Q = 1400 H^{2.5}$$

en donde Q = caudal en lit/seg

H = carga en metros

Para un vertedero triangular de 90° y de $H = 0,25\text{mts}$, su caudal es; $Q = 1400 (0,25)^{2.5} = 43,75 \text{ lit/seg}$

CAUDAL DEL EFLUENTE DE LA LAGUNA :

Durante la estación seca;

$$Q_{\text{efluente}} = Q_{\text{afluente}} - Q_{\text{evaporación}} - Q_{\text{infiltración}}$$

Durante la época lluviosa ;

$$Q_{\text{efluente}} = Q_{\text{afluente}} + Q_{\text{precip}} - Q_{\text{evapora.}} - Q_{\text{infilt.}}$$

El caudal del afluente se tiene como dato del cálculo realizado anteriormente y es de , $Q_{\text{afluente}} = 888,28 \text{ m}^3/\text{día}$

El caudal de evaporación , se lo calcula en base de la fórmula de Meyer :

$$Em = 15(vw - V) (1 + w/16)$$

en donde : em = evaporación mensual en mm

V_m = Presión del vapor a la temperatura del agua-
en mm de Hg

V = Presión del vapor a la temperatura del aire-
en mm de Hg, multiplicado por la humedad re-
lativa.

W = Velocidad del viento en Km/hora

Estos datos fueron obtenidos del registro de la Estación Me-
teorológica de Zamora (hojas anteriores adjuntas)

DATOS : Temperatura media del aire = $21,5^{\circ}\text{C}$

Temperatura media del agua = $19,0^{\circ}\text{C}$

Humedad relativa (promedio
anual) = 88%

Velocidad del viento prome
dio = $1,8\text{m/seg} = 6,48\text{Km/-}$
hora

Para las temperaturas correspondientes a $21,5^{\circ}\text{C}$ y 19°C , la -
presión del vapor de agua es 18,15 y 16,55 mm de Hg.

Estos datos fueron obtenidos de la tabla adjunta a -
éste calculo.

DESARROLLO DEL CALCULO :

$$V_w = 16,55 \text{ mm de Hg}$$

$$V = 18,15 \text{ mm de Hg} \times 0,88 = 15,97 \text{ mm de Hg}$$

Aplicando la fórmula de Meyer :

$$Em = 15(16,55 - 15,97) (1 + 6,48/16) =$$

$$Em = 12,22 \text{ mm/mes}$$

$$Ed = 0,407 \text{ mm/día}$$

$$\text{Area de la laguna} = 3520 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} Q \text{ de evaporación} &= 0,407 \text{ mm/día} \times 3520 \text{ m}^2 \times \text{m}/1000 \text{ mm} = \\ &= 1,43 \text{ mm}^3/\text{día} \end{aligned}$$

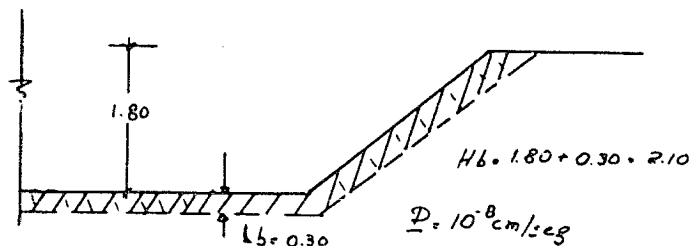
$$Q \text{ precipitación} = \text{Precipitación máxima diaria} = 70,50 \text{ mm/día}$$

$$\begin{aligned} Q \text{ Precipitación} &= 70,50 \text{ mm/día} \times 3520 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m}/1000 \text{ mm} = \\ &= 248,16 \text{ m}^3/\text{día (máxima)} \end{aligned}$$

$$\text{Precipitación media} = \frac{248,16}{25} = 9,93 \text{ mm/día}$$

$$\begin{aligned} Q \text{ precipitación} &= 9,93 \text{ mm/día} \times 3520 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m}/1000 \text{ mm} = \\ &= 34,95 \text{ m}^3/\text{día} = 34,95 \text{ m}^3/\text{día} \end{aligned}$$

Q percolación = Para determinar las pérdidas por percolación que habrán si 30 cm del material -- del fondo se sustituyen por arcilla de una permeabilidad de 10^{-8} cm/seg.



Para determinar el caudal por percolación, se utiliza la fórmula de Darcy, la cual se escribe a continuación.

$$Q \text{ percolación} = PIA$$

En donde : P = Permeabilidad

a = área

l = gradiente hidráulico = H/L

$$\text{DESARROLLO : } Q \text{ percolación} = 10^{-10} \text{ m/seg} \times \frac{2,10}{0,30} \times 3520 \text{ m}^2 =$$

$$= 2,46 \times 156$$

TABLA DE VARIACIONES DE LA PRESION DE VAPOR DE AGUA CON LA TEMPERATURA

TEMPERATURA	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
PRESION	4.58	4.75	5.20	5.65	6.10	6.64	7.10	7.60	8.15	8.70	9.21	9.90	10.66	11.35	12.05	12.80

TEMPERATURA	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
PRESION	13.75	14.65	15.60	16.55	17.50	18.80	20.00	21.30	22.65	23.80	25.40	27.00	28.60	30.20	31.80

La temperatura está expresada en $^{\circ}\text{C}$

La presión del vapor de agua está expresada en mm de H_2O

$$Q = 2,46 \times 10^{-6} \times 86400 \text{ m}^3/\text{día} =$$

$$Q = 0,213 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Razón de la percolación} = \frac{0,213 \text{ m}^3/\text{día}}{35,20} = 6,051 \text{ mm/día}$$

Cálculo teórico del efluente de la laguna: Epoca de Verano

$$\begin{aligned} \text{Efluente de la laguna} &= 888,28 - 1,43 - 0,213 = \\ &= 886,637 \text{ m}^3/\text{día} \end{aligned}$$

Epoca de Invierno :

$$\begin{aligned} \text{Efluente de la laguna} &= 888,28 + 34,95 - 1,43 - 0,213 = \\ &= 921,587 \text{ m}^3/\text{día} \end{aligned}$$

6.2.9 ANALISIS DE SUELOS :

CLASIFICACION : Para un estudio sistemático del suelo - es necesario clasificarlo, para esto -- los sistemas de clasificación más usados separa a los suelos en grupos tipo, en base a su granulometría y a su plasticidad.

De los sistemas modeladamente aceptados, el más usado - en la ingeniería (excepto para ingeniería de carreteras) es el " SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS ", más comunmente conocido como SUCS

6.2.10 PROPIEDADES FUNDAMENTALES :

Curva Granulométrica :

Es la representación gráfica del tamaño de las partículas de un suelo expresado en forma porcentual .

✓
Plasticidad .- Es la propiedad de ciertos suelos -
de mantener su condición plástica,-
dentro de cierto rango de contenidos de humedad.

Permeabilidad .- Es la mayor o menor facilidad que -
presen a el suelo para ser atraveza-
do por un flujo de agua.

Consolidación .- Es el fenómeno por el cual el suelo
expulsa agua al ser sometido a una-
carga, gracias a este fenómeno el suelo sufre asenta-
mientos.

Resistencia al corte .- Es la resistencia que opone el
suelo a esfuerzos de corte.

Capacidad de carga .- Es la capacidad del suelo para
resistir la carga.

Compactación .- Es la capacidad de densificarse --
que posee el suelo bajo la acción-
de cargas dinámicas.

El suelo en la naturaleza puede presentarse en cuatro esta--
dos, dependiendo de su humedad :

a) Un estado sólido en donde el suelo se comporta como un --
elemento elástico, rígido, y muy duro, este estado es muy di-
fícil de encontrar y es propio de las rocas que han sido so-
metidas a presiones muy elevadas.

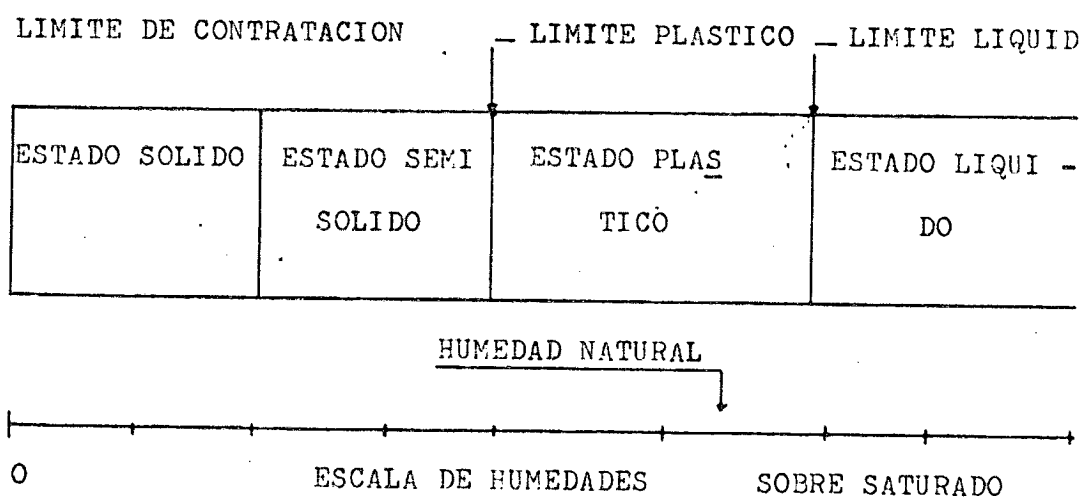
b) Un estado semisólido, en donde se conservan las propieda-
des anteriores aunque en menor grado, este estado es propio-
de los suelos cohesivos existentes en zonas áridas con esca-
sas precipitaciones.

c) Un estado plástico en donde el suelo no reacciona propor-

cionalmente a las cargas y sufre deformaciones no recuperables, este es el rango general de comportamiento de suelos.

d) Un estado líquido en donde el suelo no presenta resistencia al corte y fluye normalmente en ausencia de presiones de confinamiento. Estos suelos blandos son muy peligrosos y deberían ser evitados a toda costa.

Los valores de humedad que limitan los estados mencionados se denominan : Límite de Contracción, Límite Plástico, y Límite Líquido respectivamente. Este concepto se comprende mejor en la siguiente figura.



Los límites de plasticidad nos indican también los siguientes:

- Valores muy altos de límites líquido (mayores a 80), generalmente indican suelos que pueden presentar grandes cambios de volumen, ya sean expansiones o asentamientos.
- Los suelos ubicados cerca de la línea A de la carta de Plasticidad, pueden ser expansivos y tanto más expansivos serán

cuanto mayor sea su límite líquido

- El valor de humedad óptima de compactación es aproximadamente igual al valor del índice plástico.

No esta por demás indicar que todo este análisis se hacen para suelos cohesivos.

6.2.9,2 EL SUELO COMO MATERIAL DE CIMENTACIONES :

Una buena cimentación deberá cumplir los siguientes requisitos:

- Deberá estar desplantada a una profundidad tal que no se vea afectada por los cambios de volumen del suelo, producidos por los cambios de humedad del mismo.
- Deberá ser capaz de soportar las cargas a ellas transmitidas sin que produzca la rotura del suelo que la sostiene.
- Los asentamientos producidos por la acción de la cimentación en el suelo no será de magnitud suficiente para producir daños de la estructura.

6.2.9,3 EL SUELO COMO MATERIAL DE CONSTRUCCION :

El empleo --- del suelo como material de construcción data de los primeros tiempos de la humanidad. Sin embargo la técnica actual ha logrado numerosos adelantos en el equipo, diseño, control, del suelo como material de diseño de relleno, lo que demuestra con la construcción de obras más grandes, más complejas, y en el desarrollo mayor de la Ingeniería de Presas de Tierra, las obras más complicadas de la Ingeniería a juicio de los expertos.

6.2.9.4 ARCILLAS EXPANSIVAS :

Denomínase así a ciertos tipos de arcillas montmorilloníticas, que poseen la propiedad de expandirse al absorber humedad.

Estas arcillas además pierden su resistencia al corte como efecto de la expansión, pudiendo inclusive colapsar. Los problemas presentados por las arcillas expansivas son muy conocidos y se vuelve más críticos en estructuras hidráulicas por el constante humedecimiento al que se ve sometido el suelo. Problemas de esta clase se han presentado en casi todas las provincias de la Costa, algunas provincias de la Sierra (Loja), y es de suponerse que arcillas potencialmente expansivas existen en zonas de Oriente, aunque no se ha reportado experiencias en ese sector.

RECONOCIMIENTO DE LA ARCILLA EXPANSIVAS :

Estos suelos se presentan fisurados, con fisuras semejantes a las que se observa en el fondo de un charco cuando este se seca. Las fisuras pueden presentarse como verdaderas grietas de 3 o más metros de profundidad, las grietas se presentan al comenzar la estación seca, y desaparecen con las primeras lluvias invernales, coincidiendo con la retracción y expansión del subsuelo.

6.2.9.5 ENSAYOS REALIZADOS :

Se realizarón dos ensayos en el laboratorio y uno en sitio.

- Ensayos de Granulometría del suelo
- Ensayo de límites de Consistencia
- Prueba de Infiltración en sitio.

Ensayos realizados en el Laboratorio :

Par la realización del presente estudio se realizarón 5 pozos a cielo abierto de 2mts de profundidad, los cuatro situados en las esquinas del lote de terreno en el cual se construirá la Laguna de Estabilización y el otro situado en la Calle A entre las longitudinales 3 y 4F.

De cada uno de los pozos se obtuvo una muestra alterada, en las que se realizarón las pruebas de laboratorio.

Los resultados de los ensayos anteriormente indicados se anexan a ésta, en los respectivos formularios.

Ensayo realizado en sitio:

En los mismos pozos excavados se virtió agua hasta una altura de 40 cm, y se obtuvo los siguientes resultados promedios.

Tiempo en minutos	Altura del agua en cm	Altura del agua infiltrada	Velocidad de infiltración
0	40	-	-
15	34	6	0,4cm/min
30	30,7	9,3	0,31cm/min

CONCLUSIONES :

De los trabajos de Laboratorio se puede esta-

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
PRACTICA N° _____

PROYECTO ALCANTARILLADO DE ZUMBI
OBRA _____
LOCALIZACION _____
ENSAYO N° _____
PROFUNDIDAD _____

CONTENIDO DE HUMEDAD

FECHA _____ GRUPO _____ CALCULO THAY REVISOR _____
OPERADOR _____

MUESTRA N°	RECIPIENTE N°	PESO DEL RECIPIENTE	PESO DEL REC + S. HUMEDO	PESO DEL REC + S. SECO	PESO DE AGUA	PESO DEL S. SECO	CONTENIDO DE HUMEDAD %
1	23	19.76	59.28	51.59	7.69	31.83	24.16
1	9	19.95	63.01	54.25	8.76	34.30	25.53
1	8	19.70	61.75	53.58	8.17	33.88	24.11
						PROMEDIO	24.60
2	9H	9.98	47.89	37.50	10.39	27.52	37.75
2	15H	9.73	34.93	28.02	6.91	18.29	37.78
2	12H	9.18	37.02	29.37	7.65	20.19	37.89
						PROMEDIO	37.81
3	1	19.89	63.95	53.02	10.93	33.13	32.99
3	14	19.27	60.44	50.33	10.11	31.06	32.55
3	2	19.80	61.93	51.45	10.48	31.65	33.11
						PROMEDIO	32.88
4	30	19.72	75.23	62.77	12.46	43.05	28.94
4	8	19.70	65.41	54.98	10.43	35.28	29.56
4	20	19.93	63.36	53.33	10.03	33.40	30.03
						PROMEDIO	29.50
5	18	19.55	78.91	65.30	13.61	45.75	29.75
5	23	19.85	57.30	48.65	8.65	28.80	30.03
5	16	19.36	75.08	62.25	12.83	42.89	29.91
						PROMEDIO	29.90

DEFINICION

$$W \% = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

$$W \% = \frac{\text{Peso del recipiente con suelo humedo} - \text{Peso del recipiente con suelo seco}}{\text{Peso del recipiente con suelo seco} - \text{Peso del recipiente}} \times 100$$

OBSERVACIONES _____

PROYECTO : ALCANTARILLADO SANITARIO DE ZUMBI
 OBRA : LAGUNA DE ESTABILIZACION
 LOCALIZACION : _____
 MUESTRA N° : 1

UTPL

FECHA : _____
 CALCULO : Isidro M. Alvarado V

Analisis Granulometrico

TAMIZ	Peso retenid parcial	Peso retenido acumulado	% Retenido	% Pasa	% Especifico
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
N°4					
Pasa N°4					
N°10	1.032	1.032	0.344	99.66	
N°20	5.540	6.572	2.190	97.81	
N°40	19.070	25.642	8.55	91.45	
N°70	32.480	58.122	19.37	80.63	
N°100	42.730	100.852	33.53	66.47	
N°140	39.170	140.022	46.67	53.33	
N°200	35.210	175.232	58.41	41.59	
FONDO	5.502	180.734			
TOTAL = 180.734 + 115.266 = 300 gr.					

Peso antes del lavado : 300 gr
 Peso despues del lavado : 180.734

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	34,12
LIMITE PLASTICO	17,36
INDICE PLASTICO	16,76
INDICE DE GRUPO	
CLASIFICACION	SUCS : SC

LIMITES DE CONSISTENCIA

FECHA _____ GRUPO _____ CALCULO _____ REVISO _____
OPERADOR _____

LIMITE LIQUIDO

PRUEBA N°	CAPSULA N°	NUMERO DE GOLPES			PESO CAP + SUELO HUMEDO (gr)	PESO CAP + SUELO SECO (gr)	PESO DEL AGUA (gr)	PESO DE CAPSULA (gr)	PESO DEL SUELO SECO (gr)	CONTENIDO DE HUMEDAD %
		19	29	39						
1	9H			37	12.99	12.25	0.74	9.98	2.27	32.60
2	10H			32	14.26	13.15	1.11	9.81	3.34	33.23
3	15H		20		14.49	13.26	1.23	9.23	3.53	34.84
4	18H		14		15.29	13.89	1.40	10.04	3.85	36.36
5	12H	12			12.99	11.96	1.03	9.18	2.78	39.05
6										

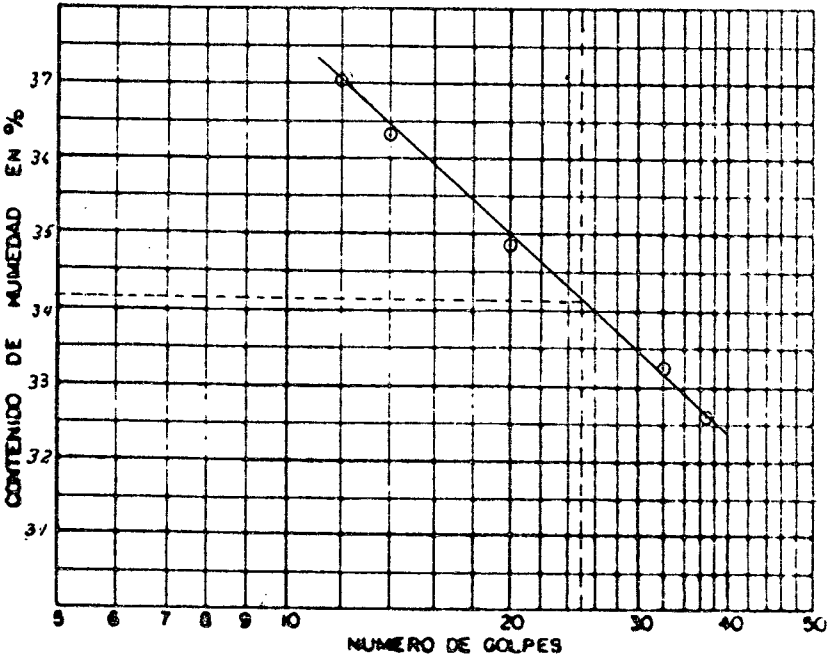
LIMITE PLASTICO

1	4H		13.64	12.93	0.71	8.72	4.21	16.86
2	24H		16.51	15.54	0.97	10.08	5.46	17.77
3	14H		13.86	13.29	0.59	9.89	3.38	17.46
4							3	

LIMITE DE CONTRACCION

PRUEBA N°	CAPSULA N°	PESO DE LA CAPSULA	PESO CAPS.² + PESO M _g	PESO CAPS.³ + SUELO HUMEDO	PESO CAPS.⁴ + SUELO SECO	PESO DE M _g DESALOJADO	PESO DE M _g 2-1	VOLUMEN DE M _g = V _i
1								
2								
3								

PRUEBA N°	CAPSULA N°	PESO DE AGUA 3-4	PESO SUELO HUMEDO W ₁ 3-1	PESO SUELO SECO W ₂ 4-3	VOLUMEN DE M _g DESALOJADO V ₂	LIMITE DE CONTRACCION L _c
1						
2						
3						



$W\% = \text{_____} \%$
 $LL = 34.12 \%$
 $LP = 17.36 \%$
 $IP = 16.76 \%$
 $CR = \frac{LL - W\%}{IP} = \text{_____}$
 $FW = \text{_____} \%$
 $TW = \frac{IP}{FW} = \text{_____}$
 $LC = \frac{W_1 - W_2 - (V_1 - V_2)}{W_2} \times 100$
CLASIF BUCB = SC

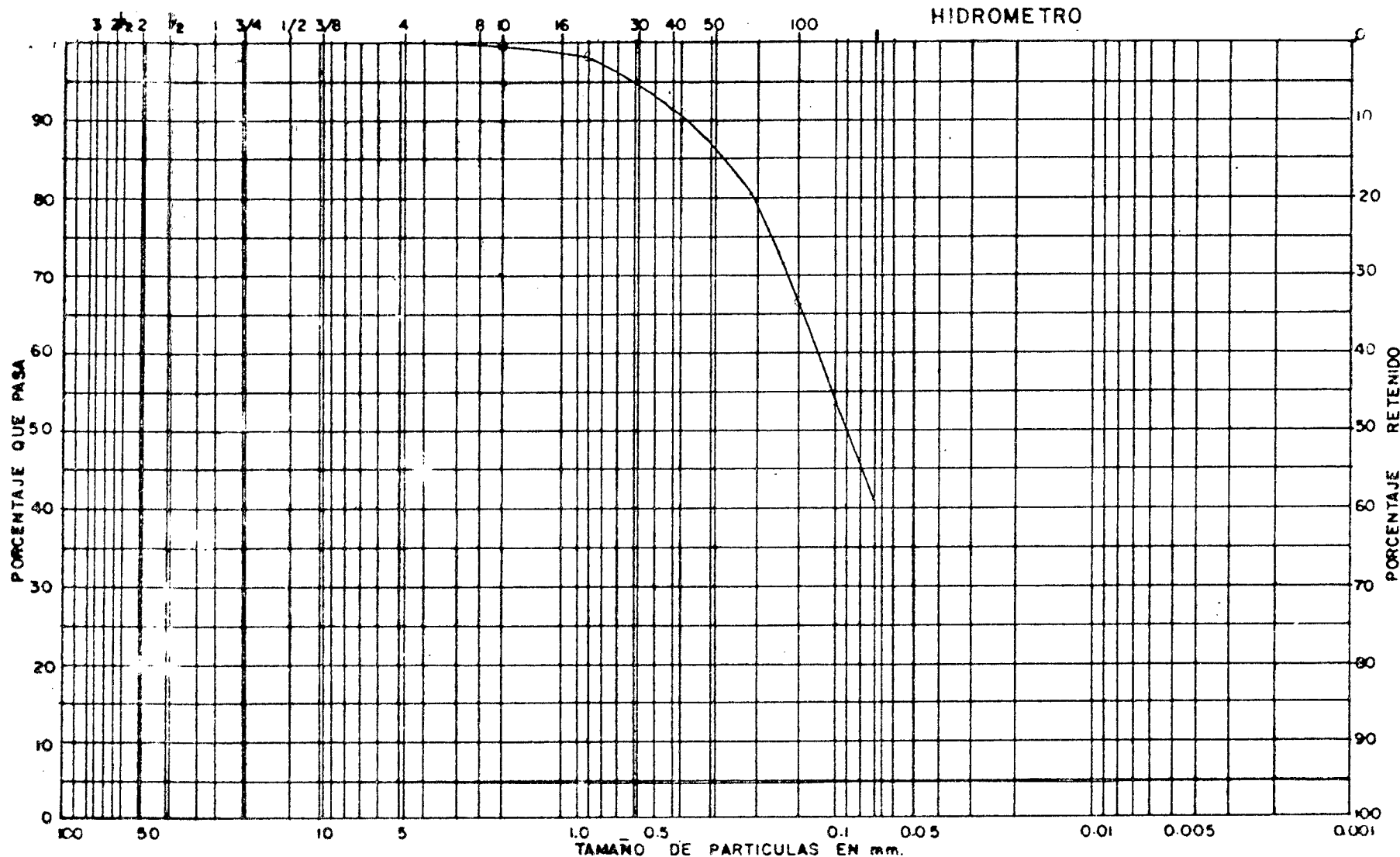
OBSERVACIONES _____

CURV. GRANULOMETRICA

PROYECTO ALCANTARILLADO DE ZUMBI
OSRA LAGUNA DE ESTABILIZACION
LOCALIZACION _____
ENSAYO Nº 1 PERFORACION _____

OPERADOR _____ CALCULO IMAY REVISOR _____ FECHA _____

NUMERO - TAMBES TYLER STANDARD



PROYECTO : ALCANTARILLADO SANITARIO DE ZUMBI
 OBRA : LAGUNA DE ESTABILIZACION
 LOCALIZACION : _____
 MUESTRA N° : 2

UTPL

FECHA : _____
 CALCULO : Isidro M. Alvarado V

Analisis Granulometrico

TAMIZ	Peso retenid parcial	Peso retenido acumulado	% Retenido	% Pasa	% Especifico
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
N°4					
Pasa N°4					
N°10	0.155	0.155	0.051	99.95	
N°20	0.600	0.755	0.252	99.75	
N°40	2.325	3.080	1.027	98.97	
N°70	8.800	11.880	3.960	96.04	
N°100	16.370	28.250	9.420	90.58	
N°140	19.330	47.560	15.850	84.15	
N°200	24.180	71.760	23.92	76.08	
FONDO	3.110	74.87			
TOTAL = 74.87 + 225.13 + 300 gr					

Peso antes del lavado : 300 gr
 Peso despues del lavado : 74.87 gr

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	50,08
LIMITE PLASTICO	27,32
INDICE PLASTICO	22,76
INDICE DE GRUPO	
CLASIFICACION	SUCS : CH

LIMITE DE CONSISTENCIA

FECHA _____ GRUPO _____ CALCULO _____ REVISO _____
OPERADOR _____

LIMITE LIQUIDO

PRUEBA N°	CAPSULA N°	NUMERO DE GOLPES			PESO CAP + SUELO HUMEDO (gr)	PESO CAP + SUELO SECO (gr)	PESO DEL AGUA (gr)	PESO DE CAPSULA (gr)	PESO DEL SUELO SECO (gr)	CONTENIDO DE HUMEDAD %
		19	29	39						
1	23			33	22.86	21.84	1.02	19.74	2.08	49.04
2	2		29		23.45	22.25	1.20	19.81	2.44	49.18
3	8		23		22.25	21.39	0.86	19.70	1.69	50.89
4	3	19			23.54	22.35	1.29	19.74	2.51	51.39
5	9	14			27.09	24.64	2.45	19.95	4.69	52.24
6										

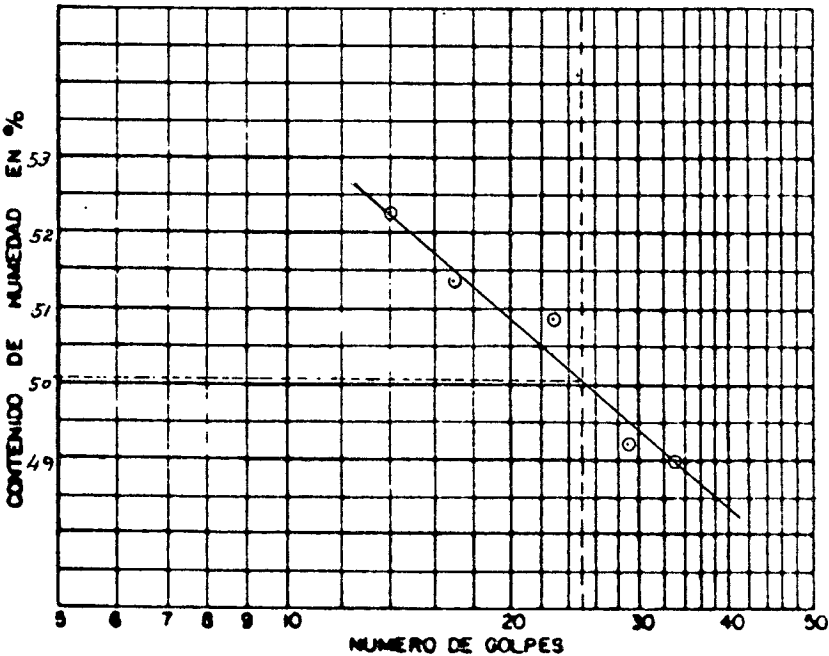
LIMITE PLASTICO

1	30		30.06	27.86	2.20	19.72	8.14	27.03
2	29		21.29	20.95	0.34	19.68	1.27	26.77
3	20		22.16	21.67	0.49	19.93	1.24	28.16
4								

LIMITE DE CONTRACCION

PRUEBA N°	CAPSULA N°	PESO DE LA CAPSULA	PESO CAPS.² + PESO Hg	PESO CAPS.³ + SUELO HUMEDO	PESO CAPS.⁴ + SUELO SECO	PESO DE Hg DESALOJADO	PESO DE Hg 2-1	VOLUMEN DE Hg = Vi
1								
2								
3								

PRUEBA N°	CAPSULA N°	PESO DE AGUA 3-4	PESO SUELO HUMEDO W ₁ 3-1	PESO SUELO SECO W ₂ 4-3	VOLUMEN DE Hg DESALOJADO V _h	LIMITE DE CONTRACCION L _c
1						
2						
3						



W% = _____ %
LL = 50.08 %
LP = 27.32 %
IP = 22.76 %
CR = $\frac{LL - W\%}{IP}$ %
FW = _____ %
TW = $\frac{IP}{FW}$ %
LC = $\frac{W_1 - W_2 - (V_1 - V_2)}{W_2} \times 100$
CLASIF. SUCS = CH

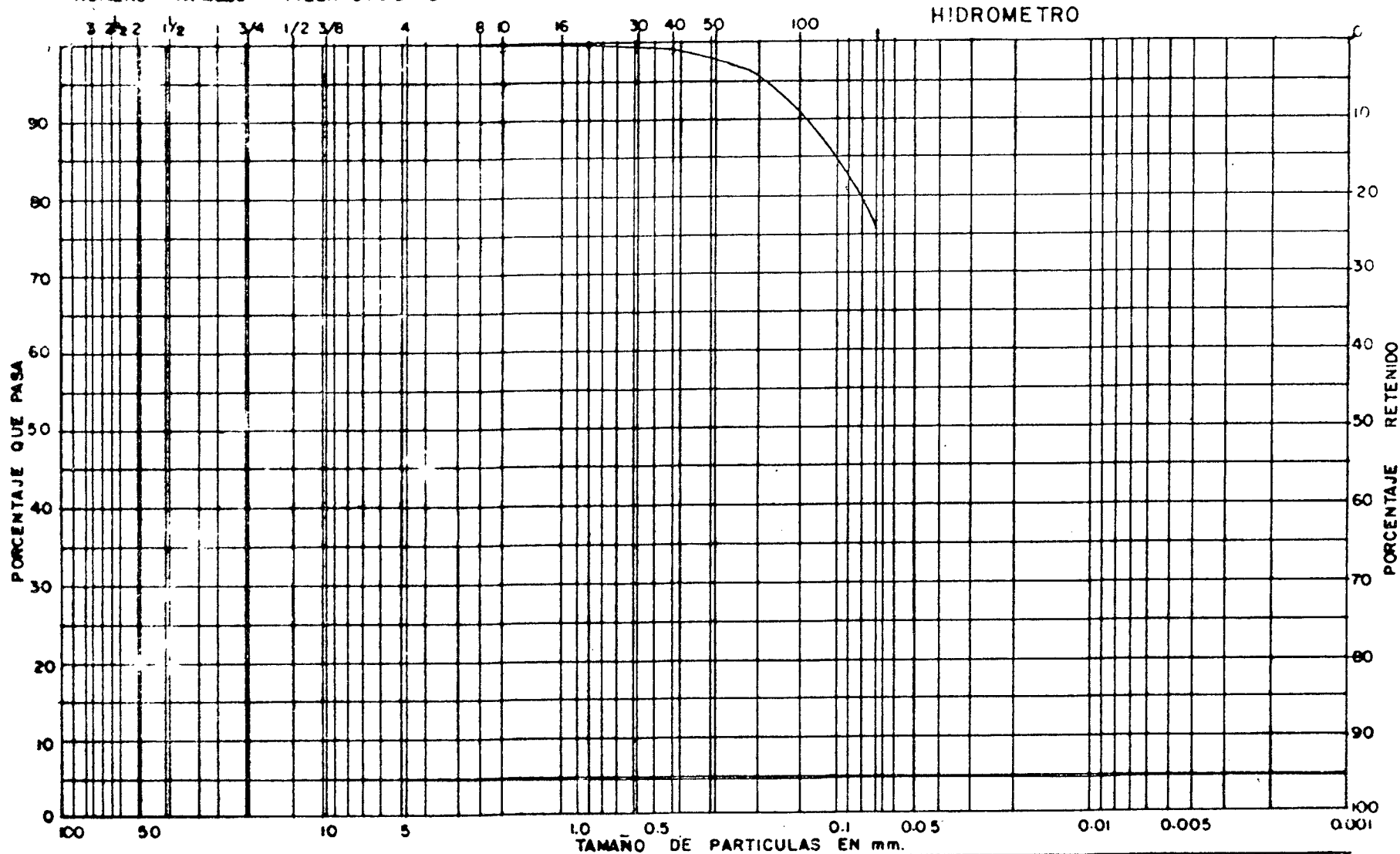
OBSERVACIONES _____

CURV GRANULOMETRICA

PROYECTO ALCANTARILLADO DE ZUMBI
OBRA LAGUNA DE ESTABILIZACION
LOCALIZACION _____
ENSAYO Nº 2 PERFORACION _____

OPERADOR _____ CALCULO I_{MAV} REVISOR _____ FECHA _____

NUMERO - TAMES TYLER STANDARD



D₁₀ = _____

D₃₀ = _____

D₆₀ = _____

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}} = \underline{\hspace{2cm}}$$

GRAVA = _____ %

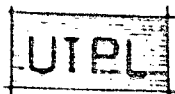
TOTAL ARENA = _____ %

FINOS = _____ %

OBSERVACIONES _____

GRAVA GRUESA	GRAVA FINA	ARENA GRUESA	ARENA MEDIA	ARENA FINA	Lim	ARCILLA

PROYECTO : ALCANTARILLADO SANITARIO DE ZUMBI
 OBRA : LAGUNA DE ESTABILIZACION
 LOCALIZACION : _____
 MUESTRA N° : 3



FECHA : _____
 CALCULO : Isidro M Alverado V

Analisis Granulometrico

TAMIZ	Peso retenid parcial	Peso retenido acumulado	% Retenido	% Pasa	% Especifico
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
N°4					
Pasa N°4					
N°10	0.20	0.20	0.07	99.93	
N°20	0.14	0.34	0.113	99.89	
N°40	0.41	0.75	0.250	99.75	
N°70	3.00	3.75	1.250	98.75	
N°100	17.82	21.57	7.190	92.81	
N°140	37.76	59.33	19.98	80.02	
N°200	47.84	107.17	35.72	64.28	
FONDO	7.60	114.77			
TOTAL : 114.77 + 185.23 = 300 gr					

Peso antes del lavado : 300 gr
 Peso despues del lavado : 114.77 gr

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	34.60
LIMITE PLASTICO	21,50
INDICE PLASTICO	13,10
INDICE DE GRUPO	
CLASIFICACION	SUCS : CL

LIMITES DE CONSISTENCIA

FECHA _____ GRUPO _____ CALCULO _____ REVISO _____
OPERADOR _____

LIMITE LIQUIDO

PRUEBA N°	CAPSULA N°	NUMERO DE GOLPES			PESO CAP. + SUELO HUMEDO (gr)	PESO CAP. + SUELO SECO (gr)	PESO DEL AGUA (gr)	PESO DE CAPSULA (gr)	PESO DEL SUELO SECO (gr)	CONTENIDO DE HUMEDAD %
		19	29	39						
1	1	15			25.310	23.87		19.89	3.98	36.43
2	6		21		25.330	23.82		19.54	4.28	35.28
3	14		23		24.200	22.93		19.27	3.66	34.70
4	12			31	32.100	28.79		19.80	9.19	33.84
5	24			37	23.840	22.81		19.73	3.08	33.44
6										

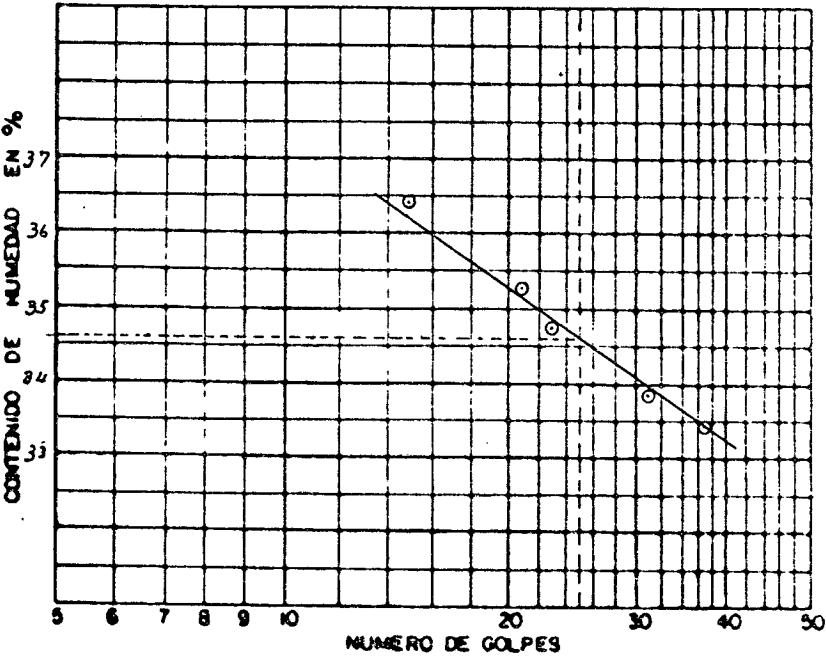
LIMITE PLASTICO

1	26			26.46	25.22		19.45	5.77	21.49
2	18			30.16	28.28		19.61	8.67	21.68
3	22			25.55	24.53		19.75	4.78	21.34
4									

LIMITE DE CONTRACCION

PRUEBA N°	CAPSULA N°	PESO DE LA CAPSULA	PESO CAPS.² + PESO Hg	PESO CAPS.³ + SUELO HUMEDO	PESO CAPS.⁴ + SUELO SECO	PESO DE Hg DESALOJADO	PESO DE Hg 2-1	VOLUMEN DE Hg = Vi
1								
2								
3								

PRUEBA N°	CAPSULA N°	PESO DE AGUA 3-4	PESO SUELO HUMEDO Wt = 3-1	PESO SUELO SECO Wt = 4-3	VOLUMEN DE Hg DESALOJADO Vg	LIMITE DE CONTRACCION L.C.
1						
2						
3						



W% = _____ %

LL = 34.60 %

LP = 21.50 %

IP = 13.10 %

Cr = $\frac{LL - W\%}{IP}$ = _____

FW = _____ %

Tw = $\frac{IP}{FW}$ = _____

LC = $\frac{Wt - Wp - (Vi - Vg) \times 100}{Wp}$

CLASIF. SUCS = CL

OBSERVACIONES _____

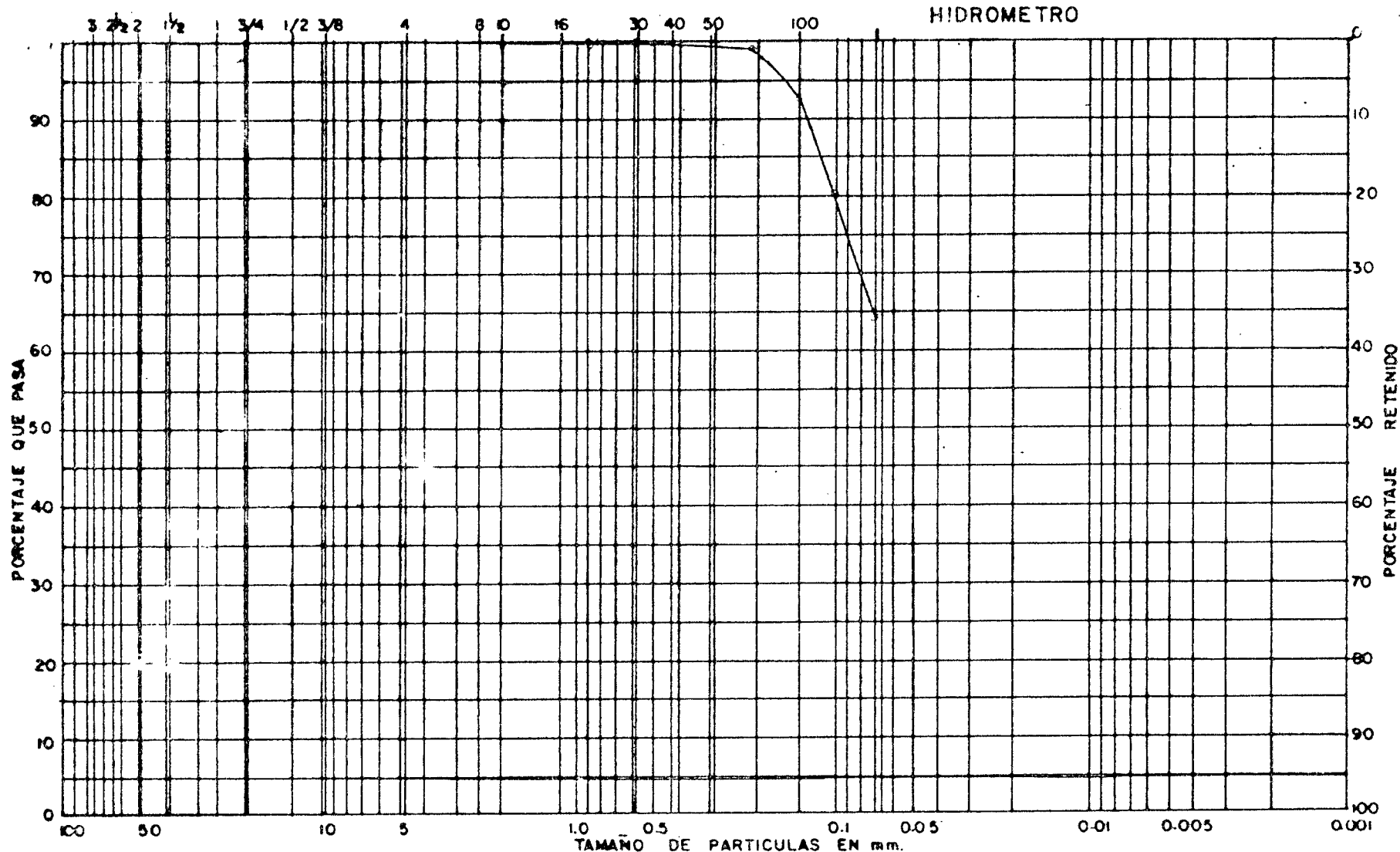
Universidad Técnica Particular de Loja
INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CURV. GRANULOMETRICA

PROYECTO ALCANJARILLADO DE ZUMBI
OBRA LAGUNA DE ESTABILIZACION
LOCALIZACION _____
ENSAYO N° 3 PERFORACION _____

OPERADOR _____ CALCULO I MAV REVISOR _____ FECHA _____

NUMERO - TAMBORES TYLER STANDARD



D₁₀ = _____

D₃₀ = _____

D₆₀ = _____

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{\quad}{\quad}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}} = \frac{\quad}{\quad}$$

GRAVA = _____ %

TOTAL ARENA = _____ %

FINOS = _____ %

OBSERVACIONES _____

GRAVA GRUESA	GRAVA FINA	ARENA GRUESA	ARENA MEDIA	ARENA FINA	limo	ARCILLA

PROYECTO : ALCANTARILLADO SANITARIO DE ZUMBI
 OBRA : LAGUNA DE ESTABILIZACION
 LOCALIZACION : _____
 MUESTRA N° : 4



FECHA : _____
 CALCULO : Isidro M. Alvarado V

Analisis Granulometrico

TAMIZ	Peso retenid parcial	Peso retenido acumulado	% Retenido	% Pasa	% Especifico
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
N°4					
Pasa N°4					
N°10	0.540	0.540	0.180	99.82	
N°20	1.980	2.520	0.840	99.16	
N°40	6.265	8.785	2.93	97.07	
N°70	11.815	20.60	6.87	93.13	
N°100	12.640	33.24	11.08	88.92	
N°140	13.240	46.48	15.49	84.51	
N°200	20.055	66.535	22.18	77.82	
FONDO	2.200	68.735			
TOTAL = 68.735 + 231.265 = 300					

Peso antes del lavado : 300 gr
 Peso despues del lavado : 68.735 gr

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	49,62
LIMITE PLASTICO	27,25
INDICE PLASTICO	22,37
INDICE DE GRUPO	
CLASIFICACION	SUCS: CL

LIMITES DE CONSISTENCIA

FECHA _____ GRUPO _____ CALCULO _____ REVISO _____
OPERADOR _____

LIMITE LIQUIDO

PRUEBA N°	CAPSULA N°	NUMERO DE GOLPES			PESO CAP + SUELO HUMEDO (gr)	PESO CAP + SUELO SECO (gr)	PESO DEL AGUA (gr)	PESO DE CAPSULA (gr)	PESO DEL SUELO SECO (gr)	CONTENIDO DE HUMEDAD %
		19	29	39						
1	18			41	23.08	21.94	1.14	19.55	2.29	42.20
2	28			39	23.16	22.02	1.14	19.66	2.36	48.31
3	14		27		22.32	21.31	1.01	19.37	2.04	49.51
4	6	18			22.41	21.44	0.97	19.54	1.90	51.05
5	23	14			25.17	23.34	1.83	19.85	3.49	52.44
6										

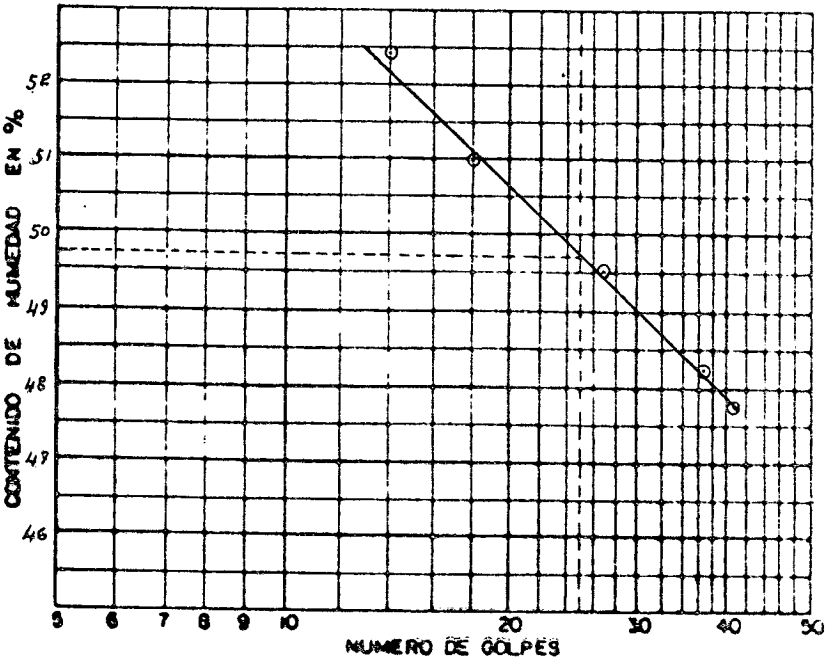
LIMITE PLASTICO

1	12		20.52	20.41	0.16	19.80	0.61	26.33
2	24		21.85	21.40	0.45	19.73	1.67	26.95
3	16		21.12	20.73	0.39	19.36	1.37	28.47
4								

LIMITE DE CONTRACCION

PRUEBA N°	CAPSULA N°	PESO DE LA CAPSULA	PESO CAPS.² + PESO Hg	PESO CAPS.³ + SUELO HUMEDO	PESO CAPS.⁴ + SUELO SECO	PESO DE Hg DESALOJADO	PESO DE Hg 2 - 1	VOLUMEN DE Hg = Vi
1								
2								
3								

PRUEBA N°	CAPSULA N°	PESO DE AGUA 3-4	PESO SUELO HUMEDO Wi = 3-1	PESO SUELO SECO Wa = 4-3	VOLUMEN DE Hg DESALOJADO Vg	LIMITE DE CONTRACCION LC
1						
2						
3						



W% = _____ %

LL = 49.62 %

LP = 27.25 %

IP = 22.37 %

Cr = $\frac{LL - W\%}{IP}$ = _____

Fw = _____ %

Tw = $\frac{IP}{Fw}$ = _____

LC = $\frac{W_1 - W_2 - (V_1 - V_2)}{W_2} \times 100$

CLASIF. SUCS = CL

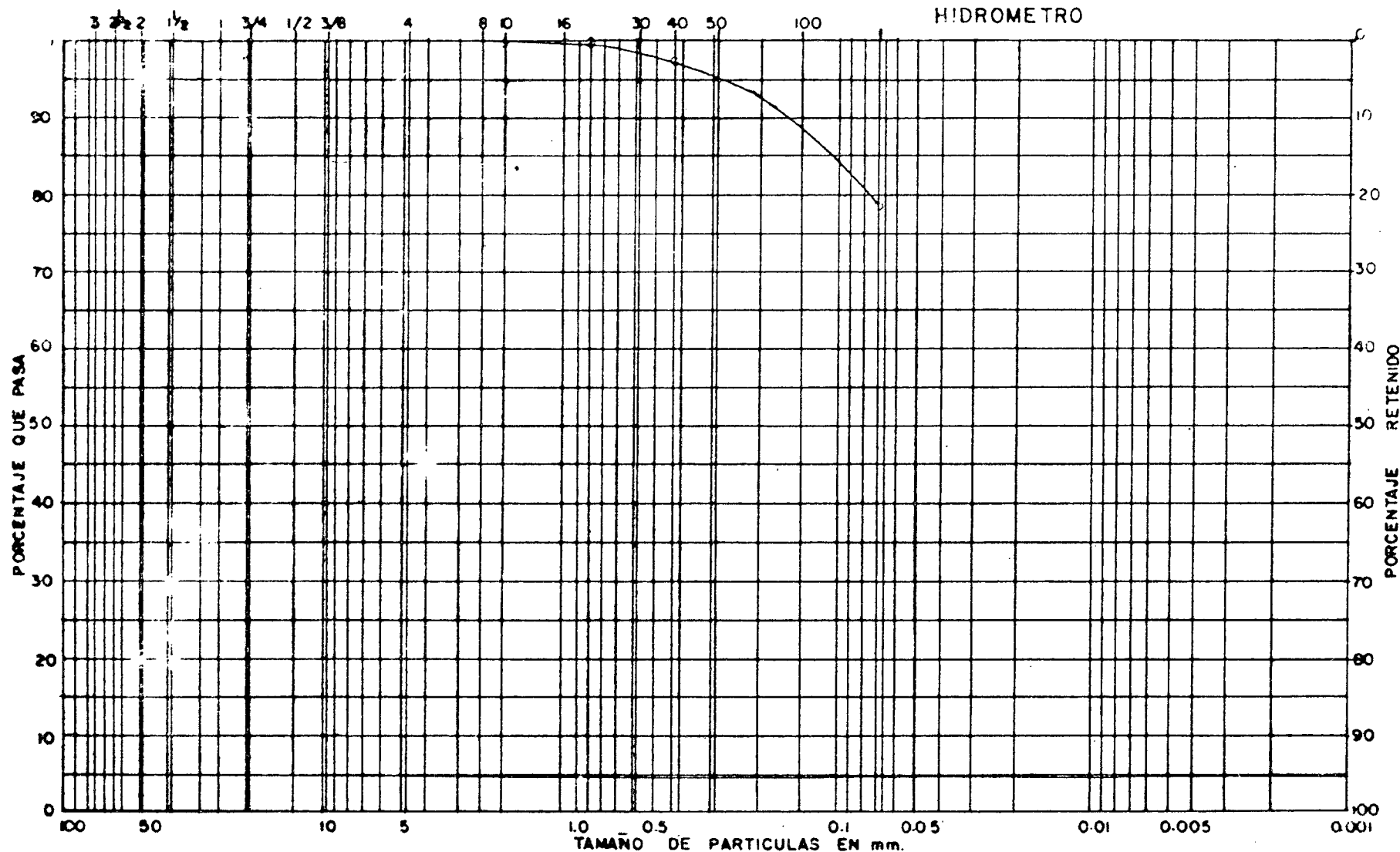
OBSERVACIONES _____

CURVA GRANULOMETRICA

PROYECTO ALCANTARILLADO DE ZUMBI
OBRA LAGUNA DE ESTABILIZACION
LOCALIZACION _____
ENSAIO Nº 4 PERFORACION _____

OPERADOR _____ CALCULO IMAV REVISOR _____ FECHA _____

NUMERO - TAMICES TYLER STANDARD



$D_{10} =$ _____

$D_{30} =$ _____

$D_{60} =$ _____

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \text{_____}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}} = \text{_____}$$

GRAVA = _____ %

TOTAL ARENA = _____ %

FINOS = _____ %

OBSERVACIONES _____

GRAVA GRUESA	GRAVA FINA	ARENA GRUESA	ARENA MEDIA	ARENA FINA	LIMO	ARCILLA

PROYECTO : ALCANTARILLADO SANITARIO DE ZUMBI
OBRA : CALLE "A" (PUEBLO)
LOCALIZACION : _____
MUESTRA N° : 5



FECHA : _____
CALCULO: Isidro. M. Alvarado V.

Analisis Granulometrico

TAMIZ	Peso retenid parcial	Peso retenido acumulado	% Retenido	% Pasa	% Especifico
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
N°4					
Pasa N°4					
N°10	0.20	0.20	0.07	99.93	
N°20	0.43	0.63	0.21	99.79	
N°40	1.04	1.67	0.56	99.44	
N°70	2.10	3.77	1.26	98.74	
N°100	2.88	6.65	2.22	97.78	
N°140	6.02	12.67	4.22	95.78	
N°200	14.10	26.77	8.92	91.08	
FONDO	1.09	27.86			
TOTAL = 27.86 + 272.14 = 300 gr					

Peso antes del lavado : 300 gr
Peso despues del lavado : 27.86 gr

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	40,25
LIMITE PLASTICO	24,15
INDICE PLASTICO	16,10
INDICE DE GRUPO	
CLASIFICACION	SUCS:CL

LIMITE DE CONSISTENCIA

FECHA _____ GRUPO _____ CALCULO _____ REVISO _____
OPERADOR _____

LIMITE LIQUIDO

PRUEBA Nº	CAPSULA Nº	NUMERO DE GOLPES			PESO CAP. + SUELO HUMEDO (gr)	PESO CAP. + SUELO SECO (gr)	PESO DEL AGUA (gr)	PESO DE CAPSULA (gr)	PESO DEL SUELO SECO (gr)	CONTENI- DO DE HUMEDAD (%)
		19	29	39						
1	9			38	23.95	22.80	1.15	19.95	2.85	40.35
2	20		30		23.93	22.75	1.18	19.93	2.82	41.84
3	15	17			22.13	21.45	0.68	19.90	1.55	43.87
4	2	13			22.78	21.87	0.91	19.81	2.06	44.17
5										
6										

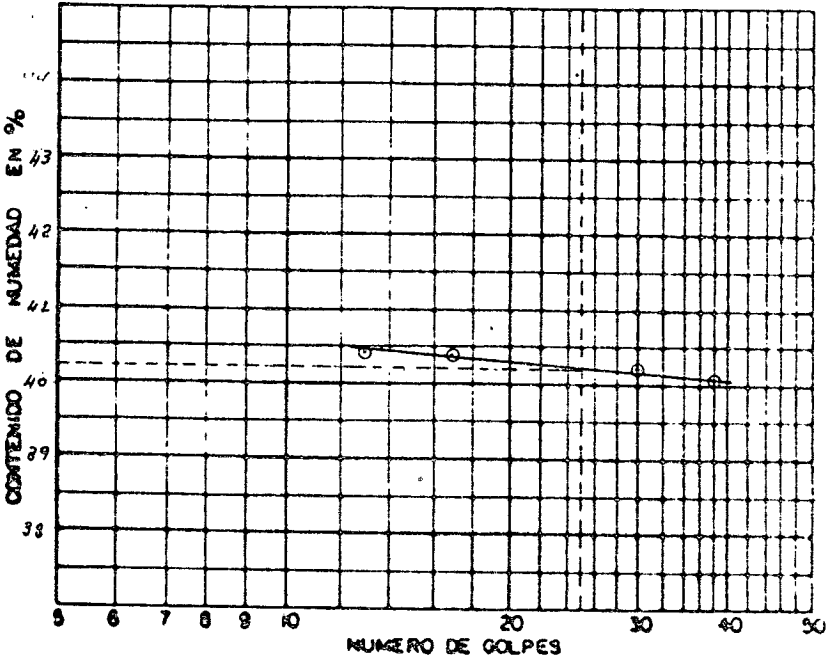
LIMITE PLASTICO

1	26		20.54	20.32	0.22	19.45	0.87	25.29
2	5		22.84	22.29	0.55	19.90	2.39	23.01
3								
4								

LIMITE DE CONTRACCION

PRUEBA Nº	CAPSULA Nº	PESO DE LA CAPSULA	PESO CAPS. ² + PESO M _g	PESO CAPS. ³ + SUELO HUMEDO	PESO CAPS. ⁴ + SUELO SECO	PESO DE M _g DESALOJADO	PESO DE M _g 2-1	VOLUMEN DE M _g = V _i
1								
2								
3								

PRUEBA Nº	CAPSULA Nº	PESO DE AGUA 3-4	PESO SUELO HUMEDO W ₁ = 3-1	PESO SUELO SECO W ₂ = 4-3	VOLUMEN DE M _g DESALOJADO V ₂	LIMITE DE CONTRACCION L.C.
1						
2						
3						



W% = _____ %

LL = 40.35 %

LP = 24.15 %

IP = 16.10 %

CR = $\frac{LL - W\%}{IP}$ = _____

FW = _____ %

TW = $\frac{IP}{FW}$ = _____

LC = $\frac{W_1 - W_2 - (V_1 - V_2)}{W_2} \times 100$

CLASIF. SUCS = CL

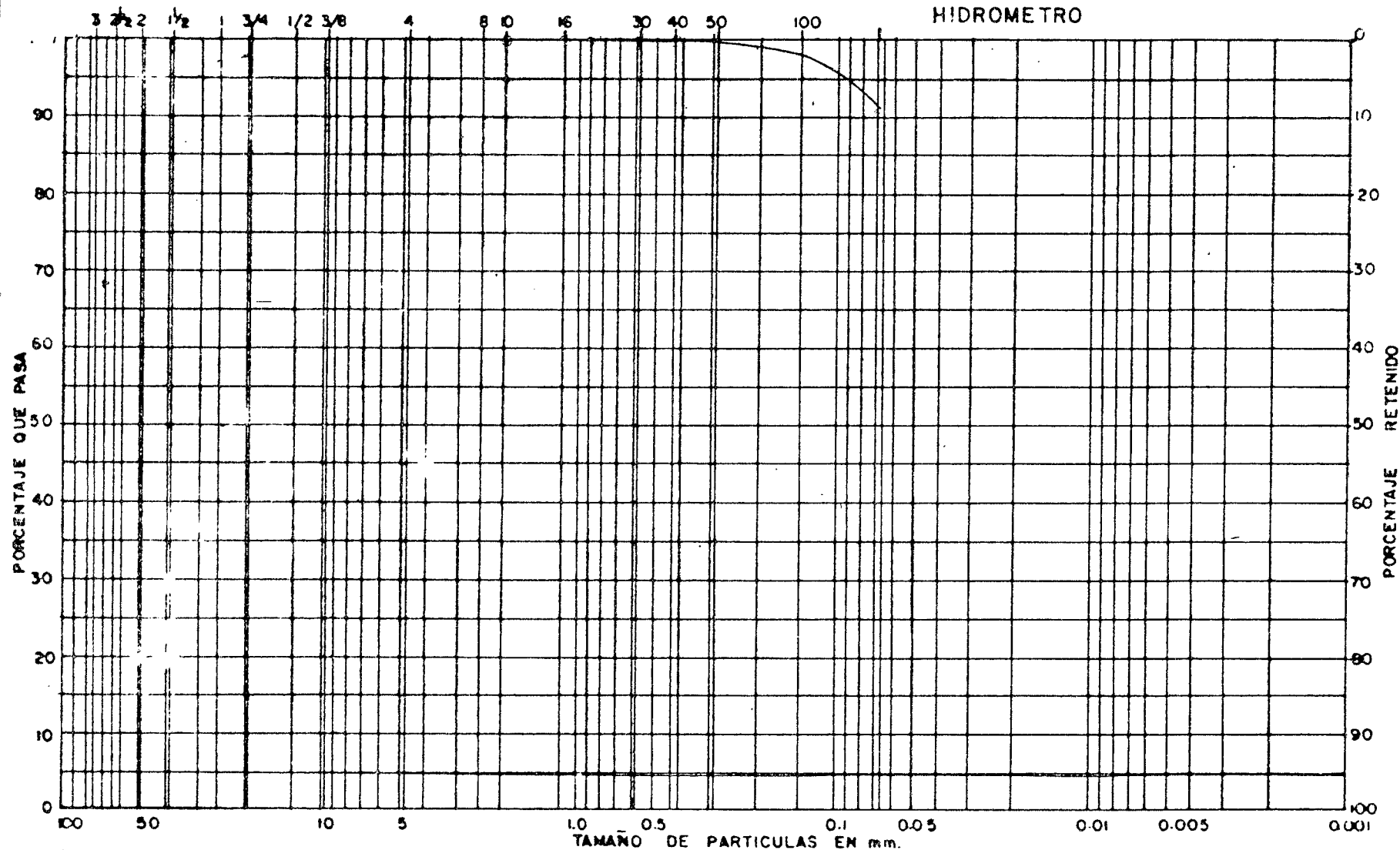
OBSERVACIONES _____

CURV. GRANULOMETRICA

PROYECTO ALCANTARILLADO DE ZUMBI
OBRA CALLE "A" (PUEBLO)
LOCALIZACION _____
ENSAYO Nº 5 PERFORACION _____

OPERADOR _____ CALCULO IMAV REVISOR _____ FECHA _____

NUMERO - TAMICES TYLER STANDARD



$D_{10} =$ _____

$D_{30} =$ _____

$D_{60} =$ _____

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \text{_____}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}} = \text{_____}$$

GRAVA = _____ %

TOTAL ARENA = _____ %

FINOS = _____ %

OBSERVACIONES _____

GRAVA GRUESA	GRAVA FINA	ARENA GRUESA	ARENA MEDIA	ARENA FINA	limo	ARCILLA

blecer la siguiente conclusión:

Los suelos que se presentan son del tipo arcilloso - de baja comprensibilidad; presentandose una fase granular - mal graduada en el pozo cielo abierto # 1; clasificandose según el SUCS como SC, que corresponde a una arena con buen -- porcentaje de finos plásticos; y además pozos con Cl que corresponde a una arcilla bastante plástica de baja comprensibilidad.

6.2.10 CONSTRUCCION; OPERACION; MANTENIMIENTO DE LAS LAGU - NAS DE ESTABILIZACION :

En la construcción de las lagunas de estabilización deben considerarse los siguientes aspectos :

Replanteo : Una vez localizada en los planos la laguna y obras accesorias, el primer paso será el replanteo en el terreno, de estricto acuerdo a lo indicado en los planos.

Desmonte : Consiste en el corte y desenraizado de árboles, arbustos, hiervas o cualquier vegetación, y su retiro.

Despalme : Conciste en el retiro del material que se considera inapropiado ya sea para el fondo de la laguna o para la fundación de los diques, tuberías de interconexión o estructural.

Excavación : Se ejecutan, por lo general, mecánicamente con el objeto de obtener los niveles deseados para la formación de las secciones del proyecto. Se puede admitir

una tolerancia máxima de 10 cm entre los cortes del proyecto y los ejecutados.

Cuando es necesario para la seguridad de los obreros o para evitar disturbios, daños, hundimientos, de estructuras o tuberías adyacentes, las excavaciones son además apuntaladas debidamente. Se debe de disponer de obras provisionales de drenaje cuando haya posibilidad de inundación.

Cuando el material resultante de la excavación no es adecuado para la formación de los terraplenes, debe ser retirado del sitio de la obra.

Escarificación : El terreno sobre el cuál van a formar los terraplenes debe romperse hasta una profundidad del orden de 15cm mediante el empleo de arados, rastres de puntos o de discos, con el objeto de lograr una liga íntima entre el terreno natural y el material de los terraplenes.

Formación de terraplenes : Los terraplenes se construyen con el material producto de las excavaciones o del obtenido mediante los préstamos.

Se coloca en capas sucesivas cuyo grado de humedad, espesor y compactación en % de su densidad máxima, son previamente fijados. La compactación se efectúa con pisones mecánicos rodillos o rodamientos de camiones, hasta llegar al grado deseado. Se permite en los terraplenes rocas individuales hasta 0,19m en su máxima dimensión, siempre que sean mantenidas aisladas.

El relleno a usarse, es deseable que contenga material arcilloso en cantidad suficiente para que no impermeabilice.

lice contra la infiltración del agua de la laguna.

Afinación de secciones : Se efectúa con el auxilio de una niveladora. Es conveniente hacer un retoque manualmente, agregando material faltante y retirando el excedente con el propósito de obtener el perfil y las --- secciones proyectadas.

Preparación del fondo : Para escoger el sitio donde se instalará, una laguna se deben hacer -- ensayos de suelos y pruebas para determinar las características del terreno. Estos estudios deben incluir determinación del espesor de la capa vegetal que debe ser removida, y de -- terminar la permeabilidad del material que se utilizará en -- la construcción de los diques y que constituirá el fondo de la laguna.

Cuando los estudios de permeabilidad indiquen el peligro de una percolación, excesiva, se debe sellar el fondo. Este sellado se puede hacer con una capa de arcilla bien homogénea, de un espesor no menor de 40cm, la cual debe colocarse bien compactada. También se han efectuado trabajos -- de sellado con telas impermeables plásticas y con revestimientos asfálticos, siendo estos dos sistemas antieconómicos.

Protección de taludes : Cuando los taludes son de poca -- pendiente (menor de 1 vertical -- por 3 horizontal) el peligro de ser erosionados por las olas es remoto, aunque por tener un área grande expuesta a -- la acción de la luz solar, se llena de plantas con raíces.

Se recomienda que los terraplenes se siembre hacia -- arriba de la línea de agua con una hierba de tipo perenne, -- de bajo crecimiento, extensiva, que resista la erosión y que

pueda ser mantenida regada fácilmente.

Estructura de entrada : La estructura de entrada puede consistir en una simple tubería que -- descarga en la laguna. Esta tubería puede ir elevada sobre el nivel máximo de la laguna, soportada por monturas o ir al nivel del fondo. Las descargas en el centro de la laguna -- han sido comunmente empleadas especialmente en lagunas pequeñas; en lagunas grandes se aconseja que el afluente descarge a unos 15cm de la orilla a una distancia del talud igual a -- $1/2$ o a $1/3$ de la longitud de la laguna.

Estructura de salida : Esta estructura debe estar cerca e -- inmediata a una de las orillas y lo más lejos posible de la estructura de entrada. Se ha usado estructuras de salidas equipadas con compuertas o vertederos móviles que permiten tener gran flexibilidad de operación en las variaciones del tirante de la laguna. Por lo general -- se recomienda que los dispositivos de salida permitan que el afluente sea tomado cerca, pero bajo, de la superficie de la agua, para secar el mejor afluente y asegurar en lo posible, la retención de cualquier sólido flotante.

Tuberías de interconexión : En estas tuberías se puede -- usar cualquier material normalmente aceptado para la construcción de alcantarillas subterráneas.

Estructuras de medición : Siendo sumamente importante conocer el caudal que entra a las lagunas, y el que sale de ellas es conveniente dejar previsto dispositivos de medición. Comunmente se usan vertederos --

triangulares o medidores Parchall, acoplados a mecanismos re-
gistrados que dejan un gráfico de caudal contra tiempo.

Estructuras de distribución proporcional de caudales cuando
se usan varias lagunas : Cuando se usan varias lagunas es-
conveniente que estas puedan ope-
rar en serie, y en paralelo.

Si operan en paralelo se necesita construir una es-
trutura que permita distribuir los caudales entre las dife-
rentes lagunas de acuerdo con la conveniencia de la opera --
ción. Esta distribución de caudales, por lo general, se lo-
gran construyendo un depósito del que salen varias válvulas-
de compuertan que se gradúan a voluntad. Cuando se sabe de-
antemano la proporción del caudal que debe ir a cada laguna,
esta distribución se puede hacer por medio de vertederos.

OPERACION Y MANTENIMIENTO DE LAS LAGUNAS :

La operación de --
una laguna, más o menos pequeña con una profundidad aproxima-
da a un metro, en el cual se esta llevando a cabo un proceso
natural de purificación de las aguas negras,. es bastante -
simple. En efecto la labor principal la lleva a cabo la na-
turaleza mismo en forma expontánea y la intervención del hom-
bre se reduce a eliminar cualquier fenómeno perturbador que-
pudiera afectar en forma desfavorable dicho proceso.

De acuerdo con lo estudiado en las lecciones anterio-
res, las lagunas de estabilización, necesitan para llevar a-
cabo su acción purificadora que :

- Se mantenga el nivel de operación adecuada, sin que exis -
ta una tendencia de la laguna a secarse o rebalsarse.

- Que la luz solar pueda actuar sobre la capa superior de la laguna sin que exista en la superficie de esta elementos-perturbadores que impidan su acción.
- Que la laguna este libre de la influencia de sustancias que pueden afectar al normal desarrollo del proceso estabilizador.
- Que la carga orgánica aplicada no exceda las tasas de trabajo recomendadas.

La operación de las lagunas de estabilización deben analizarse bajo tres circunstancias diferentes:

- a) Lagunas que no presentan ningún problema especial, no --- previsto en el diseño.
- b) Lagunas que presentan problemas no previstos en el diseño de las mismas.
- c) Lagunas operadas dentro de un plan experimental cuyo propósito sea determinar las tasas de trabajo aplicables, y el comportamiento de las mismas en determinada área geográfica.

GUIA PARA OPERACIONES :

El mejor programa para el manejo y -- mantenimiento de las lagunas es tener en cuenta que se necesita mantenimiento tanto preventivo como de emergencia. Algunos de los aspectos más obvios del manejo y mantenimiento de las lagunas se puede ilustrar con la discusión de temas -- específicos: control de insectos, mantenimiento de diques, -- control de olores, y reconocimiento de colores característicos.

Control de manejo : Se debe disponer de métodos para medir-

el gasto afluente de la laguna y la concentración de la DBO.- También se puede medir los cambios de pH durante el día y el oxígeno disuelto en la laguna, y el pH del afluente y del -- efluente.

Control de Insectos : La producción de mosquitos en la laguna está en proporción directa con la - cantidad de maleza que crece a orillas del agua. Larvas tanto de Culex, como de Anopheles se han encontrado en varios tipos de lagunas. Si hay agua disponible, se deben llenar las lagunas a su nivel funcional, la maleza que se ha cortado no se debe permitir que flote en la laguna ya que proporciona - albergue a los insectos.

En caso que se necesitan existen varios larvacidas, - se puede usar una capa delgada de aceite diesel, o un rocío - de 2% de DDT, y aceite polvo de BHC (3% de isomera gama) y - 2% de malathion.

Las larvas también se pueden controlar con la cría - de pececillos (Gambusia) en las lagunas secundarias o terciarias.

Mantenimiento de los diques : El terraplen se debe revisar, con regularidad para descubrir los efectos de erosión por el viento, la acción de las - olas, escurrimiento superficial y las madrigueras de animales. El terraplen se debe medir con zacate. Plantas de raíces largas, como el alfalfa, no se deben usar ya que éstas - perjudican la impermeabilidad del dique. Esterilización de la tierra en el área de poca profundidad ha dado resultado - en el control de malezas.

Control de olores : Los olores se pueden originar de la --
descomposición de natas de algas que se
han acumulado en la esquina. En otros casos en particular --
durante períodos de alta temperatura en el agua, pozos de --
lodo suben del fondo de la laguna. Los trozos de despojos --
orgánicos se acumulan en la esquina y, si permanecen en repo--
so, se cubren completamente de algas azules. Por lo general
las actividades bacterianas es interna y los olores abruma--
dores.

Reconocimiento de colores característicos : Un cambio en el--
olor o color de--
la laguna con toda seguridad indica un cambio radical en el--
funcionamiento en el sistema de la laguna y el operador debe
estar alerta para reconocer cambios inminentes en su funcio--
namiento. Frecuentemente olores ofensivos se producen por --
la inundación ilícita de desechos que causan un cambio rápi--
do del cultivo biológico.

Cambios en el volumen, carga orgánica, temperatura, --
luz, turbiedad, etc, pueden causar los cambios en el cultivo
real de las algas. Un cambio de color, verde o negro, acom--
pañado de natas flotantes de materia del fondo por lo gene--
ral indica una fermentación rápida en los sedimentos del fon--
do que frecuentemente son causa de cambios en la temperatura
de la laguna en las características del agua residual.

C A P I T U L O V I I

7.0 D I S P O S I C I O N Y T R A T A M I E N T O D E E X C R E T A S E N L U G A R E S D O N D E N O E X I S T E S I S T E M A D E A L C A N T A R I L L A D O

7.1 G E N E R A L I D A D E S :

Los inmuebles ubicados en sectores que carecen de red de alcantarillado público o particular, deben - disponer las heces humanas en instalaciones que sirven en un reducido número de personas (tipo individual), denominadas - sistemas de alcantarillado particular, los cuales tienen que reunir algunos requisitos fundamentales para proteger la salud de la familia y de la comunidad.

- a. No deben contaminar ninguna fuente de agua para consumo o riego de hortalizas.
- b. Evitar el contacto de las heces con los insectos, roedores u otros posibles portadores de gérmenes patógenos.
- c. No permitir la contaminación de la superficie del suelo.
- d. No permitir la accesibilidad de los niños a las materias fecales.
- e. No producir malos olores, crear desagrado o dejar las excretas expuestas al aire libre.
- f. Cumplir las leyes o reglamentos relacionados con contami

nación .

g. Ser sencillas y de costo económico.

Estos sistemas particulares de alcantarillado se clasifican en sistemas sin arrastre de agua y con arrastre de agua.

Se puede aseverar que sólo las zonas urbanas sin alcantarillado han resuelto el problema de la disposición de excreta con sistemas particulares de alcantarillado; en cambio las zonas semiurbanas y especialmente rurales, disponen en un alto porcentaje las heces humanas en condiciones reñidas con la salud y la moral. Normalmente utilizan pozos negros sin ninguna protección sanitaria, el campo abierto o letrina sobre acequias, con peligros consiguientes para la salud y el bienestar de la comunidad.

SISTEMAS SANITARIOS DE DISPOSICION DE EXCRETAS EN ZONAS

SIN RED DE ALCANTARILLADO PUBLICO

Sin arrastre de agua	{	Letrina sanitaria sobre	
		pozo negro (excavado o-	
		perforado	
		Sistema abrómico	
		(no sanitario)	
		Letrinas con estanques séptico con -	
		descarga a	{ Dren Pozo absorbente
		Letrina con estanque químico con descarga	{ Dren Pozo absorbente
		o sin ella	

Con arrastre de agua	Fosa séptica con descarga a	Pozo absorvente, sistemas de drenaje, zanjafiltrantes, camara de contacto y cursos de agua
	Pozo negro absorvente	
	Fosa séptica tipo económico con descarga a	Pozo absorvente ó
	Pozo Imhoff económico tipo fosa séptica con descarga a	Sistemas de drenaje (baja probabilidad) Cursos de agua

Los sistemas particulares de alcantarillas sanitarios citados en el esquema precedente, conducen a tratamiento -- más o menos complejo y a instalaciones cómodas e higiénicas -- como es el caso de los sistemas con arrastre con agua y unidades de condiciones sanitarias mínimas aceptables pero incómodas, como en la letrina sanitaria la cual debe construir se sólo en zonas de escasos recursos económicos.

7.2 SISTEMAS DE DISPOSICION DE EXCRETAS SIN ARRASTRE DE AGUA

Tal como su nombre lo indica, estos sistemas no requieren de agua potable para su operación, excepto una pequeña cantidad para un aseo permanente.

7.2.1 LETRINAS SANITARIAS SOBRE POZO NEGRO :

La letrina de pozo-
consiste en un hoyo excavado a mano, cubierto con una losa a-
la turca o con un piso provisto de una taza con tapa, alrede-
dor del cual se construye una caseta. Se ha discutido mucho-
de la conveniencia de la tapa de la taza. La tapa es neces-
aria para impedir que entren moscas, otros insectos y roedores
como también para atenuar los olores.

La letrina sanitaria se compone en dos partes :

- La letrina propiamente dicha, y
- El hoyo, excavación o pozo negro con su correspondiente, cu-
bierta, taza y tapa.

Para que la letrina cumpla su calificativo de sanita-
ria debe estar construida de acuerdo con los siguientes requi-
sitos :

- a) Ajuste perfecto entre el pozo y la cubierta a través del -
brocal
- b) Unión perfecta entre la taza y la cubierta
- c) Tapa de ajuste hermético (en lo posible cierre automático)
- d) Disponer de una caseta, de interés desde el punto de vista
estético y moral.

CARACTERISTICAS GENERALES DE LA LETRINA SANITARIA :

Situación :

El hoyo o foso debe ser excavado a una distancia de
de 20 metros de cualquier noria, pozo o manantial, u otra --
fuente de abastecimiento de agua, y en ningún caso se colocará
a una distancia menor de 15 metros, y en lo posible su ubica-
ción será aguas abajo de dichas fuentes de abastecimiento. De

be escogerse un sitio contiguo a la casa, y por comodidad se aconseja a no más de 12 metros de distancia.

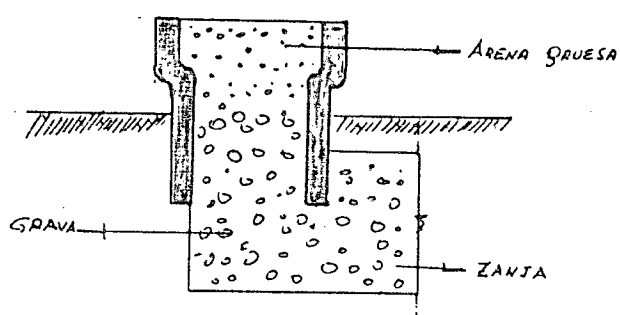
Pozo negro, hoyo o foso :

La función del pozo consiste en aislar y almacenar las excretas humanas o tendentes a producir la estabilización y evitar que las bacterias patógenas puedan transmitirse a un huevo huésped.

Dimensiones .- Serán determinadas según las características del terreno, número de personas servidas y profundidad de la superficie freática, su forma puede ser cuadrada, rectangular o circular. Las dimensiones varían de 0,80 a 1,20 de diámetro o de lado. En las letrinas unifamiliares-normales las dimensiones del pozo son de 0,90m de diámetro o de 0,80 m a 1,20 m para la de sección rectangular. La profundidad más comunmente encontrada es de 2.5 m pero puede variar de 0,8 a 5,0 m. La capacidad del pozo para una unidad familiar no debe ser inferior a $1,25\text{m}^2$. En las instalaciones públicas el ancho del pozo es de 0,80 a 1,0 m, y su longitud varía de acuerdo con el número de tazas colocadas.

Para escuelas es preferible el tipo de letrinas sanitarias en serie, con pozo de forma rectangular, estimandose en $2,5\text{ m}^3$ la capacidad por cada 50 alumnos. Las dimensiones mínimas aconsejables para terrenos porosos y para escuelas con matrícula del orden de los 200 alumnos son de 6 m de largo x por 0,75 de ancho, por 2,5 de profundidad. Se pueden instalar 8 casetas de 0,75 de ancho. Es posible hacer dos unidades separadas de 3 m de largo cada una. Cuando se trata de escuelas mixtas una de estas unidades se destina a las ---

alumnas. En la sección para hombres se aprovecha la misma muralla para anexar los urinarios. Estos se construyen con tubos de cemento comprimido o de metal, es de 0,60 m de diámetro, rellenos con ripio en la parte inferior y arena gruesa en la superior. Se conecta por cañerías de 1" a 1 1/2" al pozo negro o a una excavación rellena con piedras, especialmente construido por este efecto



Uno de los problemas más importantes en relación con el pozo es su duración, o en otros términos el tiempo que tarda en llenarse lo cual depende de su capacidad, número de personas a que sirve y eficiencia del proceso de digestión. Cuanto más tiempo sirva un pozo sin ser reemplazado, más eficaz será la protección sanitaria que proporciona y menor el costo por persona y año. Al hablar de la capacidad del pozo debe distinguirse entre pozo húmedo y seco; es decir; si penetra o no en la superficie freática.

Cualquier que sea el caso, la descomposición anaerobia comienza en el momento en que las heces caen al pozo; con la consiguiente reducción del volumen. En otros términos: el volumen acumulado no es directamente proporcional a la cantidad de excretas depositadas por año.

La letrina de pozo perforado es una variante de la letrina sobre pozo negro. El pozo es de menor diámetro, pero -

más profundo, consiste en un pozo circular, por lo general de 0,30 a 0,40 metros de diámetro perforado verticalmente en el suelo, por medio de un barreno de mano o mecánico de 4 a 8 m de profundidad, 6 m como término medio. La figura 7.2 presenta una letrina de este tipo. (Lamina # 6 Tomo II)

Brocal o base :

El brocal o base tiene por fin primordial servir como soporte a la cubierta o piso de la letrina e impedir que se desmorone en la boca, que es la parte más vulnerable -- del pozo. Este brocal debe ajustarse perfectamente en el pozo y unirse a la estructura de tal manera que no puedan entrar insectos, roedores o agua superficial. Para eso se levanta unos 0,15m sobre el nivel del suelo, haciendolo consistente con el pequeño terraplén, que se construye alrededor de la letrina, para evitar que las aguas superficiales tengan -- pendiente hacia ella o se produzcan inundaciones.

Los brocales pueden ser de diferente tipo y material, dependiendo fundamentalmente de la calidad del terreno. Entre los materiales más usados merecen citarse la madera, hormigón, suelo de cemento, ladrillo mampostería, troncos sin -- desbastar, etc.

Cubierta piso o losa :

En el piso de la letrina sanitaria descansa la caseta y cubre el pozo. Se construye de distintos -- materiales, pero en todo caso debe ajustarse perfectamente -- con el brocal y evitar cualquiera grieta o abertura por las -- cuales puede haber posibilidad que penetren insectos o roedores en el pozo.

Todo piso debe llevar una perforación para que encaje exactamente la taza correspondiente, la cual debe disponer de una tapa en lo posible de cierre automático. Sin embargo la letrina a la turca no considera taza ni cubierta, no obstante se ha utilizado en diversas regiones, especialmente en el control de la uncinariasis.

Los materiales que normalmente se usan para este tipo de losa o piso son: el hormigón armado, madera machimbrada, y en casos especiales pisos formados por piezas de madera en bruto de pequeño diámetro conjuntas, rellenas con barro o una mezcla de suelo cemento.

El tamaño de las losas depende de la sección del pozo y de las dimensiones de la caseta, pero en todo caso conviene normalizar su tamaño para un programa de saneamiento rural intensivo y económico. Las dimensiones varían, pero probablemente 1,2 x 1,1 m, es buen término medio, a pesar que se han construido losas de menor tamaño.

La forma y dimensión de los orificios de los pisos -- que llevan tazas o asientos deben ser con arreglo al tipo de taza y forma de anclaje. Pueden ser rectangulares, circulares, de forma elíptica o similar., teniendo como término medio una longitud del orden de unos 44 cm en su eje mayor y unos 25 cm de su eje menor.

Asiento taza :

Las tazas normalmente se construyen de madera o de hormigón y de diferentes formas. La taza de madera es rectangular forrada con latón en la parte frontal interior, con las siguientes dimensiones aproximadas, según se trate de que

la usen de preferencia adultos o niños.

0,23 m de alto por 0,25 m de ancho por 0,35 m de largo

0,26 m de alto por 0,30 m de ancho por 0,35 m de largo

0,30 m de alto por 0,32 m de ancho por 0,35 m de largo

Caseta :

La caseta permite el aislamiento y protege al usuario contra la intemperie. Desde el punto de vista sanitario, la caseta es menos importante que el pozo con la losa asiento y tapa. Por esta circunstancia cuando se desarrolla una campaña de saneamiento rural se deja a la población que construya su propia caseta y el inspector sanitario hace las indicaciones de carácter general.

La caseta debe ajustarse a las dimensiones del piso o losa y se pueden construir de madera, placas de cemento asbesto, ladrillos, adobes, cañas y cualquier otro material de la zona o región usado en construcción.

La dimensiones aproximadas para letrinas individuales son 0,80 m de ancho por 0,90 m de largo y 1,90 m de alto en la parte frontal, por 1,70 en el lado opuesto.

Mantenición de la letrina Sanitaria :

La mantención y conservación de la letrina sanitaria debe tomar en consideración los siguientes aspectos:

- Mantener limpio el piso, paredes y alrededores de la caseta
- La letrina debe usarse únicamente para las necesidades corporales y papeles de uso higiénico.
- No tirar a su interior papeles de envolver, trpos, basuras -

- cenizas ni otros desperdicios.
- Impedir que las moscas, mosquitos y ratas se introduzcan - al pozo de la letrina. Mantener cerrada la tapa del asiento. Reparar inmediato cualquier abertura o grieta del -- piso.
 - A la caseta no deben entrar, ni menos servir de albergue, - las gallinas u otros animales domésticos.
 - Las aguas de ducha, lavado, cocina etc, no deben caer ni - vaciarse al pozo, se esto ocurren producirán malos olores - y un rápido llenamiento.
 - Si en el pozo se crían mosquitos o hay malos olores, riégse - se semanalmente con una taza de parafina líquida.
 - No es recomendable echar desinfectantes al pozo
 - Cuando las materias acumuladas llegan a más o menos medio- metro del nivel del terreno, la letrina debe ser traslada- da a un nuevo pozo.
 - El pozo antiguo deberá cubrirse con una capa de cal viva y rellenarse con tierra bien apisonada.

7.2.2 SISTEMA DE CUBO O ABROMICO :

En este sistema debajo del- asiento o cajón se coloca un tarro impermeable, el cual se -- cambia cuando esta lleno. Este tipo no es recomendable.

7.2.3 LETRINA CON ESTANQUE SEPTICO :

Este sistema se basa en - la propiedad que tiene las heces de licuarse cuando se deposi- tan en un estanque, proceso que se mejora con el agregado de-

de pequeñas dosis de agua.

7.2.4 LETRINA CON ESTANQUE QUIMICO :

La letrina estanque químico consiste en un estanque generalmente cilíndrico de 0,75 m de diámetro por 1,2 m de largo por asiento, más 0,90 m por cada asiento adicional. La taza va colocada directamente sobre el estanque y dispone de tapa de madera o de plástico. - La ventilación se efectúa por la parte trasera de la taza y el tubo se prolonga por sobre el techo de la caseta.

El depósito es una aleación especial de acero resistente a la corrosión y tiene una capacidad aproximada de 400 a 500 litros por cada asiento. La operación del sistema se basa en la acción de un desinfectante cáustico disuelto en el agua.

7.3 SISTEMAS DE DISPOSICION DE EXCRETAS CON ARRASTRE DE AGUA

Estos sistemas de disposición de excretas tienen aplicación en zonas urbanas o semiurbanas que cuentan con redes generales de agua potable pero que carecen de red de alcantarillado, o en zonas rurales que disponen de norias o pozos con estanques de almacenamiento de agua. El factor económico es el que fundamentalmente limita su instalación y reemplaza por otros sistemas menos confortables.

7.3.1 FOSA SEPTICA :

Es un estanque cubierto (hermético) construido de piedra ladrillo hormigón armado u otro material de

albañilería generalmente rectangular, el cual se proyecta para que las aguas negras permanezcan en ella durante tiempo determinado, que varía ordinariamente de doce a veinticuatro horas.

Las dimensiones de la fosa séptica varía según el número de personas servidas, tiempo de retención, velocidad de escurrimiento y espacio adicional dejado por la acumulación de lodos.

7.3.2 POZO ABSORVENTE :

Consiste en una excavación en el terreno por lo general de 2 a 2,5 mts de diámetro, con una profundidad que normalmente varía de 5 a 12 mts, al cual se vacían las aguas negras sedimentadas provenientes de la fosa séptica las cuales se infiltran en el terreno.

7.3.3 CANERIAS DE INFILTRACION O DRENAJES :

Consiste en tuberías de cemento comprimido, arcilla vitrificada u otro material que van colocados en zanjas rellenas con material pétreo cubiertas con tierras y tendentes a distribuir el efluente del tratamiento primario de las aguas negras (fosa séptica) e incorporarlo al subsuelo a través de un proceso de infiltración.

7.3.4 CAMARAS DE CONTACTO:

Este sistema de tratamiento secundario prácticamente no se usa para sistemas particulares indivi

✓
duals, salvos en contados casos como por ejm en escuelas, --
hospitales, pequeñas comunidades, etc, las cuales requieren -
generalmente una planta de tratamiento mínima.

7.3.5 DESCARGAS A CURSOS DE AGUA :

Es posible descargar sanita
riamente las aguas negras sedimentadas de las fosas sépticas-
en un curso de agua, siempre que se cumpla los dos requisitos
fundamentales:

1. Que no se originen problemas o transtornos desde el punto-
de vista estético o urbanístico ; y
2. Que no signifique un peligro en relación con la transmi---
ción de enfermedades entéricas, bacterianas o parasitarias
intestinales.

✓ C A P I T U L O VIII

8.0 ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA LA CONSTRUCCION DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

8.1 TUBERIAS DE ALCANTARILLADO :

Las tuberías empleadas en la construcción de sistemas de alcantarillado se fabrican de barro vitrificado, hormigón simple y armado, asbesto-cemento, - lámina galvanizada corrugada, y en condiciones especiales pue de emplearse el hierro fundido, el plástico y el acero.

Deben llenar cualidades como las siguientes:

- Ser resistentes
- Ser durables
- Ser lisas
- Ser impermeables
- Ser duras
- Ser uniforme en forma y dimensiones
- Tener uniones que aseguren su estanqueidad, una vez colocadas
- Ser económicas

En general, las más usadas son las tuberías de concreto que deben ser construidas utilizando hormigón de buena ca-

lidad ya que tanto la resistencia como la impermeabilidad -- son esenciales. Para asegurar de la bondad de las tuberías-- éstas deben ser sometidas a pruebas de resistencia, pruebas-- hidrostáticas y pruebas de absorción, siguiendo métodos y -- procedimientos normalizados por la ASTM.

Las dimensiones de las tuberías; largo del tubo, espesor de la pared, tamaño de la campana etc, también deben -- regirse por especificaciones establecidas por la ASTM.

Las tuberías de hormigón simple se fabrican hasta -- diámetros interiores de 600 mm, pasados los cuales se usara-- hormigón armado cuya armadura también se encuentra específi-- cada o bien realizando la construcción en sitio, de tales tu-- berías empleando encofrados o moldes especiales.

8.1.1 TUBO DE GRES :

Estos tipos se confeccionan con arcilla o pizarra molida mezclada con agua, conformada en moldes, de secada y finalmente, cocida en un horno a alta temperatura.-- Poco antes de cocción se coloca sal común en el horno la que debido a la crecida temperatura reinante, se vaporiza, reaccionando con la arcilla de modo que se forman sobre ella una capa dura e impermeable. El tubo vidriado tiene la ventaja de que resiste a la corrosión producida por los productos de descomposición de las aguas residuales y por los ácidos que-- a veces se desaguan en las alcantarillas. Tienen la desven-- taja de los peligros de rotura durante el transporte y mani-- pulación.

8.1.2 TUBOS DE HORMIGON PARA ALCANTARILLAS :

La utilización de tubos de hormigón prefabricados para las alcantarillas se ha extendido mucho.

Para diámetros de más de 60 cm, el hormigón debe armarse. La facilidad para obtener localmente los materiales necesarios ha conducido al establecimiento de muchas fábricas de tubo de hormigón en lugares apropiados.

Las fábricas deben de disponer de equipos para la realización de los ensayos normalizados, y los tubos que se adquieren deben de adaptarse a las dimensiones y resistencias especificadas por la ASTM. En el diseño de hormigón, en ningún caso se utiliza menos de 350 Kg de cemento portland por metro cúbico de hormigón. Dichas resistencias están especificadas en la tabla 42 adjunta.

Las exigencias para el ensayo de absorción también son las mismas que para el tubo gres, pero la tubería de hormigón debe además resistir el ensayo hidrático de 0,35 Km/cm² durante 5 minutos, 0,7 Kg/cm² durante 10 minutos y 10,5 Kg/cm² durante 15 minutos o el ensayo a la permeabilidad, levantando el tubo sobre su enchufe y llenándolo con agua, en cuyas condiciones no ha de presentar pérdida alguna ni puntos húmedos durante 15 minutos.

Existen dos tipos de tubo que son : "caja y espiga", y de "Macho y Campana", puede fabricarse otro tipo de tubo, en caso de ser necesario, sujeto a especificaciones especiales, que deberán ser aprobadas por el IEOS.

La fabricación de los tubos se harán a la sombra y --

bajo techo, cada tubo se fabricará de una vez en sólo molde metálico. Se hará con un mortero cemento- arena en proporción de 1:3 a 1:5, según la calidad e la arena y con la menor cantidad de agua, armado el molde procédase a vaciar el mortero en capas de unos 5 cm como máximo, utilizando para su compactación un pizón. Aflójese el molde interior y ábrase el exterior por medio de una jaladera, sacándolo hacia arriba cuidando de no agrietar el tubo.

Las primeras 24 horas después de la fabricación, el tubo deberá permanecer a la sombra luego de lo cual se sumergirá totalmente en agua, en una pileta construida para el efecto, en esta permanecerá 7 días como mínimo.

A continuación de este primer curado se los colocará en galpones cubiertos, manteniendo los tubos húmedos como mínimo 21 días; por ningún concepto quedarán los tubos expuestos al sol antes de los 28 días de fabricados.

8.1.3 TUBOS DE HORMIGON ARMADO PARA ALCANTARILLAS :

Los tubos prefabricados de más de 60 cm de diámetro deben armarse, aunque también se arman tubos de menor diámetro. Las dimensiones, resistencias y armaduras de este tipo de tubo también se han normalizado, consignandose las normas a la tabla 43. Los tamaños hasta 1,83 m inclusive se fabrican con longitudes de 1,22 m y los superiores a 1,83 m con longitudes de 1,52 m. Los materiales utilizados para la confección del tubo deben ajustarse a las normas de la ASTM,. Será preciso disponer algunos refuerzos longitudinales para mantener los-

TABLA 43. RESISTENCIAS Y DIMENSIONES DE LOS TUBOS DE HORMIGÓN ARMADO PARA ALCANTARILLAS
(American Society for Testing Materials; designación CTS-56)

Diámetro interior, pulgadas	Pruebas de resistencia, libras por pie lineal				Condiciones mínimas requeridas ¹								
	Método triple apoyo		Método soporte arena		Hormigón, 3000 libras por pulgada cuadrada		Hormigón, 3500 libras por pulgada cuadrada		Hormigón, 4000 libras por pulgada cuadrada				
	Carga que produce una grieta de 0.01"	Carga de rotura	Carga que produce una grieta de 0.01"	Carga de rotura	Espesor de pared, — pulgadas	Sección total de hierro, Pulg. cuadradas por pie lineal		Espesor de pared, pulgadas	Sección total de hierro, Pulg. cuadradas por pie lineal		Espesor de pared, pulgadas	Sección total de hierro, Pulg. cuadradas por pie lineal	
						ba- rras ²	con un total de		ba- rras ²	con un total de		ba- rras ²	con un total de
12	1800	2700	2700	4050	2	1	0.06	1 ½	1	0.07	—	—	—
15	2000	3000	3000	4500	2 ¼	1	0.06	2	1	0.07	—	—	—
18	2200	3300	3300	4950	2 ½	1	0.06	—	—	—	2	1	0.07
21	2400	3600	3600	5400	2 ¾	1	0.06	—	—	—	2 ¼	1	0.07
24	2400	3600	3600	5400	3	1	0.06	2 ½	1	0.08	2 ½	1	0.09
27	2550	3900	3800	5700	3	1	0.07	2 ¾	1	0.10	2 ¾	1	0.12
30	2700	4050	4050	6100	3 ¼	1	0.09	3	1	0.12	2 ¾	1	0.14
33	2850	4300	4300	6400	3 ½	1	0.11	3 ¼	1	0.14	2 ¾	1	0.17
36	3000	4500	4500	6750	4	2	0.14	3 ¾	2	0.20	3	2	0.23
42	3200	4800	4800	7200	4 ¼	2	0.16	3 ¾	2	0.23	3 ¾	2	0.27
48	3400	5100	5100	7650	5	2	0.21	4 ¼	2	0.27	3 ¾	2	0.32
54	3700	5550	5550	8300	5 ½	2	0.25	4 ¾	2	0.32	4 ¼	2	0.38
60	4000	6000	6000	9000	6	2	0.29	5	2	0.38	4 ¾	2	0.44
66	4250	6350	6350	9550	6 ½	2	0.32	5 ½	2	0.44	4 ¾	2	0.47
72	4500	6750	6750	10100	7	2	0.36	5 ¾	2	0.47	5	2	0.55
78	—	—	—	—	7 ½	2	0.40	—	—	—	—	—	—
84	—	—	—	—	8	2	0.43	—	—	—	—	—	—
90	—	—	—	—	8	2	0.49	—	—	—	—	—	—
96	—	—	—	—	8 ½	2	0.57	—	—	—	—	—	—
108	—	—	—	—	9	2	0.67	—	—	—	—	—	—

¹ Se supone que la distancia del centro de una barra de la armadura a la superficie más próxima del hormigón es de 1 pulgada.

² En los casos en que se han especificado dos barras, pueden sustituirse por una simple barra elíptica cuya sección sea por lo menos el 50 % de la total que figura en la tabla; si se usan las dos barras circulares, la interior debe poseer no menos del 50 % y la exterior no menos del 40 % de la sección total que indica la tabla para cada tamaño de tubo, pero en ningún caso la sección total del armado empleado debe ser inferior a la fijada por la tabla.

aros en su lugar y también para evitar roturas transversales. La armadura puede ser alambre, de acero estirado, en frío, - o de barras de acero.

8.1.4 ALCANTARILLAS DE OTROS MATERIALES :

Debido a que las alcantarillas, excepto para las líneas con diámetro muy grandes, son rectas entre pozos de visita y generalmente no tienen conexiones directas con otras líneas, se utilizan muy pocos aditamentos especiales. Las juntas del tubo de concreto son usualmente del tipo de caja y espiga. Se proporciona un empaque de hule o plástico y se utiliza mortero de cemento a algún material bituminoso caliente para rellenar el espacio libre.

Se fabrica tubo de fibrocemento, el cual tiene las siguientes ventajas : un coeficiente de rugosidad más bajo - ($n = 0,010$), lo cual permite menos inclinaciones y diámetros más pequeños, juntas firmes con magnitudes y anillos de goma como para la distribución de agua potable, que reducen la infiltración y evitan la penetración de raíces; tramos largos - de hasta 4 mts que reducen el número de juntas; son ligeros - por lo que su instalación es más fácil.

8.2 CONSTRUCCION DE POZOS DE VISITA :

Los pozos de visita se instalan en cada entroke de dos o más alcantarillas, a intervalos de acuerdo a las normas que rige el IEOS. Los pozos de visita generalmente se construyen con bloques curvos -

de concreto, tabiques o de concreto colado. Ocasionalmente se utiliza un tubo de concreto percolado. En la actualidad se construyen pocos pozos de visita de tabique, pero anteriormente eran muy populares.

La construcción de los pozos debe regirse exclusivamente a los planos (Lámina 6),

La forma constructiva de los pozos, se ha normalizado sus diseños en una forma general. Los pozos tienen un marco y una tapa de hierro fundido con una abertura de 50 a 60 cm. El marco descansa sobre la obra de fábrica que se ensancha hasta alcanzar un diámetro de no menos 1,10 m y generalmente de 1,20 mts a una distancia de 0,90 a 1,50 m de la boca del pozo, continuando este diámetro hasta que llega a la alcantarilla. Si la profundidad total es menor de 3,6 m las paredes se hacen de 20 cm de espesor, y por cada 1,8 m más de profundidad, debe aumentarse este espesor en 10 cm. A veces se hace las paredes de hormigón.

El fondo de las cámaras de registro se hace ordinariamente de hormigón, dando a su cara superior una ligera pendiente hacia el canal avierto a los canales que forman la continuación de los tubos de la alcantarilla. Los canales se recubren a veces con tubos de alcantarillas partidos o seccionados por su diámetro.

En todo caso, la profundidad del canal debe ser igual casi al diámetro del tubo, para evitar que las aguas de las cloacas se desparramen sobre el fondo del pozo, ya que si así ocurre puede quedar retenidas las materias sólidas con probable producción de olor, a pesar de que la incli

nación del fondo tiene a evitar este peligro. Los cambios de dirección se hacen en los canales.

Pozos de caída :

En los puntos en que las derivaciones o tuberías secundarias enlazan con una alcantarilla más profunda, se puede economizar la excavación, manteniendo la cloaca superior con una pendiente razonable y estableciendo una caída vertical en el pozo de registro. Las cámaras así construidas se denominan de caída y su método de construcción se indica en la (Lamina 6). Obsérvese que mientras las aguas residuales siguen por el tubo vertical, la tubería de la alcantarilla atraviesa la pared del pozo de registro lo que permite su limpieza. Si la caída es de menos de 60 cm, generalmente se resuelve aumentando su gradiente de la alcantarilla en vez de construir el registro de caída. Si se hace una caída de menos 60 c, en el registro el fondo se dispone de modo que las aguas caigan en un canal pendiente sin salpicar y sin que pueda sedimentar los sólidos arrastrados.

8.3 SALIDAS DE LAS ALCANTARILLAS :

Si las alcantarillas desaguan líquidos depurados en un pequeño río, no será preciso instalar nada más que un sencillo muro de protección de hormigón, análogo a los empleados para las aguas de las carreteras, para evitar que las aguas residuales o las del río puedan socavar el tubo. Es recomendable colocar una válvula plana, o una compuerta de cierre automatico en el orificio de salida de las aguas depuradas, para evitar que el agua

cenagosa penetre en la instalación de tratamiento cuando sube el nivel del río, ya que pueden estropearse los filtros - si se deposita en ellos el barro.

Las alcantarillas que desaguan en puertos o en grandes extensiones de agua se prolongan frecuentemente a la larga distancia de las riberas hasta alcanzar las aguas profundas, o hasta donde las corrientes produzcan una rápida mezcla de los líquidos residuales con el agua de dilución reduciendo con ello la posibilidad de que produzcan molestias.

Sifones Invertidos .- En las obras de alcantarillado, se denominan sifones invertidos, a los tramos de las alcantarillas que quedan por debajo de la línea piezométrica para salvar un obstáculo, tal como un desmonte ferroviario, un paso subterráneo, o un río.

8.4 METODO DE COLOCACION DE TUBERIAS :

Las tuberías deben fabricarse y colocarse en tal forma que sean capaces de resistir no solamente las cargas de relleno, sino también cargas vivas o cualquiera otra que se apliquen. Para ello se deben tomar en cuenta dos factores importantes :

- La carga que recibe la tubería depende en alto grado del ancho que tenga la zanja a la altura del cuadrante superior de la tubería.
- La forma de colocación del tubo en la zanja tiene una gran influencia en la resistencia que tenga el tubo para soportar las cargas.

Los tipos de colocación se determinan algunas varie-

dades comenzando por el asentamiento del tubo directamente - sobre el fondo adecuado de la zanja, hasta formar anillos - protectores de hormigón, su selección depende de la profundi- dad de la zanja, del diámetro de la tubería, del peso del re- lleno, de los posibles sobre cargas que existirán.

Método de acolchonado :

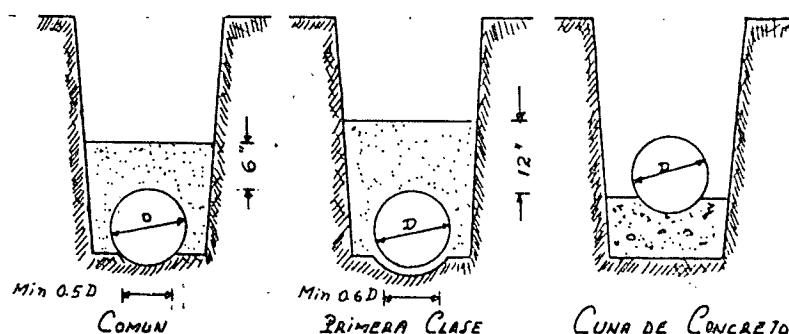
Los métodos de acolchonado, de un tubo en una zanja se denomina común, de primera clase, y con cuna de concreto. En la fig 8.1 se muestra los ejemplos.

Para el acolchonamiento común, el tubo deberá colo- carse con cuidado en una fundación de tierra que tiene la -- forma del tubo incluyendo las campanas con una aproximación- razonable por un ancho de cuando menos, el 50% del diámetro- del conducto. También el remanente del espacio que rodea el tubo hasta una altura de 15 cm arriba de su parte superior, - deberá rellenarse con material granulado que se apisona en - el lugar.

En el acolchonamiento de primera clase, el tubo debe

rá

Fig 8.1



colocarse con mucho cuidado en un material granular fino en- una cimentación de tierra que tenga la forma del tubo por lo menos en el 60% del diámetro del mismo. El remanente del es- pacio que rodea el tubo y hasta una altura de 30 cm arriba -

de la parte superior del mismo, deberá rellenarse con un material granular que será colocado a mano y en lechos no mayores de 15 cm de altura y después se apisonarán.

El acolchonado de cuna de concreto se proporciona cuando el tubo está colocado sobre concreto simple o reforzado que tenga un espesor apropiado abajo del tubo y que se extienda a los lados del tubo por una proporción satisfactoria del diámetro. El ingeniero considerará condiciones existentes en la obra para determinar que cantidades de concreto serán necesarias.

8.5 FORMULA PARA CARGA SOBRE TUBOS :

La fórmula de Martson, para calcular las cargas sobre un tubo debido al peso del material de relleno es :

$$N = C_1 w B^2$$

en que: W = Carga vertical total sobre el tubo (Kg/m)

C₁ = Coeficiente

w = Peso del material del relleno (Kg/m)

B = Ancho de la zanja, en mts, justamente abajo de la parte superior del tubo.

El ancho de la zanja B, no deberá exceder 1 1/2 veces del diámetro exterior del tubo. El coeficiente C₁ varía con el carácter del material de relleno y con la relación de la profundidad H del relleno arriba de la parte superior del tubo al ancho B de la zanja. Los valores de C según se han determinado por medios experimentales en la tabla 8.1. El peso del suelo en Kg/m³, se puede suponer de la siguiente manera

8.1

TABLA 8.1 VALORES APROXIMADOS DE TRABAJO DEL COEFICIENTE C_1 PARA CARGAS EN TUBOS EN ZANJAS, DEBIDAS AL MATERIAL DE RELLENO

$\frac{H}{B}$	Arena o suelo húmedo	Suelo saturado	Arcilla amarilla húmeda	Arcilla amarilla saturada
0.5	0.46	0.47	0.47	0.48
1.0	0.85	0.86	0.88	0.90
1.5	1.18	1.21	1.25	1.27
2.0	1.47	1.51	1.56	1.62
2.5	1.70	1.77	1.83	1.91
3.0	1.90	1.99	2.08	2.19
3.5	2.08	2.18	2.28	2.43
4.0	2.22	2.35	2.47	2.65
4.5	2.34	2.49	2.63	2.85
5.0	2.45	2.61	2.78	3.02
5.5	2.54	2.72	2.90	3.18
6.0	2.61	2.81	3.01	3.32
6.5	2.68	2.89	3.11	3.44
7.0	2.73	2.95	3.19	3.55
7.5	2.78	3.01	3.27	3.65
8.0	2.82	3.06	3.33	3.74
8.5	2.85	3.10	3.39	3.82
9.0	2.88	3.14	3.44	3.89
9.5	2.90	3.18	3.48	3.96
10.0	2.92	3.20	3.52	4.01
11.0	2.95	3.25	3.58	4.11
12.0	2.97	3.28	3.63	4.19
13.0	2.99	3.31	3.67	4.25
14.0	3.00	3.33	3.70	4.30
15.0	3.01	3.34	3.72	4.34

pactado, 90; suelo saturado, 110; arcilla amarilla húmeda parcialmente compactada, 100; arcilla amarilla saturada, 130; arena seca, 100; arena mojada, 120. Se deberá notar que el compactar el relleno de arcilla, mediante un amasado o batido, proporcionará la carga máxima.

Se deberán considerar también las cargas adicionales que pueden ocurrir si el material se apila sobre el relleno de la zanja o si sobre ella va a pasar equipo de construcción. Se han desarrollado fórmulas de la misma naturaleza que la Ec. 5-6 para determinar estas cargas adicionales.

EJEMPLO 5-5. ¿Cuál es la carga máxima probable sobre un tubo tendido en una zanja que tiene 3.5 pies de ancho si la altura del relleno sobre la parte superior del tubo es de 9 pies y el material de relleno es arena mojada?

ra; suelo húmedo parcialmente compactado, 90; suelo saturado 110; arcilla amarilla húmeda parcialmente compactada, 100; - arcilla amarilla saturada 130; arena seca 100; arena mojada - 120. Se deberá notar que el compactar el relleno de arcilla mediante un amsado o batido, proporcionará la carga máxima.

Se deberán considerar también las cargas adicionales que pueden ocurrir si el material se apila sobre el relleno de la zanja o si ella va a pasar el equipo de construcción.

8.6 PRUEBAS Y RESISTENCIAS DE UN TUBO DE ALCANTARILLA :

8.6.1 ENSAYO DE COMPRESION O APLASTAMIENTO :

Un tubo de alcantarilla debe cumplir ciertas especificaciones de resistencia. Existen dos métodos de laboratorio estándar para probar éstos tubos, a saber, el método de las tres cuñas, y el método de la arena.

a. Método de las tres cuñas :

Antes del ensayo, se marcará con precisión la mitad de la circunferencia en las extremidades del tubo.

Los dos apoyos inferiores consistirán en dos listones de madera de lados verticales, cuyos lados superiores e inferiores se redondearán en la arista de apoyo del tubo, en un radio de 12 mm. Los listones serán rectos y se sujetarán a una pieza rígida de madera dura de una escuadra de 15x15 cm. Los lados verticales interiores serán paralelos y estarán a una distancia de 2,5 cm por cada 30 cm de diámetro de-

tubo, pero esta distancia no será menos de 2,5 cm.

El soporte superior consistirá en una pieza rígida-- de madera, nomenor, de 15x15 cm recto de punta a punta, usualmente entre la madera y el tubo se pone un filete de yeso-- mate.

La carga se transmite al soporte superior en un punto tal que equidiste de los dos extremos del cuerpo cilindrico del tubo y situado en el plano vertical que pasa por el eje del mismo. Se usará cualquier equipo que pueda aplicar la carga a una velocidad uniforme de unos 1000 Kg, por minuto, o bien en incrementos no mayores de 50 Kg, a la misma velocidad hasta completar la misma carga de 1000 Kg, en un minuto. La carga será aplicada hasta que el tubo ceda por grietas, que pasen a través de la pared. La resistencia a la comprensión se calculará dividiendo la carga total requerida para romper el tubo, por la longitud interior del mismo medido desde el fondo del enchufe hasta el extremo de la es piga.

b. Método de apoyo en arena :

La carga se transmite a través de la arena contenida en un marco de aplastamiento superior, mientras que el tubo está descansando en una cama de arena - en un marco de aplastamiento inferior, en cada caso, el a -- plastamiento.

La ASTM, necesita que la resistencia promedio al aplastamiento de un tubo de alcantarilla de arcilla sea la -- mostrada en la tabla 8.2

TABLA 8.2 : RESISTENCIAS REQUERIDAS AL APLASTAMIENTO DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES DE LA ASTM PARA UN TUBO DE ARCILLA VITRIFICADA :

Diámetro interno (mm)	Resistencia mínima promedio al aplastamiento Kg/m	
	Tres cuñas	Arena
150	1637	2455
200	1934	2901
250	2083	3125
300	2232	3348
350	2479	3719
400	2727	4091

El tubo deberá inspeccionarse al recibirse en la obra, y las secciones que no cumplan las especificaciones de la ASTM, deberán rechazarse y removerse rápidamente de ella.

c. Resistencia real al aplastamiento :

La resistencia real al aplastamiento de un tubo de alcantarilla bajo condiciones de trabajo es mayor que la resistencia determinada en el laboratorio mediante el método de tres cuñas. Para cualquiera de los tipos reconocidos de acolchonamiento, la resistencia de campo puede calcularse multiplicando la resistencia a las tres cuñas por un factor de carga como sigue; para un acolchonamiento común 1,5; para uno de primera clase, 1,9; y para una cuna de concreto 2.2.

Puesto que el proyecto deberá basarse en la resistencia

cia de una pieza de tubo que apenas pase la prueba, se hace necesario un factor de seguridad.

8.6.2 ENSAYO DE PERMEABILIDAD :

Cuando los tubos están sometidos a presiones hidrostáticas internas, no deben mostrar filtración. La humedad que aparezca en la superficie del tubo, en forma de manchas o gotas adheridas a la superficie no se considerará como filtración.

Se usarán tubos enteros, en buen estado, en cantidad de 1% de la fabricación total, nunca se probarán menos de dos tubos por cada diámetro.

El ensayo de lo puede realizar mediante dos maneras:

a) se tapa los tubos en sus extremos, con tabiques de madera o metal, provistos de bandas de goma o cuero, de manera que impida filtraciones por la tapa. A una de las tapas se pondrá un neplo de 0 3/4" que le atraviese, se le sujetará firmemente y se le hará una junta impermeable por medio de tuercas de ajuste. La extremidad del neplo se conectara con el tubo de descarga de una bomba o con el tubo del sistema de agua potable.

Se aplicará el interior del tubo, agua o presión, medida con manómetro de la siguiente manera:

0,35 Kg/cm² por 5 minutos

0,70 Kg/cm² por 10 minutos

1,00 Kg/cm² por 15 minutos

b) La prueba se llevará a cabo colocando el tubo verticalmente con la espiga sobre una plancha de caucho blando o su-

equivalente, y luego llenándola de agua, hasta la altura de la base de la campana. La inspección inicial se hará aproximadamente 15 minutos después de haber comenzado la prueba: si el tubo muestra humedad o zonas mojadas en su superficie exterior se continuará la prueba durante un período elegido por la supervisión que no exceda de 24 horas. Si el tubo no muestra humedad o zonas mojadas en algún momento durante el período considerado, se sumirá que ha pasado la prueba. Como mínimo el 80% de los tubos ensayados deberá pasar la prueba de permeabilidad; caso contrario se rechazará el lote de tubos.

8.7 COLECTORES RECTANGULARES O DE OTRAS SECCIONES :

Especial

mente en alcantarillados pluviales o combinados, debido a los grandes caudales que se recolectan, deben usarse colectores construidos en sitio de diferentes secciones transversales, siendo los más comunes los rectangulares, por su facilidad de construcción. Se pueden señalar además secciones ovoidales, semicirculares, en herradura, parabólicas, secciones en U, etc, en cada una de las cuales presenta sus características hidráulicas y constructivas particulares.

Se los construye de mampostería de piedra, aunque -- más empleado es el hormigón que puede ser simple o armado. -- Las dimensiones de las secciones transversales dependen del diseño hidráulico y estructural, pero deberán mantenerse al momento de efectuar la construcción. Los materiales empleados serán de buena calidad, sujetandose a especificaciones --

para asegurar la estabilidad y la impermeabilidad de la estructura.

8.8 PLANIFICACION DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO CONTRA SISMOS :

En grandes terremotos en el pasado daños graves en la instalación se han producido repetidamente en realidad, sin embargo, es imposible para las estructuras del sistema, las cuales están esparcidas por toda una amplia área, les es difícil escapar a los daños de un terremoto,. Por lo tanto el pensamiento fundamental al planificar los sistemas se basa en los siguientes puntos :

1. Método de localización de los daños del terremoto tanto como sea posible de adaptarse.
2. Consideraciones que deben ser tomadas para hacer las reparaciones de porciones dañadas por el terremoto tan fácil como sea posible, y
3. Daños secundarios debidos a los terremotos deben ser --- prevenidos.

8.8.1 METODO DE INSTALACION DE UN CANAL ABIERTO CONTRA SISMOS :

Conducto Abierto y conducto cubierto :

1. En principio un conducto abierto y un conducto cubierto debe ser construido de hormigón armado y la sección completa debe ser de estructura monolítica.
2. Se debe de evitar la construcción del conducto en o dentro de terrenos de relleno, cuando esto no sea posible se-

deben aplicar otras técnicas.

3. Las uniones de expansión deben ser instaladas aproximadamente de 10 a 20 mts intervalos, también deben ser utilizadas en tales lugares donde las formaciones geológicas diferentes se encuentren y antes y después de un puente.
4. Debido que al pie de una montaña se está más apto a un colapso de terremoto, suficiente cuidado se debe tener en la ubicación de la construcción actual.
5. En tales lugares en donde cruzan ríos y otras topografías concavas por un sifón o puente de cañerías, las medidas a terremoto deben adoptarse.

8.9 ASPECTOS DE SUPERVISION :

Para todo tipo de sistema de alcantarillado :

- Antes de iniciar los trabajos de construcción, controlar y comprobar la nivelación de la ciudad.
- Proporcionar los datos para alineaciones de las tuberías y para la excavación de las zanjas.
- Controlar que la excavación se efectue de acuerdo a las indicaciones proporcionadas, comprobando que el fondo de la zanja sea absolutamente uniforme.
- Vigilar que las zanjas estén libre de agua al momento de colocación de la tubería y en caso de desalojo, controlar que éste no cause daño alguno a la propiedad privada ni a la salud pública.
- Antes de autorizar la colocación de la tubería, determinar que éstas han cumplido con las pruebas y pueden ser utilizadas.

- Vigilar que las tuberías sean manipuladas con cuidado para evitar pequeñas fisuras en ellas y derrumbes hacia el interior de las zanjás.
- En tiempo lluvioso, no permitir la excavación de zanjás, y menos aún autorizar la colocación de las tuberías.
- Controlar que las uniones de los tubos sean bien realizadas para asegurar su impermeabilidad.
- Controlar que las tuberías entre pozos sigan, una vez instaladas la alineación y la gradiente establecida de acuerdo al proyecto.
- Si para la excavación es necesario el uso de explosivos, exigir que se tomen las precauciones necesarias para su empleo.
- Cuando se estime conveniente se exigirá el entubado de las zanjás.
- Comprobar que las tuberías se coloquen en forma ascendente de abajo hacia arriba, de tal manera que la campana quede siempre en un plano superior al otro extremo de la tubería; cada tubo debe quedar introducido en la campana del precedente.
- Controlar que para empalmar cada tubo se coloque macilla en el interior de la campana y después de encajar conveniente en la espiga del último tubo se alise internamente la junta.
- Exigir que exteriormente en cada junta se rellene completamente con mortero formando un anillo a bisel en todo su perimetro.
- Impedir la colocación de tubos dañados, rajados, astilla-

dos, o que presentan cualquier otro defecto por encima de -- las tolerancias especificadas.

- Solamente después de 12 horas de haberse terminado la confección de las uniones, permitir el relleno de las juntas.

- Cuando se construyan los pozos de revisión, controlar que el trabajo se efectúe de acuerdo a los planos, utilizando -- materiales de calidad recomendada.

- Comprobar que las bocas de entrada o salida de la tubería queden atrás de la pared interior del pozo y sea selladas -- perfectamente a su alrededor.

- Poner especial cuidado con la conformación del cono del pozo.

- Vigilar que al colocar la tapa del pozo, que es de hierro-fundido esta no tenga defectos y quede perfectamente asegurada al pozo, con un nivel que debe coincidir con el nivel de la calzada.

- Cuando se construyan pozo de salto o de caída controlar -- que la tubería vertical y los codos que conforman el salto-- sean correctamente colocados y que luego el bloque se anclaje para su protección adecuada.

- Comprobar que se dejen bien empotrados los escalones para-acceso a los pozos.

- Comprobar que se haya enlucido la parte inferior de las paredes de los pozos de revisión por lo menos hasta la altura-de las tuberías, de entrada o de salida.

- Controlar que se efectúen las conexiones domiciliarias de-- de todas las casas y edificios existentes, y de ser posible, también de aquellos solares que al momento de la construc --

ción del alcantarillado se encuentren vacíos.

- Vigilar que las conexiones domiciliarias se hagan siguiendo las instrucciones generales para la colocación de tuberías y controlar que el empate entre la tubería de la conexión domiciliaria y la tubería de la red de alcantarillado se realice formando un ángulo de 45° y mediante un orificio en la tubería general central y en la que se enchuflará la tubería de la conexión, debiendo el enchufe quedar perfectamente corchado.

- Comprobar que la caja de la conexión sea ubicada correctamente para poder realizar la interconexión con las tuberías de desague interiores de cada casa.

- Cuando se trate de la construcción de colectores contruídos en sitio, sean estos circulares, rectángulares o de cualquier sección, exigir que la alineación y gradiente se sujeten a lo especificado en el proyecto, que los encofrados sean seguros, estables, fijos, no deformables y que mantengan la sección prevista; que los materiales utilizados sean de buena calidad y que el hormigón cumpla exigencias de resistencias para lo cual se tomarán muestras que serán sometidas a ensayos de laboratorio.

- Terminado la construcción de la red de alcantarillado revisar que se haya realizado la limpieza total de tuberías, pozos, etc, y someter a todo el sistema a pruebas de funcionamiento.

C A P I T U L O IX

9 .0 PROGRAMACION Y CONTROL DE LA OBRA

PROGRAMAR :

En un primer paso permite :

- Señalar los objetivos
- Identificar las actividades
- Medir el tiempo en el que se realizan las actividades
- Distribuir adecuadamente los recursos.
- Y, finalmente, durante el desarrollo de la obra, controlar los anteriores aspectos.

Si solamente este fuera el beneficio de la programación ya serían una herramienta de inapreciable valor para el que realiza una obra y para los que la dirigen y controlan.

Pero además permite :

- Correlacionar las actividades
- Realizar planificación más efectiva
- Señalar las áreas más dificultosas
- Mejorar las comunicaciones horizontales y verticales
- Estudiar alternativas en la acción
- Y, muy especialmente, la dirección por excepción de los pa sos que más importan.

Sin embargo, no se trata de una panacea que de por sí solución a todos los problemas. Ayuda pero no reemplaza al pensar, analizar y planificar, por el contrario requiere más cuidado en el estudio general y en la consideración detallada de cada paso.

Obliga a una consulta permanente no solo a nivel de dirección, sino también a nivel de los obreros.

Finalmente si se queda en la planificación inicial pierde su eficacia exigiendo un control de la obra durante su desarrollo para evaluarla frente a su planificación.

9.1 TECNICAS DE CPM Y PERT :

9.1.1 Historia, Similitudes y diferencias :

Precisamente el intento de demostrar la relación e interdependencia de las actividades dio origen a nuevas técnicas de programación :

- El "Critical Path Method" o método de la cadena crítica -- (CPM), desarrollo en 1957 por un equipo de ingenieros y matemáticos de la "Du Pont", y la "Sperry Rand Corporation" en un intento de lograr reducir al mínimo el tiempo que transcurría entre un descubrimiento científico, su experimentación, aplicando hasta su comercialización generalizada.

- El "Programa Evaluation and Review Thechnique" o técnica de evaluación y revisión de programa (PERT), desarrollado en 1958 por la "Special Projects Office" junto con la firma consultora de administración "Booz Allen and Hamilton", un trabajo completamente complicado que comprendía una serie de -

recursos, equipos y sistemas totalmente nuevos al rededor de 3000 contratistas y proveedores. Sin embargo con el uso de esta técnica la Marina Americana concluyó el trabajo con el ahorro del tiempo increíblemente considerable de dos años.

El éxito de estas técnicas ha sido tan grande y su aplicación tan ventajosa, que en la actualidad no se admite programaciones de proyectos que no utilicen estas valiosas herramientas.

El CPM y el PERT, tienen muchas similitudes y varias diferencias que podemos señalar.

Similitudes

- Ambos usan un diagrama de flechas para graficar un proyecto
- Los sistemas de control de avance de obra son similares.

Diferencias : Estas nacen en la forma como fueron concebidos

El CPM : - Buscaba un plazo mínimo para realizar un programa

- Las actividades eran conocidas y tenían la máxima importancia, pues era una técnica para actuar
- Los tiempos de las actividades eran conocidos y por lo tanto podían ser determinados.

El PERT: - Buscaba acomodar un programa a un plazo solicitado.

- Los objetivos eran conocidos y tenían la máxima importancia, pues era una técnica para controlar.
- Los tiempos de las actividades casi desconocidos debían ser asumidos con gran incertidumbre y por lo tanto eran probalísticos.

9.2 PROGRAMACION, CONTROL DE LA OBRA POR EL METODO CPM O DE LA RUTA CRITICA :

9.2.1 OBJETIVOS DEL METODO :

El método de programación mediante CPM, método de la ruta crítica, tiene por objeto :

- Determinar el mínimo tiempo para la realización de un programa.
- Para este fin, se divide el programa, complejo en sí, en actividades simples y se establece la interrelación y dependencia a las actividades entre si.
- Tal dependencia de actividades se representa en un diagrama de flechas, en las que cada flecha representa una actividad y el orden de las mismas demuestra su interrelación y dependencia.
- Posteriormente, se determina la duración de las actividades y se calcula la ruta crítica, o sea la concatenación de actividades que requiere el máximo tiempo.
- El CPM, es un programa para la acción que permita la realización de programas hasta el detalle escogido.
- El CPM, no es expresivo, quien vea el diagrama requiere conocer lo que esto significa. Por esto muchas veces se añade para su demostración un diagrama de barras o se lo presenta en un cronograma.

9.2.2 ETAPAS DE LA PROGRAMACION :

Se subdivide en programa en ACTIVIDADES, con el grado de detalle que se desee, en un an

lisis con quienes ejecutan las obras y tengan conocimiento de sus dificultades. El mismo equipo determina la INTERRELACION O DEPENDENCIA de las actividades, esta dependencia puede ser expresada en un cuadro y luego en un diagrama de flechas,. Igualmente, este equipo realiza la ESTIMACION DE -- TIEMPO Y DURACION de cada actividad.

Los pasos anteriores son realizados en conjunto por el equipo de técnicas que ejecutan las obras y tienen la correspondiente experiencia de campo junto con el programador.

El siguiente paso corresponde al programador exclusimente y consiste en la búsqueda de la CADENA O RUTA CRITICA, que puede realizarse gráficamente, en tablas o mediante el uso de procesadores electrónicos.

Los AJUSTES pueden surgir de los siguientes objetivos :

- Reducción del plazo del programa, mediante la redistribución de recursos, trabajo de sobretiempo en actividades críticas o la reprogramación total en base a cambios de métodos.
- Reducción de costos, abaratando a costa del tiempo - las actividades no críticas, hasta llegar el análisis del --- "tiempo optimo" - costo mínimo.
- Mejorar coordinación para provisión de recursos, especialmente si el programa de provisión de recursos es fijo e independiente del programa analizado, o si se trata de varios programas correlacionados entre sí.

DEFINICION DE ACTIVIDADES :

Osea poder dividir un proyecto en

una serie de actividades. El grado hasta el cual se consideran actividades parte, cada vez más detalladas depende del propósito del proyecto, si se trata de proyecto preliminar o de proyecto de obra para control diario, del nivel de uso del diagrama, osea para el capataz de una pequeña obra o para el gerente de la empresa o para el dueño de la obra, y de la importancia relativa de cada actividad con relación al total, actividades críticas serán representadas con mayor detalle.

INTERRELACION DE ACTIVIDADES :

Osea indicar la dependencia - que existe entre ellas : cuales actividades deben concluirse para que puedan iniciarse las siguientes. Para esto hay que considerar :

- Disponibilidad de recursos (mano de obra, materiales, e - quipo)
- Disponibilidad de espacio para realizar la actividad
- Secuencia física de la obra.

Tanto la definición de actividades como su interrelación del programa del sistema de Alcantarillado de la parroquia de Zumbi se puede ver en el cuadro N^o 1 de "MATRIZ DE PRECEDENCIA"

TRAZADO DEL DIAGRAMA :

Para el mismo se necesita fijar algunas convenciones :

- Cada actividad se representa por una flecha, sobre la que-

se describe la actividad.

- Cada actividad se desarrolla entre dos objetivos, llamados eventos (en caso extremo inicio y fin de la actividad) -- que se numeran.
- Una dependencia se señala con una flecha de barra segmentada y se llama línea de Lógica.
- Es recomendable dibujar las flechas de izquierda a derecha para evitar anillos.
- El diagrama debe comenzar en un sólo evento inicial y concluir en un solo evento final
- La numeración de los eventos debe mostrar relación de ocurrencia y dejar números libres para incluir actividades -- que aún no se hayan vislumbrado.

Del cuadro N^o 1, o MATRIZ DE PRECEDENCIA, se desprenden de el gráfico N^o 2, o de DIAGRAMA DE FLECHAS.

ESTIMACIONES DEL TIEMPO :

La gran ventaja en dividir el ordenamiento e interdependencia de las actividades, del tiempo involucrado. A esta altura, se puede considerar la duración de cada actividad. Para este fin puede realizarse las siguientes asunciones :

- Asumir un nivel normal de recursos, ignorando por el momento conflictos con otras actividades.
- Considerar cada actividad independientemente.
- No considerar sobretiempos, a menos que sean normales en la actividad.
- No considerar días calendarios.

- Usar unidades de tiempo definidos y en forma constante (sólo minutos o sólo días)

BUSQUEDA DE LA CADENA O RUTA CRITICA :

Está realizada en el - gráfico N^o 3, y cuadro N^o 4, para lo cual se considerará las - siguientes reglas :

Marcha de antes a después :

- Finalización precóz = Iniciación precoz más duración
- Indice Precoz = La más tardía de las "Finalizaciones Precoces", de las operaciones precedentes

Marcha de después a antes :

- Iniciación tardía = Finalización Tardía menos Duración
- Finalización tardía = La más precoz de las "Iniciaciones tardías" de las operaciones siguientes.

Las actividades al ser continuadas se concatenan formando las rutas del programa, en las cuales se aplican las - reglas indicadas, en base de las estimaciones de tiempo de - duración de las actividades.

Como se ha encontrado el juego total?

Juego total = Finalización tardía menos finalización precoz

ó = Iniciación tardía menos Iniciación precoz

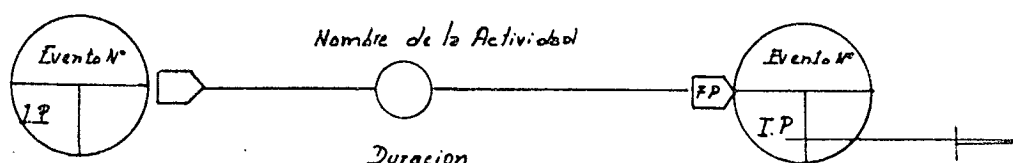
es el juego que puede permitirse a una actividad sin que perjudique el período total del proyecto, cuando este es cero - (0) esa actividad pertenece a la cadena Crítica que se marca en el diagrama de flechas con doble línea.

Como se ha encontrado el juego libre?

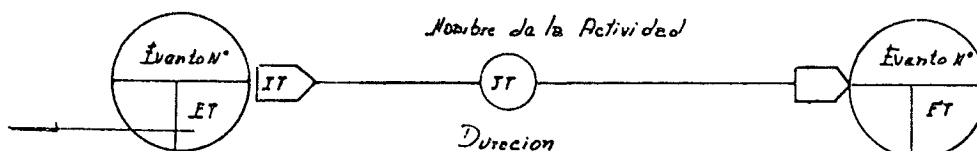
Juego libre = Iniciación Precoz de las actividades siguientes menos Finalización Precoz de la actividad.
es el juego que puede permitirse a una actividad sin que perjudique a ninguna otra.

Cálculo Gráfico :

Marcha de antes a después



Marcha de después a antes



PLAZOS INTERMEDIOS Y PLAZO TOTAL :

El plazo total es definido por la programación y constituye el final del día que se requiere para concluir con la última, o últimas actividades.

Los plazos intermedios se definirán como, los días necesarios para la realización de ciertas actividades de la ruta crítica.

9.3 CONTROL DEL PROYECTO DURANTE SU DESARROLLO :

Durante el -

desarrollo del proyecto es necesario realizar un control del mismo para comparar su situación con el programa original. - Si excepcionalmente no existe variación, el informe podrá hacerse sobre el una copia del diagrama original. Sin embargo podemos decir que en general se producirán variaciones, adelantos o atrasos de actividades programadas, introducción de nuevas actividades o supresión de algunos programas, etc, en estos casos se impone una actualización del diagrama.

El control debe realizarse fundamentalmente sobre actividades críticas:

a) Actualización del Programa .- Cuando el desarrollo del proyecto produce variaciones de tiempo pero no cambia fundamentalmente la base de la programación, la actualización puede realizarse en el mismo diagrama de flechas.

b) Criterios de Control.- La programación pretende visualizar el futuro. Pero el futuro no responde con exactitud y por lo tanto se presenta que las actividades programadas :

- Se han adelantado o se han atrasado en su iniciación
- Tienen una duración mayor o menor
- No se realizan actividades que fueron programadas

Si se presenta distorsiones en la realización de las actividades de la cadena crítica, con relación a los programado, entonces debe revisarse las otras cadenas para controlar se alguna de ellas se ponen críticas.

La frecuencia del control depende de varios aspectos

- La unidad de tiempo utilizada para medir la duración de --

las actividades

- La frecuencia de control exigida por las autoridades o -- por el contrato
- La distorsión que vaya surgiendo en la realización de la -- obra con relación al programa.
- La criticidad que tenga el recurso tiempo (si los plazos -- son muy cortos), muy estrictos o si condiciones de esta -- ción. - cercanía de la época lluviosa - exigen apurar las -- obras.

c) Reprogramación .- Cuando la distorsión en la realización de las obras con relación al programa es muy grande, es necesario realizar una reprogramación.

La reprogramación puede utilizar el mismo diagrama - original, pero en casos exige incluso un cambio total del - diagrama.

Los principios y pasos de reprogramación son los mismos que los de programación anotados anteriormente.

La reprogramación debe realizarse, en los pasos que corresponden, con el mismo equipo de ejecución de las obras, anotándose que existe la ventaja de un mejor conocimiento de la situación propia del lugar:

- Leyes servidumbres, y permisos
- Rendimiento de obreros y otros trabajadores
- Rendimiento de equipos y otros materiales
- Condiciones de clima, suelo, de agua
- Tiempos y dificultades en la obtención de materiales, especialmente por importaciones.
- Tiempo y dificultades en la obtención de recursos financieros.

DESARROLLO DE LA PROGRAMACION DE LA OBRA

CUADRO N^o 1.

M A T R I Z D E P R E C E D E N C I A

[illegible]

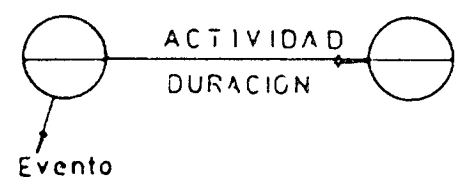
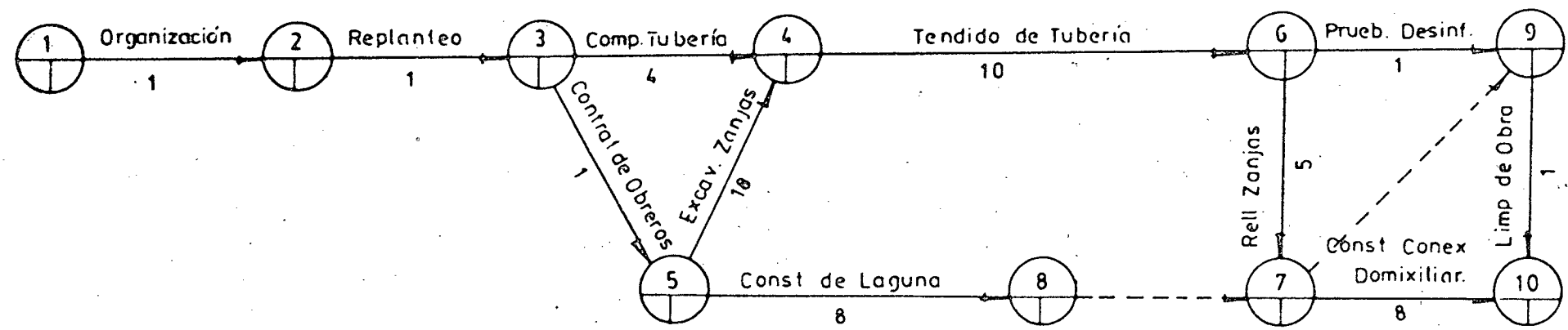
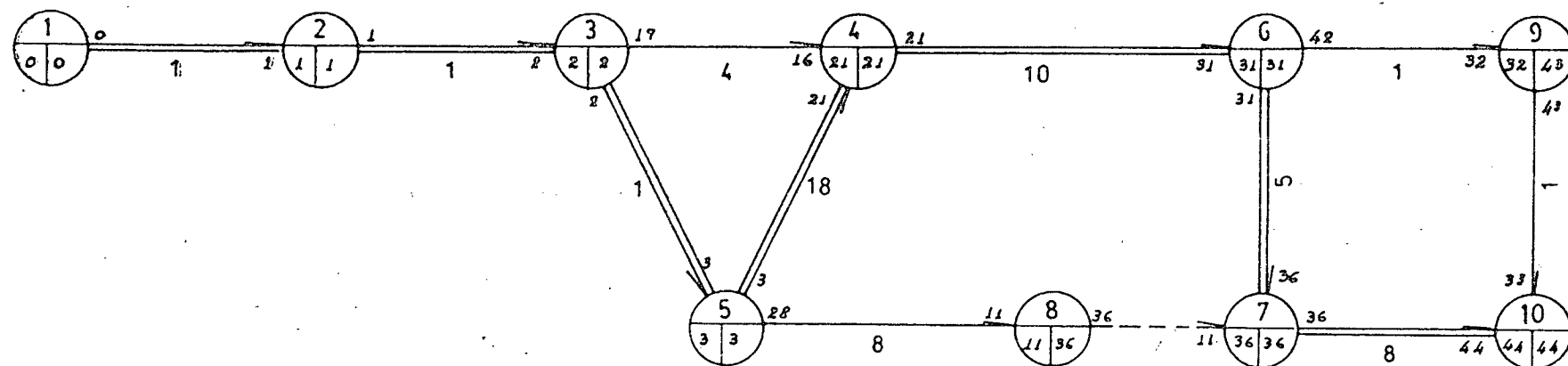


Diagrama de Flechas

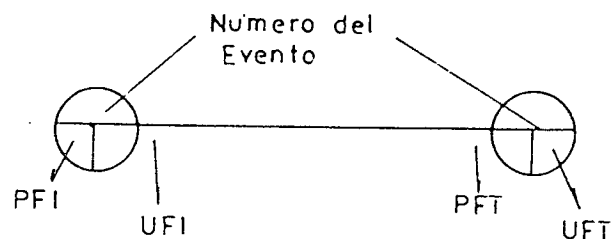


PFI Primera fecha de iniciación (Semanas)

PFT Primera fecha de terminación

UFI Ultima fecha de iniciación

UFT Ultima fecha de terminación



Ruta Critica

GRAFICO N°3

ANEXO N°

CUADRO N^o 4

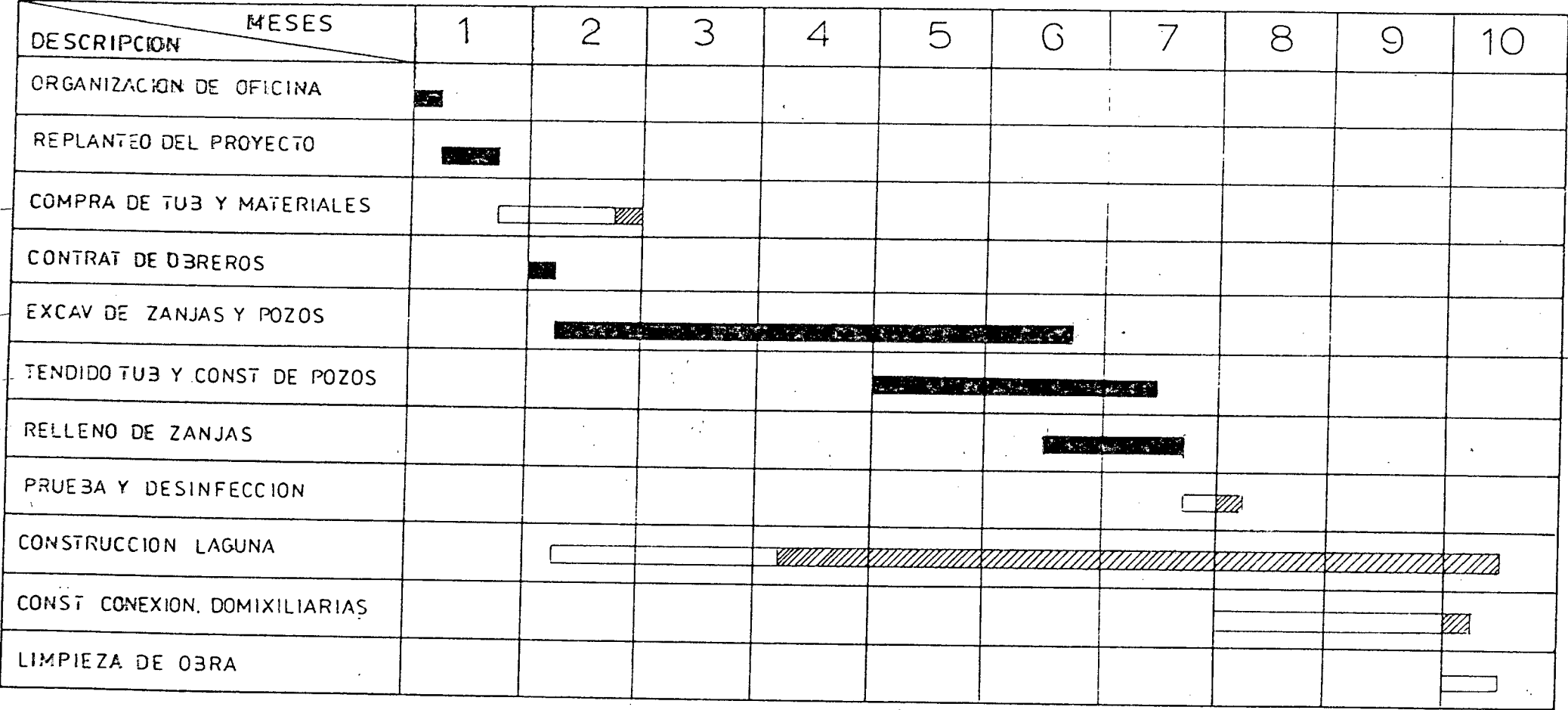
DESARROLLO DE LA RUTA CRITICA

ACTVID.	DURAC.	PRIMERA FECHA		ULTIMA FECHA		HOLGU.	GRADO
		INICIA.	TERMIN.	INICIA.	TERMIN.	TOTAL	
1 - 2	1	0	1	0	1	0	Crítico
2 - 3	1	1	2	1	2	0	Crítico
3 - 4	4	2	16	17	21	5	
3 - 5	1	2	3	2	3	0	Crítico
5 - 4	18	3	21	3	21	0	Crítico
4 - 6	10	21	31	21	31	0	Crítico
6 - 9	1	31	32	42	43	1	
6 - 7	5	31	36	31	36	0	Crítico
7 - 10	8	36	44	36	44	0	Crítico
9 - 10	1	32	33	43	44	11	
5 - 8	8	3	11	28	36	25	

GRAFICO N°5

ANEXO N°

DIAGRAMA DE BARRAS




RUTA CRITICA


HOLGURA TOTAL


DURACION PROGRAMADA

C A P I T U L O X

10.0 BOMBAS Y BOMBEO.

10.1 FINES DE LAS BOMBAS :

En el alcantarillado las bombas - son necesarias cuando las aguas negras de una alcantarilla - principal, una alcantarilla de descarga de una planta de tra tamiento no puede escurrir por gravedad.

Hay tres diferencias esenciales entre los requisitos de una estación de bombeo de un sistema de abastecimiento de agua y una estación de un sistema de alcantarillado :

1. Las aguas negras no se pueden almacenar, exceptos durante cortos períodos de tiempo y el flujo es altamente variable,- de modo que se deben tomar provisiones para escoger bombas - que puedan manejar los flujos máximos y cuando éstos llegen- a la estación. Se necesitan dos o más bombas y en algunos - casos dos fuentes de potencias.
2. Las aguas negras contienen sólidos gruesos, flotando y en suspensión, los que requieren bombas especiales
3. Por otra parte, el agua se puede almacenar para su uso fu turo, según se necesite, las bombas para abastecimiento de - agua por lo tanto, se pueden escoger sobre la base de un --

promedio diario, dependiendo la capacidad en la cantidad de almacenaje provista. También como el agua no contiene cantidades significativas de materiales en suspensión, no se necesita bombas de diseño especiales.

10.2 TIPOS DE BOMBAS :

Sobre la base del tipo de servicio, - las bombas de obras hidráulicas se pueden clasificar como de pozos profundo o pozo poco profundo, o de alto servicio o baja carga. De acuerdo con los principios mecánicos en los que operan las bombas son de desplazamiento centrífugas, o de vacío. Una bomba de desplazamiento utiliza un pistón primero- para llevar el agua hasta la cámara cerrada y luego para empujar bajo presión. Una variación de este principio se aplica en una bomba rotatoria; éstas bombas utilizan levas o engranajes que jiran en una camisa ajustada para empujar el - agua hacia arriba. Debido a su capacidad limitada y a otros factores las bombas rotatorias se utilizan rara vez para bombear agua o aguas negras. La bomba centrífuga tiene un im- pulsor giratorio que imparte velocidad al agua como resultado de esta fuerza centrífuga el agua se eleva. En una bomba de vacío se suelta aire comprimido en el fondo de una columna de agua, y la mezcla de aire y agua se eleva debido a que su gravedad específica es menor que la del agua sola.

10.3 POTENCIA PARA EL BOMBEO :

Se utiliza potencia eléctrica para la gran mayoría de las estaciones de bombeo. El movi -

miento se produce con un motor, el que generalmente está conectado directamente con la bomba. En donde una falla de la potencia puede ser de efectos serios, se deben hacer los arreglos necesarios para permitir que por lo menos una estación de la bomba esté operada por una máquina de reserva, usualmente de gasolina o diesel.

La potencia de una máquina puede aplicarse conectando la máquina a un generador que mueve el motor de la bomba o utilizando una conexión mecánica de la bomba, casi siempre unos engranes. La proporción de la capacidad de la bomba -- que debe proporcionar la potencia de reserva para una emergencia depende de las condiciones locales, tales como la cantidad de almacenamiento de agua, la confiabilidad de la potencia eléctrica y en el caso de bombeo de aguas negras, la provisión para derivaciones u otros medios de emergencia.

10.3.1 CANTIDAD NECESARIA DE POTENCIA :

Cuando el volumen de descarga y la carga por vencer la bomba son datos, la potencia hidráulica o teórica, en caballos de fuerza abreviado, - hp, necesaria puede encontrarse por la fórmula :

$$P = \frac{HQ_1}{3960}$$

en donde: P = Potencia teórica para operar la bomba

Q₁ = Volumen de agua que será bombeado, en galones por minuto

H = Carga por vencer en pies,

La potencia real, sin embargo depende de la eficiencia de la bomba y de su motor, y se encuentra por la fórmula

$$P' = \frac{P}{e}$$

en donde P' = Potencia real requerida

e = eficiencia de la bomba y motor

CARGA TOTAL :

La carga dinámica total, designada como CDT; -
contra la que opera la bomba, es la suma algebraica de los -
siguientes términos :

1. La carga por vencer, o la distancia vertical del centro -
de la bomba al nivel hasta el que se va elevar el agua.
2. La carga de succión, la distancia vertical del nivel de -
la fuente de agua que está bombeándose al centro de la -
bomba.
3. La carga de fricción y las perdidas de cargas y de suc --
ción, incluyendo los accesorios.
4. La carga de velocidad, o la carga necesaria para mantener
el flujo.

La carga de succión será positiva si la bomba está -
colocada arriba del nivel de la fuente, y negativa si la bom -
ba está bajo del nivel de la fuente, y por lo tanto bajo pre -
sión.

Cargas de Succión .- La carga de succión máxima teórica de -
una bomba a nivel del mar es aproximada -
mente 34 pies. Debido a diferentes perdidas, sin embargo, -
este límite no se puede alcanzar en trabajos prácticos. La -
carga de succión debe limitarse a unos 22 pies excepto para -
bombas centrifugas, cuyo límite práctico es de unos 15 pies.

también como una bomba centrífuga requiere que la ceben para que empiece el flujo es costumbre instalar estas bombas en un pozo seco o en una localización donde este bajo del nivel del líquido que debe ser bombeado.

10.4 BOMBEO DE LAS AGUAS NEGRAS :

Antes de darle algún tratamiento a las aguas negras, éstas contienen trapos, varas , y mucho otro material que tiende a dificultar el bombeo. Por lo tanto una característica importante de un bombeo de aguas negras es la habilidad de operar sin obstrucciones. Por otra parte, ya que la carga generalmente es pequeña, la eficiencia es de menor importancia para la mayoría de instalaciones.

10.4.1 ESTACIONES PARA SUBIR EL NIVEL :

En áreas planas, es probable que algunas partes de las líneas de alcantarillado estén muy hondas. Por ejemplo una línea de 25 cm estará tendida, generalmente con una pendiente de 2.5 a 3 por 1.000.-- Si la profundidad del extremo superior es 2,44 cm, la profundidad después de 91 cm es 4,88 m ó 5,18 m. La construcción a estas profundidades es costosa y puede necesitar una instalación de bombeo en donde la línea de alcantarillado tenga - que cruzar una barranca, para alcanzar al colector o la planta de tratamiento.

Una estación para elevar el nivel, o estación de bombeo, para aguas negras consiste generalmente en un pozo sumi

dero en donde se captan las aguas negras, dos o más bombas de aguas negras, y un mecanismo de control apropiado para arrancar y para las bombas de acuerdo con la extracción de las aguas negras. Si no es posible proporcionar dos fuentes de potencia de reserva en una estación, ésta deberá ser protegida contra daños debidos a un sobreflujo mediante un desague apropiado de las aguas negras.

Puede ser necesaria una extracción de bombeo grande si el colector llega a la planta de tratamiento a un nivel considerablemente más bajo que el nivel al que es posible construir dicha planta. Los principios aplicados en el diseño de una estación grande son los mismos discutidos para una estación para subir el nivel, pero algunas están en operación todo el tiempo por dos razones :

- a) No es posible almacenar grandes volúmenes de aguas negras
- b) Es deseable operar la planta de tratamiento uniformemente y a un régimen proporcionado, en todo lo posible, con el flujo promedio de aguas negras. Por lo tanto se necesitará una serie de bombas de diferentes capacidades.

10.4.2 PREPARACION DE LAS AGUAS NEGRAS PARA EL BOMBEO :

An--

tes de bombear las aguas negras, es deseable remover la mayor parte del material flotante grueso que sea posible. Esta remoción puede ser difícil en una estación para subir el nivel, debido a que involucra la retención de los sólidos gruesos grandes en mallas y su eliminación diaria. En una estación grande sin embargo, las mallas se utilizan comúnmen

te antes que lleguen las aguas negras a las bombas para reducir la posibilidad de que se tape una bomba o se dañe debido a varas largas o trpos. También se elimina la arenilla antes del bombeo, siempre que sea posible, para evitar el desgaste de las bombas.

10.5 INSTALACIONES DE BOMBEO :

Las aguas negras entran a un pozo sumidero. Cuando este pozo está lleno a un nivel predeterminado, un flotador u otro control arrancan las bombas, que están localizadas en un pozo seco adyacente. El motor puede estar colocado en el pozo sumidero o puede estar colocado en el piso superior, y la bomba puede estar accionada por una flecha. No debe haber entre el pozo seco y el sumidero, debiendose proporcionar accesos separados para cada uno. Generalmente se utiliza una escalera para entrar al pozo sumidero. También es muy importante la iluminación y la ventilación.

Las estaciones de bombeo de aguas negras deben localizarse a menudo en áreas bajas, para lo cual se debe proporcionar protección para inundaciones.

En todas las estaciones de bombeo se deben instalar dispositivos para la remoción de bombas o de otro equipo. Generalmente se proporciona una grúa en las instalaciones grandes. En las estaciones pequeñas pueden ser suficientes vigas con ganchos. También se deberá tener aberturas apropiadas para el equipo.

10.6 DISEÑO DE UNA ESTACION DE BOMBEO PARA AGUAS NEGRAS :

El

primer paso en el proyecto de una estación de bombeo para --
aguas negras es determinar o estimar el flujo horario de ---
aguas negras. En la tabla 10.1 se muestra flujos horarios -
de aguas negras supuestas para una comunidad de 10000 habi--
tantes, con un flujo diario de aguas negras de 1 mgd. Debi-
do a que el gasto máximo de 1600 gpm es de corta duración, -
se instalará tres bombas. Una tendrá una capacidad de 300 -
gpm para manejar el flujo nocturno; las capacidades de las -
otras que tomarán los flujos máximos serán de 700 gpm y 1000
gpm. La capacidad combinada es de 25% mayor que el flujo má-
ximo. Sin embargo si existe una infiltración considerable -
hacia las alcantarillas durante o después de las lluvias, se
deberá agregar una cuarta bomba con una capacidad de 700 ó -
1000 gpm.

Mediante el uso de los datos de la Tabla 10.1 y las-
capacidades de las bombas, es posible construir un diagrama-
de masa que indicará el trabajo probable de las unidades de-
bombeo.

TABLA 10.1 FLUJO HORARIO DE AGUAS NEGRAS

Horas	Flujo hora rio (gal)	Gasto (gpm)	Horas	Flujo hora rio (gal)	Gasto (gpm)
12-1a.m.	15000	250	12-1p.m	50000	833
1-2	15000	250	1-2	67000	1116
2-3	15000	250	2-3	60000	1000
3-4	15000	250	3-4	50000	833
4-5	15000	250	4-5	42000	700
5-6	20000	333	5-6	50000	833
6-7	30000	500	6-7	50000	833
7-8	45000	750	7-8	70000	1116
8-9	55000	916	8-9	45000	750
9-10	96000	1600	9-10	30000	500
10-11	70000	1167	10-11	20000	333
11-12	60000	1000	11-12	15000	250

En general, la capacidad del pozo sumidero será tal-
que las bombas trabajen cuando menos durante 45 minutos des-
pués de arrancar. Si no existe flujo de entrada, la bomba -
de 1000 gpm requerirá de un pozo sumidero de 45000 gal. Sin-
embargo, la forma de la curva de flujo y la caída del pico -
sontales que un pozo sumidero con una capacidad de 3000 gal-
debe dar una operación satisfactoria.

El problema puede resolverse preparando una curva de
gastos acumulados, graficada contra el tiempo. La pendiente

de una línea tangente a la curva en cualquier punto escogido representa la capacidad de bombeo requerida en ese tiempo. - Si se supone que el pozo sumidero quedará vacío a media noche, el flujo de 250 gpm lo llenara en 12 minutos. La bomba de 3000 gpm empezará a trabajar a las 12:12 y esta bomba vaciara el depósito en 3000 (300-250) = 60 min, o a las 2:24. En este cálculo se supone que el flujo para cada hora es uniforme aunque no lo es. Por ejemplo el gasto entre las 5 y 6 a.m de acuerdo con la tabla 9.1 es 20000 gpm, siendo que en la realidad varía de unos 17500 gph a las 5:00 a.m., a unos 25000 gph a las 6 a.m.

Las bombas deberán arrancar y pararse mediante controles automáticos. Estos controles pueden arreglarse de modo que seleccionen la bomba de acuerdo con el flujo de entrada, que aumenten otra bomba si la capacidad de bombeo no es suficiente para manejar al flujo y que alternen las bombas cuando se tengan dos bombas de la misma capacidad.

El método de abordar el problema antes mencionado no toma en consideración el almacenamiento del sistema que es la capacidad de almacenamiento que existe en la tubería. En alcantarillas sanitarias pequeñas, generalmente se desprecia este almacenamiento.

10.7 METODO UTILIZADO EN EL PROYECTO :

Para el alcantarillado de la parroquia de Zumbi, no se proyectó bombas, ya que el drenaje se proyectó a gravedad tanto para la red de distribución como emisarios y descarga.

En el emisario resultó más económico y técnico profundisarse en el canal que utilizar bombas, por cuanto para realizar el funcionamiento de las mismas era necesario una caseta de bombeo, energía eléctrica y personal de mantenimiento especializado. Como la profundidad era poca se optó por el drenaje a gravedad, ésto se optó por cuanto la cota de llegada para descargar las aguas servidas., esta por arriba o es mayor que la cota de máxima creciente del río Zamora (Ver detalles en los planos del emisario y descarga).

B I B L I O G R A F I A

- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO de Steel Ernest W.
- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO, editado en la --
Universidad Central en el año de 1968
- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOCION DE AGUAS RESIDUALES de --
Fair, Geyer y Okun.
- AGUA SU CALIDAD Y TRATAMIENTO de E. T. A.
- EVALUACION DE RESIDUOS DOMESTICOS de Labastidas F.
- INGENIERIA SANITARIA de Hardenberh W. A.
- INGENIERIA SANITARIA APLICADA de Unda Opazo F.
- SISTEMAS DE AGUA Y ALCANTARILLADO de Marín Kleber
- TECNICA DE OBRAS SANITARIAS de José Castella F.
- TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS Y DESECHOS INDUSTRIALES de --
Barnes, Gorge E.
- MECANICA DE LOS FLUIDOS de Streter.
- MANUAL DE SUPERVICION DE OBRAS SANITARIAS, de IEOS
- MANUAL DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION Y ZANJAS DE OXIDACION
de IEOS.
- NORMAS TENTATIVAS PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA PO-
TABLE Y ALCANTARILLADO, URBANOS Y RURALES, de IEOS

INDICE DE ANEXOS

	Nº Anexo
- Cálculos Hidráulicos de la Red y Emisario	1
- Cálculos de las poligonales del pueblo y emisario	2
- Presupuesto de la Red	3
- Presupuesto del Emisario	4
- Presupuesto del Tratamiento	5
- Presupuesto de la Descarga	6
- Presupuesto de las Conexiones Domiciliarias	7
- Presupuesto de Equipos y Herramientas	8
- Presupuesto de Dirección Técnica y Administración	9
- Presupuesto de las Letrinas Sanitarias	10
- Resumen del presupuesto total por partes de la Obra	11
- Encuesta Socioeconómica	12
- Procedimiento Auxiliar para identificación de Suelos	13
- Datos Meteorológicos de la Provincia de Zamora	14



ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA PARROQUIA DE ZUMBI

Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED

Preparado : _____

Verificado : _____

Fecha : _____

CALLE	POZO Nº	Longitud m.	POBLACION hab.		Factor M	GASTO l/s.						TUBERIA				q Q	v V	v m/s	H m.	Salto m	COTAS		Corte m.	Observaciones			
						AGUAS SERVIDAS		INFILTRACION		AGUAS LLUVIAS		q Parcial Diseño	D mm.	I ‰	LLENA												
						Promedio	q Diseño	Parcial	Acumul.	q x M	Parcial				Acumul.	Parcial									Acumul.	V m/s	Q l/s
			Parcial	Acumulada		Parcial	Acumul.														Terreno	Proyecto					
	16																										
F		67.37	34	54	5	0.062	0.062	0.310	0.054	0.054	0.108	0.108	0.472	200	15	130	41	0.012	0.322	0.419	1.01		820.167	818.917	1.250		
	17																				0.032	819.124	817.906	1.218			
	17																						819.124	817.814	1.250		
Q		88.98	29	83	5	0.033	0.095	0.475	0.071	0.125	0.058	0.166	0.766	200	37	205	64	0.012	0.322	0.660	3.29		815.813	814.582	1.231		
	18																						816.486	815.246	1.240		
I		53.90	49	49	5	0.056	0.056	0.280	0.048	0.048	0.098	0.098	0.426	200	11	112	35	0.012	0.322	0.761	0.660						
	18																				0.074	815.813	814.587	1.226			
	18																						815.813	814.513	1.300		
Q		89.74	15	147	5	0.017	0.169	0.845	0.072	0.245	0.030	0.294	1.384	200	71	2.84	89	0.015	0.333	0.945	6.28						
	27																						809.357	808.141	1.216		
	26																						812.833	811.538	1.300		
D		54.84	43	43	5	0.049	0.049	0.245	0.044	0.044	0.086	0.086	0.375	200	63	2.67	84	0.004	0.192	0.513	3.45						
	27																				0.121	809.357	808.078	1.279			
	27																						809.357	808.952	1.400		
Q		91.79	14	204	5	0.016	0.235	1.175	0.073	0.362	0.028	0.408	1.945	200	22	1.58	50	0.079	0.423	0.668	2.020						
	28																						807.231	805.937	1.293		
	29																						807.406	806.208	1.200		
C		40.54	33	33	5	0.038	0.038	0.190	0.032	0.032	0.066	0.066	0.288	200	12	1.17	37	0.008	0.281	0.329	0.490						
	28																				0.070	807.231	805.721	1.510			
	28																						807.231	805.651	1.580		
Q		85.72	22	259	5	0.025	0.298	1.490	0.069	0.463	0.014	0.518	2.471	200	70	2.82	89	0.028	0.394	1.111	6.00						
	37																						800.856	799.651	1.205		
	36																						802.866	801.616	1.250		
B		70.13	56	56	5	0.064	0.064	0.320	0.056	0.056	0.112	0.112	0.488	200	28	1.78	56	0.009	0.298	0.530	1.960						
	37																				0.072	800.856	799.652	1.204			
	37																						800.856	799.576	1.280		
Q		62.20	21	336	5	0.024	0.386	1.930	0.050	0.569	0.042	0.672	3.171	200	5	0.753	24	0.132	0.582	0.438	0.211						
	38																						800.528	799.265	1.263		
	6																						825.874	824.674	1.200		
Av. N		23.12	22	22	5	0.025	0.025	0.125	0.018	0.018	0.044	0.044	0.187	200	35	1.99	63	0.003	0.143	0.300	0.810		0.030	825.214	823.864	1.350	
	7																							825.214	823.834	1.380	
L		19.78	6	28	5	0.007	0.032	0.160	0.016	0.034	0.012	0.056	0.250	200	45	2.25	71	0.004	0.192	0.432	0.890						
	8																						824.463	822.944	1.519		



Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA PARROQUIA DE ZUMBI

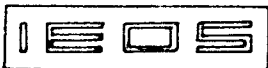
CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED

Preparado : _____

Verificado : _____

Fecha : _____

CALLE	POZO Nº	Longitud m.	POBLACION hab.		Factor M	GASTO l/s.								TUBERIA				q Q	v V	v m/s	H m.	Salto m.	COTAS		Corte m.	Observaciones																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
						AGUAS SERVIDAS				INFILTRACION		AGUAS LLUVIAS		q Parcial Diseño	D mm.	I ‰	LLENA																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
						Promedio q'	Diseño q' x M	Parcial Parcial	Acumul Acumul			V m/s	Q l/s																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
																	Parcial						Acumul																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
	9																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				



Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA PARROQUIA DE ZUMBI

CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED

Preparado : _____

Verificado : _____

Fecha : _____

CALLE	POZO Nº	Longitud m.	POBLACION hab.		Factor M	GASTO l/s.								TUBERIA				q Q	v V	v m/s	H m.	Salto m.	COTAS				Corte m.	Observaciones																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
			Parcial	Acumulada		AGUAS SERVIDAS			INFILTRACION		AGUAS LUVIAS		q Parcial Diseño	D mm.	I ‰	LLENA							Terreno	Proyecto																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
						Promedio q	Diseño	q x M	Parcial	Acumul.	Parcial	Acumul.				V m/s	Q l/s																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
						Parcial	Acumul.																			q x M			Parcial	Acumul.	Parcial	Acumul.																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
	10																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																</

CALLE	POZO Nº	Longitud m.	POBLACION hab.		Factor M	GASTO l/s.						TUBERIA				q Q	v V	v' m/s	H m.	Salto m.	COTAS		Corte m.	Observaciones
			Parcial	Acumulada		AGUAS SERVIDAS		INFILTRACION		AGUAS LLUVIAS		q Parcial Diseño	D mm.	I ‰	LLENA									
						Promedio	q	Diseño	Parcial	Acumul.	Parcial				Acumul.						V m/s	Q l/s		
						Parcial	Acumul.	q x M																
	3																			824.900	823.000	1.30		
Ay. N		74.82	61	61	5	0.070	0.070	0.350	0.060	0.960	0.122	0.122	0.592	200	47	2.31	72	0.007	0.266	0.618	3.52			
	2																			0.102	820.791	819.483	1.308	
	2																				820.791	819.381	1.41	
3		61.30	75	136	5	0.086	0.156	0.780	0.049	0.109	0.150	0.272	1.161	200	22	1.58	50	0.023	0.367	0.580	1.35			
	2'																			0.105	819.487	818.092	1.395	
	2'																				819.487	817.987	1.500	
3		60.32	73	209	5	0.084	0.240	1.200	0.048	0.157	0.146	0.418	1.775	200	11	1.12	35	0.051	0.452	0.506	0.66			
	11																				818.803	817.323	1.480	
	10																				821.528	820.328	1.200	
G		71.54	56	56	5	0.064	0.064	0.320	0.057	0.057	0.112	0.112	0.489	200	47	2.31	73	0.007	0.266	0.614	3.36			
	11																			0.053	818.803	816.966	1.347	
	11																				818.803	816.903	1.40	
3		90.35	88	353	5	0.101	0.406	2.030	0.072	0.286	0.176	0.706	3.028	200	25	1.68	53	0.057	0.464	0.780	2.26			
	14																				815.991	814.644	1.347	
	15																				818.245	816.845	1.40	
I'		72.47	58	58	5	0.067	0.067	0.335	0.060	0.060	0.116	0.116	0.511	200	35	1.99	63	0.008	0.281	0.559	2.54			
	14																			0.128	815.991	814.308	1.638	
	14																				815.991	814.231	1.76	
3		90.23	91	502	5	0.105	0.518	2.890	0.072	0.418	0.182	1.004	4.312	200	38	2.08	65	0.066	0.479	0.996	3.43			
	21																				812.204	810.802	1.402	
	20																				814.558	813.358	1.200	
E		74.04	65	65	5	0.075	0.075	0.375	0.059	0.059	0.130	0.130	0.564	200	35	1.99	63	0.009	0.298	0.593	2.59			
	21																			0.063	812.204	810.767	1.437	
	21																				812.204	810.704	1.500	
3		90.00	89	656	5	0.102	0.254	3.770	0.072	0.549	0.178	1.312	5.631	200	50	2.38	75	0.075	0.493	1.173	4.50			
	24																				807.471	806.204	1.267	
	25																				809.126	807.926	1.20	
D		73.26	57	57	5	0.065	0.065	0.325	0.049	0.049	0.114	0.114	0.498	200	28	1.78	56	0.009	0.298	0.530	2.05			
	24																			0.064	807.471	805.875	1.596	
	24																				807.471	805.811	1.660	
3		91.09	94	807	5	0.108	0.928	4.640	0.073	0.681	0.188	1.614	6.935	200	25	1.68	53	0.131	0.581	0.976	2.28			
	31																			0.140	804.844	803.534	1.310	
	31																				804.844	803.794	1.450	
3		79.46	68	825	5	0.078	1.007	5.035	0.064	0.745	0.136	1.750	7.530	200	47	2.31	73	0.103	0.542	1.252	3.73			
	34																				800.862	799.659	1.203	
	35																				802.216	801.016	1.200	
B		71.70	55	55	5	0.063	0.063	0.315	0.057	0.057	0.140	0.140	0.482	200	25	1.68	53	0.009	0.298	0.504	1.79			
	34																			0.062	800.862	799.224	1.638	



ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA PARROQUIA DE ZUMBI

Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

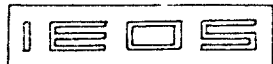
CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED

Preparado : _____

Verificado : _____

Fecha : _____

CALLE	POZO Nº	Longitud m.	POBLACION hab.		Factor M	GASTO l/s.						TUBERIA				q Q	v V	v m/s	H m.	Salto m.	COTAS		Corte m.	Observa- ciones
						AGUAS SERVIDAS		INFILTRACION		AGUAS LLUVIAS		q Parcial Diseño	D mm.	I ‰	LLENA									
			Promedio	q' Diseño		Parcial	Acumul.	q' x M	Parcial	Acumul.	Parcial				Acumul.	V m/s								
																								Parcial
	34																							
3		68.64	50	980	5	0.058	1.128	5.640	0.055	0.857	0.100	1.960	8.457	200	4	0.674	21	0.403	0.792	0.533	0.27			
	41																							
	2																							
Av. N.		73.00	60	60	5	0.069	0.069	0.345	0.058	0.058	0.120	0.120	0.523	200	49	2.36	74	0.007	0.266	0.628	3.58			
	1'																							
	1'																							
4 F		71.00	81	141	5	0.093	0.162	0.810	0.057	0.115	0.162	0.282	1.207	200	5	0.753	24	0.050	0.450	0.339	0.385			
	1"																							
	1"																							
4 F		71.50	89	230	5	0.102	0.265	1.325	0.057	0.172	0.178	0.460	1.957	200	18	1.43	45	0.043	0.433	0.619	1.287			
	12'																							
	11																							
G		71.50	55	55	5	0.062	0.062	0.315	0.057	0.057	0.110	0.110	0.482	200	44	2.23	70	0.007	0.266	0.593	3.92			
	12'																							
	12'																							
4 F		89.10	90	375	5	0.104	0.431	2.155	0.071	0.300	0.180	0.750	3.205	200	20	1.51	47	0.068	0.482	0.728	1.78			
	13'																							
	14																							
I'		72.07	58	58	5	0.067	0.067	0.335	0.058	0.058	0.116	0.116	0.509	200	33	1.730	61	0.008	0.281	0.542	2.380			
	13'																							
	13'																							
4 F		90.45	89	522	5	0.102	0.600	3.00	0.072	0.430	0.178	1.044	4.474	200	28	1.780	56	0.080	0.500	0.890	2.530			
	22'																							
	21																							
I'		73.00	57	57	5	0.066	0.066	0.330	0.058	0.058	0.114	0.114	0.502	200	18	1.43	45	0.011	0.319	0.456	1.310			
	22'																							
	22'																							
4 F		89.00	92	671	5	0.106	0.923	4.665	0.074	0.691	0.184	1.622	6.761	200	42	2.18	69	0.083	0.505	1.101	3.290			
	23'																							
	24																							
D		72.30	48	48	5	0.055	0.055	0.275	0.058	0.058	0.096	0.096	0.429	200	12	1.17	37	0.012	0.322	0.377	0.870			
	23'																							
	23'																							
4 F		92.10	92	811	5	0.106	0.933	4.665	0.074	0.691	0.184	1.622	6.978	200	33	1.93	61	0.114	0.556	1.073	3.04			
	32'																							



ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA PARROQUIA DE ZUMBI

Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED

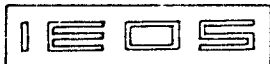
Preparado : _____

Verificado : _____

Fecha : _____

CALLE	POZO Nº	Longitud m.	POBLACION hab.		Factor M	GASTO l/s.						TUBERIA				q Q	v V	v m/s	H m.	Salto m.	COTAS		Corte m.	Observa- ciones
			Parcial	Acumulada		AGUAS SERVIDAS		INFILTRACION		AGUAS LLUVIAS		q Parcial Diseño	D mm.	I ‰	LLENA									
						Promedio	q Diseño	Parcial	Acumul.	q x M	Parcial				Acumul.						V m/s	Q l/s		
	31																							
C		72.17	56	56	5	0.064	0.064	0.320	0.058	0.058	0.112	0.112	0.490	200	17	1.390	44	0.011	0.319	0.443	1.230			
	32																		0.249					
	32																							
4F		77.89	77	944	5	0.089	1.086	5.430	0.062	0.811	0.154	1.888	8.129	200	42	2.18	69	0.118	0.562	1.225	2.730			
	33																							
	34																							
B		73.65	68	68	5	0.078	0.078	0.390	0.064	0.064	0.136	0.136	0.590	200	12	1.17	37	0.016	0.336	0.393	0.960			
	33																			0.251				
	33																							
4F		64.08	50	1062	4.940	0.058	1.222	6.037	0.051	0.926	0.100	2.124	9.087	200	5	0.253	24	0.379	0.729	0.587	0.320			
	43																							
	37																							
O		62.20	21	336	5	0.024	0.386	1.930	0.050	0.569	0.042	0.672	3.171	200	5	0.753	24	0.132	0.582	0.438	0.311			
	38																			0.030				
	38																							
A		71.00	28	364	5	0.032	0.418	2.09	0.057	0.626	0.055	0.728	3.444	200	4	0.674	21	0.164	0.618	0.416	0.284			
	39																							
	36																							
L		64.65	44	505	5	0.051	0.581	2.905	0.052	0.474	0.088	1.010	4.389	200	25	1.68	53	0.083	0.505	0.848	1.620			
	39																			0.909				
	39																							
A		74.56	30	899	5	0.035	1.034	5.170	0.060	1.160	0.060	1.798	8.128	200	4	0.674	21	0.387	0.784	0.528	0.298			
	40																							
	35																							
2		66.82	48	993	5	0.055	1.142	5.710	0.053	0.973	0.056	1.986	8.669	200	18	1.43	45	0.193	0.652	0.932	1.200			
	40																							
	40																			0.880				
A		71.08	28	1920	4.388	0.032	2.209	9.693	0.057	2.190	0.056	3.840	15.723	200	4	0.674	21	0.749	0.968	0.651	0.280			
	41																							
	34																							
3		68.64	50	980	5	0.058	1.128	5.640	0.055	0.857	0.100	1.960	8.457	200	4	0.674	21	0.403	0.792	0.533	0.270			
	41																							
	41																			0.699				
A		42.73	20	2920	4.085	0.023	3.359	13.553	0.034	3.081	0.040	5.84	22.474	200	4	0.674	21	1.070	1.110	0.747	0.170			
	42																							

CALLE	POZO Nº	Longitud m	POBLACION hab.		Factor M	GASTO l/s.						TUBERIA				q Q	v V	v m/s	H m.	Salto m	COTAS		Corte m.	Observaciones		
						AGUAS SERVIDAS		INFILTRACION		AGUAS LLUVIAS		q	D mm	I ‰	LLENA											
						Promedio q	Diseño	Parcial	Acumul	q x M	Parcial	Acumul			V m/s	Q l/s										
			Parcial	Acumul		Parcial	Acumul														Parcial	Acumul	Diseño			
	42																					800.430	797.988	2.442		
A		41.63	18	2938	4.031	0.021	3.380	13.625	0.033	3.114	0.036	5.876	22.615	200	4	0.674	21	1.077	1.115	0.750	0.17		799.530	797.821	1.709	
	43																					800.690	798.646	2.044		
33																										
4F		64.08	50	1062	4.940	0.058	1.222	6.037	0.051	0.926	0.100	2.124	9.087	200	5	0.753	24	0.379	0.779	0.587	0.32		799.530	798.326	1.204	
	43																									
	43																					799.530	797.760	1.760		
EMISARIO		100.03		4.000	3.789		4.602	17.437	0.100	4.14		8.00	29.577	250	2	0.542	27	1.095	1.123	0.649	0.200					
	44																			0.030		800.302	797.560	2.742		
	44																					800.302	797.530	2.772		
EMISARIO		49.92		4.000	3.789		4.602	17.437	0.050	4.19		8.00	29.627	250	2	0.542	27	1.097	1.127	0.610	0.10					
	44'																			0.030		800.252	797.430	2.822		
	44'																					800.252	797.40	2.852		
EMISARIO		57.72		4.000	3.789		4.602	17.437	0.058	4.248		8.00	29.685	250	2	0.542	27	1.099	1.130	0.612	0.12					
	45																			0.030		800.255	797.285	2.97		
	45																					800.255	797.225	3.00		
EMISARIO		62.28		4.000	3.789		4.602	17.437	0.062	4.310		8.00	29.747	250	2	0.542	27	1.104	1.134	0.615	0.12					
	45'																			0.030		800.184	797.180	3.054		
	45'																					800.184	797.100	3.084		
EMISARIO		57.23		4.000	3.789		4.602	17.437	0.057	4.367		8.00	29.804	250	2	0.542	27	1.104	1.137	0.616	0.11					
	46																			0.030		800.274	796.986	3.288		
	46																					800.274	796.956	3.318		
EMISARIO		66.21		4.000	3.789		4.602	17.437	0.066	4.433		8.00	29.870	250	2	0.542	27	1.106	1.140	0.618	0.13					
	47																			0.030		800.314	796.824	3.490		
	47																					800.314	796.794	3.520		
EMISARIO		64.50		4.000	3.789		4.602	17.437	0.065	4.498		8.00	29.935	250	2	0.542	27	1.108	1.142	0.619	0.13					
	47'																			0.030		799.885	796.665	3.22		
	47'																					799.885	796.635	3.25		
EMISARIO		39.85		4.000	3.789		4.602	17.437	0.040	4.538		8.00	29.975	250	2	0.542	27	1.110	1.145	0.621	0.10					
	47"																			0.030		800.065	796.555	3.510		
	47"																					800.065	796.525	3.540		
EMISARIO		47.41		4.000	3.789		4.602	17.437	0.047	4.585		8.00	30.022	250	2	0.542	27	1.112	1.148	0.622	0.10					
	48																			0.030		799.844	796.430	3.414		
	48																					799.844	796.400	3.444		
EMISARIO		72.59		4.000	3.789		4.602	17.437	0.073	4.658		8.00	30.095	250	2	0.542	27	1.114	1.151	0.624	0.15					
	48'																			0.030		799.708	796.855	3.453		



ALCANTARILLADO SANITARIO DE _____

Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED

Preparado : _____

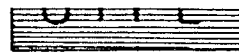
Verificado : _____

Fecha : _____

[illegible]

PROYECTO: ALCANTARILLADO DE ZUMBI

CALCULADO POR: _____



POLIGONO: CERRADO PRINCIPAL

FECHA: Enero 81

Anexo 2 pág 1 de 6

Estacio.	Pts	Dist Horizon	Angulo Horizontal	Deflexiones		Rumbo Calculado	Coordenadas Parciales				Correcciones				Coordenadas Corregidas				Coordenadas Acumulada	
				D	I		- N	+ S	- E	+ W	- N	+ S	- E	+ W	- N	+ S	- E	+ W	Latitud	Longitud
A	X																		1.000.00	1.000.00
	B	79.00	177°33'20"			S 34°15'05 W	46.154		64.115		-0.018		0.043		46.136		64.158	1046.136	1064.158	
B	A																			
	C	75.70	180°39'40"			S 57°48'25 W	46.806		59.495		-0.018		0.040		46.788		59.535	1092.924	1123.693	
C	B																			
	D	67.56	160°52'50"			S 52°28'05 W	41.158		53.576		-0.016		0.036		41.142		53.612	1134.066	1177.305	
D	C																			
	E	112.28	135°11'30"			S 33°20'55 W	93.792		61.724		-0.036		0.042		93.756		61.766	1227.822	1239.071	
E	D																			
	F	71.40	140°06'30"			S 11°37'35 E	69.977	14.186			-0.027	-0.010			69.950	14.176		1297.772	1224.895	
F	E																			
	G	95.96	199°34'00"			S 57°31'05 E	59.931	74.944			-0.023	-0.051			59.908	74.893		1357.680	1150.002	
G	F																			
	H	61.03	173°26'00"			S 31°47'05 E	51.878	32.146			-0.020	-0.022			51.858	32.124		1409.538	1117.878	
H	G																			
	I	94.47	162°13'10"			S 38°31'05 E	74.085	58.617			-0.028	-0.040			74.057	58.577		1483.595	1059.301	
I	H																			
	J	89.50	168°51'50"			S 56°07'55 E	49.877	74.314			-0.019	-0.050			49.858	74.264		1533.453	985.037	
J	I																			
	K	63.88	182°33'40"			S 67°16'05 E	25.457	60.763			-0.010	-0.041			25.447	60.722		1558.900	924.315	
K	J																			
	L	115.98	131°00'30"			S 64°40'25 E	49.613	104.833			-0.019	-0.071			49.594	104.762		1608.494	819.553	
L	K																			
	LL	109.310	179°38'40"			N 66°20'03 E	43.876		100.118		0.017		-0.068		43.893		100.050	1564.601	719.503	
LL	L							0												
	M	98.93	91°58'00"			N 65°58'45 E	40.271		90.362		0.015		-0.061		40.286		90.302	1524.315	629.201	
M	LL																			
	N	138.16	156°12'40"			N 32°03'15 W	118.782		48.128		0.046			0.033	118.828		48.155	1405.487	677.356	
N	M																			
	N	99.870	191°33'00"			N 46°50'35 W	68.311		72.853		0.026			0.049	68.337		72.903	1337.150	750.258	

PROYECTO: ALCANTARILLADO DE ZUMBI

CALCULADO POR: _____



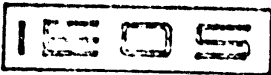
POLIGONO: ABIERTO PUEBLO

FECHA: Enero 81

Anexo 2 pag 9 de 6

Estacio:	Pts	Dist Horizon	Angulo Horizontal	Deflexiones		Rumbo Calculado	Coordenadas Parciales				Correcciones				Coordenadas Corregidas				Coordenadas Acumuladas	
				D	I		- N	+ S	- E	+ W	- N	+ S	- E	+ W	- N	+ S	- E	+ W	Latitud	Longitud
A	X																			
P43	P43	7.30	326°02'10"			S 76°47'35"E		1.688	7.107										1.000.000	1.000.00
P42	P42	41.63	314°18'20"			S 57°30'45"W		22.360		35.115									1.001.688	992.893
P41	P41	42.73	171°04'00"			S 48°34'45"W		28.270		32.042									1.024.028	1028.008
P40	P40	71.08	179°59'20"			S 48°34'05"W		47.036		53.292									1.052.298	1060.050
P39	P39	74.56	129°58'10"			S 48°32'15"W		49.368		55.874									1.099.334	1113.342
P38	P38	71.00	179°59'40"			S 48°31'55"W		47.016		53.202									1.148.702	1169.216
P37	P37	62.20	90°30'10"			S 40°57'55"E		46.968	40.778										1.195.718	1222.418
P36	P36	70.12	91°04'20"			N 50°06'25"E	44.978		53.807										1.242.686	1181.640
P35	P35	74.37	180°00'15"			N 50°06'40"E	47.694		57.063										1.197.708	1127.833
P34	P34	71.70	180°00'15"			N 50°06'55"E	45.977		55.018										1.150.014	1070.770
P33	P33	79.65	179°58'40"			N 50°05'35"E	61.099		61.099										1.104.037	1015.752
P32	P32	77.99	274°29'00"			S 35°25'25"E	63.553	45.204											1.052.938	954.653
P31	P31	72.17	264°55'30"			S 49°30'05"W	46.869		54.880										1.109.9	909.449
P30	P30	72.39	179°59'10"			S 49°29'15"W	47.026		55.036										1.163.360	964.329
P29	P29	74.54	180°00'30"			S 49°29'26"W	48.419		55.673										1.210.386	1019.365
																			1.258.805	1075.038

Estacio.	Pts	Dist Horizon	Angulo Horizontal	Deflexiones		Rumbo Calculado	Coordenadas Parciales				Correcciones				Coordenadas Corregidas				Coordenadas Acumulada	
				D	I		- N	+ S	- E	+ W	- N	+ S	- E	+ W	- N	+ S	- E	+ W	Latitud	Longitud
P ₁₄	P ₁₃																			
	D ₁₅	72.47	179°59'40"			S 49°49'15 W		46.756		55.369								1415.897	843.727	
P ₁₅	P ₁₄																			
	P ₁₆	73.86	180°01'20"			S 49°50'25 W		42.631		56.450								1463.528	900.177	
P ₁₆	P ₁₅																			
	P ₁₇	67.37	180°00'50"			S 49°51'25 W		43.433		51.500								1506.961	951.677	
N	M																			
	P ₁₂	42.23	83°06'00"			S 63°02'45 W		19.142		37.643								1424.629	714.999	
P ₁₂	N																			
	P ₁₁	21.14	166°32'30"			S 49°35'15 W		13.705		16.096								1438.334	731.095	
P ₁₁	P ₁₂																			
	P ₁₀	71.54	180°03'30"			S 49°38'45 W		46.323		54.518								1484.657	785.613	
P ₁₀	P ₁₁																			
	P ₈	74.10	179°59'20"			S 49°38'05 W		47.991		56.459								1532.648	842.072	
P ₈	P ₁₀																			
	P ₇	19.75	89°52'30"			S 40°29'25 E		15.020	12.824									1547.668	829.248	
P ₇	P ₈																			
	P ₆	23.13	168°10'00"			S 52°19'25 E		14.137	18.307									1561.805	810.941	
P ₆	P ₇																			
	P ₅	21.39	163°28'00"			S 68°51'25 E		7.715	19.950									1569.520	790.991	
P ₅	P ₆																			
	P _{5'}	21.71	167°54'00"			S 80°57'25 E		3.412	20.907									1572.932	770.084	
P _{5'}	P ₅																			
	P ₄	19.50	154°169'30'30"			N 88°33'05 E	0.493		19.494									1572.440	750.590	
P ₄	P _{5'}																			
	P ₃	30.05	162°54'40"			N 71°27'45 E	9.534		28.491									1562.886	722.099	
P ₃	P ₄																			
	P ₂	74.82	174°35'30"			N 66°03'15 E	30.367		68.380									1532.519	653.719	
P ₂	P ₃																			
	P _{1'}	26.37	179°59'30"			N 66°02'45 E	10.706		24.099									1521.813	629.620	



Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

Anexo 3 Pag No 2 de 16 Pags
Preparado:
Verificado:
Fecha:

ALCANTARILLADO SANITARIO DE ZUMBI RED

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA LA ELABORACION DE UN METRO CUBICO DE MORTERO O DE HORMIGON (•)

Tipo	Denom.	Materiales	CAL VIVA			USOS Y OBSERVACIONES
			qq.	Kg.	Lts.	
1	Pasta	Unidad				Alisamiento de enlucidos de superficies que no están en contacto con el agua. En los sitios en los que no se puede conseguir cal, se recomienda la utilización de cemento puzolánico.
		Precio Unitario				
1	Pasta	Cantidad	19 30	875	952	
		Precio Total				

Tipo	Denominación	Dosisificación	Material	CEMENTO			ARENA	GRAVA	PIEDRA	AGUA	TOTAL	Kg /cm ² (Resist.)	USOS Y OBSERVACIONES											
				Coef. Ap.	0.48									0.60	0.55	1.00	1.00	S/ Por						
					Unidad	Saco													Kg.	Lts.	Lts.	Lts.	Lts.	M ³
2	Mortero	1:0	Cant dad	318	1352	901				568			Alisados de los enlucidos de todas las superficies en contacto con agua.											
			S/		4732					1.13	4733													
3	Morteros de Cemento	1:2	Cantidad	16.5	704	469	939			211		180	Enlucidos de obras de captación, superficies bajo agua, enlucidos de bases y zócalos de pozos de revision. Con imprimprimizante para enlucidos de losas de, su e interiores de paredes de Tanques de Distribución											
		S/		2464		188			0.42	2652														
4		1:3	Cantidad	12.2	520	347	1042			208		160		Enlucidos de superficies en contacto con el agua, enlucidos de tubería de concreto, exteriores de paredes de Tanques de Distribución.										
		S/		1820		208.40			0.416	2029														
5		1:4	Cantidad	9.7	413	275	1102			207		140			Colocación de azulejos, embaldosado de zócalos con baldosa de cemento. Preparación de Pisos para vinyl.									
		S/		1446		220.40			0.414	1667														
6		1:5	Cantidad	8.0	342	228	1142			206		90				Embaldosado de pisos, mamposterías bajo tierra, zócalos, enlucidos de cielos falsos, cimentaciones Con impermeabilizante para exteriores de Cupulas de tanques.								
		S/		1197		228.4			0.412	1426														
7	1:6	Cantidad	6.9	293	195	1170			205		72	Mampostería sobre el nivel del terreno, enlucido general de paredes.												
	S/		1025.5		234			0.410	1260															
8	1:7	Cantidad	6.0	255	170	1190			204		63		Mampostería de obras provisionales.											
	S/		892.5		238			0.410	1131															
9	Hormigón Simple	1:1, 5:4	Cantidad	8.6	366	244	366	976	127		200			Estructuras hidráulicas sujetas a la erosión del agua estructuras especiales.										
		S/		1281		73.20	224.5	0.254	1579															
10		1:2, 4	Cantidad	7.9	338	225	450	900	126		140				Obras de hormigón armado en general, muros de hormigón simple no voluminosos.									
		S/		1183		90	207	0.252	1480															
11	1:3, 6	Cantidad	5.5	236	157	470	940	125		140	Muros de hormigón de mayor espesor; pavimentos; cimientos de edificios, pisos, anclajes para tubería													
	S/		826		94	216.20	0.25	1136																
12	H. Ciclópeo	1:2, 4	Cant dad	3.9	168	112	225	450	500	63			Obras hidráulicas y estructuras voluminosas resistentes											
		S/		588		45	103.50	115	0.126	852														
13		1:3, 6	Cantidad	2.7	117	78	235	470	500	63		Muros de sostenimiento de gran volumen; cimentaciones de mayor espesor, etc.												
		S/		409.50		47	108.1	115	0.126	680														

(•) No incluye mano de obra

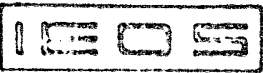
NOTAS: Areng: Debe cumplir con la granulometría indicada en el código de construcciones.
Cemento Portland: 1saco = 1pie3 = 28.317 Lts = 42,5 Kg.

Los cantidades indicados pueden variar en proporción a coeficientes de aporte diferentes de los adoptados. Las proporciones de agua se han asumido para fines de determinación de los otros materiales y pueden variar de acuerdo a los requerimientos de resistencia. Los valores indicados para resistencia son solo promedios para comparación.

Pesos específicos adaptados: Cemento = 1,5 Tons/m³, Cal viva = 0.92 Tons/m³; Cal apagada en polvo = 0.55 Tons/m³.

Cuando se usen acelerantes en morteros u hormigón, se añadirá aporte el precio del aditivo, de acuerdo al rendimiento y cantidades necesarias.

REFERENCIAS: Mark's Mechanical Hand book. Fuerster Materiales de Construcción. Goldenburt: Calculista de Estructuras.



Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

Anexo 3 Pág. No. 3 de 16 Págs.
Preparado
Verificado
Fecha

ALCANTARILLADO SANITARIO DE LUMBI

ANALISIS DE JORNALES Y DE PRECIOS UNITARIOS

DURACION APROXIMADA DE LA OBRA 9.5 meses	
a) DIAS O JORNALES NORMALES A PAGARSE 285 días	d) DIAS TRABAJADOS = a - e = 160 días
Fondo de reserva (12 meses duración (8) 24	e) INCREMENTO DEL SALARIO = 5/8 = 2.38
Sobretueldos o bonificaciones 1/4 a meses duración 71	f) INCREMENTO POR APOORTE PATRONAL CS = 1088
b) TOTAL DE JORNALES PAGADOS 380 días	g) INCREMENTO TOTAL = e + f = 2.60
Días no trabajados	Jornales reales
Sabados y Domingos 76	A = Albañil g = 800 = S/ 520 + 840 = S/ 528
Feriados 10	P = Peón g = 140 = S/ 364 + 840 = S/ 372
Vacaciones (entre un año) 15	C = Carpintero g = 180 = S/ 468 + 840 = S/ 476
Enfermedades (3 días/año) 9	E = Obrero Especializado = S/ 250 (Contrato temporal jornal 1.40)
(Días que no se trabajó por mal tiempo (estimado) 15	1A + 2P = 528 + 2(372) = 1272 1E + 1P = 250 + 372 = 622
c) TOTAL DE DIAS NO TRABAJADOS 125 días	1A + 0.5P = 528 + 0.5(372) = 714 1C + 1P = 476 + 372 = 848

MANPOST. DE PIEDRA		CIMENTOS (Con Mortero)						ZOCALOS (Con Mortero)					
MATERIALES	Unidad	Tipo 6			Tipo			Tipo 6			Tipo		
		PUnit	Cont	Costo S/	PUnit	Cont	Costo S/	PUnit	Cont	Costo S/	PUnit	Cont	Costo S/
Molones	m ³	39	83	332	3.90	83	332						
Piedra labrada	m ³								80			80	
Laja	m ³	160	0.20	32	160	0.20	32		0.20			0.20	
Mortero	m ³	1426	0.20	285	1260	0.20	252		0.20			0.20	
Mano de Obra	Jornal 1A + 2P	1272	0.80	1018	1272	0.80	1018		1.20			1.20	
Sub total			S/	1667		S/	1634			S/			
2-3 % Desperdicios				48			41						
TOTAL POR M ²			S/	1709		S/	1675			S/			

MANPOST. DE LADRILLO		LADRILLO (Con Mortero)						JARRONCILLO (Con Mortero)					
MATERIALES	Unidad	Tipo 6			Tipo 7			Tipo 8			Tipo 6		
		PUnit	Cont	Costo S/	PUnit	Cont	Costo S/	PUnit	Cont	Costo S/	PUnit	Cont	Costo S/
Lechillo	m ²	50	395	1675	5.0	395	1675						
Ladrillo	m ²												
Mortero	m ³	1426	0.20	285	1260	0.20	252		0.20			0.40	
Mano de Obra	Jornal 1A + 2P	1272	1.00	1272	1272	1.00	1272		1.00			1.25	
Sub total			S/	3232		S/	3199		S/		S/		
2-3 % Desperdicios				81			80						
TOTAL POR M ²			S/	3313		S/	3279		S/		S/		

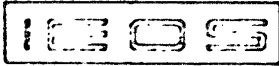
* El número de ladrillos se determina igualmente dividiendo (XXX) — (a x b x c), siendo a, b y c las dimensiones del ladrillo en cm.

ENCUENTOS CON MORTERO		Tipo 3			Tipo 4			Tipo 6			Tipo 7		
MATERIALES	Unidad	PUnit	Cont	Costo S/	PUnit	Cont	Costo S/	PUnit	Cont	Costo S/	PUnit	Cont	Costo S/
Mortero	Lit	2.65	10	26.50	2.02	17	34		17			17	
Puerta de cal o cemento	Lit												
Pulido con cemento	Lit	4.7	15	70.5	4.7	15	70.5		15			15	
Sika N81	Kg.	50	0.3	15									
Mano de Obra	Jornal 1A + 2P	714	0.12	86	714	0.12	86		0.12			0.12	
Sub total			S/	135		S/	127		S/		S/		
10 % Andamios y otros				14			13						
TOTAL POR M ²			S/	149		S/	140		S/		S/		

EMPALDASADO		BALESA NATURAL						BALESA ARTIFICIAL					
MATERIALES	Unidad	Tipo 3			Tipo 4			Tipo 6			Tipo 7		
		PUnit	Cont	Costo S/	PUnit	Cont	Costo S/	PUnit	Cont	Costo S/	PUnit	Cont	Costo S/
Armadura unida	m ²												
Mortero	Lit		15			15						15	
Pega	m ²												
Mano de Obra	Jornal 1A + 2P		0.16			0.16						0.16	
Sub total			S/			S/				S/			
10 % Desperdicios etc													
TOTAL POR M ²			S/			S/				S/			

* El mortero se determina a la par de la balsa, en el caso de balsa natural, se determina la balsa y el cemento a la par de la balsa.

IMPONANTE: Cuando los obras o recursos son de gestión, se otorga en los presupuestos el costo de transporte de los materiales.



Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

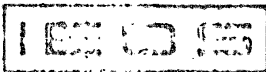
ALCANTARILLADO SANITARIO DE ZUMBI RED

Preparado.....
Verificado.....
Fecha.....

ANALISIS DE COSTOS DE TUBERIAS DE CONCRETO

Ø en mm	CEMENTO			ARENA			GRAVA			MANO DE OBRA			CURADO 30%/día mano O.	SUB TOTAL	AMORTIZAC Moldes Fabr.* S/ c/n.	SUB TOTAL	IMPREVISTOS 10 % S/	COSTO UNITARIO S/ por m		
	Kgs. por m.	Costos		Lt./m.	Costos		Lt./m.	Costos		Jornal Real S/ T	Trab. Nec. por m.	Costo S/						Calculado	Adaptado	
		S/	Kg.		Total S/	S/ Lt.		Total S/	S/ Lt.											Total S/
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o	p	q	r	s	t	
MOLDES DE ACERO	150	6.0	3.5	21	10.0	0.20	2	12.0	0.23	2.76	250	T/26	9.61	2.88	38.25	190	40.15	4.02	44.17	45
	200	7.7	3.5	29	12.8	0.20	2.56	15.4	0.23	3.54	250	T/18	14.0	4.17	51.29	210	53.37	5.34	58.71	59
	250	11.8	3.5	41.30	19.7	0.20	3.94	23.7	0.23	5.95	250	T/13	19.23	5.77	75.69	240	78.09	7.81	85.90	86
	300	15.1			25.2			30.3				T/10				275				
	350	19.7			32.9			39.6				T/7				320				
	400	25.0			41.7			50.2				T/6				375				
	450	30.8			51.5			61.9				T/5				450				
	500	37.3			62.3			74.9				T/4				550				
	600	52.1			86.9			104.6				T/3				950				

MOLDES NEUMATICOS	600																			
	800																			
	900																			
	1000																			
	1200																			
	1400																			
	1500																			



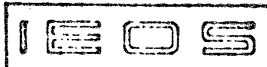
Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

ALCANTARILLADO SANITARIO DE ZUMBI RED
ANÁLISIS DE COSTOS

TUBERIAS COLOCADAS ENTRE 2.0 Y 4.0 M. DE PROFUNDIDAD

	DIAMETRO mm.	200	250	300	350	400	450	500	550	600	600	1000	1200	1400	1500	1600
DATOS																
1	Diámetro Exterior mm.	270	320	390	450	500	560	610	670	746						
2	Largo del tubo m.	10	10	10	10	10	10	10	10	10						
3	Peso de 1m. de tubo 145 1.90 Kgs	57	69	107	138	155	192	211	253	340						
4	Ancho medida de zanja en talud 1:0.30 30 30 1:1.5 m.	1.07	1.07	1.17	1.22	1.27	1.32	1.38	1.46	1.52						
5	Volumen de excavación y relleno m ³ /m.	3.21	3.21	3.51	3.66	3.81	3.96	4.14	4.44	4.56						
6	Area de desempedrado y reempedrado m ² /m.	1.65	1.65	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.05	2.10						
7	Superficie de entibado m ² /m.	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0						
8	Tierra sobrante m ³ /m.	.38	.41	.46	.53	.58	.64	.72	.81	.89						
9	Mortero para enchufe lts.	18	21	32	46	62	89	135	150	208						
COSTOS UNITARIOS:																
10	Excavación y relleno, a s/ 90 c/m ³	288.7	288.7													
11	Tubería en fábrica, a s/ c/m	59	86													
12	Transporte a la ciudad, a s/ c/m.															
13	Transporte local, a s/ 3 c/m	3	3													
14	Mortero, a s/ 2.03 c/l	3.7	4.3													
15	Roturas (10 % de 11)	59	86													
16	Transporte de tierra sobrante, a s/ 60 c/m ³	22.8	24.6													
17	Rasante, colocación y enchufe, a s/ c/m.	24	24													
18	Entibados (30 %), a s/ 40 c/m ²	48	48													
19	Prueba y revisión (10-9-8-7-6 % de 17), s/	1.92	1.92													
20	Desempedrado y reempedrado (%), a s/ c/m ²															
21	Derribos, drenajes, limpieza (5 % de 10), s/	14.4	14.4													
22	Bodega, guardianes, señales, 3% de 17 a s/ c/m	1.96	1.92													
23	Costos calculados s/ por m	474	544													
24	Imprevistos, ~ 10% s/	47	54													
COSTOS ADOPTADOS		s/ por m.	521	598												

DESCOMPOSICION DE COSTOS UNITARIOS	200	250	300	350	400	450	500	550	600	600	1000	1200	1400	1500	1600
MATERIALES, 50 s/	261	299													
TRANSPORTES, 5 s/	26	30													
MANO DE OBRA, 45 s/	234	269													
TOTAL s/	521	598													



Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

Anexo... 3... Pág. N° 8... de 16... Págs.

Preparado.....

Verificado.....

Fecha.....

ALCANTARILLADO SANITARIO DE JUMBI RED

ANALISIS DE COSTOS POZOS DE REVISION (Cubicaciones según plano N°)

	Unidad	Precio Unitario S/	BAJOS		MEDIANOS		PROFUNDOS	
			Cantidad	Costo S/	Cantidad	Costo S/	Cantidad	Costo S/
EXCAVACION	m ³	72	2.11	152	4.10	300	6.72	484
PLANTA:								
Hormigón simple 1:2:4	m ³	3723	0.44	1638	0.44	1638	0.44	1638
Piedra	m ³		0.44		0.44		0.44	
CONFORMACION DE PLANTA	Global			50.00		50.00		5.000
ZOCALO:								
Hormigón simple 1:2:4	m ³	3723	0.68	2532	0.68	2532	0.68	2532
Ladrillo	"		0.68		0.68		0.68	
Piedra	"		0.68		0.68		0.68	
Entucido Tipo 3+ Silva	m ²	149	1.7	253	1.7	253	1.7	253
PARED Y CONO								
Hormigón simple	m ³		0.18		0.97		1.95	
Ladrillo	"	3313	0.41	1358	2.22	7355	4.49	14875
CUELLO:								
Hormigón simple	m ³		0.09		0.09		0.09	
Ladrillo	"	3313	0.22	729	0.22	729	0.22	729
ESTRIBOS ϕ 5/8	c/u	21	4	84	10	210	15	315
IMPREVISTOS ~10 %				675		1302		2083
a Costo Unitario por Pozo				S/ 7421		S/ 14.319		S/ 22909
b Cerco y Tapa de H. F.	c/u		1	S/ 2500	1	S/ 2500	1	S/ 2500
c COSTO UNITARIO				S/ 9921		S/ 16.819		S/ 25409

DESCOMPOSICION DE COSTOS UNITARIOS				
			Bajos	Medianos
Material	55 %	S/	5456	9250
Transporte	5 %	S/	496	841
Mono de Obra	40 %	S/	3969	6228
TOTAL		S/	9921	16.819

ALCANTARILLADO SANITARIO DE LUMBI RED

ANALISIS DE COSTOS

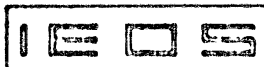
SALTOS DE DESVIO EN POZOS DE REVISION (según plano _____)

	DIAMETRO	200	250	300	350	400	450	500	600	700
A) DATOS:										
1	Peso de <u>11</u> mts. de tubo Kg	57								
2	Altura media del salto <u>0.90</u> mts.	0.90								
3	Altura tramo vertical recto mts.	1.10								
4	Sección anclaje vertical recto <u>0.4 x 0.4</u> mts ²	0.16								
5	Hormigón simple 1:3:6 <u>1.10 x 0.16</u> mts ³	0.176								
6	Mortero para <u>3°</u> enchufes lbs.	1.5								
B) COSTOS UNITARIOS										
7	Tubería tramo vertical <u>1.10</u> a S/ 59 c/tramo	65								
8	Tapa de ladrillo a S/ 2.8 c/unid.	2.8								
9	Transporte a ciudad a S/ c/Kg.									
10	Transporte a obra a S/ 0.05 c/Kg.	3								
11	Hormigón simple 1:3:6 a S/ 3210 c/m ³	565								
12	Mortero para enchufes <u>Tipo 4</u> a S/ 2.03 c/lt.	3.05								
13	Roturas (3% de 13) S/	3.24								
14	Mortero para enchufes <u>SUBTOTAL</u> S/	642								
15	Varios e imprevisos = 10% S/	64								
		706								
16	SUMAN S/ salto									

DESCOMPOSICION DE COSTOS UNITARIOS										
	DIAMETRO	200	250	300	350	400	450	500	600	700
MATERIAL	60%	S/ 424								
TRANSPORTE	5%	S/ 35								
MANO DE OBRA	35%	S/ 247								
TOTAL		S/ 706								

Anexo 3 Pág. 10 de 16 Pags.
 Presupuesto _____
 Verificado _____
 Fecha _____

[illegible]



Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

Area 3 figs. 12 to 16 figs.

Preparado _____

Verificado _____

Fecha _____

ALCANTARILLADO SANITARIO DE LUMBI RED

PRESUPUESTO DE POZOS , SUMIDEROS Y SALTOS

POZO Nº	Altura del Pozo, m			de 1 m	Salto	
	08-20	20-40	40-60		5	Altura
1	1.35					
1"	1.48					
2	1.41					
2'	1.50					
3	1.45					
4	1.40					
5	1.43					
6	1.200					
7	1.38					
8	1.70					
9	1.20					
10	1.60					
11	1.48					
12'	1.51					
13'	1.41					
14	1.76					
15	1.60					
16	1.74					
17	1.25					
18	1.30					
19	1.85					
20	1.40					
21	1.50					
22	1.70					
23	2.00	2.01				
24	1.66					
25	1.45					
25'	1.35					
26	1.70					
27	1.40					
28	1.58					
29	1.45					
30	1.85					
31	1.45					
32'	1.45					
33	2.044					
34	1.700					
35	1.600					
36	1.450					
37	1.280					
38	1.239					
39		2.075			200	0.90
40		2.111			200	0.90
41		2.442				
42						
43						
44						
45						
46						
47						
48						
49						
50						
51						
52						
53						
54						
55						
56						
57						
58						
59						
60						
61						
62						
63						
64						
65						
66						
67						
68						
69						
70						
71						
72						
73						
74						
75						
76						
77						
78						
79						
80						
81						
82						
83						
84						
85						
86						
87						
88						
89						
90						
91						
92						
93						
94						
95						
96						
97						
98						
99						
100						
101						
102						
103						
104						
105						
106						
107						
108						
109						
110						
111						
112						
113						
114						
115						
116						
117						
118						
119						
120						
121						
122						
123						
124						
125						
126						
127						
128						
129						
130						
131						
132						
133						
134						
135						
136						
137						
138						
139						
140						
141						
142						
143						
144						
145						
146						
147						
148						
149						
150						
151						
152						
153						
154						
155						
156						
157						
158						
159						
160						
161						
162						
163						
164						
165						
166						
167						
168						
169						
170						
171						
172						
173						
174						
175						
176						
177						
178						
179						
180						
181						
182						
183						
184						
185						
186						
187						
188						
189						
190						
191						
192						
193						
194						
195						
196						
197						
198						
199						
200						
201						
202						
203						
204						
205						
206						
207						
208						
209						
210						
211						
212						
213						
214						
215						
216						
217						
218						
219						
220						
221						
222						
223						
224						
225						
226						
227						
228						
229						
230						
231						
232						
233						
234						
235						
236						
237						
238						
239						
240						
241						
242						
243						
244						
245						
246						
247						
248						
249						
250						
251						
252						
253						
254						
255						
256						
257						
258						
259						
260						
261						
262						
263						
264						
265						
266						
267						
268						
269						
270						
271						
272						
273						
274						
275						
276						
277						
278						
279						
280						
281						
282						
283						
284						
285						
286						
287						
288						
289						
290						
291						
292						
293						
294						
295						
296						
297						
298						
299						
300						
301						
302						
303						
304						
305						
306						
307						
308						
309						
310						
311						
312						
313						
314						
315						
316						
317						
318						
319						
320						
321						
322						
323						
324						
325						
326						
327						
328						
329						
330						
331						
332						
333						
334						
335						

[illegible][illegible]

2H. Accumulated
1H. Accumulated

ALCANTARILLADO SANITARIO DE ZUMBI RED

RESUMEN, TUBERIAS, POZOS, SALTOS.

TUBERIA :

Ø	PROFUNDIDAD Mts		TOTAL
	0.8 - 2	2 - 4	
200mm	4.854,03	195,28	5.049,31

POZOS :

Ø	BAJOS	MEDIANOS	PROFUNDOS	TOTAL
200	40	6		46

SALTOS :

Ø	200	250	300
Nº	2		

ALCANTARILLADO SANITARIO

DE ZUMBI

RED
~~CONFIDENTIAL~~

COSTOS TOTALES DE TUBERIAS Y CANALES : RESUMEN.

1. TUBERIAS.

[illegible]

2- CANALES

[illegible]

3- DESCOMPOSICION DE COSTOS TOTALES

Tuberias

Descomposición de	Total S/	%
Materiales	691.350 °°	55
Transporte	62.850 °°	5
Mano de Obra	502.800 °°	40
TOTALES :	1'257.000 °°	100

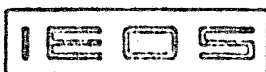
Canales

Descomposición de	Total	S/	%
Materiales			
Transporte			
Mana de Obro			
TOTALES :			100

Resumen: Tuberías y Canales

Descomposicion de	Total S/	%
Materiales	691.350	58
Transporte	62.850	5
Mano de Obra	502.800	40
TOTALES :	1.257.000 ⁰⁰	100

LONGITUD TOTAL DEL ^{RED} ~~EMISARIO~~ 5049.31 m.



Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

Anexo 3 Pag. N° 15 de 16

Preparado

Verificado

Fecha

ALCANTARILLADO SANITARIO DE ZUMBI RED

PRESUPUESTO DE LA RED: COSTOS TOTALES DE POZOS, SUMIDEROS Y SALTOS, RESUMEN

1- POZOS

		Tipo →				
		Cabezales	Bajos	Medianos	Profundos	TOTALES
a	COSTO UNITARIO POR POZO	S/	7481	14.319	22.909	
b	Cerco y tapa de hierro fundido	S/	2500	2500	2500	
	Cerco y tapa de hormigón	S/				
c	COSTO UNITARIO TOTAL DEL POZO = a + b	S/	9921	16.819	25.409	
d	Número de Pozos		40	6		46
	Costo total de pozos = c x d	S/	296.840	85.914		382.754
	Costo total de Tapas = b x d	S/	100.000	15.000		115.000
	COSTO TOTAL DE POZOS Y TAPAS = c x d	S/	396.840	100.914		497.754

2- SALTOS

		Ø mm. →	200	250	300	350	400	450	500	600	700	
a	Costo unitario por salto,	S/	706									TOTALES
b	Número de saltos		2									2
	COSTO TOTAL DE SALTOS = a x b,	S/	1412									1412

3- SUMIDEROS

a	Costo Unitario adoptado por sumidero	S/	
b	Número total de sumideros		
	COSTO TOTAL DE SUMIDEROS = a x b	S/	

4- RESUMEN DE POZOS, SALTOS Y SUMIDEROS

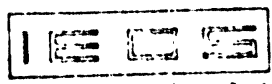
Descomposición Costos Totales		Pozos	Nº	Saltos	Nº	Sumideros	Nº	TOTALES S/
Material	55	S/	210.515		777			211.292
Transporte	5	S/	19.138		71			19.209
Mano de Obra	40	S/	153.101		564			153.665
TOTALES,		S/	382.754	2	1412			384.166

ALCANTARILLADO SANITARIO DE ZUMBI RED

RESUMEN POR MATERIALES DEL PRESUPUESTO .

DESCRIPCION	G A S T O			TOTAL
	Materiales	Transporte	Mano de Obra	
Tub. cemento ø 200	691.350	62.850	502.800	1'257.000,0
Pozos	211.292	19209	153.665	384.166,0
Tapas de H.F.	115.000	10.000		125.000,0
	1'017642,0	92.059,0	656.465	1'766.166
Imprevistos 10%	101764,0	9.206,0	65.647	176.617
TOTAL	1'119406,0	101.265,0	722.112	1'942.783,0
Porcentaje %	58	5	37	100

U-1



Instituto Ecuatoriano de Estudios Sanitarios

Anexo: 4 Pag. No. 1 de 5
Preparado: _____
Verificado: _____
Fecha: _____

ALCANTARILLADO SANITARIO DE JUMBI EMISARIO

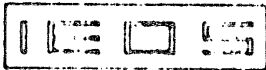
LISTA DE TUBERIAS, CANALES, POZOS, SALTOS Y SUMIDEROS (Según Plano No. 12)

TUBERIAS					Y					CANALES							
Tramo de		Ø mm	Long. m. en la profundidad			Tramo de		Ø mm	Long. m. en la profundidad			Tramo de		Ø mm	Long. m. en la profundidad		
pozo a pozo	08-20		20-40	40-60	pozo a pozo	08-20	20-40		40-60	pozo a pozo	08-20	20-40	40-60				
43	44			100.08													
44	44'			49.92													
44'	45			59.72													
45	45'			62.28													
45'	46			67.23													
46	47			66.21													
47	47'			64.50													
47'	47"			39.85													
47"	48			47.41													
48	48'			72.59													
48'	49			35.30													
49	descarga			29.26													
Est. Sol	49			31.70													
				TOTAL	714.08												

POZO No	Altura del Pozo, m.			Salto	
	08-20	20-40	40-60	2.5	Altura
44		2.772			
44'		2.852			
45		3.000			
45'		3.084			
46		3.318			
47		3.520			
47"		3.740			
48		3.444			
48'		3.483			
49		2.460			

POZO No	Altura del Pozo, m.			Salto	
	08-20	20-40	40-60	2.5	Altura
		- CANTONES			
ENT		3.45			
SOL	2.20				

POZO No	Altura del Pozo, m.			Salto	
	08-20	20-40	40-60	2.5	Altura

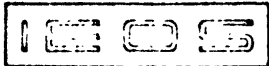


ALCANTARILLADO SANITARIO DE ZUMBI ANALISIS DE COSTOS
CAJAS DE REVISION ESTRUCTURA DE ENTRADA Y SALIDA : EMISARIO

DESCRIPCION		Unidad	Precif. Unitario	M = 2.80 m.		M = 3.45 m.		M = m	
				Cantidad	Costo	Cantidad	Costo	Cantidad	Costo
1									
2	Excavación	m ³	72	4312	310	6.762	487		
3	Entibados	m ²							
4									
5	PLANTA :								
6	Mampostería de Piedra	m ³	1709	0.19	325	0.29	496		
7	Hormigón Simple 1:3:6	m ³	3375	0.39	1316	0.39	1316		
8	Enlucido y conformación <u>Tpp 3 + Sika</u>	m ²	149	1.00	149	1.00	149		
9									
10	PARED :								
11	Mampostería de ladrillo	m ³	3313	1.44	4771	2.34	7752		
12	Hormigón Simple 1:2:4	m ³							
13	Enlucido con mortero Tipo 3 y Sika M-1	m ²	149	9.6	1430	12	1788		
14									
15	TAPA :								
16	Encofrado	m ²							
17	Hormigón Simple 1:2:4 (ARMADO)	m ³	6.601	0.14	924	0.14	924		
18	Hierro	kg							
19	ESCALONES ϕ 5/8		21	7	147	12	252		
20									
21	SUMAN				9372		13.164		
22	Imprevistos $\approx$ 10%				937		1316		
23	COSTO TOTAL			SI.	10.309 ⁰⁰	+	14.480 ⁰⁰	TOTAL =	24.789
24									

DESCOMPOSICION DEL COSTO TOTAL :

Materiales : 55% = 13.634
Transporte : 5% = 1.239
Mano de Obra : 40% = 9.916
TOTAL = 24.789



Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

Anexo 4 ... Pag N° 3 de 5. Pgs
Preparado
Verificado
Fecha

ALCANTARILLADO SANITARIO DE ZUMBI EMISARIO

COSTOS TOTALES DE POZOS , SUMIDEROS , SALTOS : RESUMEN

1- POZOS

		Tipo →				TOTALES
		Caberales	Pijos	Medianos	Profundos	
a	COSTO UNITARIO POR POZO	S/		14.319 ⁰⁰		
b	Cerca y Tapa de Hierro fundido	S/		2.500 ⁰⁰		
	Cerca y Tapa de hormigon	S/				
c	COSTO UNITARIO TOTAL DEL POZO =	S/		16.819 ⁰⁰		
d	Número de pozos			10		10
Costo Total de pozos = a x d		S/		143.190 ⁰⁰		143.190 ⁰⁰
Costo Total de Tapas = b x d		S/		25.000 ⁰⁰		25.000 ⁰⁰
COSTO TOTAL DE POZOS Y TAPAS = c x d		S/		168.190 ⁰⁰		168.190 ⁰⁰

2- SALTOS

		Ø mm →									TOTALES
		200	250	300	350	400	450	500	600	700	
a	Costo Unitario por salto	S/									
b	Número de Saltos										
COSTO TOTAL DE SALTOS = a x b		S/									

3- SUMIDEROS

a	Costo Unitario adoptado por sumidero	S/	
b	Número Total de sumideros		
COSTO TOTAL DE SUMIDEROS = a x b		S/	

4- RESUMEN DE POZOS, SALTOS Y SUMIDEROS

Descomposición Costos Totales		Pozos	Nº	Saltos	Nº	Sumideros	Nº	TOTALES	S/
Material	S/	78.755,0						78.755,0	
Transporte,	S/	7.160,0						7.160,0	
Mano de Obra	S/	57.275,0						57.275,0	
TOTALES	S/	143.190 ⁰⁰						143.190 ⁰⁰	

ALCANTARILLADO SANITARIO DE ZUMBI EMISARIO

COSTO TOTALES DE TUBERIA ; RESUMEN

DESCRIPCION	LONGITUD	P. UNITARIO	P. TOTAL
Tub. ø 250 mm, Profundidad 2-4 mts	714,05	598	427.002,0

DESCOMPOSICION DE COSTOS TOTALES

Materiales	55%	234.851,00
Transporte	5%	21.350,00
Mano de Obra	40%	170.801,00
TOTAL		S/ 427.002,00

ALCANTARILLADO *SANITARIO* DE *ZUMBI* EMISARIORESUMEN POR MATERIALES DEL PRESUPUESTO

DESCRIPCION	G A S T O S			
	Materiales	Transporte	Mano de Obra	TOTAL
Tub. cemento ø 250mm	234851,0	21350,0	170801,0	427002,0
Pozos	78755,0	7160,0	57275,0	143190,0
Tapas de H. F	25000,00	2500,00		27500,00
Cajones(Est de ent. y salida)	13634,0	1239,0	9916,0	24789,0
SUBTOTAL	352240,00	32249,00	237992,0	622481,00
Imprev. 10%	35224,00	3225,00	23799,0	62248,00
TOTAL	387464,00	35474,0	261791,0	684729,00
Porcentaje %	57	5	38	100

R-3



Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

Anexo 5 Pág. No. 1 de 2

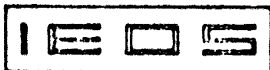
Preparado

Verificado

Fecha

ALCANTARILLADO SANITARIO DE FUMBI TRATAMIENTO
PRESUPUESTO DE LA OBRA CIVIL DE LA LAGUNA DE ESTABILIZACION

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
Expropiación	Ha.	0.975	35.000,00	34.125,0
Localización y Replanteo	Ha.	0.975	1.600	1.560,0
Construcción del camino de acceso (mt. de ancho)	m.			
Lestrado " " " " (cm. de espesor)	m ³			
Limpieza y desbroce	Ha.	0.975	1.200	1.170,0
Excavación a máquina	m ³	7.165,44	45	322.444,0
Desaleje de material sobrante	m ³			
Relleno compactado	m ³			
Transporte material de préstamo	m ³			
Conformación del fondo y diques	m ²	297,104	7	2.080,0
Dique compactado con material local	m ³			
" " " " piedra	m ³			
" " " " grava	m ³			
" " " " gravilla	m ³			
" " " " arena	m ³			
Arreglo de diques	m			
Grana para protección de taludes	m ²			
Listre para coronar del muro y alrededores de la laguna	m ³	219,30	125	27.413,0
Hormigón simple 1:3:6 (para anclajes) PLATO	m ³	4,46	3375	15.053,0
Encofrados	m ²			
Cunetas de coronación	m			
Gradas de hormigón simple 1:3:6 (Soparte de la tubería)	m ³	274	162	44.388,0
Pozo de revisión	ch.	1,232	3375	11.391,0
Regla graduada de 2.20 mt. de alto. y base de H.S.	ch.	1	1.200	1.200,00
Armas	ch.	1	1.800	1.800,0
Puerta metálica	ch.	1	3.000	3.000,0
Cerramiento de alambre de púas	m	402	120	48.240,0
S U M A N				513.864,00
Imprevistos:				
T O T A L				
Estimación de :				
Gasto de materiales locales 35 %	%			179.852,0
Gasto de mano de obra 5 %	%			25.693,2
60 %				308.318,8
			TOTAL	513.864,0



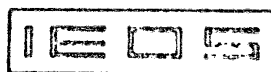
Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

Anexo 5 Pág. N° 2 de 3
Preparado _____
Verificado _____
Fecha _____

ALCANTARILLADO SANITARIO de LUNBI TRATAMIENTO OBRAS ANEXAS

PRESUPUESTO DE TUBERIAS Y ACCESORIOS

RUBRO	Proce- dencia	Diámetro mm	Cantidad		Peso Kgs		Precio (Dólares)		Gastos		Mano de Obra	
			Est.	Total	Unid.	Total	Unid.	Total	Unid.	Total	Unid.	Total
ENTRADA A LA LAGUNA :												
COMPUERTA		200		1						3300.0	220.0	220.0
COMPUERTA		250		1						3700.0	220.0	220.0
TUBERIA DE A.C. CLASE 10 L=4 m		200		11						792	220	2420
UNION TRIPLEX A.C. CLASE 10		200		11						284	90	770
MATERIAL INOXIDABLE PARA SUJETAR												
TUBERIA A.C. EN LINDA PARTE DE Hº				14						108	70	980
SALIDA LAGUNA :												
COMPUERTA VERTEDERO				1								
TUBERIA DE H.F.		200		4 mts						4800	320	320
TAPON H.F.		200		1						3624	350	1400
ANILLO DEFLECTOR DE ESPUMA				1						1080	40	40
TUBERIA DE H.F.		250		1.20						1140	220	220
UNION TRIPLEX M.F.		250		2						4560		
CODO H.F. 90°		250		1						1080		
										2160		800
										3360		
										TOTAL = 52.856		7390.00



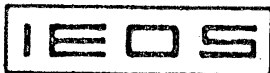
Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

DEL I.E.O.S.

ALCANTARILLADO SANITARIO de ZUMBI TRATAMIENTO
RESUMEN POR MATERIALES DEL PRESUPUESTO

Descripción	Peso Tons.	GASTOS							
		EN DOLARES			EN SUCRETES				Total
		Materiales	Transportes	Total	Materiales	Transportes	Mano de Obra	Total	
IMPORTACIONES	A	Tuberías y accesorios de A.C.							
		" de H.F.							
		" de acero y uniones dresser							
		" y accesorios de H.G.							
		" " " " cobre							
		Accesorios de H.F.							
		Válvulas de							
		Válvulas especiales							
		Equipo de cloración							
		Cilindros de cloro							
		Equipo de tratamiento							
		Medidores y reguladores de gasto							
		Varios materiales importados							
		SUMAN LOS GASTOS (A)							
LOCAL	B	Tubería y accesorios de H.G.							
		Tubería de cemento							
		<u>TUBERIA DE A.C. y ACCESORIOS</u>			11.836,00		3190,0	15026,0	
		Accesorios de H.F. local (COMPUERTAS)			11.800		760	12560,0	
		<u>TUBERIA DE H.F. y ACCESORIOS</u>			26.588	3000,0	2240,0	28808,0	
		Varios materiales de compra local			265,2		1200	3852	
		Obra civil (<u>LAGUNA</u>)			199.852,0	25.693,2	308.318,8	513.864,0	
		Obras provisionales							
		SUMAN LOS GASTOS (B)			232.708	28.693,20	315708,80	577.110	
		RESUMEN:							
		Subtotal			232.708	28.693,2	315708,8	577.110	
		Imprevistos = 10%			23.271	2869	31571	57711	
		SUMAN			255.979,00	31.562,20	347.279,8	634.821,00	
		Equivalencia en sucres de los gastos en dolares a razón de sucres por dolar,							
		TOTAL \$/.							
		%							
					40%	5%	55%	100%	

V-1



Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

Anexo 6 Page No. 1 de 2 Page

Prepared

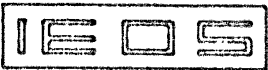
Verified

Fecha

ALCANTARILLADO SANITARIO DE LUMBI DESCARGA
PRESUPUESTO DE OBRA CIVIL

ARCHIVO CENTRAL DEL IEOS

RUBRO	Unidad	Precio Unitario S/								
			Cantidad	Precio total S/	Cantidad	Precio Total S/	Cantidad	Precio Total S/	Cantidad	Precio Total S/
Trabajos previos	m									
Excavación	m ³	72	2.40	173						
relleno de	m ³									
Drainajes	m									
Empedrado	m ²									
Entibados	m ²									
Arreglo del terreno	m ²									
Mampostería de piedra	m ³									
Mampostería de ladrillo	m ³									
relleno de grava	m ³									
Hormigón ciclópeo 1:2:4	m ³	2831	0.72	2038.0						
simple 1:3:6	m ³	3375 ₁₅	0.93	3139.01						
Hierro, material y mano de obra	m									
Encofrados	m ²									
Entucidos con mortero tipo 3 + Sika	m ²	149	4.65	693.0						
Impermeabilización	m ²									
Pintura	m ²									
Juntas	m									
Desagues	m									
Semitubos	m									
Anclajes	c/u.									
Cerramiento	m									
Caminos de acceso	m									
Imprevistos ~ 10%										
TOTAL				S/ 6043		S/		S/		S/
Estimación de:										
Gastos de materiales locales			70 %	S/ 4230		%	S/		%	S/
" " Mano de obra			30 %	S/ 1813		%	S/		%	S/
				6043						



Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

Anexo 6 Pág. N° 2 de 2 Págs.
Preparado _____
Verificado _____
Fecha _____

ALCANTARILLADO SANITARIO DE LUMBI DESCARGA
RESUMEN POR MATERIALES DEL PRESUPUESTO

Descripción		Peso Tons.	GASTOS						
			EN DOLARES			EN SUCRES			
			Materiales	Transportes	Total	Materiales	Transportes	Mano de Obra	Total
IMPORTACIONES	A	Tuberías y accesorios de A.C.							
		" de H.F.							
		" de acero y uniones dresser							
		" y accesorios de H.G.							
		" " " de cobre							
		Accesorios de H.F.							
		Válvulas de							
		Válvulas especiales							
		Varios materiales importados							
		SUMAN LOS GASTOS (A)							
LOCAL	B	Tubería y accesorios de H.G.							
		" de cemento							
		Accesorios de H.F. local							
		Varios materiales de compra local							
		Obra civil				4230	250	1813	6293
		Obras provisionales							
		SUMAN LOS GASTOS (B)				4230	250	1813	6293
	RESUMEN :								
		Subtotal				4230	250	1813	6293
		Imprevistos 10%				423	25	181	629
		SUMAN				4653	275	1994	6922
		Equivalencia en sucres de los gastos en dolares a razón de sucres por dolar.							
		TOTAL S/.							
		%				67	4	29	100%

ARCHIVO CENTRAL
DEL I.E.O.S.



Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

Anexo 7 Pág. N° 1 de 1

Preparado _____

Verificado _____

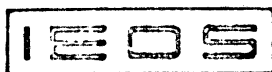
Fecha _____

ALCANTARILLADO SANITARIO DE ZUMBI CONEXIONES DOMICILIARIAS
PRESUPUESTO DE INSTALACION

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	Precio S/	
			Unitario	Total
1 Excavación y relleno	m ³ /m	1.50	90	135
2 Tuberías fábrica (Ø 150 mm)	m.	1	45	45
3 Transporte interno				
4 Transporte local	c/m	1	3	3
5 Mortero para enchufe <i>TIP 2044</i>	lt.	1.6	2.03	3.25
6 Retenes (10% de 2)	-		5	5
7 Transporte de tierra sobrante	m ³ /m	0.16	60	9.6
8 Rasante, colocación y enchufe	c/m	1	22	22
9 Arreglo de calzada, aceras, etc.	m ² /m	1.05	22	23.10
10 Borde, guardianes, señales	c/m	1	2	2
Costo calculado por metro de conexión			S/	248
Imprevistos, ~ 10%			S/	25
COSTO ADOPTADO POR METRO DE CONEXION "a"			S/	273

Longitud promedio de cada conexión "b":	8.00 m.
Número de conexiones "c":	179
COSTO TOTAL DE CONEXIONES DOMICILIARIAS "a x b x c":	S/ 390.936 °°

DESCOMPOSICION DE COSTOS	TOTAL	Por metro	Por conexión
MATERIALES, 35	S/ 136.828 °°	95	765
TRANSPORTE, 5	S/ 19.547 °°	14	109
MANO DE OBRA, 60	S/ 234.561 °°	164	1310
TOTAL,	S/ 390.936 °°	273	2184



Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

Anexo 8 Página 1 de 3 Pág.

Preparado:

Verificado:

Fecha:

ALCANTARILLADO SANITARIO DE JUMBI EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

PRESUPUESTO DE EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTID	PESO TOTAL Kg	COSTO CIF (Dólares)		COSTO (Suces)	
				UNITARIO	TOTAL	UNITARIO	TOTAL
Camión volquete de 1 Ton arriendo 9.0 m/ce	U	1				7000.0	63.000.0
Camión de Ton.							
Camioneta de Ton.							
Mezcladora a motor para hormigón de 1 sacos de capacidad arriendo 5 m/ce	U	2	150			5200	52.000.0
Idem. de sacos de capacidad							
Vibradoras con motor a gasolina y manguera de de largo, con cabezales de repuesto							
Bomba para achicar de 2 1/2" con motor a gasolina y mangueras de succión e impulsión							
Idem. de pulgadas							
Corretillos de acero	U	8	240			1400	11.200.0
Zapapicos de lbs	U	16	34			170	5780
Picas de doble pica de 5 lbs	U	5	9			135	675
Borras de 16 lbs	U	4	15			225	900
Borras de lbs							
Palas redondas de manilla	U	22	23			160	3520
Palas cuadradas de manilla							
Baldes de construcción	U	12	14			120	1440
Sopletes a gasolina de 1/4 galón							
Lámparas de gasolina							
Linternas de pila	U	4	2			170	680
Esmeriles de mano completos y dos piedras de repuesto c/u.							
Mecheros para señales nocturnas							
Tranqueras con inscripción	U	6				230	1380
Palea							
Cabo de manilla de 1/2"	M	130	68			13	1690
Idem. 3/4"							
Entenalla de pulgadas							
Idem. pulgadas							
Arcos de sierra							
Hojas de sierra de 12"							
Llaves para tubería 6"							
Idem 8"							
Idem 10"							
Idem 12"							
Llaves de pica de loro de 8"							
Idem 10"							
Martillos pala de cabra de 1/2 lb	U	4	1			150	600
Martillos combos de 2 lbs	U	4	4			220	880
Idem. lbs.							
Serruchos de 60 cm de largo	U	6				270	1620
Tenozas (pinchos) de 6"	U	4				140	560

1305

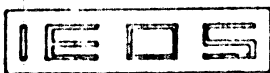
Fecha: _____

PRESUPUESTO DE EQUIPOS Y HERRAMIENTAS (Continuación)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTID	PESO TOTAL Kg	COSTO CIF (Dólares)		COSTO (Suces)	
				UNITARIO	TOTAL	UNITARIO	TOTAL
Tenazas (playos) de 8"							
Idem. 10"							
Destornilladores de 6"							
Idem. 8"							
Idem. 10"							
Idem. 12"							
Limas planas de grano medio de 10"							
Idem. de							
Limas triángulo de grano fino de 8"							
Idem. de 10"							
Idem. de							
Máquina episonadora							
Moldes de acero para tubería Ø 150 mm.							
" 200							
" 250							
" 300							
" 350							
" 400							
" 450							
" 500							
" 600							
" 700							
Moldes neumáticos para Ø mm.							
"							
"							
"							
"							
"							
Compresores de m ³ /min							
Escobillas para limpiar los moldes							
Generador eléctrico de Kw							
Llanos							
MACHETES	U	6				175	1050
SUBTOTAL			Kgs				146.975
Varios e imprevistos ≈ 10%							
SUBTOTAL							
Conversión de dólares a suces, a \$ 100 = S/							
TOTAL = a + b = S/							

99-0-6A

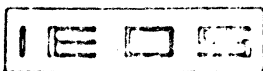
Form 215



Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

ALCANTARILLADO SANITARIO DE LUMBI EQUIPOS Y HERRAMIENTAS
RESUMEN POR MATERIALES DEL PRESUPUESTO

Descripción		Peso Tons	GASTOS						
			EN DOLARES			EN SUCRETES			
			Materiales	Transportes	Total	Materiales	Transportes	Mano de Obra	Total
IMPORTACIONES	A								
	Vehículos								
	Equipo de bombeo								
	Equipo de construcción								
	Herramientas								
	SUMAN LOS GASTOS (A)								
LOCAL	B								
	Equipo de construcción (arriendo)					115.000,00			115.000,00
	Herramientas local y arriendo								
	Materiales de taller								
	Varios materiales de compra local								
	SUMAN LOS GASTOS (B)					31.975,00	2500,00		34.475
RESUMEN:									
Subtotal						146.975	2500		149.475
Imprevistos 10%						14.697	250		14.947
SUMAN						161.672	2750		164.422
Ecuivalencia en sucres de los gastos en dolares a razón de sucres por dolar.									
TOTAL									
		%				98	2		100



Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

ALCANTARILLADO

DE

Año 9

Folios 1 de 1

Preparado

Verificado

Fecha

PRESUPUESTO DE DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRACION

DESCRIPCION	Cantidad	Costo en (Dólares)		Costo en (Suces)	
		Unidad	Total	Unidad	Total
A DIRECCION TECNICA					
Ingeniero a \$/ 20.750 c/mes, a 9.5 meses, a 13/12	1			213.552.0	213.552.0
Ingenieros Ayudantes a \$/ c/mes, meses					
Cadeneros a \$/ 4.500 c/mes, 0.5 meses	4			2.250.0	9.000.0
Choferos a \$/ 6.000 c/mes, 9.5 meses				57.000.0	57.000.0
Supervisor					
B SUMA LOS GASTOS DE PERSONAL					279.552.0
Alquiler, Pasajes, etc. 42%					131.389.0
Sueldo familiar a \$/ 5.000 c/mes, a 9.5 meses, a 13/12 a 2 personas					10.292.0
Subsistencia a \$/ 5.000 c/mes, a 9.5 meses, a 13/12 a 2 personas					59.375.0
C SUMA LOS GASTOS DE PERSONAL ADICIONALES					201.056.0
D GASTOS DE VIAJES					
Traslado (ARRIENDO 1 MES)	1			2500.0	2500.0
Taxi	1			3200.0	3200.0
Cincha	1			150.0	150.0
Almuerzo	4			220.0	880.0
Mirol	2			550.0	1100.0
Libretos de campo	2			70.0	140.0
Exámenes	2			160.0	320.0
Exámenes	1			220.0	220.0
Traslado de equipos					
E SUMA LOS GASTOS DE VIAJES					8510.0
F SUMA LOS GASTOS DE VIAJES ADICIONALES					489.118.0
G SUMA LOS GASTOS DE VIAJES ADICIONALES					
Comida a \$/ 6000 c/mes, a 9.5 meses, a 13/12					61.750.0
Reparación a \$/ c/mes, a meses, a 13/12					41.167.0
H SUMA LOS GASTOS DE PERSONAL					102.917.0
Alquiler, Pasajes, etc. 45% de d					46.313
Sueldo familiar a \$/ 5.000 c/mes, a 9.5 meses, a 13/12 a 2 personas					6.175
Matrícula de inscripción (1 mes a \$/ 500)					
Alquiler, Pasajes, etc. 45% de d					97.139.0
Alquiler de locales (meses) 9.5				600	5700.0
Comida, Transporte y Teléfono					4000.0
I SUMA LOS GASTOS DE ADMINISTRACION ADICIONALES					159.327.0
J SUMA LOS GASTOS DE ADMINISTRACION ADICIONALES					
Escritorios (EN SITIO)	2			3000.0	6000.0
Sillas	6			400	2400.0
Mesa de trabajo	1			5200.0	5200.0
Almuerzo					
Máquina de escribir	1			3500.0	3500.0
Exámenes	1			6500.0	6500.0
Alquiler					
Exámenes					
Exámenes de escritura				12.500.0	12.500.0
Exámenes					
Exámenes de escritura					
Exámenes de escritura					
Exámenes de escritura					
K SUMA LOS GASTOS DE ADMINISTRACION ADICIONALES					36.100.0
L SUMA LOS GASTOS DE ADMINISTRACION ADICIONALES					298.344.0
M SUMA LOS GASTOS DE ADMINISTRACION ADICIONALES					787.462.0
N SUMA LOS GASTOS DE ADMINISTRACION ADICIONALES					
Equipamiento en los meses y años en los que se o no de					
O SUMA LOS GASTOS DE ADMINISTRACION ADICIONALES					787.462.0
P SUMA LOS GASTOS DE ADMINISTRACION ADICIONALES					39.373.0
Q SUMA LOS GASTOS DE ADMINISTRACION ADICIONALES					748.089.0

ALCANTARILLADO SANITARIO DE Zumbi

COSTO DE UNA LETRINA SANITARIA

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
FOSO :				
Excavación	m3	1,78	72	128
BROCAL :				
Mampostería de ladrill.	m3	0,15	3313	497
LOSA O CUBIERTA:				
Hormigón armado	m3	0,066	6601	436
TAZA :				
Hormigón simple	m3	0,019	3375	64
ASIENTO Y TAPA :				
Madera e=1"	m2	0,50	50	25
Tornillos ø 1/2	c/u	4	4	16
Listones de 5x8 cm	m/1	0,70	12	8
CASETA :				
Paredes	m2	6	120	720
Puerta (Playwood)	c/u	1	800	800
Techo Ardex (1,8x0,5)	c/u	3	114	342
Subtotal =				3.036,00
Imprevistos 10% =				304
				3.340,00

COSTO TOTAL DE LETRINAS EN EL PROYECTO : Número de letrinas =15

COSTO * 15 x 3340,00 = 50.100,00

ESTIMACION :

GASTO POR MATERIALES	= 55%	27.555,00
GASTO POR TRANSPORTE	5%	2505,00
GASTO POR MANO DE OBRA	40%	20.040,00

T O T A L = 50.100,00

ALCANTARILLADO *Sanitario* DE *ZUMBI*

RESUMEN GENERAL DEL PRESUPUESTO TOTAL POR PARTES DE LA OBRA :

R U B R O S	G A S T O S			
	Materiales	Transporte	Man de Obra	TOTAL
RED	1'119406,0	101265,0	722112,0	1'942783,0
EMISARIO	387464,0	35474,0	261791,0	684729,0
TRATAMIENTO	255979,0	31562,2	347279,8	634821,0
DESCARGA	4653,0	275,0	1994,0	6922,0
CONEX. DOMICILIARIAS	136828,00	19547,0	234561,0	390936,0
EQUIPO Y HERRAMIENT.	161672,0	2750,0		164422,0
DIRECCION TEC. Y ADM.	39373,0		748089,0	787462,0
LETRINAS SANITARIAS	27555,0	2505,0	20040,0	50100,0
	2'132930,0	193378,2	2'335866,8	4'662175,0

COSTO TOTAL DEL PROYECTO ----- 4'662.175,0

SUMAN : CUATRO MILLONES SEISCIENTOS SESENTA Y DOS MIL CIENTO
SETENTA Y CINCO SUCRES %

MINISTERIO DE SALUD PUBLICA
INSTITUTO ECUATORIANO DE OBRAS SANITARIAS

PROVINCIA : ZAMORA-CHINCHIPE
CANTON : ZAMORA
LOCALIDAD : ZUMBI
MANZANA N.º : A

ENCUESTA SOCIOECONOMICA

PROGRAMA "SANEAMIENTO AMBIENTAL"

DPTO. PROMOCION - EDUCACION "IEOS"

[illegible]

NOTA.- Use el reverso de este formulario para dibujar la manzana o sector trabajado, numerando las viviendas de acuerdo al orden asignado

MINISTERIO DE SALUD PUBLICA
INSTITUTO ECUATORIANO DE OBRAS SANITARIAS

PROVINCIA : ZAMORA - CHINCHIPE
CANTON : ZAMORA
LOCALIDAD : ZUMBI
MANZANA No. : "B"

ENCUESTA SOCIOECONOMICA

PROGRAMA "SANEAMIENTO AMBIENTAL"

DPTO. PROMOCION - EDUCACION "IEOS"

No	JEFE DE FAMILIA	TOTAL FAMILIAR	TIPO DE VIVIENDA					NIVEL CULTURAL		ACTIVIDAD ECONOMICA					ABASTECIMIENTO DE AGUA						ELIMINACION DE EXCRETAS					ACTITUDES						OBSERVACION															
			PROPIA	ALQUILADA	LOCAL PUBLICO	ABANDONADA	EN CONSTRUCCION	MENOS 6 AÑOS	mas años		Nº DE PERS. TRABAJ	AGRICOLA GANADERO	OBRERO	JORNALERO	EMPLEADO	OTROS	INGR MES FAMILIAR	Red pública		CONEX DOMICIL	RIO, ACEQUIA, ESTERO	LLAVE PUBLICA	pozo		Vert.		ALCANTARILL	CONEXION DOMICILIA	LETRINA	BACINETE	NINGUNO		Siente el problem		hacia el esfuerzo comunitario		Aportes										
									ALFARETOS	ANALFARETOS								SI	NO				SI	NO	PROTEGIDO	NO PROTEGIDO							PROTEGIDA	NO. PROTEGIDA	SI	NO	SI	NO	SI	NO	SI	NO	FAVORABL	INDIFERENT	DESFAHOR	TRABAJO MATERIAL	DISEÑO
1	NORBERTO JACURI	3	x				1	2	2	x				x	3.0	x		x								x		x	x			x															
2	CESAR MOROCHO	7	x				6		1				x		2.5	x		x								x		x	x			x															
3	CARMELO GONZALES	7	x				3	2	1			x			2.0	x		x								x		x	x			x															
4	ROMULO ORMASA	5	x				3	2	1				x		3.0	x		x								x		x	x			x															
5	RUBEN SOLANO	7	x				3	2	2					x	5.0	x		x								x		x				x															
6	ELIOMIRO JIMENEZ	2	x				1		1	x					5.0	x		x								x		x				x															
7	CASA COMUNAL																x		x							x	x		x																		
8	WILMER CABRERA	3	x				1	2	2					x	3.5	x		x								x		x				x															
9	MARIA SHINGRE	3		x			1	2	1				x		2.5		x		x							x		x	x			x															
10						x											x		x							x		x																			
11	ANTONIO TORRES G	8		x			1	2	1					x	2.0		x		x							x		x	x			x															
12	OSWALDO LIVIQUIMA	8	x				3	2	1		x				2.0		x		x							x		x	x			x															
13	PEDRO SOJO	6		x			1	1	1	1	x				2.0		x		x							x		x	x			x															
14	JULIO RODRIGUEZ	7		x			3	4	2				x		4.0	x		x								x		x				x															
15	ALEJANDRO INAISELA	5	x				3	2	1	1	x				2.5	x		x								x		x				x															

Alc. empirico

NOTA.- Use el reverso de este formulario para dibujar la manzana o sector trabajado, numerando las viviendas de acuerdo al orden asignado

MINISTERIO DE SALUD PUBLICA
INSTITUTO ECUATORIANO DE OBRAS SANITARIAS

PROVINCIA : ZAMORA - CHINCHIPE
CANTON : ZAMORA
LOCALIDAD : IUMBI
MANZANA No. : "C"

ENCUESTA SOCIOECONOMICA

PROGRAMA "SANEAMIENTO AMBIENTAL"

DPTO. PROMOCION - EDUCACION "I E O S"

No	JEFE DE FAMILIA	TOTAL FAMILIAR	TIPO DE VIVIENDA					NIVEL CULTURAL		ACTIVIDAD ECONOMICA					ABASTECIMIENTO DE AGUA						ELIMINACION DE EXCRETAS						ACTITUDES						OBSERVACION										
			PROPIA	ALQUILADA	LOCAL PUBLICO	ABANDONADA	EN CONSTRUCCION	MEN'S 6 AÑOS	mas 5 años		Nº DE PERS. TRABAJ	AGRICOLA GANADERO	OBRERO	JORNALERO	EMPLEADO	OTROS	INGR MES FAMILIAR	Red pública		CONEX DOMICIL	RIO, ACEQUIA, ESTERO	LLAVE PUBLICA	pozo		Vert.		ALCANTARILL		CONEXION DOMICILIA	LETRINA	BACINETE	NINGUNO		Siente el problem		hacia el esfuerzo comunitar.			Aportes				
									ALFARETOS	ANALFARETOS								SI	NO				PROTEGIDO	NO PROTEGIDO	PROTEGIDA	NO PROTEGIDA	SI	NO						SI	NO	SI	NO	FAVORABL	INDIFERENT	DESFAFOR	TRABAJO	MATERIAL	DISEÑO
1	WILSON VERDESOTO	7	x				3	2		1	x				2.0	x		x		x		x		x		x	x	x			x		x										
2	LUIS CORTES	5		x				3		1	x				2.0	x		x		x							x	x	x			x		x									
3	ALFONSO TINENEZ	9		x			3	2	1	1			x		3.0	x		x		x						x	x	x			x		x										
4	FRANCISCO SÁNCHEZ	6	x				1	3		3			x	x	4.0	x		x		x						x	x	x			x		x										
5						x										x		x								x		x															
6	FRANCISCO CABRERA	4	x				2	2		2			x		4.0	x		x								x		x			x		x										
7	LEONARDO MAIDONADO	9		x			3	3		2			x		4.0	x		x								x		x			x		x										
8	VICENTE ROMERO	6	x				2	2		1		x			2.5	x		x								x		x			x		x										
9	VICTOR M. QUERADA	11		x			1	7		3			x		5.5	x		x								x		x			x		x										
10	DANIEL RIVAD	7	x				1	4	2	4	x	x			3.0	x		x		x						x		x	x		x		x										
11	JUVENTINO ROR	9	x					5	1	1			x		2.5	x		x			1					x		x	x		x		x										
12	JUAN TINENEZ	3	x				1	2		2	x			x	2.5		x		x		x					x		x	x		x		x										

NOTA... Use el reverso de este formulario para dibujar la manzana o sector trabajado, numerando las viviendas de acuerdo al orden asignado

MINISTERIO DE SALUD PUBLICA
INSTITUTO ECUATORIANO DE OBRAS SANITARIAS

PROVINCIA : ZANORA - CHINCHIPE

CANTON: ZAMORA

LOCALIDAD : Zunzi

MANZANA N.º: "D" y "E"

ENCUESTA SOCIOECONOMICA

PROGRAMA "SANEAMIENTO AMBIENTAL"

DPTO. PROMOCION - EDUCACION "IEOS"

No	JEFE DE FAMILIA	TOTAL FAMILIAR	TIPO DE VIVIENDA					NIVEL CULTURAL		ACTIVIDAD ECONOMICA					ABASTECIMIENTO DE AGUA						ELIMINACION DE EXCRETAS					ACTITUDES					OBSERVACION											
			PROPIA	ALQUILADA	LOCAL PUBLICO	ABANDONADA	EN CONSTRUCCION	MENOS 6 AÑOS	más 5 años		Nº DE PERS. TRABAJ	AGRICOLA GANADERO	OBRERO	JORNALERO	EMPLEADO	OTROS	INGR MES FAMILIAR	Red pública		CONEX DOMICIL	RIO, ACEQUIA, ESTERO	LLAVE PUBLICA	pozo		Vert.		ALCANTARILL	CONEXION DOMICILIA	LETRINA	BACINETE		NINGUNO	Siente el problem		hacia el esfuerzo comunitar.		Aportes					
									ALFARETO	ANALFARETO								SI	NO				PROTEGIDO	NO PROTEGIDO	PROTEGIDA	NO PROTEGIDA							SI	NO	SI	NO	FAVORABL	INDIFERENT	DESFAVOR	TRABAJO	MATERIAL	DISEÑO
1	JULIO RODRIGUEZ	7	X				1	5		1	X				2.5	X		X		X						X		X	X			X		X								
2	SEGUNDO QUEZADA	7	X				1	3		1	X				2.0	X		X		X						X		X	X			X		X								
3	REINALDO JUMBO	3		X				2		1		X			3.5	X		X		X						X		X	X			X		X								
4	JOSE QUEZADA	6	X				3	2		1			X		3.0	X		X		X						X		X	X			X		X								
5	JOSE A CUMBICUS	6		X			2	2		1			X		2.0	X		X		X						X		X	X			X		X								
6	ANTONIO FLORES	13	X				2	8		1	X				2.5	X		X		X						X		X	X			X		X								
7	MANUEL I SARANGOO	7	X				2	4		1	X				3.5	X		X		X						X		X	X			X		X								
1	VICENTE CUEVA	2		X				2		1				X	2.5	X		X								X		X				X		X			X					
2	JOSE M SOTO	9	X				2	3		2	X			X	4.0	X		X								X		X				X		X			X					
3	JULIO COSTA	1		X				1		1	X				2.0	X		X								X		X				X		X			X					
4	HUGO RODRIGUEZ	4		X			2	2		2		X		X	3.0	X		X								X		X	X			X		X			X					
5	VICENTE CHARRERA	3	X					3		1	X					X		X								X		X				X		X			X					
6	JOSE HOMERO MINCHALA	3		X	X		1	2		1			X		5.0	X		X								X		X				X		X			X					
7	LOLA ENCALADA	2		X			1	1		1			X		3.0	X		X								X		X				X		X			X					
8	JUAN CASTILLO	2		X				2		1				X	2.5	X		X								X		X				X		X			X					
9	TRABAJ. M.O.P	8		X				8		8			X		40.0	X		X								X		X				X		X			X					
10	ELVIO CHUQUIRANA	6		X			2	2		2	X			X	3.0	X		X								X		X				X		X			X					

NOTA.— Use el reverso de este formulario para dibujar la manzana o sector trabajado, numerando las viviendas de acuerdo al orden asignado.

MINISTERIO DE SALUD PUBLICA
INSTITUTO ECUATORIANO DE OBRAS SANITARIAS

PROVINCIA : ZAMORA - CHINCHIPE
CANTON : ZAMORA
LOCALIDAD : ZUMBI
MANZANA No. : "G" y "H"

ENCUESTA SOCIOECONOMICA

PROGRAMA "SANEAMIENTO AMBIENTAL"

DPTO. PROMOCION - EDUCACION "IEOS"

No	JEFE DE FAMILIA	TOTAL FAMILIAR	TIPO DE VIVIENDA					NIVEL CULTURAL		ACTIVIDAD ECONOMICA					ABASTECIMIENTO DE AGUA					ELIMINACION DE EXCRETAS					ACTITUDES						OBSERVACION																
			PROPIA	ALQUILADA	LOCAL PUBLICO	ABANDONADA	EN CONSTRUCCION	MENOS 6 AÑOS	más 5 años		Nº DE PERS TRABAJ	AGRICOLA GANADERO	OBRERO	JORNALERO	EMPLEADO	OTROS	INGR MES FAMILIAR	Red pública		CONEX DOMICIL	RIO, ACEQUIA, ESTERO	LLAVE PUBLICA	pozo		Vert.	ALCANTARILL	CONEXION DOMICILIA		LETRINA	BACINETE		NINGUNO	Siente el problem		hacia el esfuerzo comunitar.		Aportes										
									ALFARETOS	ANALFARETOS								SI	NO				PROTEGIDO	NO PROTEGIDO			PROTEGIDA	NO PROTEGIDA					SI	NO	SI	NO	SI	NO	SI	NO	FAVORABL	INDIFERENT	DESFAVOR	TRABAJO	MATERIAL	DISEÑO	
1	LUIS A JARAMILLO	12	x				2	5		2	x				35		x		x							x		x			x																
2																	x		x							x		x																			
3	MANUEL REATIQUE	5	x				3	2	1	x					20		x		x							x		x			x																
4	CRISTOBAL ROBALINO	6	x				2		1	x					20		x		x							x		x			x																
5	SALVO ROBALINO	1	x				1		1	x					20		x		x							x		x			x																
6																																															
7	ANGEL JUMBO	3	x				2		2	x		x			25		x		x							x		x			x																
8																	x		x							x		x																			
9	EULOGIO JUMBO	7	x				1	3	2	x					30		x		x							x		x			x																
10	CARLOS JOPO	6	x				2		1	x					20		x		x							x		x			x																
11																	x		x																												
1	VICTOR QUEZADA	4	x				3		1	x							x		x							x		x			x																
2	JOSÉ V. VASQUEZ	6	x				3	1	3	x					35		x		x							x		x			x																
3																	x		x							x		x																			
4	VICTOR QUEZADA																									x		x																			
5	ROSA MEDINA	5	x				1	1	1	x					20		x		x							x		x			x																
6	ANGEL PACCHA	2	x				2	1			x				25		x		x							x		x			x																
7	ERIBERTO CELI	4	x				3	1	x						20		x		x							x		x			x																
8	ANTONIO CUE	6	x				1	2	2	x					25		x		x							x		x			x																
9	FLORESMILIO SARANGO	9	x				3	4	1						30		x		x							x		x			x																

NOTA... Use el reverso de este formulario para dibujar la manzana o sector trabajado, numerando las viviendas de acuerdo al orden asignado.

MINISTERIO DE SALUD PUBLICA
INSTITUTO ECUATORIANO DE OBRAS SANITARIAS

PROVINCIA : ZAMORA - CHINCHIPE
CANTON : ZAMORA
LOCALIDAD : ZUMBI
MANZANA No. : "I" y "J"

ENCUESTA SOCIOECONOMICA

PROGRAMA "SANEAMIENTO AMBIENTAL"

DPTO. PROMOCION - EDUCACION "IEOS"

Nº	JEFE DE FAMILIA	TOTAL FAMILIAR	TIPO DE VIVIENDA					NIVEL CULTURAL		ACTIVIDAD ECONOMICA					ABASTECIMIENTO DE AGUA							ELIMINACION DE EXCRETAS					ACTITUDES							OBSERVACION										
			PROPIA	ALQUILADA	LOCAL PUBLICO	ABANDONADA	EN CONSTRUCCION	MENOS 6 AÑOS	más 5 años		Nº DE PERS. TRABAJ	AGRICOLA GANADERO	OBRERO	JORNALERO	EMPLEADO	OTROS	INGR MES FAMILIAR	Red pública		CONEX DOMICIL	RIO, ACEQUIA, ESTERO	LLAVE PUBLICA	pozo		Vert.		ALCANTARILL		CONEXION DOMICILIA	LETRINA	BACINETE	NINGUNO	Siente el problem		hacia el esfuerzo comunitar.			Aportes						
									ALFARETOS	ANALFARETOS								SI	NO				SI	NO	PROTEGIDO	NO PROTEGIDO	PROTEGIDA	NO PROTEGIDA					SI		NO	SI	NO	SI	NO	FAVORABL	INDIFERENT	DESFAVOR	TRABAJO MATERIAL	DISEÑO
1	SEBASTIAN CHUGUIRIMA	2	x					1	1						x	2.0	x		x		x						x	x	x			x	x			x								
2	JOEL GUEZADA	5		x				1	2			x				2.5	x		x		x						x	x	x			x	x			x								
3	JOSE H PINZON	2	x					2		1	x					2.0	x		x		x						x	x	x			x	x			x								
4	SEVELIA PINZON	6	x					1	3	1				x		2.0	x		x		x						x	x	x			x	x			x								
5	SEGUNDO JUMBO.C	4	x					2	2	2				x		3.0	x		x		x						x	x	x			x	x			x								
6	MANUEL GONZALES	5	x					2	2	1				x		4.0	x		x							x	x				x	x			x									
7	FELIPE CALVA	9	x					2	3	2	x						x		x		x					x	x	x			x	x			x									
8	MARIA ALVAREZ	5	x					3	1	1				x		2.0	x		x							x	x				x	x					x							
9	ALFONZO NARVAEZ	6	x					1	2	1				x		2.0	x		x							x	x				x	x					x							
10	JOSE PINZON	2	x						2	2				x		2.5	x		x							x	x				x	x					x							
11	DELFIN SOLANO	6	x					4	2	2				x		2.5	x		x							x	x				x	x					x							
12	EDUARDO VARRAS	4	x					1	2	2	x					2.0	x		x		x					x	x	x			x	x					x							
13	POLIBIO GUAMAN	7	x					2	2	1	x					2.0	x		x		x					x	x	x			x	x					x							
14						x											x		x							x	x																	
15																																												
1	IGLESIA	12	x														x		x							x	x				x	x						x						
2	CONVENTO		x														x		x							x	x				x	x						x						
3	ESCUELA		x														x		x							x	x				x	x						x						

NOTA. - Use el reverso de este formulario para dibujar la manzana o sector trabajado, numerando las viviendas de acuerdo al orden asignado

MINISTERIO DE SALUD PUBLICA
INSTITUTO ECUATORIANO DE OBRAS SANITARIAS

PROVINCIA : ZAMORA - CHINCHIPE
CANTON : ZAMORA
LOCALIDAD : ZUMBI
MANZANA N.º : "K" y "L"

ENCUESTA SOCIOECONOMICA

PROGRAMA "SANEAMIENTO AMBIENTAL"

DPTO. PROMOCION - EDUCACION "IEOS"

Nº	JEFE DE FAMILIA	TOTAL FAMILIAR	TIPO DE VIVIENDA					NIVEL CULTURAL		ACTIVIDAD ECONOMICA							ABASTECIMIENTO DE AGUA						ELIMINACION DE EXCRETAS					ACTITUDES						OBSERVACION												
			PROPIA	ALQUILADA	LOCAL PUBLICO	ABANDONADA	EN CONSTRUCCION	MENOS 5 AÑOS	más años		Nº DE PERS TRABAJ	AGRICOLA GANADERO	OBRERO	JORNALERO	EMPLEADO	OTROS	INGR MES FAMILIAR	Red pública		CONEX DOMICIL	RIO, ACEQUIA, ESTERO	LLAVE PUBLICA	pozo		Vert.	ALCANTARILL	CONEXION DOMICILIA		LETRINA	BACINETE	NINGUNO	Siente el problem			hacia el esfuerzo comunitar.		Aportes									
									ALFABETOS	ANALFABETOS								SI	NO				PROTEGIDO	NO PROTEGIDO			PROTEGIDA	NO PROTEGIDA				SI	NO		SI	NO	SI	NO	SI	NO	FAVORABL	INDIFERENT	DESFAVOR	TRABAJO	MATERIAL	DISEÑO
1					X												X		X						X		X																			
2	JOSÉ CALDERÓN	6	X				2	2	1			X		30	X		X									X		X		X		X														
3	JULIO AVAD	6	X				4	1			X		30	X		X									X		X				X		X													
4	LUIS BENTERRIA	9	X				4	1	X				25	X		X									X		X				X		X													
5					X											X		X							X		X																			
6	SEGUNDO A CARTUCHE	9	X				3	2	1	X						X		X		X					X		X		X				X													
7					X											X		X							X		X																			
8					X											X		X							X		X																			
9					X											X		X							X		X																			
1	SEGUNDO ROVALINO	11	X				1	4	1	1		X		25	X		X		X						X		X		X		X		X													
2	MANUEL N JUHBO	3	X				3	1			X		25	X		X		X							X		X		X		X															
3	EVELIO CHURQUAÑA	8		X			2	2	2	X	X		35	X		X		X							X		X		X		X															
4	RUBEN SOLANO				X											X		X							X		X																			
5					X											X		X							X		X																			
6	/				X											X		X							X		X																			
7	ROSA SARANGO	6	X				2				X		25	X		X		X							X		X		X		X															
8	JOSÉ JUHBO	4		X			4	1	X				20	X		X		X							X		X		X																	

NOTA... Use el reverso de este formulario para dibujar la manzana o sector trabajado, numerando las viviendas de acuerdo al orden asignado

MINISTERIO DE SALUD PUBLICA
INSTITUTO ECUATORIANO DE OBRAS SANITARIAS

PROVINCIA : ZAMORA - CHINCHIPE

CANTON: ZANDRA

LOCALIDAD : Fumbi

MANZANA No. : 44

ENCUESTA SOCIOECONOMICA

PROGRAMA "SANEAMIENTO AMBIENTAL"

DPTO. PROMOCION - EDUCACION "IEOS"

[illegible]

NOTA .- Use el reverso de este formulario para dibujar la manzana o sector trabajado, numerando las viviendas de acuerdo al orden asignado

MINISTERIO DE SALUD PUBLICA
INSTITUTO ECUATORIANO DE OBRAS SANITARIAS

PROVINCIA : ZAMORA - CHINCHIPE
CANTON : ZAMORA
LOCALIDAD : ZUMBI
MANZANA N.º : "M"

ENCUESTA SOCIOECONOMICA

PROGRAMA "SANEAMIENTO AMBIENTAL"

DPTO. PROMOCION - EDUCACION "IEOS"

Nº	JEFE DE FAMILIA	TOTAL FAMILIAR	TIPO DE VIVIENDA					NIVEL CULTURAL		ACTIVIDAD ECONOMICA							ABASTECIMIENTO DE AGUA							ELIMINACION DE EXCRETAS					ACTITUDES						OBSERVACION									
			PROPIA	ALQUILADA	LOCAL PUBLICO	ABANDONADA	EN CONSTRUCCION	MENOS 6 AÑOS	más años	Nº DE PERS TRABAJ	AGRICOLA GANADERO	OBRERO	JORNALERO	EMPLEADO	OTROS	INGR MES FAMILIAR	Red pública		CONEX DOMICIL	RIO, ACEQUIA, ESTERO	LLAVE PUBLICA	pozo		Vert.		ALCANTARILL	CONEXION DOMICILIA		LETRINA	BACINETE	NINGUNO	Siente el problema		hacia el esfuerzo comunitario		Aportes								
																	SI	NO				PROTEGIDO	NO PROTEGIDO	PROTEGIDA	NO PROTEGIDA		SI	NO				SI	NO	SI		NO	SI	NO	FAVORABLE	INDIFERENTE	DESFAVORABLE	TRABAJO	MATERIAL	DISEÑO
1	SELIANO BIANAN	7	x					3	3	1	x				3.0	x		x							x		x				x		x			x								
2	JOSEFINA CARTUCHE	6	x					3	1	x				2.0		x		x		x					x		x				x		x				x							
3	FELIXIANO VELES	2	x					2	1	x				2.0		x		x		x					x		x				x		x				x							
4	TELMO RODRIGUEZ	8	x				3	5	3	x		x	x	4.0	x		x							x		x				x		x				x								
5	AGRIPIANA ALVAROZ	6		x			2	2	1	x			x	2.5		x		x		x					x		x				x		x				x							
6	ANGEL JIHENER	8	x				2	2	1	1	x			2.0		x		x		x					x		x				x		x				x							
7	VICTOR J. CALDERON	3	x				2	1	1	x				2.0		x		x		x					x		x				x		x				x							
8	JOSE A. PINZON	14	x				3	6	4	x			x	3.5	x		x							x		x				x		x				x								
9	JUAN DIAZ	2		x			2	2					x	3.0		x		x		x					x		x				x		x				x							
10	ANGEL SANQUANA	4	x				2	1		x				2.0		x		x		x					x		x				x		x				x							
11	MARTENCIA INIQUER	5		x			1	1	1				x	2.0		x		x		x					x		x				x		x					x						
12	RAUDILIO LAPO	7		x			2	2	1	x				2.5		x		x		x					x		x				x		x				x							

NOTA... Use el reverso de este formulario para dibujar la manzana o sector trabajado, numerando las viviendas de acuerdo al orden asignado

MINISTERIO DE SALUD PUBLICA
INSTITUTO ECUATORIANO DE OBRAS SANITARIAS

PROVINCIA : ZAMORA - CHINCHIPE
CANTON : ZAMORA
LOCALIDAD : ZUMBÍ
MANZANA No. : N. N. O.

ENCUESTA SOCIOECONOMICA

PROGRAMA "SANEAMIENTO AMBIENTAL"

DPTO. PROMOCION - EDUCACION "IEOS"

No	JEFE DE FAMILIA	TOTAL FAMILIAR	TIPO DE VIVIENDA					NIVEL CULTURAL			ACTIVIDAD ECONOMICA							ABASTECIMIENTO DE AGUA							ELIMINACION DE EXCRETAS					ACTITUDES						OBSERVACION										
			PROPIA	ALQUILADA	LOCAL PUBLICO	ABANDONADA	EN CONSTRUCCION	MENOS 6 AÑOS	más 5 años		No DE PERS. TRABAJ	AGRICOLA GANADERO	OBRERO	JORNALERO	EMPLEADO	OTROS	INGR MES FAMILIAR	Red pública		CONEX DOMICIL	RIO, ACEQUIA, ESTERO	LLAVE PUBLICA	pozo		Vert.	ALCANTARILL	CONEXION DOMICILIA		LETRINA	BACINETE	NINGUNO	Siente el problem		hacia el esfuerzo comunitar			Aportes									
									ALFARFETOS	ANALFARFETOS								SI	NO				SI	NO			PROTEGIDO	NO PROTEGIDO				PROTEGIDA	NO PROTEGIDA	SI	NO		SI	NO	SI	NO	FAVORABL	INDIFERENT	DESFAVOR	TRABAJO	MATERIAL	DISEÑO
1	JORGE CASTILLO	2	x					2		2			x		4.0		x	x		x						x	x	x			x	x			x											
2	ISMAEL BIÑAN	9	x				3	2	2					x	3.0	x		x							x	x				x	x				x											
3	MELVA CUEVA	7	x				2	1	1				x	2.5		x	x		x						x	x	x			x	x			x												
4					x											x	x								x	x																				
1					x											x	x								x	x																				
2					x											x	x								x	x																				
1	CRISTOBAL BIÑAN	9	x				3	2	2				x	4.0	x		x								x	x				x	x				x											
2	DOMINGO VILLALTA	7	x				3	2	1	x				2.5		x	x		x						x	x	x			x	x				x											
3	FILIMON RODRIGUEZ	3	x				3	2	2	x	x			3.5		x	x		x						x	x	x			x	x				x											
4	ANASTACIO JINENEZ	4	x				2	2	1	x						x	x		x						x	x	x			x	x				x											
5	AMADO JARAMILLO	6	x				2	2	1		x			3.0		x	x		x						x	x	x			x	x				x											
6	LUIS A. DUCHITANGA	5	x				2	2	1	x				2.0		x	x		x						x	x	x			x	x				x											
7	MARCELINO CHUQUINALE	8	x				3	4	1	x				2.0		x	x		x						x	x	x			x	x				x											
8	ANALO JARAMILLO				x											x	x								x	x				x	x															

NOTA... Use el reverso de este formulario para dibujar la manzana o sector trabajado, numerando las viviendas de acuerdo al orden asignado

MINISTERIO DE SALUD PUBLICA
INSTITUTO ECUATORIANO DE OBRAS SANITARIAS

PROVINCIA : ZAMORA - CHINCHIPE
CANTON : ZAMORA
LOCALIDAD : ZUMBÍ
MANZANA N.º : "P" y "Q"

ENCUESTA SOCIOECONOMICA

PROGRAMA "SANEAMIENTO AMBIENTAL"

DPTO. PROMOCION - EDUCACION "IEOS"

No	JEFE DE FAMILIA	TOTAL FAMILIAR	TIPO DE VIVIENDA					NIVEL CULTURAL		ACTIVIDAD ECONOMICA					ABASTECIMIENTO DE AGUA							ELIMINACION DE EXCRETAS					ACTITUDES							OBSERVACION												
			PROPIA	ALQUILADA	LEGAL PUBLICO	ABANDONADA	EN CONSTRUCCION	MENOS 6 AÑOS	más 5 años		Nº DE PERS TRABAJ	AGRICOLA GANADERO	OBRERO	JORNALERO	EMPLEADO	OTROS	INGR MES FAMILIAR	Red pública		CONEX DOMICIL	RIO, ACEQUIA, ESTERO	LLAVE PUBLICA	pozo		Vert.	ALCANTARILL	CONEXION DOMICILIA		LETRINA	BACINETE	NINGUNO	Siente el problem			hacia el esfuerzo comunitar.			Aportes								
									ALFARETO	ANALFARETO								SI	NO				SI	NO			PROTEGIDO	NO PROTEGIDO				PROTEGIDA	NO PROTEGIDA		SI	NO	SI	NO	SI	NO	FAVORABL	INDIFERENT	DESFAVOR	TRABAJO	MATERIAL	DISEÑO
1	MANUELA NIEVES	3	x				1	2		1	x				2.0		x		x		x					x		x	x			x		x												
2	TRABAJ. DEL IERAC			x									x				x		x		x					x		x	x			x		x												
3	MANUEL CUESTAS	2	x				2		1	x					2.0		x		x		x					x		x	x			x		x												
4	MANUEL RAPI ^E					x																																								
5	ALONSO CUMBOCUS	5		x			2	2	1	1	x				2.0		x		x		x					x		x	x			x		x												
6	ANTONIO AVILA	7	x				2	3		1	x				2.5		x		x		x					x		x	x			x		x												
7	HORTENCIO MENDOZA	3	x				1	2		1	x				2.0		x		x		x					x		x	x			x		x												
8	NARCIA JIMENEZ	4	x				2		1	x					2.0		x		x		x					x		x	x			x		x												
9	ANDRES RANOS				x												x		x						x		x																			
10	ANGEL LOPEZ	9	x				3	3		1	x				2.5		x		x		x					x		x	x			x		x												
11	JOSE VITERI ^O	6	x				4		2	x					3.5		x		x		x					x		x	x			x		x												
12	VICTORIN ROJAS	2		x			1		1						2.0		x		x		x					x		x	x			x					x									
13	JUAN LOPEZ				x												x		x						x		x																			
14	ANGEL ACARO	10					3	3		1	x						x		x		x					x		x	x			x		x												
15					x												x		x		x				x		x	x																		
16					x												x		x		x				x		x																			
														</																																

NOTA .- Use el reverso de este formulario para dibujar la manzana o sector trabajado, numerando las viviendas de acuerdo al orden asignado

MINISTERIO DE SALUD PUBLICA
INSTITUTO ECUATORIANO DE OBRAS SANITARIAS

PROVINCIA : ZAMORA - CHINCHIPE
CANTON : ZAMORA
LOCALIDAD : ZUMBI
MANZANA No. : "D y 5"

ENCUESTA SOCIOECONOMICA

PROGRAMA "SANEAMIENTO AMBIENTAL"

DPTO. PROMOCION - EDUCACION "IEOS"

No	JEFE DE FAMILIA	TOTAL FAMILIAR	TIPO DE VIVIENDA				NIVEL CULTURAL			ACTIVIDAD ECONOMICA						ABASTECIMIENTO DE AGUA						ELIMINACION DE EXCRETAS				ACTITUDES						OBSERVACION													
			PROPIA	ALQUILADA	LOCAL PUBLICO	ABANDONADA	EN CONSTRUCCION	MENOS 6 AÑOS	más 5 años		No DE PERS TRABAJ	AGRICOLA GANADERO	OBRERO	JORNALERO	EMPLEADO	OTROS	INGR MES FAMILIAR	Red pública		CONEX DOMICIL	RIO, ACEQUIA, ESTERO	LLAVE PUBLICA	pozo		Vert.		ALCANTARILL		CONEXION DOMICILIA	LETRINA	BACINETE		NINGUNO	Siente el problema		hacia el esfuerzo comunitario			Aportes						
									ALFABETOS	ANALFABETOS								SI	NO				SI	NO	PROTEGIDO	NO PROTEGIDO	PROTEGIDA	NO PROTEGIDA						SI	NO	SI	NO	SI	NO	FAVORABL	INDIFERENT	DESFAVOR	TRABAJO	MATERIAL	DISEÑO
1	JOSÉ VARGAS J.	9	x				1	3	1				x		3.0		x	x		x							x	x	x		x	x		x											
2	HUMBERTO MOROCHO					x											x	x								x	x																		
3	MANUEL SARANGO	9	x				1	1	2	1	x				2.0		x	x		x						x	x	x		x	x				x										
4	JUAN TORRES	6	x				4		3	x			x		3.0		x	x		x						x	x		x					x											
5	JOSE M. SOTO J	9	x				3	3	1	x					2.0		x	x		x						x	x		x					x											
6	MIGUEL JUNRO					x											x	x								x	x																		
1	LUIS PRIETO	10	x				10		2	x					3.5		x	x		x						x	x		x	x		x				x									
2	FERNANDO GRANDA	16	x				4	7	1	x					2.0		x	x		x						x	x		x	x		x				x									
3	SERGIO SOTO	5	x				3	2	1	x					2.0		x	x		x						x	x		x	x		x				x									
4	SERAFIN MACAI	8	x				1	7	1	x					2.5		x	x		x						x	x		x	x		x				x									
5	JUVENAL HARVAEZ	6	x				1	5	1	x					2.0		x	x		x						x	x		x	x		x				x									
6	JOSE ALVAREZ	6	x				4	2	1	x					2.0		x	x		x						x	x		x	x		y				x									
7	LUIS CALDERON	4	x				1	2	1		x				2.5		x	x		x						x	x		x	x		x					x								
8	JOSE M. TINENIER	7	x				2	5	1		x				2.5		x	x		x						x	x		x	x		x					x								
9	ROSA LINDO CABREIRA	4		x			3	2	2	x					2.0		x	x		x						x	x		x	x		x					x								
10	JAIME CAMACHO	8		x			3	4	1	x					2.0		x	x		x						x	x		x	x		x						x							
11	JOSE G. MORA	1		x			1		1			x			2.0		x	x		x						x	x		x	x		x						x							

NOTA... Use el reverso de este formulario para dibujar la manzana o sector trabajado, numerando las viviendas de acuerdo al orden asignado

MINISTERIO DE SALUD PUBLICA
INSTITUTO ECUATORIANO DE OBRAS SANITARIAS

PROVINCIA : ZAMORA - CHINCHIPE

CANTON: ZAMORA

LOCALIDAD : Zumbi

MANZANA N.º: "J" y "M"

ENCUESTA SOCIOECONOMICA

PROGRAMA "SANEAMIENTO AMBIENTAL"

DPTO. PROMOCION - EDUCACION "I.E.O.S"

No	JEFE DE FAMILIA	TOTAL FAMILIAR	TIPO DE VIVIENDA					NIVEL CULTURAL		ACTIVIDAD ECONOMICA					ABASTECIMIENTO DE AGUA						ELIMINACION DE EXCRETAS						ACTITUDES						OBSERVACION												
			PROPIA	ALQUILADA	LOCAL PUBLICO	ABANDONADA	EN CONSTRUCCION	MENOS 6 AÑOS	más años		Nº DE PERS. TRABAJ	AGRICOLA GANADERO	OBRERO	JORNALERO	EMPLEADO	OTROS	INGR MES FAMILIAR	Red pública		CONEX DOMICIL	RIO, ACEQUIA, ESTERO	LLAVE PUBLICA	pozo		Vert.		ALCANTARILL		CONEXION DOMICILIA	LETRINA	BACINETE	NINGUNO		Siente el problema		hacia el esfuerzo comunitar.			Aportes						
									ALFARETOS	ANALFARETOS								SI	NO				SI	NO	PROTEGIDO	NO PROTEGIDO	PROTEGIDA	NO PROTEGIDA						SI	NO	SI	NO	SI	NO	FAVORABLE	INDIFERENTE	DESFAVOR	TRABAJO	MATERIAL	DISEÑO
1	SERBILIO MARRA	6	x				3	3		1		x			2.0		x	x	x							x	x			x	x		x												
2	MIQUEL MERINO	1	x					1	1	x					2.0		x	x		x						x	x			x	x		x												
3	EDDY ROSILLO	1	x					1	1	x					2.0		x	x		x						x	x			x	x		x												
4	ROSALINO SARANGO	10	x				2	4	2	x	x				4.0		x	x		x						x	x			x	x		x												
5	FLORENTINO MAIACHE	2	x					1	1		x				2.5		x	x		x						x	x			x	x		x												
6	RAFAEL MOROCMO	5	x					3	1	x					2.0		x	x		x						x	x			x	x		x												
7	PEDRO MAIACHE	7	x				2	3	1			x			2.5		x	x		x						x	x			x	x		x												
8	VICENTE GOMEZ	8	x				3	3	1		x				2.0		x	x		x						x	x			x	x		x												
1	JOSE CUNIPONA	6	x				1	2	1		x				2.5		x	x		x						x	x			x	x		x												
2	MARIANO MAIACHE	8	x				2	4	1		x				2.5		x	x		x						x	x			x	x		x												
3	LUIS TAMAYO	10	x					9	4		x				8.0		x	x		x						x	x			x	x		x												
4	JOSE MALAJ	5	x				1	5	1		x				2.5		x	x		x						x	x			x	x		x												
5	TEODOMINO JUMBO	9	x				1	2	1	x					2.0		x	x		x						x	x			x	x		x												
6	JUAN MERINO	9	x				4	2	1	x					2.0		x	x		x		</																							

NOTA .- Use el reverso de este formulario para dibujar la manzana o sector trabajado, numerando las viviendas de acuerdo al orden asignado

MINISTERIO DE SALUD PUBLICA
INSTITUTO ECUATORIANO DE OBRAS SANITARIAS

PROVINCIA : ZANDRA - CHINCHIPE

CANTON: ZAMBRA

LOCALIDAD : ZUMBI

MANZANA No. : "V" y "W", "y"

ENCUESTA SOCIOECONOMICA

PROGRAMA "SANEAMIENTO AMBIENTAL"

DPTO. PROMOCION - EDUCACION "IEOS"

Nº	JEFE DE FAMILIA	TOTAL FAMILIAR	TIPO DE VIVIENDA					NIVEL CULTURAL		ACTIVIDAD ECONOMICA					ABASTECIMIENTO DE AGUA								ELIMINACION DE EXCRETAS						ACTITUDES						OBSERVACION												
			PROPIA	ALQUILADA	LOCAL PUBLICO	ABANDONADA	EN CONSTRUCCION	MENOS 6 AÑOS	más años		Nº DE PERS TRABAJ	AGRICOLA GANADERO	OBRERO	JORNALERO	EMPLEADO	OTROS	INGR MES FAMILIAR	Red pública		CONEX DOMICIL	RIO, ACEQUIA, ESTERO	LLAVE PUBLICA	pozo		Vert.		ALCANTARILL		CONEXION DOMICILIA	LETRINA	BACINETE	NINGUNO	Siente el problem			hacia el esfuerzo comunitar.			Aportes								
									ALFARETES	ANALFARETES								SI	NO				SI	NO	PROTEGIDO	NO PROTEGIDO	PROTEGIDA	NO PROTEGIDA					SI	NO		SI	NO	SI	NO	FAVORABL	INDIFERENT	DESFAVOR	TRABAJO	MATERIAL	DISEÑO		
1	CARLOS SARANGO	3	x					3		1		x			2.5		x		x		x						x		x			x			x												
2	MEDARDO FLORES	7	x				3	4		2			x		3.0		x		x		x						x		x			x			x												
3	SEGUNDO QUERADA	10	x				3	4		1		x			2.5		x		x		x						x		x			x			x												
4	ISAURO CUESTA	8		x			2	5		1		x			2.5		x		x		x						x		x			x			x												
1	ALBERTO CUMBIJUN	6	x				2	2		2		x			2.5		x		x		x						x		x			x			x												
2	ANGEL T. YANEI	5		x			2	2		1			x		3.0		x		x		x						x		x			x			x												
3	TEODORO SARANGO	2	x				2			1		x			2.5		x		x		x						x		x			x			x												
4	VICTOR VALLE	6	x				3	2		1			x		2.5		x		x		x						x		x			x			x												
5	ANTOLIANO SARANGO	6	x				1	3		1			x		2.5		x		x		x						x		x			x			x												
6	JOSE VALABRO	2	x				2			1			x		2.5		x		x		x						x		x			x			x												
1	VICENTE CANACHO	8	x				2	5		1	x				2.0		x		x		x						x		x			x			x												
2	ANGEL COSTA	9		x			3	4		3		x			2.5		x		x		x						x		x			x			x												
3	ISMAEL SARANGO	7		x			3	4		1			x		3.0		x		x		x						x		x			x			x												
4	GUILLERMO DIEDA	6	x				1	3		1		x			2.0		x		x		x						x		x			x			x												
5	MELEO CUNPOHA	5	x				2	3		1	x				2.0		x		x		x						x		x			x			x												
6																																															

NOTA.- Use el reverso de este formulario para dibujar la manzana o sector trabajado, numerando las viviendas de acuerdo al orden asignado.

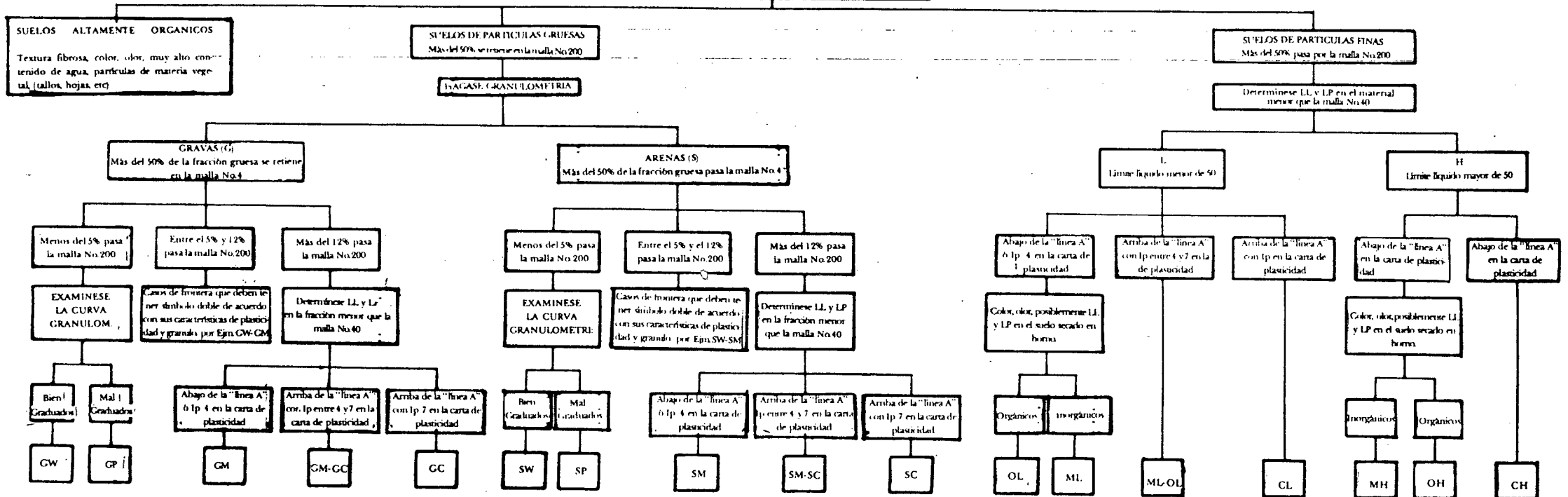
ANEXO VII-b

Anexo 13

PROCEDIMIENTO AUXILIAR PARA IDENTIFICACION DE SUELOS

EN EL LABORATORIO S. U. C. S.

HAGASE UN EXAMEN VISUAL DEL SUELO PARA DETERMINAR SI ES ALTAMENTE ORGANICO, DE PARTICULAS GRUESAS O DE PARTICULAS FINAS. EN LOS CASOS DE FRONTERA DETERMINESE LA CANTIDAD QUE PASA POR LA MALLA No. 200



NOTA.- Los tamaños de las mallas son de la U.S. Estándar

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

[illegible]

Vernan Wagner, 1957

* En sus límites. Los suelos que poseen características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. Por ejemplo, G/WGC, mezcla bien graduada de arena y grava en una matriz arcillosa.

^a Todos los tamaños de tamices se refieren al U.S. Standard.

Métodos de identificación en el campo de muchos o pocos nombres finos

Philantropo (reacción a la agitación)

Después de eliminar las partículas de tamaño superior al del tamiz No. 40, se prepara una pastilla de suelo húmedo de un volumen aproximado de 10 cm³, si es necesario añádase agua suficiente para dejar el suelo blando pero no empastado.

C. Lluvar la palma en la palma de la mano y agitar horizontalmente, golpeando repetidamente varias veces contra la otra mano. Una reacción positiva consiste en la aparición de agua en la superficie de la palma, la cual adquiere una consistencia gelatinosa y de aspecto brillante cuando se agita. A medida que cesa, el agua y el brillo desaparecen de la superficie; la pastilla se vuelve seca y por último se resquebraja o desmenuza. La repelida de aparar del agua en la agitación y de desaparecer al dejarla en reposo identifica al carácter de los tipos de su suelo.

Resistencia en estado seco (a la desgregación)

Después de eliminar las partículas que no pasan por el tamiz No. 40, se molida una pastilla de suelo hasta alcanzar la consistencia de una masa añadiendo agua si es necesario. Se deja secar completamente la pastilla en una estufa o expuesta al sol y al aire, probando después su resistencia rompiéndola y desmenuzándola entre los dedos. Esta resistencia es una medida del carácter y proporción en la fracción volátil que contiene el suelo. La resistencia se expresa en un número que indica la plasticidad.

Una elevada resistencia (en estado seco) se debe a la mayor densidad del concreto. Un hino morganico típico posee una resistencia (en estado seco) muy superior a la arena fina húmeda y los hinos tienen aproximadamente la misma resistencia (en estado seco) ligera, pero pueden distinguirse por el tacto al pulverizar la muestra seca. La arena fina tiene tacto granular mientras que el hino típico de la muestra son suave de la harina.

Tensi6n (consistencia) cerca del lmite pl6stico)

[illegible]

Después de disminuirse el cilindro $\rightarrow$ vuelven a aparecer los $\rightarrow$ tiempo de charra

Región Oriental
JUCUA

Long. : 78° 10' W - Lat. : 02° 28' S - Elevación : 910 m.

1972	TEMPERATURA DEL AIRE A LA SOMBRA (GRADOS CENTÍGRADOS)								HUMEDAD ATMOSFERICA (PORCIENTAJE)				HELIOFANIA (HORAS Y DECIMOS)		NUBOSIDAD EN (OCTAVOS)				EVALUACION (mm.)
	07	10	19	Medio	Máxima	FECHA	Mínima	FECHA	07	10	19	Medio	TOTAL	%	07	10	19	Medio	
	Horas	Horas	Horas		Abstracción		Abstracción		Horas	Horas	Horas				Horas	Horas	Horas		
Enero	10.3	25.1	21.4	21.5	31.6	16	14.4	22	98	66	85	83	-	-	8	7	5	7	-
Febrero	18.2	25.9	22.1	22.1	32.4	11	14.4	11	98	64	86	83	-	-	8	7	6	7	-
Marzo	18.3	26.5	21.2	22.0	31.4	17	15.8	10	98	63	91	84	-	-	8	7	7	7	-
Abril	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mayo	18.9	25.8	21.8	22.2	30.6	22	15.6	8	98	68	89	85	-	-	8	7	6	7	-
Junio	18.2	25.1	21.0	21.4	30.6	1	14.6	20	98	71	92	87	-	-	8	7	6	7	-
Julio	-	-	-	22.0	30.6	6	15.4	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	49.8
Agosto	18.1	26.5	21.6	22.1	32.2	29	13.6	13	98	63	85	82	-	-	7	7	6	7	-
Septiembre	-	-	-	22.3	32.4	30	14.6	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	95.6
Octubre	-	-	-	23.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Noviembre	-	-	-	23.4	33.1	29	12.6	19	-	-	-	-	-	-	7	7	6	7	-
Diciembre	-	-	-	22.6	32.6	20	15.6	19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	86.1
Año	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

ZAMORA

Long. : 78° 57' W - Lat. : 04° 04' S - Elevación : 970 m.

Enero	-	-	-	22.8	31.8	23	13.8	18	-	-	-	-	-	-	6	6	6	6	53.1
Febrero	17.4	26.1	20.8	21.4	34.0	11	13.9	23	100	70	89	86	-	-	6	6	6	6	54.3
Marzo	18.1	26.1	21.2	21.8	32.4	24	13.8	12	97	74	89	87	-	-	7	6	6	6	55.8
Abril	18.4	25.6	20.8	21.6	32.1	26	15.0	21	98	74	94	88	-	-	7	6	5	6	45.0
Mayo	18.7	24.7	20.5	21.3	31.0	6	14.5	6	98	79	93	90	-	-	8	7	5	7	35.8
Junio	18.1	24.0	19.9	20.8	30.5	1	13.7	20	98	78	95	90	-	-	7	7	6	7	34.7
Julio	17.7	22.9	19.8	20.1	31.0	6	11.0	15	-	-	-	-	-	-	7	7	6	7	29.4
Agosto	17.4	25.1	20.2	20.9	31.7	30	12.8	10	98	77	92	89	-	-	7	6	5	6	55.3
Septiembre	17.9	24.5	20.2	20.9	33.0	16	13.8	26	98	80	93	90	-	-	7	7	5	6	38.5
Octubre	17.9	27.1	20.9	22.0	32.8	2	13.8	31	98	69	90	86	-	-	6	6	5	6	64.8
Noviembre	18.8	27.9	21.4	22.7	34.0	2	13.6	1	97	71	93	87	-	-	6	5	5	5	59.9
Diciembre	18.3	26.2	21.5	22.0	33.1	22	10.2	24	99	74	89	87	-	-	6	6	5	6	53.3
Año	-	-	-	21.5	34.0	11	10.2	XII	-	-	-	-	-	-	7	6	5	6	578.9

Observador : Fuerza Aérea Ecuatoriana

Región Oriental
SUCUA

PRECIPITACION							METEOROS					VIENTO													1972		
T.M.A.	Máxima en 24 H.	HORAS	N° de días				N° de días					FRECUENCIA DE DIRECCIONES									VELOCIDAD						
			<0.1	>0.1	>1.0	>10.0	Δ	∩	≡	R	Δ	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW	C	07	18	19				
																					Horas	Horas	Horas				
-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	-	7	6	-	-	1	-	-	-	-	43	0.0	3.1	0.1	Enero		
177.8	35.6	9	-	17	15	6	-	-	2	-	-	3	4	3	1	-	-	-	-	-	43	0.0	1.6	0.3	Febrero		
117.2	33.6	5	-	23	23	14	-	-	-	-	-	9	-	3	5	1	1	-	-	-	58	0.0	2.0	0.3	Marzo		
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Abril		
231.2	54.8	29	-	21	18	7	-	-	4	-	-	2	5	3	7	1	-	-	-	-	58	0.1	2.4	0.2	Mayo		
222.0	49.4	15	-	23	22	10	-	-	-	-	-	1	5	4	12	-	-	-	-	-	52	0.0	2.2	0.4	Junio		
249.3	61.5	28	-	16	14	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Julio		
250.4	85.6	20	-	20	20	5	-	-	3	1	-	14	-	17	-	-	-	-	-	-	46	0.2	3.3	0.7	Agosto		
452.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Septiembre		
303.6	48.2	6	-	13	13	6	-	-	-	-	-	6	2	-	16	-	-	-	-	-	39	0.0	2.8	0.7	Octubre		
182.2	43.4	3	-	16	16	6	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Noviembre		
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Diciembre		
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Año		

Observador : Germán Rodas

ZAMORA

3.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	4	9	4	5	18	-	8	43	0.0	1.7	1.5	Enero
3.2	69.4	13.3	25	-	11	11	2	-	-	-	-	-	2	7	6	4	4	13	2	6	43	0.3	2.6	2.3	Febrero
3.3	106.1	35.3	24	-	19	19	14	-	-	-	-	-	1	2	7	3	6	13	5	5	51	1.2	1.6	1.4	Marzo
3.4	102.0	43.7	16	-	22	22	7	-	-	-	-	-	3	2	10	5	4	6	2	3	55	0.0	2.3	0.8	Abril
3.5	199.6	29.9	10	-	23	22	8	-	-	-	-	-	1	2	6	3	4	13	2	3	59	0.0	1.3	1.0	Mayo
3.6	172.9	33.1	17	-	18	18	6	-	-	-	-	-	-	-	8	6	3	10	1	1	61	0.0	1.4	0.5	Junio
3.7	225.5	35.7	10	-	23	23	9	-	-	-	-	-	-	1	10	1	5	1	3	1	71	0.1	1.3	0.4	Julio
3.8	160.7	34.4	20	-	16	16	5	-	-	-	-	-	4	6	11	4	6	8	4	3	47	0.0	3.1	1.3	Agosto
3.9	213.4	31.4	16	-	21	21	8	-	-	-	-	-	-	4	8	4	1	3	2	5	63	0.1	1.2	0.5	Septiembre
4.0	89.3	17.6	19	-	10	8	5	-	-	-	-	-	-	3	8	4	3	5	2	5	63	0.1	2.3	0.7	Octubre
4.1	193.5	30.8	21	-	16	16	8	-	-	-	-	-	-	3	8	5	2	3	3	5	61	0.2	1.9	0.5	Noviembre
4.2	154.7	22.9	4	-	15	14	7	-	-	-	-	-	3	-	8	4	-	5	1	4	68	0.0	1.1	0.6	Diciembre
4.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16	34	99	47	43	98	27	49	685	0.2	1.8	1.0	Año

Long.: 78° 11' W - Lat.: 02° 29' S - Elevación: 910 mts.

Long.: 78° 58' W - Lat.: 04° 05' S - Elevación : 270 mts.

[illegible]

Region Orien
TAIS1971

SUC:

Enero
Febrero
Marzo
Abril
Mayo
Junio
Julio
Agosto
Septiembre
Octubre
Noviembre
Diciembre

ZAMOR

Enero
Febrero
Marzo
Abril
Mayo
Junio
Julio
Agosto
Septiembre
Octubre
Noviembre
Diciembre

[illegible]