

Universidad Nacional de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA SANITARIA



ALCANTARILLADO DEL PUEBLO JOVEN COISHCO

DISTRITO SANTA
PROVINCIA SANTA
DEPARTAMENTO : ANCASH

Volumen I

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO SANITARIO

ROBERTO JAVIER O'CONNOR LA ROSA

PROMOCION 1977 - 1

Lima • Perú • 1980

I N D I C E

PAG.:

CAPITULO I

INTRODUCCION Y OBJETIVOS	1
--------------------------	---

CAPITULO II

MEDIDAS PRELIMINARES SOBRE EL PROYECTO -----	5
2.1 LOCALIZACION Y DELIMITACION DEL AREA QUE DEBE SER DESAGUADA -----	5
2.2 TRANSPORTES Y COMUNICACIONES -----	6
2.3 UBICACION DEL BENCH MARCK (B.M.) NECESARIO PARA LA EJECUCION DE LOS LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS ---	6
2.4 CONFECCION DEL MAPA DE LOCALIZACION DEL AREA PARA SER DESAGUADA -----	7
2.5 TRAZADO DE PERFILES -----	7
2.6 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DEL AREA DONDE ESTARA UBIGADA LA LAGUNA DE ESTABILIZACION -----	8

CAPITULO III

RECOLECCION DE DATOS PARA EL PROYECTO -----	9
3.1 DATOS REFERENTES A LOS ASPECTOS FISICOS -----	9

3.2 DATOS REFERENTES A LOS ASPECTOS URBANISTICOS Y DE SERVICIOS DE INFRAESTRUCTURA -----	16
3.3 DATOS REFERENTES A LOS ASPECTOS SOCIO-ECONOMICOS -----	21
3.4 DATOS REFERENTES A LOS ASPECTOS SANITARIOS -----	28

CAPITULO IV

CRITERIOS Y PARAMETROS A SEGUIR -----	42
4.1 FIJACION DEL PERIODO DE ALCANCE DE LAS OBRAS ABARCADAS POR EL PROYECTO -----	44
4.2 DETERMINACION DE LAS ETAPAS DE CONSTRUCCION DE LAS OBRAS -----	46
4.3 VERIFICACION DE LA DOTACION MEDIA PER-CAPITA DE AGUA DISTRIBUIDA EN EL AREA DE PROYECTO -----	47
4.4 DETERMINACION DE LA RELACION ENTRE EL VOLUMEN DE ALCANTARILLAS EN CAMINADAS A LOS COLECTORES Y EL VOLUMEN DE AGUA CONSUMIDO -----	49
4.5 FIJACION DE LOS COEFICIENTES REFERENTES A LOS DIAS DE MAYOR DESCARGA (k_1) Y LAS HORAS DE MAYOR CONTRIBUCION (k_2) -----	51
4.6 ESTIMACION DE LA POBLACION FUTURA -----	53
4.7 EVALUACION DE LAS CONTRIBUCIONES INDUSTRIALES DE DESAGUE EN LA RED COLECTORA DE ALCANTARILLADO -----	68

4.8 EVALUACION DEL CAUDAL DE INFILTRACION EN LA RED COLECTORA -----	71
4.9 EVALUACION DE LA CONTRIBUCION DE ALCANTARILLADO DE AGUAS PLUVIALES EN LA RED COLECTORA DE ALCANTARILLAS-----	72
4.10 FIJACION DE VALORES CONTENIDAS EN LAS NORMAS PARA ELABORACION DE PROYECTOS -----	72
4.11 LOCALIZACION DE LOS COLECTORES Y ZONAS DE INSPECCION -----	78
4.12 DETERMINACION DE LOS MATERIALES UTILIZABLES EN LAS DIVERSAS PARTES DEL SISTEMA -----	80
4.13 JUSTIFICACION DE LA FORMULA UTILIZABLE EN EL CALCULO HIDRAULICO DE LA RED COLECTORA -----	82

CAPITULO V

SISTEMA COLECTOR -----	91
5.1 SISTEMAS DE ALCANTARILLADO -----	91
5.2 PARTES CONSTITUYENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO -----	93
5.3 SISTEMA DE EVALUACION DE DESAGUES PARA EL PUEBLO JOVEN COISHCO -----	93
5.4 DESCRIPCION DEL SISTEMA GENERAL PROPUESTO -----	95
5.5 TRAZADO DE LA RED ; PERFILES -----	97

5.6 DIMENSIONAMIENTO DE LA RED COLECTORA -----	101
--	-----

CAPITULO VI

ESTACION DE BOMBEO DE DESAGUES -----	102
--------------------------------------	-----

6.1 INTRODUCCION -----	102
------------------------	-----

6.2 CAUDALES DE DESAGUES DE LA POBLACION -----	103
--	-----

6.3 DETERMINACION DE CAPACIDADES DE BOMBAS -----	103
--	-----

6.4 DIMENSIONAMIENTO DE LA CAMARA HUMEDA -----	105
--	-----

6.5 FORMA DE ESTRUCTURAS -----	113
--------------------------------	-----

6.6 DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE REJAS -----	113
---	-----

6.7 DESCRIPCION Y CARACTERISTICAS DE LA ESTACION DE BOMBEO -----	118
--	-----

6.8 DIMENSIONAMIENTO DE LA TUBERIA DE SUCCION -----	120
---	-----

6.9 DIMENSIONAMIENTO DE LA TUBERIA DE IMPULSION -----	121
---	-----

6.10 POTENCIA DE LOS EQUIPOS DE BOMBEO -----	122
--	-----

6.11 CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS CENTRIFUGAS PARA DESAGUE -----	128
---	-----

6.12 DESCRIPCION DE LAS UNIDADES DE BOMBEO -----	130
--	-----

6.13 INFORMACIONES NECESARIAS PARA LA ADQUISICION DE BOMBAS -----	130
---	-----

6.14 ALTERNADORES Y ARRANCADORES AUTOMATICOS -----	131
6.15 MOTORES ELECTRICOS -----	131
6.16 UBICACION DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO DE DESAGUES --	132

CAPITULO VII

TRATAMIENTO DE DESAGUES -----	133
7.1 CLASIFICACION DE LOS DESAGUES -----	133
7.2 CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES -----	134
7.3 CARACTERISTICAS BACTERIOLOGICAS DE LAS AGUAS RESI - DUALES -----	141
7.4 EFECTOS CAUSADOS POR EL LANZAMIENTO DE LAS AGUAS RE- SIDUALES EN LOS CURSOS DE AGUA Y EN EL MAR -----	143
7.5 OBJETIVOS DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES --	145
7.6 METODOS DE TRATAMIENTO -----	146
7.7 CLASIFICACION DE LOS PROCESOS BIOLÓGICOS -----	149
7.8 RESULTADOS DEL TRATAMIENTO DE LOS DESAGUES -----	150
7.9 ALTERNATIVAS PARA EL TIPO DE TRATAMIENTO DE LOS DE - SAGUES DEL PUEBLO JOVEN COISHCO -----	151
7.10 TRATAMIENTO DE DESAGUES EN LAGUNAS DE ESTABILIZACION	155
7.11 PARAMETRO DE COMPARACION Y DE DISEÑO -----	155

7.12 CLASIFICACION DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION -----	156
7.13 DATOS NECESARIOS PARA EL PROYECTO Y OPERACION -----	160
7.14 METODOS USUALES DE DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZA - CION FACULTATIVAS -----	165
7.15 DISEÑO DE LA UNIDAD DE TRATAMIENTO -----	170

CAPITULO VIII

ESPECIFICACIONES TECNICAS -----	187
---------------------------------	-----

CAPITULO IX

METRADO Y PRESUPUESTO -----	206
ANEXO A : OPERACION Y MANTENIMIENTO ----- DE LOS SERVICIOS DE ALCANTARILLADO.	215
BI BLIOGRAFIA -----	222

CAPITULO I

INTRODUCCION Y OBJETIVOS

En la época actual se considera al abastecimiento de agua potable servicio público esencial de cualquier Comunidad Civilizada.

La distribución del agua potable a través de la Red Pública, trae como consecuencia la necesidad de recolección disposición de las aguas servidas.

Las ciudades beneficiadas por el servicio de agua potable y carentes del Sistema de Alcantarillado, las aguas servidas acaban contaminando el suelo, las aguas superficiales y freáticas constituyendo peligrosos focos de diseminación de enfermedades.

La interdependencia de los Servicios de Agua y Desague, es tanto más pronunciada cuanto mayor es la urbanización de una determinada área.

Son palabras del Historiador J. Stobart : "No hay mejor Índice de Civilización y Cultura que un buen y adecuado Saneamiento".

Se reconoce actualmente que sin saneamiento básico no podrá haber salud y sin salud no se podrá aspirar al desarrollo económico. De ahí la validez de la expresión "SANEAR PARA DESARROLLAR".

La mayor riqueza de un país es su "Capital Humano" : La población, sus condiciones y sus atributos. La aplicación de Recursos Financieros en obras y servicios esenciales a la salud y por tanto la preservación del "Capital Humano", generalmente traen la más va -

liosa recompensa.

Los países que hace muchas décadas pasadas aplicaron las Medidas Sanitarias Esenciales, disfrutan ahora de los resultados de tan sabia iniciativa.

El Sistema Urbano de Alcantarillado Sanitario es un mejoramiento que se impone como una secuencia lógica a la implantación del Servicio de Abastecimiento de Agua.

En cuanto no sea hecha la distribución de agua, las condiciones de vida son precarias y la población se siente obligada a adoptar soluciones más simples y elementales para la disposición de excretas, la propia falta de agua restringe los efectos de esa condición.

Con el advenimiento de la Red Pública de Agua Potable, los usuarios no encontrarán medios para disponer sus aguas servidas las que acaban siendo encaminadas a las calles, cursos de agua, pozos negros, etc.

Una parte de la población recurre a las llamadas Soluciones Individuales aplicables al medio rural :

A.- Tanque Séptico y Pozo de Filtración

B.- Tanque Séptico y Sistema de Irrigación Sub-Superficial.

Tales sistemas pueden funcionar satisfactoriamente si los lotes fueran espaciados (Lotes con elevado porcentaje de área libre) si el terreno presenta buenas condiciones de infiltración y si el Nivel Freático se encuentra a una profundidad conveniente. Es

tas condiciones raramente son encontradas en los barrios urbanos, a parte de esas soluciones son relativamente caras.

A medida que la población crece; aumentando la ocupación de la tierra (mayor concentración demográfica), las soluciones individuales pasan a representar dificultades cada vez mayores para su aplicación.

Es por estas razones que los sistemas de alcantarillado sanitario deben ser considerados requisitos básicos de la infraestructura de las comunidades. Ellos posibilitan :

- El control y prevención de muchas enfermedades.
- Condiciones de higiene que promueven la salud.
- Condiciones de seguridad y confort.
- El desarrollo de actividades comerciales e industriales.

OBJETIVOS

Con la ejecución del sistema de alcantarillado procurase alcanzar los siguientes objetivos más importantes :

Objetivos Sanitarios :

- Recolección y remoción rápida y segura de las aguas residuales.
- Eliminación de la contaminación del suelo.
- Disposición sanitaria de los afluentes.
- Eliminación de los aspectos ofensivos a los sentidos (Aspectos estéticos, olores, etc.).
- Confort.

Objetivos Económicos

- Mejoramiento de la productividad
- Conservación de los recursos naturales
- Valorización del terreno y propiedades
- Implantación y desarrollo de las industrias

Es pues nuestro deseo que la presente Tesis sea un aporte para este noble pueblo y que muy pronto podamos ver realizado las aspiraciones de todos sus pobladores, en cuanto a contar con un adecuado saneamiento básico, para poder salir del atraso y el olvido en que se encuentran actualmente.

CAPITULO II

MEDIDAS PRELIMINARES SOBRE EL PROYECTO

2.1 LOCALIZACION Y DELIMITACION DEL AREA QUE DEBE SER DESAGUADA

El Centro Poblado de Coisaco está ubicado en el extremo Sur-Oeste del Distrito de Santa, Provincia del Santa, Departamento de Ancash. Su localización corresponde aproximadamente a los $9^{\circ} 2'$ Latitud Sur y $78^{\circ} 37'$ Longitud Oeste, estando a una altura promedio de 20.00 metros sobre el nivel del mar.

Limita por el Este con el Cerro La Caja y otras elevaciones rocosas, por el Sur con los Cerros Chimbote y Coishco, por el Oeste con las Playas del Océano Pacífico y por el Norte con parte del Cerro La Caja y con terrenos de cultivo del Valle del Santa.

Siguiendo el trazo de la carretera Panamericana, la que actualmente atravieza el centro poblado, dista aproximadamente 3 kms., de la Capital del Distrito (Santa), 9 kms. de Chimbote y 436 kms. de la Ciudad de Lima. Su proximidad al mar es inmediata.

Siendo el centro poblado más cercano a Chimbote, Coisaco está localizado además dentro de la llamada "Micro Región de Chimbote", constituyendo uno de los poblados de mayor actividad económica - por la infraestructura industrial que posee, por la magnitud de su población y por sus características dinámicas en relación a la complementariedad de funciones con Santa y Chimbote entre los que se encuentra ubicado.

2.2 TRANSPORTES Y COMUNICACIONES

La Carretera Panamericana es la principal vía, los pobladores viajan a Chimbote ó Santa utilizando colectivos (Automóviles), omnibuses y Microbuses organizados en Comités. No hay servicio interno a la población pues no existe un Comité propio. Los usuarios pagan de 25 a 40 soles por el pasaje a Chimbote. El tráfico constante, la falta de señales de tránsito, el escaso control policial y los vehículos a excesiva velocidad, constituyen un peligro permanente para las personas que esperan movilidad en el "cruce". También se observa que en el Abra de Coishco (Parte Sur) debido a la acentuada pendiente de la carretera Panamericana se producen con frecuencia volcaduras y desperfectos de los vehículos, obligando a paralizar el tránsito en la zona.

En el sector de la Caleta, donde se ubican las fábricas de conservas Harina de Pescado, el tráfico marítimo está representado por lanchas bolicheras y Tuna Clippers que transportan la Materia Prima.

No hay servicio de correo ni telégrafo. La Posta Telefónica de ENTEL PERU tiene capacidad para 50 líneas, contando actualmente con 15 abonados (Teléfonos Domiciliarios).

Puede establecerse comunicación Nacional e Internacional.

2.3 UBICACION DEL BENCH MARK (B.M.) NECESARIO PARA LA EJECUCION DE LOS LEVANTAMIENTOS PLANIMETRICO Y ALTIMETRICO.

De acuerdo a lo informado por la Dirección Regional del Ministerio de Transportes y Comunicaciones de la Ciudad de Trujillo, -

en el kilómetro 438.7 de la carretera Panamericana existe un Hito el cual tiene la cota 10.00 metros sobre el nivel del mar. Esta cota ha sido tomada como base para los levantamientos topográficos tanto Planimétricos como Altimétricos del Presente Proyecto.

2.4 CONFECCION DEL MAPA DE LOCALIZACION DEL AREA PARA SER DESAGUADA CON INDICACION DE LOS PRINCIPALES ACCIDENTES TOPOGRAFICOS,

Con apoyo de la Oficina Zonal de ORDENOR-CENTRO, el suscrito el topógrafo Sr. Trifonio Varas Realizamos el levantamiento Planimétrico y Altimetro de toda la localidad, en la que se hace referencia a los principales accidentes topográficos, cursos de agua existentes, etc. igualmente se elaboró un Plano Perimétrico de toda el área en que se desarrolla este Pueblo Joven.

2.5 TRAZADO DE PERFILES

Se trazó el perfil de todas las calles y avenidas por donde se proyectará las tuberías del alcantarillado. De igual manera se hizo el trazo del perfil del Emisor hacia la cámara de bombeo y de ésta hacia la Laguna de Estabilización donde se efectuará el tratamiento de las Aguas Residuales de la Población.

Hay que mencionar que como el estudio a realizar comprende también el abastecimiento de agua, se hizo el trazo del perfil de la Línea de Impulsión desde la posible ubicación del pozo hasta el lugar donde estará ubicado el Reservorio de Regulación.

2.6 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DEL AREA DONDE ESTARA UBICADA LA LAGUNA DE ESTABILIZACION.

Después de efectuar un reconocimiento del lugar el cual está ubicado en la parte Norte de la Población aprovechando la facilidad de obtención del terreno y las condiciones atmosféricas se hizo el levantamiento topográfico correspondiente para luego confeccionar el Plano de Ubicación respectivo.

CAPITULO III

RECOLECCION DE DATOS PARA EL PROYECTO

3.1 DATOS REFERENTES A LOS ASPECTOS FISICOS

3.1.1 ELEMENTOS TOPOGRAFICOS :

A pesar de estar ubicado en la zona de terrenos accidentados, el centro poblado de Coishco se encuentra en un área relativamente plana.

Coishco se encuentra limitado por formaciones rocosas y su topografía tal como puede observarse en el plano correspondiente, es escarpada muy irregular.

El pueblo se desarrolla en unas 90 hectáreas de topografía más o menos plana, con gran pendiente hacia el mar, rodeada de las estratificaciones rocosas de los cerros vecinos.

3.1.2 ELEMENTOS GEOLOGICOS

3.1.2.1 RECONOCIMIENTO GEOLOGICO DE LA SUPERFICIE

El tipo de suelo predominante sobre el que se encuentra asentado el Pueblo Joven Coishco es de material seco de agregado franco grueso de forma angulosa en estado suelto, procedente de roca descompuesta, cubierta por una delgada capa de arena fina suelta a medianamente compactada, dicho estrato es aparentemente de poca profundidad.

En la zona Sur-Este del área, el suelo es híbrido, formado por suelo granular anguloso, zonas compuestas por arena fina suelta; suelo limoso con presencia de arcilla en pequeña cantidad y material orgánico superficial.

La zona Oeste, hacia la parte perimetral de la población el suelo está cubierto por una delgada capa de material limo arcilloso (suelo de cultivo) en estado húmedo y medianamente compacto, limitada por una acequia de riego, de donde se extienden áreas de cultivo siguiendo la dirección Nor-Oeste hasta llegar a zonas adyacentes al mar, que se encuentran a una distancia promedio de 600 m.

Coishco limita por el Sur, Norte y Este con cerros de basamento compacto con presencia de agrietamiento, la parte baja está cubierta por una delgada capa de material granular anguloso, producto de la descomposición superficial de las rocas.

3.1.2.2 DATOS REFERENTES A LA PROFUNDIDAD MEDIA DE APARICION DE ROCAS Y AFLORAMIENTO DE LAS MISMAS.

La caleta de Coishco tiene forma de Semi-Círculo de 800 metros de largo. En la parte Sur tiene promontorios de rocas del cerro Coishco con 472 metros de altura. La caleta es profunda en el lado rocoso, permitiendo las operaciones de carga y descarga de las fábricas de harina.

En la parte habitada por el pueblo se hizo "piques" ó sondeos para determinar la profundidad a la cual se encuentra el material rocoso, llegándose a los siguientes resultados :

- La parte comprendida entre las cotas de 0 mt. a 25 mt. sobre el nivel del mar el estrato rocoso está a más de 25 mt.
- La parte comprendida entre las cotas de 25 mt. a 40 mt. se encontraron zonas en las cuales se halló suelo rocoso a 2,50 mts.,
- La parte comprendida de 40 mt. s.n.m. a más lo cual comprende todos los cerros vecinos presenta estratificaciones rocosas y afloramientos de las mismas.

3.1.3 ELEMENTOS HIDRAULICOS

3.1.3.1 CLIMA Y TEMPERATURA

De las estaciones meteorológicas "La Rinconada" y "Santa" ubicadas en el Distrito de Santa se han recolectado los datos que figuran a continuación. Cabe anotar que en Coishco como en toda la Micro Región de Chimbote, las características del clima están condicionadas a su cercanía al Litoral, la presencia de la Cordillera de los Andes y a la existencia de la Corriente de Humboldt. La especial configuración física de Coishco limitando al Sur al Este con elevaciones rocosas de relativa altura no llega a crear un micro-clima de diferencia notable en relación al resto del área circundante, a excepción de la Dirección Predominante del Viento.

- TEMPERATURA

La temperatura promedio del área es de 21°C, con una temperatura máxima de 33°C.

- HUMEDAD RELATIVA

La humedad relativa fluctúa entre 70 % y 90 %, siendo los meses de Junio, Julio y Agosto los que presentan la humedad más elevada. El promedio es de 80 %.

- VIENTOS

La dirección predominante del viento es Nor-Este, siendo los meses de invierno cuando las frecuencias y velocidades son más elevadas. Nunca se han presentado huracanes, ni vientos muy frecuentes.

- PRECIPITACIONES

El clima es Per-Arido con la ausencia de precipitaciones, a excepción de una fina garúa que esporádicamente se presenta durante los meses de Junio, Julio y Agosto. La precipitación pluvial promedio anual registrada es de 14 mm.

3.1.3.2 DATOS REFERENTES AL NIVEL FREÁTICO PROFUNDIDAD MEDIA, ETC.

El nivel freático se encuentra a profundidades mayores de 10.00 mts. en la zona donde está establecida la población; se han observado pozos a tajo abierto donde el nivel de agua subterránea se encuentra a 6.00 mts., estos pozos están ubicados hacia el Nor-Oeste del área en estudio.

La Fábrica "ESTRELLA DEL SUR" (COPEL) que está próxima al Litoral tiene un pozo a tajo abierto donde el nivel piezométrico es de 1.50 mts.

3.1.3.3 CUADRO CON INFORMACION METEOROLOGICA DE LA CUENCA DEL RIO SANTA.

A continuación se presentan los datos registrados en el Observatorio Climatológico Santa. Este cuadro ha sido tomado del volumen I que sobre la cuenca del Río Santa ha editado ONERN.

3.1.4 ELEMENTOS SANITARIOS

1) DATOS REFERENTES A LA CONTAMINACION ACTUAL Y POTENCIALIDAD DE LOS CUERPOS DE AGUA COMO POSIBLES RECEPTORES.

Actualmente por arrojar al mar, dentro de la Caleta los desagues de la Industria Pesquera, esta presenta un estudio séptico avanzado que se caracteriza por las emanaciones de gases sulfurosos y la extensa contaminación de las playas con D.B.O que en la época de mayor actividad pesquera presenta valores tan altos como 25 000 mg/lt. (Cuadro adjunto). Por consiguiente, se considera que no debe descargarse en la Caleta de Coishco ninguna clase de desague Industrial o Doméstico Crudo, con esta medida se iniciará en la Caleta un proceso de recuperación de la calidad de sus aguas.

La única posibilidad que se puede tolerar es el lanzamiento de desagues cuando se trata de efluentes de instalaciones de tratamiento secundario que presentan las siguientes condiciones mínimas

- Demanda Bioquímica de Oxígeno (D.B.O) 20 mg/lt.

- Sólidos suspendidos : 50 mg/lit.
- PH : 6 a 9
- Contenido de Aceite : 50 mg/lit.

CLASIFICACION DE LOS DESAGUES DE UNA FABRICA DE HARINA
DE PESCADO.

CLASIFICACION	VOLUMEN	POLUCION
1.- Desague de Bombeo	Muy Grande	Contaminado con re- sídúos de pescado - fresco.
2.- Desague Sanitario	Neglegible	Contaminado.
3.- Desague de Enfria - miento de agua de - cola.	Muy Grande	Polución muy leve Neglegible.
4.- Desague de Limpieza	Pequeña	Polucionado con Quí- micos y Materia Or- gánica.

3.2 DATOS REFERENTES A LOS ASPECTOS URBANISTICOS Y DE SERVICIOS DE INFRAESTRUCTURA.

3.2.1 ESQUEMA DE ORDENAMIENTO URBANO :

Debido al sismo del 31 de Mayo de 1970, el 80% de las construcciones de Coishco quedaron fracturadas evidenciando los problemas urbanos de esta localidad. Como consecuencia de su crecimiento espontáneo sin un Planteamiento Orgánico de Urbanización.

Por las características de su asentamiento, Coishco fue reconocido como Pueblo Joven en el año 1961 mediante Resolución de la Junta Nacional de la Vivienda No. 313-61-JNV, encargándose posteriormente al SINAMOS las primeras acciones que conllevan a la elaboración de un Estudio Urbano, recopilación de información, elaboración del Expediente Urbano, levantamiento del Plano Topográfico, etc.

En base a esta información, en Mayo de 1975 y dado el tiempo transcurrido, la Oficina de Desarrollo Urbano de Chimbote-ODUCH-ORDEZA elabora los planos correspondientes al esquema de ordenamiento urbano de Coishco a fin de facilitar las acciones de Saneamiento, Administrativo y Legal del Pueblo Joven; de estas tareas SINAMOS ha ejecutado la remodelación física en los cinco sectores urbanos en que fuera sub-dividido el asentamiento, habiéndose entregado a la fecha Certificados de Adjudicación en los primeros 4 sectores.

Tanto por la ubicación del Pueblo Joven, entre Santa y Chimbote como por la escasa implementación del sector encargado de efectuar estos trabajos no se ha llegado a concretar la totalidad de las acciones de renovación urbana proclamadas, ni la oficialización de esquema de expansión urbana de Coishco.

3.2.2 DATOS SOBRE PROYECTOS O ESTUDIOS URBANISTICOS SECTORIALES EXISTENTES EN EL AREA A SER DESAGUADA.

En cumplimiento de una de las funciones del area de Planeamiento Urbano de la Oficina de Desarrollo Urbano Territorial Costa de ORDENOR-CENTRO, se ha elaborado un esquema de ex -

pansión urbana, para definir medidas de carácter físico que promuevan la realización de un Proceso de Desarrollo Urbano ordenado y armónico, habiéndose considerado las modificaciones ejecutadas en el campo. En este sentido el esquema de expansión urbana propuesto recoge las modificaciones introducidas en la implementación del esquema anterior.

El esquema de expansión urbana propuesto ha contemplado los siguientes puntos para su estudio :

1.- Hipótesis del crecimiento poblacional.

2.- Sistema Vial

3.- Zonificación y usos del suelo.- Comprende

1.- Vivienda

2.- Comercio

3.- Industria

4.- Recreación

5.- Zona de usos especiales.- Comprende :

5.1.- Servicio Administrativo Institucional

5.2.- Servicio Comunal y Social

4.- Area de Expansión

5.- Sectorización Urbana.

3.1.3 ANALISIS DE LA TENDENCIA DE CONSTRUCCION EN EL AREA QUE VA A SER DESAGUADA :

A excepción de la deformación originada por el tramo curvo de la vía de acceso a la Pesquera Coishco, en los terrenos

relativamente planos del Núcleo Urbano se puede comprobar una clara intención de ordenamiento en base a la disposición de manzanas rectangulares conformadas por dos filas de viviendas, con un ancho aproximado de 50 metros.

En la base de las elevaciones rocosas las construcciones son mas precarias, desordenadas y dispersas, predominando las viviendas muy pequeñas y de material provisional para cuya instalación se ha tratado de nivelar un espacio a la topografía del terreno.

La importancia que asume la carretera Panamericana como elemento separador del Núcleo Urbano es decisiva por la frecuencia, el volumen y la velocidad del tránsito vehicular interprovincial e interdistrital en este tramo.

En el sismo del 31 de Mayo de 1970, el 80% de las viviendas que dieron dañadas o destruídas, siendo los mismos moradores quienes iniciaron la labor de reconstrucción de sus viviendas, sin contar con una Dirección Técnica adecuada.

El material predominante en todas las construcciones es el adobe, siendo pocas las viviendas que han sido edificadas con material noble.

Las viviendas son de tipo Unifamiliar, con ventilación escasa, de un solo piso, sin servicios de agua ni desague pero sí de luz eléctrica. No tienen títulos de propiedad, solamente un Certificado de Adjudicación del Lote.

3.2.4 SERVICIOS DE INFRAESTRUCTURA

- SERVICIO DE AGUA POTABLE



LA IMAGEN TIPICA DE UN AGUATERO EN EL PUEBLO JOVEN
COIHSCO



LA CARRETERA PANAMERICANA ES LA VIA MAS IMPORTANTE DE
ESTA LOCALIDAD.

El Pueblo Joven Coishco no cuenta en la actualidad con un sistema de abastecimiento de agua a través de conexiones domiciliarias, el sistema existente comprende Piletas Públicas y Venta de Agua a través de cilindros que son transportados por acemilas.

- SERVICIO DE DESAGUE

La localidad de Coishco no tiene servicio de desague, las Industrias Pesqueras establecidas en el lugar cuentan con servicios propios de desague con descarga directa al mar, sin tratamiento alguno,

- SERVICIOS DE ELECTRIFICACION

Hasta antes de 1967, la Pesquera Coishco (COPEP) proveía de electricidad al centro poblado. En dicho año se inauguró el Servicio de Alumbrado Público y Electrificación Domiciliaria, el Servicio lo suministra en la actualidad la Empresa de Energía de Chimbote. La red para el alumbrado público cubre las necesidades de casi todo el centro poblado y la mayoría de los lotes (85%) cuenta con Servicio Domiciliario, pero estas instalaciones tienen solamente carácter provisional. Las fábricas de conservas y harina de pescado funcionan también utilizando la Energía proveída por la Empresa de Energía de Chimbote.

3.2.5 EQUIPAMIENTO EXISTENTE :

A.- ADMINISTRACION INSTITUCIONAL

- Puesto de la Guardia Civil
- Oficina de Correos
- Agencia Municipal
- Oficina de ENTEL-PERU
- Juzgado de Paz
- Sindicato de Pescadores de Coishco.

B. - SERVICIO COMUNAL Y SOCIAL

- Posta Sanitaria
- Núcleo Escolar (CEB III)
- Centro de Educación Inicial (CEI)
- Iglesia
- Campo Deportivo
- Cine
- Mercado de Abastos.

3.3 DATOS REFERENTES A LOS ASPECTOS SOCIO-ECONOMICOS

3.3.1 COMPILACION DE DATOS REFERENTES A LA EVOLUCION HISTORICA Y DEMOGRAFICA DEL AREA EN ESTUDIO.

Antiguamente sólo existía una pequeña Caleta de pescadores llamada "La Barraca", la que está instalada en el lugar ahora conocido con el nombre de "Coishco Viejo".

Años atrás se instaló la Pesquera Coishco, inicialmente como fábrica de Conservas de Pescado y posteriormente como fábrica de Harina de Pescado, ampliándose considerablemente su nivel operativo. A raíz de este hecho, al existir una gran demanda de

mano de obra local, se fueron instalando los trabajadores con sus familiares en lo que actualmente ocupa el centro poblado. Coishco experimenta un rápido crecimiento demográfico, llegando en el terreno de aproximadamente 4 años a ocupar la totalidad del área utilizable para el asentamiento.

La ocupación de los terrenos se realizaba generalmente de noche, construyendo casas muy precarias, las que con el tiempo, gracias a los frutos del trabajo en la industria pesquera están siendo reemplazados paulatinamente por construcciones de adobe y material noble.

A partir de 1968 se fueron instalando en la parte Norte dejando un espacio para uso agrícola entre ellas y el centro poblado las fábricas de conservas de pescado y otros, industrias de pequeña y mediana magnitud.

A raíz del sismo del 31 de Mayo de 1,970, Coishco Viejo fue totalmente destruido y abandonado.

3.3.2 INFORMACIONES SOBRE LAS ACTIVIDADES ECONOMICAS ACTUALES Y SU EVOLUCION.

Un elevado porcentaje de la población es económicamente activa, trabaja en las fábricas conserveras en calidad de obreros, en menor proporción en los centros de producción de Chimbote y en la Pesca de consumo humano directo.

Otro sector significativo de la población está en situación de sub-empleo (vendedores ambulantes, albañiles, mecánicos, etc.)

Las principales actividades industriales son :

- Pesquería : Constituye la principal actividad, actualmente funciona 3 fábricas : "Compañía Pesquera" Estrella del Perú" S.A. (COPEP), fábrica conservera "Inversiones Industriales Carolina" S.A. y fábrica conservera "Coishco".

La materia prima que emplean está constituida por sardina, jurel, cabaya, bonito, barrilete y anchoveta.

La producción de estas fábricas para 1975 fue : 89 ,631 Tm. de anchoveta, 18,530 Tm. de harina y 5,432 Tm. de aceite. No se ha podido obtener los datos correspondientes al año 1978 sobre la producción de estas fábricas a través de la Oficina Zonal del Ministerio de Pesquería en Chimbote.

- Agricultura : Los terrenos de cultivo en la zona norte se encuentran bajo la Jurisdicción de la administración del Valle del Santa, dependiente de la Dirección Regional IV del Ministerio de Agricultura y Alimentación. Allí hay cultivos de maíz, alfalfa, arroz y pan llevar, que abastecen principalmente a la población.

APRECIACION SUMARIA DE LA ACTIVIDAD INDUSTRIAL, COMERCIAL, ARTESANAL Y TURISMO.

- Actividad Industrial : Representada por la elaboración de conservas, harina y aceite de pescado.
- Actividad Comercial : Existe el comercio minorista representado por las tiendas de abarrotes y de artículos de primera necesidad.

- Actividad Artesanal : Representada por carpinterías, sastrerías, modistas, etc., que prestan sus servicios a la comunidad.
- Actividad Turística : No existe en la localidad.

CENTROS DE DISPONIBILIDAD Y COMERCIALIZACION DE
ALIMENTOS.

- Mercado de Abastos : Construído de material noble por el Organismo de Desarrollo de la Zona Afectada (ORDEZA), con capacidad de 100 puestos de venta de los cuales están actualmente en uso 32 puestos internos y 1 tienda exterior, los que cubren la demanda de este tipo de servicio.
- "La Paradita" : Ubicada en el cruce entre la carretera Panamericana y la Av. Villa del Mar.
- El Camal funcionó hasta 1975. Actualmente la carne beneficiada procede de Santa.
- No hay Granjas de Aves.

APRECIACION DEL ESTADO HIGIENICO DE LOS CENTROS DE DISPONIBILIDAD Y COMERCIALIZACION DE ALIMENTOS.

Al visitar los lugares mencionados, se pudo observar lo siguiente

- El mercado de abastos se encuentra en malas condiciones de higiene y salubridad. Carece de los servicios elementales de agua y desagüe.

- Las panaderías presentan un regular estado de higiene.

El 95 % de los comerciantes no exigen el Carnet Sanitario.

3.3.3 NIVEL DE VIDA DE LA POBLACION OCUPANTE DEL AREA EN ESTUDIO.

La Ley de Remodelación, Saniamiento y Legalización de los Barrios Marginales. En su Artículo 4to. menciona al Barrio Marginal ó Pueblo Jóven como : La zona de terreno de propiedad fiscal, Municipal, Comunal ó Privada, que se encuentra dentro - de los límites de Centros Poblados o Capitales de circunscripción Político - Administrativas, o en sus respectivas áreas suburbanas o aledañas, en las que por invasión y al margen de las disposiciones legales sobre la propiedad, con autorización Municipal o sin ella, sobre lotes distribuidos sin planes de trazado oficialmente aprobados, se hayan construído agrupamientos de viviendas de cualquier estructura, careciendo dicha zona en conjunto de uno ó más de los siguientes servicios : Agua potable , desague, alumbrado , veredas, vías de tránsito vehicular, etc., De acuerdo con esta descripción la localidad de Coishco resulta ser un típico Pueblo Jóven como se denomina actualmente. Nacida en la década de los años 40, en condiciones de emergencia, constituye una agrupación humana organizada, que compartiendo problemas comunes, tiende en su evolución a integrarse - al esquema y desarrollo de las ciudades del país. La población calificada en terminos Socio-Económicos está compuesta por la clase baja (Predominantemente) y la clase media.

Los conflictos internos y las contradicciones sociales se dan a nivel económico, ideológico y político. Esta última con mayor intensidad ocurre en las Asambleas, Juntas Directivas de Asociaciones, Comités Vecinales, etc., para los acuerdos y actitudes que deben tomar. En la contradicción ideológica, se aprecia la incompreensión entre ellos por no saber la actitud correcta frente a la solución de sus problemas, derivado ello del bajo nivel cultural de sus pobladores.

DISTRIBUCION DE LAS FAMILIAS DE ACUERDO A SU NIVEL SOCIO-ECONOMICO.

NIVEL SOCIO ECONOMICO	NUMERO DE FAMILIAS	%
BAJO	264	88.0
MEDIO	36	12.0
ALTO	--	0.0
TOTAL	300	100.0

ESTRUCTURA DE LA POBLACION DE CINCO Y MAS AÑOS POR SEXO Y NIVEL
DE INSTRUCCION (CIFRAS RELATIVAS)

INSTRUCCION	MASCULINO %	FEMENINO %	TOTAL (%)
Analfabeta	6.4	14.3	10.3
Primaria completa.	47.7	47.2	47.5
Primaria incompleta.	24.2	17.3	20.8
Secundaria incompleta.	21.5	20.9	21.2
Superior	0.2	0.3	0.2
TOTAL	100.0	100.0	100.0

FUENTE : Luis Alberto Rebaza Vásquez.

"INFORME MEMORIA DE LAS ACTIVIDADES REALIZADAS EN EL
PUESTO SANITARIO DE COISHCO".

3.4 DATOS REFERENTES A LOS ASPECTOS SANITARIOS

3.4.1 NIVEL Y ESTRUCTURA DE LA SALUD :

El nivel de salud es la cuantía de salud alcanzada por una población determinada. Se le valora indirectamente mediante indicadores negativos como son la mortalidad y la morbilidad, expresada en tasas.

La tasa de mortalidad expresa la velocidad con que la población se está muriendo. Su exactitud depende de la eficacia con que - hayan sido comunicados los fallecimientos.

La morbilidad estudia la medida de la enfermedad en las poblaciones. Es mas sensible que la anterior, cuantifica afecciones que no provocan la muerte pero que reducen la capacidad para el trabajo, disminuyen la producción y aumentan la demanda de atención médica.

La morbimortalidad está influenciada por factores condicionantes intrasectoriales (sector salud) y extrasectoriales (Ambiente Físico, Económico, Social, Educación, etc.).

La estructura de la salud es valorada por las causas de mortalidad y morbilidad en relación con las edades en que ocurren.

Para informar los datos que se presenta en los cuadros siguientes, se revisó los registros civiles de las Municipalidades de Santa y Chimbote, pues la población de Coishco no tiene registros propios. Las cifras se consideran relativas (que pueden acercarse a la realidad) por cuanto se constata lo siguiente Nacimientos y defunciones en Coishco que son registrados en Chimbote, otros que no se registran y la existencia del Cementerio de Coishco a campo abierto y sin ninguna vigilancia.

- La tasa de natalidad en Coishco para 1978 es de 18.2 por mil; en Santa para 1975 fue de 50.5 por mil y a nivel nacional 42 por mil.

- La tasa de mortalidad infantil en Coishco para 1978 es 40 por mil; en Santa para 1975 fue 19 por mil, en Chimbote 53 por

mil y en el Perú 110-120 por mil. Aproximadamente 1 de cada 3 fallecidos en Coishco corresponde a menores de 1 año y la causa principal son las enfermedades Gastroentericas.

- La tasa de mortalidad general en Coishco para 1978 es de 2.3 por mil, en Santa para 1975 fue de 3.8 por mil, en Chimbote 5 por mil y la estimada por el Plan Nacional de Desarrollo - en el Perú para 1976 es 12.9 por mil. La causa principal son las enfermedades Gastroentericas (23.5%), seguidas por las Respiratorias agudas (17.5 %) y la Tuberculosis Pulmonar (13.2 %)

3.4.2 SISTEMAS DE SERVICIOS DE SALUD EN COISHCO :

- POSTA MEDICA DEL SINDICATO DE PESCADORES.- Los pescadores afiliados gozan de atención médica y medicamentos por cuenta del sindicato. Los obreros y los que tienen derecho al Seguro reciben atención médica en el Hospital del Seguro Social de Chimbote.

- Puesto Sanitario de Coishco.- Está al servicio de toda la Comunidad, depende del Area Hospitalaria No. 1 de la Región de Salud de ORDENOR-CENTRO. El Personal que laboró en 1978 estuvo conformado por 1 Médico y 1 Enfermera, ambos pertenecientes al Programa SECIGRA-SALUD.

Actualmente están al frente del Puesto Sanitario 1 Odontólogo, 1 Enfermera y 1 Auxiliar Sanitario enviado por el Hospital "La Caleta" en calidad de apoyo.

De lo expuesto se deduce que la relación habitante : Médico ha sido 12,000 : 1; el promedio nacional es 2000 : 1.

El funcionamiento del Puesto Sanitario de Coishco es supervisado por la Jefatura del Centro de Salud de Santa.

2.- Compilación de Datos Estadísticos del Centro de Salud de Coishco en lo respecta a :

- a) Epidemiología
- b) Mortalidad Infantil
- c) Enfermedades de origen Hídrico, etc.

TASA DE MORTALIDAD INFANTIL EN EL PUEBLO JOVEN COISHCO *

AÑO	No. DE DEFUN- NES MENORES DE UN AÑO.	No. DE NACIDOS VIVOS	MUERTES POR MIL
1974	6	215	28
1976	3	226	13
1978	10	243	40

TASA DE MORTALIDAD GENERAL EN EL PUEBLO JOVEN COISHCO *

AÑO	NUMERO DE DEFUN- CIONES.	POBLACION	MUERTES POR MIL
1978	31	12,000	2.3

(*) FUENTE : Registro Civil del Concejo Distrital del Santa.

CAUSAS DE MORTALIDAD INFANTIL CON CERTIFICACION PROFESIONAL
EN EL PUEBLO JOVEN COISHCO AÑOS : 1.974 - 76-78 (*)

CAUSAS	NUMERO DE MUERTES	%
GASTROENTERICA	9	47.4
RESPIRATORIA	6	31.5
PARTO DISTOCICO	2	10.5
TETANOS NEONATAL	1	5.3
MENINGO ENCEFALITIS	1	5.3
TOTAL	19	100.0

(*) FUENTE : REGISTRO CIVIL DEL CONCEJO DISTRITAL DEL SANTA.

CAUSAS DE MORTALIDAD GENERAL CON CERTIFICACION PROFESIONAL
EN EL PUEBLO JOVE COISHCO. AÑOS : 1974 - 76-78 (*)

DAÑO	GRUPOS DE CAUSAS	NUMERO DE MUERTES	%
1	Tifoidea, Gastroenteritis.	16	23.5
2	Infecciones Respiratorias agudas.	12	17.5
3	Tuberculosis Pulmonar	9	13.2
4	Enfermedades Isquemicas del corazón y del Aparato Circulatorio.	8	11.6
5	Accidentes, envenenamientos y violencias.	7	11.0

Continuación

DAÑO	GRUPOS DE CAUSAS	NUMERO DE MUERTES	%
6	Enfermedades del Aparato Digestivo.	4	5.8
7	Enfermedades Infecciosas y parasitarias.	4	5.8
8	Tumores	4	5.8
9	Ciertas causas de Morbilidad y Mortalidad Perinatal.	2	2.9
10	Tétanos y Sarampión	2	2.9
TOTAL		68	100.0

(*) FUENTE : Registro Civil del Concejo Distrital del Santa.

LAS DIEZ PRIMERAS CAUSAS DE MORBILIDAD EN EL PUEBLO JOVEN
DE COISHCO. FEBRERO A DICIEMBRE, 1978. (*)

DAÑO	GRUPOS DE CAUSAS
1	Tifoidea, Disentería, Gastroenteritis. Todas sus formas.
2	Enfermedades del Aparato Respiratorio
3	Enfermedades de la piel
4	Tuberculosis del Aparato Respiratorio
5	Todas las demás Enfermedades Infecciosas y parasitarias
6	Enfermedades del Aparato Genito Urinario.
7	Enfermedades Mentales
8	Enfermedades del Sistema Osteomuscular
9	Las demás enfermedades del Aparato Circula- torio.
10	Las demás enfermedades del Aparato Digestivo.

(*) FUENTE : Historias Clínicas del Puesto Sanitario de
Coishco, 1978.



LA CALETA DE COISHCO, AL FONDO SE OBSERVA A LA FABRICA DE CONSERVAS Y HARINA DE PESCADO "COPES"; UNA DE LAS MAS GRANDES DE LATINOAMERICA.



LA FALTA DE SERVICIOS DE AGUA Y DESAGUE INFLUYEN GRANDE MENTE EN LA PRESENCIA DE ENFERMEDADES ENTERICAS EN LA ZONA; SIENDO LA FALTA DE HIGIENE EN LA PREPARACION DE LOS ALIMENTOS, UNA DE LAS CAUSAS DE ESTA.

3.4.3 DESCRIPCION DETALLADA DE LOS SERVICIOS EXISTENTES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA :

Actualmente Coishco tiene un sistema de distribución de agua muy elemental, sin conexiones domiciliarias y por esta razón principalmente que la demanda de agua de la población es pequeña. Esta demanda es satisfecha de varias maneras, las que son descritas a continuación

- 1) Una parte de la población que está situada en la parte Oeste y cerca de la Fábrica de Conservas "COPEP" es abastecida mediante un sistema elemental de piletas públicas, cuya construcción fue financiada por la industria de harina de pescado. El agua que se proporciona es gratuita ya que el costo de operación y mantenimiento del sistema es absorbido por las industrias de harina de pescado.

La única industria en el área de la producción de Conservas y harina de pescado y es razonable suponer que la mayoría de la población trabaja para esta y es por ello que dicha industria tiene interés en mantener condiciones de vida aceptables para sus trabajadores en las cercanías de su industria.

El agua para uso industrial y doméstico es obtenida de los pozos de las fábricas. La calidad de esta agua.

El agua de pozo en el área de Coishco carece de tratamiento alguno previo a su consumo.

Además de las redes elementales de distribución, hay una ma

triz de abastecimiento de cada pozo hacia la fábrica a la que sirven.

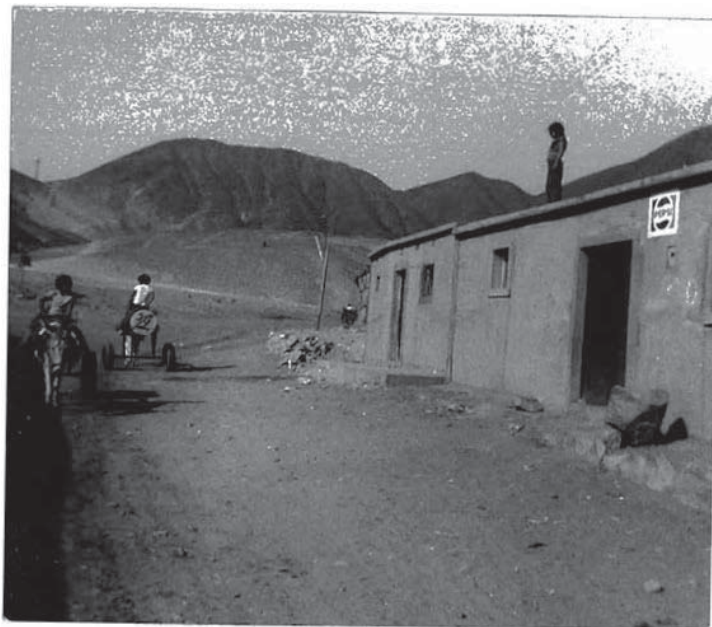
- 2) La gran mayoría de la población (70 %) se abastecen de agua a través de una conexión de 1/2" proporcionada por la Empresa Siderurgica (SIDER PERU), la cual está ubicada en una de las tuberías de purga de la Matriz de SIDERPERU cerca al cementerio de la localidad. El agua proviene de la Hacienda "La Huaca" donde están ubicados los pozos de SIDERPERU los cuales suministran agua a la planta de acero mediante una tubería de 32" de diámetro, la cual al pasar cerca del Coishco tiene una tubería de limpia ó purga y en la que se ha hecho la conexión señalada anteriormente.

El agua es distribuída a la población desde las 6.00 A.M. - hasta las 6.00 P.M. todos los días mediante cilindros que son transportados por Acemilas (Asnos) y vendidos a la población a 40 soles el cilindro. Sobre la calidad del agua esta por prevenir del Manto Subterráneo de la Cuenca del Río Santa es de buena calidad según consta en análisis que se han hecho tanto Físico-Químicos como bacteriológicos.

Más bien en la distribución del agua que se hace a la población se nota que ésta al no tener una protección adecuada - por estar en contacto con recipientes sin una limpieza debida, en el trayecto hacia los lugares de venta en vista de que debido al mal Saneamiento Ambiental abundan las moscas que son los principales agentes trasmisibles de las enfermedades de la población, hacen del agua un vehículo portador de las más diversas enfermedades, por lo que la población -



LA CONEXION DE AGUA POTABLE PROPORCIONADA POR SIDER-PERU,
Y DE LA CUAL SE ABASTECE LA GRAN MAYORIA DE LA POBLACION.



EL TRAFICO CONTINUO DE LOS AGUATEROS SE OBSERVA TODOS
LOS DIAS ENTRE LAS 06 Y 18 HORAS.

ha sido advertida de hervir el agua antes de consumirla.

- 3) Un pequeño sector de la población (10%) se abastece de un pozo excavado situado en la parte Nor-Este del Pueblo Joven junto a la Ladrillera y aprovechando que PESCA-PERU donó dos electrobombas, las cuales fueron instaladas una en el pozo y la otra en una cisterna para hacer el rebombeo al reservorio que abastece al sector antes mencionado mediante piletas públicas y en algunos lotes a través de conexiones domiciliarias. El agua no recibe ningún tipo de tratamiento antes de ser distribuida a la población.

Estos son las tres formas de como el Pueblo Joven Coishco obtiene el líquido elemento. Demás de decir que la construcción de un sistema de abastecimiento de agua y alcantarillado para esta localidad es un asunto de primera necesidad, sobre todo contando con una gran fuente de agua como son los recursos de agua subterránea que posee la cuenca del Río Santa, la cual es explotada principalmente para uso industrial por la Empresa Siderúrgica del Perú, quedando una gran reserva de agua para uso doméstico.

3.4.4 DESCRIPCION DEL SERVICIO DE ALCANTARILLADO EN EL PUEBLO JOVEN COISHCO :

Actualmente Coishco no posee servicio de alcantarillado. La gran mayoría de la población usan letrinas, las cuales no reúnen los requisitos exigidos en cuanto a construcción ni protección sanitaria. Se observan lugares dentro y alrededores

del pueblo que son usados para depositar las deyecciones, con -
virtiéndose en focos de contaminación con el consiguiente peli-
gro para la salud. Los únicos servicios higiénicos públicos que
existen están en el Mercado y en mal estado de conservación.
Se hizo un muestreo de 300 familias para ver su sistema de eli-
minación de excretas obteniéndose el siguiente resultado :

DISTRIBUCION DE LAS FAMILIAS SEGUN SISTEMA DE ELIMINACION DE
EXCRETAS.

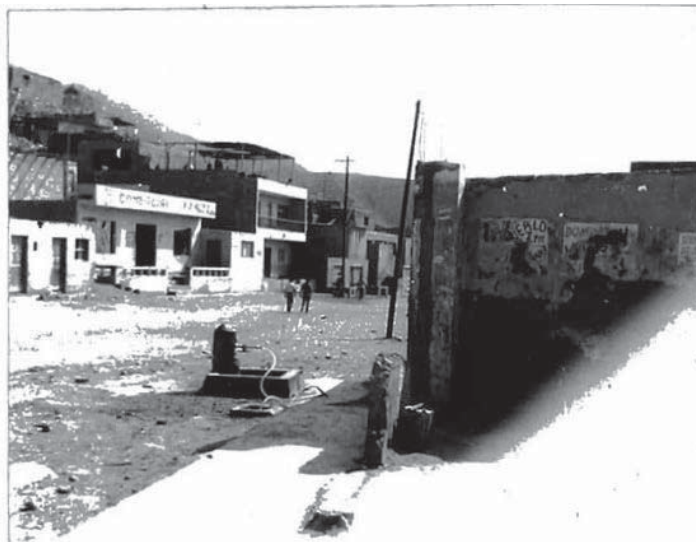
<u>ELIMINACION DE EXCRETAS</u>	<u>NUMERO DE FAMILIAS</u>	<u>%</u>
Letrina	251	83.7
W.C.	10	3.3
No hay	39	13.0
TOTAL	300	100.0 %

DISTRIBUCION DE LAS FAMILIAS SEGUN TIPO DE SERVICIO HIGIENICO
UTILIZADO.

<u>SERVICIO HIGIENICO</u>	<u>NUMERO DE FAMILIAS</u>	<u>%</u>
Lavatorio	20	6.7
Ducha	9	3.0
Tina	1	0.3
Ninguno	270	90.0
TOTAL	300	100.0



LA FALTA DEL SERVICIO DE ALCANTARILLADO HACE QUE LA POBLACION ARROJE SUS RESIDUOS LIQUIDOS EN LAS CALLES.



PILETA PUBLICA QUE ABASTECE DE AGUA A LA POBLACION DESDE LOS POZOS DE LA FABRICA "COPES"

3.4.5 DISPOSICION DE BASURAS :

Para el servicio de limpieza pública solo hay un trabajador por cuenta de la agencia municipal. La basura se incinera una parte en la calle; una vez por semana es recogida por un volquete y llevada frente a la planta siderúrgica donde se le arroja junto con la basura proveniente del distrito de Chimbote. En las noches muchos vecinos arrojan los desperdicios en las calles convirtiéndolos en otros tantos basurales.

En las vías de acceso a las fábricas se observa montículos de peces en putrefacción, que son esparcidos por los volquetes sin cubierta o techo.

También los gases de óxido de hierro de Sider Perú, - desplazados por los vientos cubren la atmósfera del pueblo y lugares aledaños. Al respecto debe efectuarse una evaluación y - determinar la densidad máxima permisible de estos gases.

3.4.6 INFORMACIONES SOBRE EL DESTINO FINAL DE LOS DESAGUES INDUSTRIALES

Actualmente en la caleta de Coishco existen las siguientes fábricas de Conservas y Harina de Pescado.

- Compañía "Estrella del Perú" S.A.
- Compañía "Inversiones Industriales Carolina" S.A.
- Compañía "Conservera Coishco" S.A.

Las fábricas se encuentran ubicadas en el área de Playa y en una longitud aproximada de 1 kilómetro.

Estas fábricas cuentan con servicios propios de desague con descarga directa al mar, sin tratamiento alguno.

DESCRIPCION DE LA INDUSTRIA PESQUERA EN COISHCO

Esta industria Pesca en el mar anchoveta, un pequeño pez que cuando es adulto tiene 10 a 18 cm. de largo. Lo hace en embarcaciones de diseño especial llamadas bolicheras que tienen capacidad para pescar y llevar a puerto de 100 a 350 toneladas por salida. Estas embarcaciones al llegar al muelle descargan a las fábricas por medio de absorbentes, que son sistemas de transporte hidráulico consistentes en dos bombas centrífugas, una de inyección de agua de mar a la bolichera para producir una mezcla de pescado y agua de mar (más o menos) 1.5 m de agua de mar por tonelada de pescado. Y la otra bomba centrífuga que absorbe esta mezcla y la bombea a la fábrica, a los pre-desagüadores (mallas rotativas) que separan el pescado que va hacia las tolvas de medición, el agua de mar regresa a la playa mezclada con sangre de desechos de pescado en solución y suspensión, original el primer volumen de desagües polucionados, denominado agua de bombeo de pescado. El pescado después de ser medido cae a las pozas de almacenamiento y de allí con transportadores de tornillo es llevado a los cocinadores donde se cocinan con vapor de agua. De allí sale a las prensas que producen el pescado prensado (torta de prensa) y un efluente llamado caldo de prensas. El pescado prensado pasa a los secadores donde como su nombre lo indica, se seca hasta dejar solamente una humedad de 10% aproximadamente. Este producto o harina gruesa lue-

go se muele en los molinos y con ciclones de (aire) se le transporta por tubos hasta el área de ensaque. Simultáneamente al caldo de prensa se le quita parte de los sólidos en suspensión con separadores y el efluente pasa a las centrífugas donde se le extrae el aceite. El líquido llamado agua de cola, pasa a las plantas del mismo nombre para ser evaporada y convertida en concentrado que luego se añade al secador para incorporar los sólidos obtenidos a la harina.

ORIGENES DE LOS DESAGUES DE LA INDUSTRIA PESQUERA

Los desagues de una fábrica de harina de pescado son iguales en calidad. Básicamente son de cuatro clases.

CLASIFICACION DE LOS DESAGUES DE UNA FABRICA DE HARINA DE PESCADO

<u>CLASIFICACION</u>	<u>VOLUMEN</u>	<u>POLUCION</u>
1.- Desague de bombeo de pescado.	Muy grande	Contaminado con residuos de pescado fresco.
2.- Desague sanitario	Neglegible	Contaminado
3.- Desague de enfriamiento de agua de cola	Muy grande	Polución muy leve neglegible.
4.- Desague de limpieza de la planta.	Pequeño	Polucionado con químicos y materia orgánica.

CAPITULO IV

CRITERIOS Y PARAMETROS A SEGUIR

- 4.1 FIJACION DEL PERIODO DE ALCANCE DE LAS OBRAS ABARCADAS POR EL PROYECTO
- 4.2 DETERMINACION DE LAS ETAPAS DE CONSTRUCCION DE LAS OBRAS
- 4.3 VERIFICACION DE LA DOTACION MEDIA PER-CAPITA DE AGUA DISTRIBUIDA EN EL AREA DE PROYECTO
- 4.4 DETERMINACION DE LA RELACION ENTRE EL VOLUMEN DE ALCANTARILLAS ENCAMINADAS A LOS COLECTORES Y EL VOLUMEN DE AGUA CONSUMIDO
- 4.5 FIJACION DE LOS COEFICIENTES REFERENTES A LOS DIAS DE MAYOR DESCARGA (k_1) Y LAS HORAS DE MAYOR CONTRIBUCION (k_2)
- 4.6 ESTIMACION DE LA POBLACION FUTURA
- 4.7 EVALUACION DE LAS CONTRIBUCIONES INDUSTRIALES DE DESAGUE EN LA RED COLECTORA DE ALCANTARILLAS
- 4.8 EVALUACION DEL CAUDAL DE INFILTRACION EN LA RED COLECTORA.
- 4.9 EVALUACION DE LA CONTRIBUCION DE ALCANTARILLADO DE AGUAS PLUVIALES EN LA RED COLECTORA
- 4.10 FIJACION DE VALORES CONTENIDOS EN LAS NORMAS PARA ELABORACION DE PROYECTOS:

- 4.10.1 PROFUNDIDADES MINIMAS Y MAXIMAS DE IMPLANTACION DE LA RED COLECTORA QUE DEBE SER RESPETADAS.
- 4.10.2 DIAMETRO MINIMO DE LOS COLECTORES SECUNDARIOS
- 4.10.3 DETERMINACION DEL DIAMETRO MAXIMO DEL SISTEMA COLECTOR SECUNDARIO PERMISIBLE PARA CONEXIONES DOMICILIARIAS.
- 4.10.4 VELOCIDADES MINIMAS Y MAXIMAS PERMISIBLES EN LAS TUBERIAS COLECTORAS
- 4.10.5 FIJACION DE PENDIENTES MINIMAS PERMISIBLES
- 4.10.6 FIJACION DE LAS LIMITACIONES DEL TIRANTE DE AGUA PARA LAS CONDICIONES DE FUNCIONAMIENTO DE LOS COLECTORES, INTERCEPTORES Y EMISORES DEL SISTEMA
- 4.11 LOCALIZACION DE LOS COLECTORES Y ZONAS DE INSPECCION
- 4.12 DETERMINACION DE LOS MATERIALES UTILIZABLES EN LAS DIVERSAS PARTES DEL SISTEMA
- 4.13 JUSTIFICACION DE LA FORMULA UTILIZABLE EN EL CALCULO HIDRAULICO DE LA RED COLECTORA.

4.1 FIJACION DEL PERIODO DE ALCANCE DE LAS OBRAS ABARCADAS POR EL PROYECTO

El proyecto de un sistema de alcantarillado sanitario depende fundamentalmente del volumen de líquidos que serán recibidos por la red de desagües a lo largo del tiempo.

Esos volúmenes, crecientes con el tiempo, a medida que la ciudad se desarrolla, aumenta su población y progresa industrialmente, afectan el dimensionamiento de todos los órganos constitutivos del sistema.

Las dimensiones óptimas de las obras de alcantarillado son fijadas después de un estudio de numerosas cuestiones a saber:

- Período para el cual se proyectan las obras.
- Etapas de construcción.
- Población al fin del período de diseño.
- Estimación de gastos.
- Recursos disponibles.

El establecimiento de período o alcance del proyecto y de cada conjunto de obras que se pretende realizar, depende de la consideración de numerosos factores. Según Fair y Geyer especialmente debe ser observados:

- a. La vida útil de las estructuras y equipos teniendo en cuenta su desgaste durante su funcionamiento.
- b. La facilidad o dificultad de ampliación de las obras.
- c. La tendencia de crecimiento de la población.

- d. La tasa de interés relativa a los empréstitos contraídos.
- e. La variación del valor de la moneda durante el período de amortización del empréstito.
- f. El comportamiento de las obras durante los años iniciales cuando el gasto es inferior al del dimensionamiento.

Algunos de esos factores son interdependientes, pudiendo su influencia ser manifestada de la siguiente manera:

FACTORES	ALCANCES MAS LARGOS	ALCANCES MAS CORTOS
- Crecimiento más rápido de la población		X
- Mayor vida útil de las partes del sistema	X	
- Facilidades de ampliación		X
- Disponibilidad de recursos	X	
- Intereses elevados y plazos cortos		X
- Inflación acentuada		X
- Mayores recursos de la población	X	
- Mejor comportamiento inicial de las obras	X	

Para las obras de alcantarillado sanitario son sugeridos generalmente los siguientes períodos de proyecto:

- Tuberías de pequeño diámetro, tuberías secundarias: para una población de saturación del área a desaguar correspondiente.
- Tuberías principales, emisores, interceptores, obras de lanzamiento: 40 a 50 años.
- Plantas de tratamiento de desagues:
 - a) Ciudades con crecimiento rápido: 10 a 15 años.
 - b) Ciudades con crecimiento lento : 20 a 25 años.

En el presente caso, en vista de que el pueblo joven Coishco tendrá un sistema de agua y desague independiente del sistema de la ciudad de Chimbote; se ha considerado como período de proyecto el correspondiente a la población de saturación del área en estudio.

4.2 DETERMINACION DE LAS ETAPAS DE CONSTRUCCION DE LAS OBRAS

La fijación de las etapas de construcción depende de la vida útil de las diversas partes del sistema, de mayor a menor facilidad de ampliación y del grado de desarrollo de la ciudad.

La red de desagues es establecida en función de los recursos disponibles, la dificultad del financiamiento y cuando la ocupación del área permite el funcionamiento eficiente de toda la red.

El caso del pueblo joven Coishco es semejante al de los de más pueblos jóvenes de Chimbote en que el financiamiento que se obtiene para la ejecución de las obras contemplan que está se debe de hacer en una sola etapa que cubra todo el período de di seño. Esto se debe en parte a la dificultad en obtener préstamos del extranjero en el momento en que se quiere realizar la ampliación de la obra o ejecutar la siguiente etapa de está.

Es por este motivo que en el presente proyecto se contempla rá que la red, emisor y cámara de bombeo se ejecutaran en una sola etapa; no así la laguna de estabilización en que se debe de construir por etapas cada diez años para que puedan funcionar eficientemente ya que si se construye una sola unidad, esta estará sobredimensionada al inicio del funcionamiento del siste ma debido al poco caudal de alcantarillado en ese momento por el retraso de los mismos moradores en conectarse al sistema y también a que la población no ha alcanzado su crecimiento pre visto todavía.

4.3 VERIFICACION DE LA DOTACION MEDIA PER-CAPITA DE AGUA DISTRIBUIDA EN EL ÁREA DE PROYECTO.

La determinación de un valor que incorpore las fracciones del consumo doméstico, comercial y público, así como industria ligera, fue considerado.

Los factores que intervienen para el caso de Chimbote y Coishco, es la estimación del Consumo per-cápita, son los si -

güentes:

- Se elimina la fracción correspondiente a consumo industrial con considerables demandas de agua, especialmente la industria de Harina de Pescado, que se estudia separadamente.
- El clima que estimula el mayor uso de agua.
- La "costumbre del uso", en la localidad del Estudio ha existido una permanente restricción en el abastecimiento de agua, lo que lleva a estimar que el consumo per-cápita es realmente bajo.
- La reducción de pérdidas y desperdicios que se obtiene con la imposición de medidores en todos las conexiones domiciliarias.
- El consumo estrictamente doméstico de una familia latinoamericana. Según registro de numerosos países, que han sido bases para estudios de tarifas, compuestos de 6 personas en promedio, rara vez supera el valor de 500 litros por día, - por lo que se puede asignar perfectamente a este parámetro en nuestro Estudio un valor de 100 lt/hab/día.
- Se puede hacer así el cálculo aproximado:

Consumo doméstico	100 lt/hab/día
Consumo comercial, público e industria ligera	60 lt/hab/día
Pérdidas en el Sistema (tomado como 25%)	<u>40 lt/hab/día</u>
TOTAL:	200 lt/hab/día

Basándonos en estas consideraciones y de acuerdo con lo es

pecificado en las normas nacionales, se adopta para este estudio un valor de consumo per-cápita de 200 lt/hab/día y se consideró que esta cifra tiene un margen que permite el mismo valor durante todo el período de diseño.

Se supone que en la actualidad la población no tiene conexión domiciliaria directa al Sistema de Distribución y que en 1990, dicho porcentaje ascenderá a 100%. Se estima que la población que no tiene conexión directa tiene un promedio diario de requerimiento de agua de 30 lt/hab/día.

Existen también normas para proyectos de abastecimiento de agua y alcantarillado en localidades urbanas, el cual señala los siguientes valores.

POBLACION	CLIMA	
	FRIO	TEMPLADO Y CALIDO
De 2000 a 10,000 hab.	120 lt/ha.día	150 lt/hab.día
De 10,000 a 50,000 hab.	150 lt/ha.día	200 lt/hab.día
Más de 50,000 hab.	200 lt/ha.día	250 lt/hab.día.

Del cuadro anterior se deduce que la población en estudio coincide con la dotación señalada en la segunda fila para un clima templado o sea 200 lt/hab.día.

4.4 DETERMINACION DE LA RELACION ENTRE EL VOLUMEN DE ALCANTARILLAS ENCAMINADAS A LOS COLECTORES Y EL VOLUMEN DE AGUA CONSUMIDO

El volumen del desague que recibe la red no es igual al volumen de agua consumida por la población.

Diversas causas son responsables por esta diferencia.

Del volumen de agua abastecido a la ciudad se debe deducir el que no llega a la red de desague. Ej. El agua de alimentación a las calderas de vapor, el agua utilizada en vehículos (lavado de carros, radiadores, et), el agua empleada en procesos de fabricación en diversas industrias, constituyen fracciones del volumen total que deben ser deducidas.

De la misma forma el agua utilizada para regar jardines y parques públicos, lavado de calles, sofocación de incendios, etc. no llega a la red de desagües. También parte de las pérdidas de agua en la red de distribución se infiltra en el sub-suelo no se cuenta como volumen de contribución para el desague.

Por otro lado el volumen del desague puede ser aumentado por aguas residuales de diversos orígenes:

- Industrias con abastecimiento propio

 - Instalaciones particulares con abastecimiento propio.

Generalmente se considera que del 75% al 90% del caudal de agua potable consumido ingresa al sistema de alcantarillado.

En nuestro caso de acuerdo con los reglamentos existentes en vigencia se ha determinado que el coeficiente de retorno será de 0.8 del consumo promedio diario de agua potable asumiendo 200 litros por persona y por día o sea 160 litros por persona por día. El coeficiente de variaciones de descarga 1.8.

4.5 FIJACION DE LOS COEFICIENTES REFERENTES A LOS DIAS DE MAYOR DESCARGA (K_1) Y LAS HORAS DE MAYOR CONTRIBUCION (K_2)

Los caudales de contribución del alcantarillado varían sensiblemente en función de los mismos factores que intervienen en las variaciones del gasto del sistema de abastecimiento de agua.

El consumo de agua varía de acuerdo a cada región, ciudad y en los distritos de una misma ciudad.

Los principales factores que afectan el consumo de agua son:

- Clima
- Nivel de Vida
- Hábitos de la población
- Uso comercial
- Uso industrial
- Uso público
- Costo del agua
- Uso de medidores domiciliarios
- Calidad del agua
- Presión en la red de distribución
- Tipo y calidad de los aparatos sanitarios
- Extensión de la red de alcantarillado
- Frecuencia de incendios
- Continuidad en el servicio de abastecimiento de agua.

Las variaciones del caudal del alcantarillado son menores que las correspondientes variaciones del abastecimiento de agua

debido a las siguientes razones:

- Parte del agua entregada para el consumo de la población no es recibida por la red de alcantarillado.
- La infiltración a lo largo de los colectores atenúa las variaciones del gasto.
- El efecto del escurrimiento a lo largo de los conductos libres regulariza los gastos disminuyendo los máximos y elevando los mínimos.

Algunos autores que hicieron estudios sobre el asunto han propuesto expresiones relacionando el gasto máximo horario y el gasto promedio diario, como por ejemplo:

$$1 + \frac{14}{4 + P} \quad \text{Harmon}$$

$$\frac{5}{p \ 0.2} \quad \text{Babbit}$$

$$\frac{7}{p \ 0.1} \quad \text{Flores}$$

En estas expresiones, P representa la población en miles de habitantes y p la población en habitantes.

Aca en nuestro medio, por falta de estudios sobre el caudal del desagüe y sus variaciones; se utilizan las mismas relaciones empleadas en los proyectos de sistemas de abastecimiento de agua.

COEFICIENTES DE VARIACION DEL CONSUMO:

Se adoptan para este estudio, las normas de la dirección general de Obras Sanitarias (D.G.O.S.), a saber:

- a) Máximo Anual de la Demanda Diaria: 1,3 (1,2 a 1.5 en las normas (K_1))
- b) Máximo Anual de la Demanda Horaria: 1,8 (K_2)

4.6 ESTIMACION DE LA POBLACION FUTURA

El diseño y mantenimiento de un sistema de abastecimiento de agua y alcantarillado requiere del conocimiento más exacto posible de la cantidad de agua que se va a consumir y por consiguiente del volumen de agua residual que se va a producir en un período de tiempo prudencial futuro, a fin de que las obras ejecutadas no sufran mayores cambios o modificaciones en todo el lapso de tiempo que se denomina "Período de Diseño".

La capacidad del sistema esta dada por la ecuación:

$$Q_d = (P_f \times C_f)$$

Donde:

Q_d = Lapso en la cual el sistema va a trabajar a plena capacidad.

P_f = Población en ese período denominada "Población Futura"

C_f = Consumo de agua en el mismo período.

Es necesario estimar la población de diseño o población futura para lo cual se recurre a una serie de procedimientos denominadas "Análisis Poblacional".

Se ha desarrollado una serie de estudios definidos como "Leyes de Crecimiento" cuyas expresiones matemáticas se expondran a continuación, insistiendo en el hecho de que el éxito de predicción de población depende básicamente del acierto en la selección del modelo matemático que más se ajuste al crecimiento. Poblacional real de la comunidad a ser motivo de estudio.

Estimaciones de Poblacion

Los modelos de estimación de población futura usualmente empleados en ingeniería sanitaria pueden clasificarse en:

- Procedimiento general
- Modelos matemáticos
- Métodos gráficos
- Métodos de correlación, y
- Modelos de población

Procedimiento General

Permite estimar la población en un período cualquiera por medio de la expresión:

$$P(n+x) = P_n + (N + I) - (D + E)$$

P_n = Población base en el año n .

$P(n+x)$ = Población futura en $(n+x)$ años

N representa los nacimientos entre los años n y $(n+x)$

I representa las inmigraciones entre los años n y $(n+x)$

D representa las defunciones entre los años n y $(n + x)$

E representa las emigraciones entre los años n y $(n + x)$

Los factores que deben considerarse en las estimaciones son: Influencia de los progresos médicos, de los niveles de vida, de los programas de mejoramiento sanitario o la existencia de programas de control de natalidad, para determinar los valores N y D .

Adicionalmente estos valores son proporcionados por los registros civiles de los Concejos Municipales, los cuales pueden ser susceptibles de error.

Para evaluar los datos de I y E se deben considerar:

- Factores de atracción, que motivan la radicación de una persona en un lugar determinado.
- Factores de expulsión, que motivan la salida de una persona de su lugar de residencia.

En el caso del pueblo joven Coishco, no puede aplicarse este método por no existir datos estadísticos sobre nacimientos y defunciones, ya que la población está registrada tanto en el Concejo Distrital del Santa o en algunos casos en el Concejo Provincial en Chimbote. Las cifras existentes en estos Municipios son relativas (pudiendo acercarse a la realidad); ya que se ha constatado lo siguiente: Nacimientos y Defunciones en Coishco que son registrados en Chimbote, con direcciones cambiadas, otros no se registran y la existencia del Cementerio de Coishco a campo abierto y sin ninguna vigilancia.

Sobre el movimiento migratorio no hay datos precisos. Cuando la pesca estuvo en auge en la década de los años 60, esta localidad triplicó su población atrayendo a los habitantes del interior de los departamentos de Ancash, La Libertad y Cajamarca.

Sobre el movimiento inmigratorio este depende principalmente del funcionamiento de las fábricas de conservas y harina de pescado, pues en el caso de que estas disminuyan su producción la población tendería a reducirse.

Cabe manifestar también que esta población se encuentra en el cono de polución de Sider-Perú, por lo que no debe alentarse su desarrollo.

Modelos Matemáticos

Existe toda una serie de curvas matemáticas que permiten estimar la población intercensal y poscensal. Estas curvas permiten extrapolar tendencias pasadas, pero por su naturaleza no pueden tomar en cuenta los cambios económicos y sociales ni su repercusión en las tendencias demográficas.

En el caso del pueblo joven Coishco existen los datos de los dos últimos censos nacionales de 1961 y 1972 y la proyección que para el año 1979 hizo el ORDENOR-CENTRO a través de la Oficina de Desarrollo Urbano Territorial Costa.

CENSO DEL AÑO 1961

Corresponde al año de reconocimiento de Coishco como Pueblo Joven. Este censo arrojó la siguiente cifra: 3,351 habitantes.

CENSO DEL AÑO 1972

Para ese año Coishco había experimentado un rápido crecimiento poblacional como consecuencia del auge de la industria pesquera, lo que quedo reflejado en el resultado que fue: 9,222 habitantes.

PROYECCION DE 1979

Realizada por ORDENOR-CENTRO a través de ODUTC-COSTA con el fin de llevar a cabo el programa de remodelación urbana. De acuerdo a lo informado por esta dependencia se registraron 2,400 lotes en toda la localidad, con un promedio aproximado de 5 personas por lote; lo que nos arroja para este año una población de 12,000 habitantes.

Con el fin de estimar la población futura para el año 2,000, aplicaremos los siguientes métodos: Aritmético, interés simple, geométrico y la parábola de segundo grado.

METODO ARITMETICO

La ecuación que permite establecer la población futura es la siguiente:

$$Pf = Po + rt$$

Pf = Población futura

Po = Población actual

r = razón de crecimiento

t = tiempo en años

<u>AÑOS</u>	<u>POBLACION</u>	<u>INCREMENTO</u>	<u>INCREMENTO / AÑO</u>
1961	3,351		
1972	9,222	5,871 en 11 años	533.72
1979	12,000	2,778 en 7 años	396.86

El promedio de estos dos incrementos será:

$$r = \frac{533.72 + 396.86}{2} = 466 \text{ hab/año}$$

De esta manera se obtendrá:

$$P_{1980} = 12,000 + 466 (1980-1979) = 12,466 \text{ Hab.}$$

$$P_{1990} = 12,000 + 466 (1990-1979) = 17,126 \text{ Hab.}$$

$$P_{2000} = 12,000 + 466 (2000-1979) = 21,786 \text{ Hab.}$$

METODO DEL INTERES SIMPLE

Se considera que la población tiene un crecimiento igual al de un capital sujeto a una tasa de interés simple anual. La expresión que establece la población futura es la siguiente:

$$P_f = P_o (1 + rt)$$

P_f = Población futura

P_o = Población actual

r = Tasa de crecimiento anual

t = tiempo en años

La tasa de crecimiento esta dada por la expresión:

$$r = \frac{P_f - P_o}{P_o t}, \text{ donde}$$

$$r_1 = \frac{9222 - 3351}{3351 \times 11} = 0.159 = 15.9 \% \text{ Anual}$$

$$r_2 = \frac{12,000 - 9222}{9222 \times 7} = 0.043 = 4.3 \% \text{ Anual}$$

Adoptaremos como válido este último valor $r = 4.3\%$ anual, en vista de que es difícil que se produzca un crecimiento poblacional como en la década de los años 60 en que el establecimiento de la fábricas de conservas y harina de pescado hizo crear una fuerte corriente inmigratoria. Hacia esta localidad. Otra de las causas es que Coishco no cuenta con un areas de expansión urbana, estando condicionado el incremento de la población a las posibilidades de trabajo a presentarse.

Las proyecciones obtenidas son las siguientes:

$$P_{1980} = 12,000 (1 + 0.043 \times 1) = 12,516 \text{ habitantes}$$

$$P_{1990} = 12,000 (1 + 0.043 \times 11) = 17,676 \text{ habitantes}$$

$$P_{2000} = 12,000 (1 + 0.043 \times 21) = 22,836 \text{ habitantes}$$

METODO GEOMETRICO

La ecuación a aplicar es la siguiente:

$$P_f = P_o (1 + r)^t \quad (1)$$

P_f = Población futura

P_o = Población actual

r = Tasa de crecimiento anual

t = Tiempo en años

Despejando r en la ecuación:

$$r = \sqrt[t]{\frac{Pf}{Po}} - 1$$

$$r_1 = \sqrt[11]{\frac{9222}{3351}} - 1 = 0.096 \text{ (9.6\% anual)}$$

$$r_2 = \sqrt[7]{\frac{12000}{9222}} - 1 = 0.038 \text{ (3.8\% anual)}$$

Promediando los valores r_1 y r_2 obtenemos:

$$r = \frac{9.6 + 3.8}{2} = 6.7\% \text{ anual}$$

Con este valor se tendrá las siguientes proyecciones de población:

$$P_{1980} = 12,000 (1 + 0.076)^1 = 12,804 \text{ habitantes}$$

$$P_{1990} = 12,000 (1 + 0.067)^{11} = 24,490 \text{ habitantes}$$

$$P_{2000} = 12,000 (1 + 0.067)^{21} = 46,842 \text{ habitantes}$$

El método geométrico no se tomará en cuenta como parametro comparativo en vista de no adaptarse a las condiciones reales de crecimiento de esta localidad.

LA PARABOLA DE SEGUNDO GRADO

La ecuación a emplear es la siguiente:

$$y = A + Bx + Cx^2, \quad \text{donde:}$$

y = Población futura

A = Población en el año base (se mantiene constante)

B y C = Constantes a determinar

X = Número de años computados a partir del año base.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

<u>AÑO</u>	<u>POBLACION</u>	<u>X</u>	<u>X²</u>
1961	3,351	0	0
1972	9,222	11	121
1979	12,000	18	324

Con A = 3,351, planteamos el siguiente sistema de ecuaciones.

$$9222 = 3,351 + 11B + 121 C$$

$$12000 = 3,351 + 18B + 324 C$$

Simplificando y ordenando tenemos:

$$11B + 121C = 5871 \quad (1)$$

$$18B + 324C = 8649 \quad (2)$$

Resolviendo el sistema tenemos:

$$B = 617.33$$

$$C = -7.60$$

Por consiguiente la parábola de segundo grado toma la forma:

$$y = 3351 + 617.32X - 7.60 X^2$$

La población y para los años siguientes será:

$$P_{1980} = 3351 + 617.32 (19) - 7.60 (19)^2 = 12,336 \text{ habitantes}$$

$$P_{1990} = 3351 + 617.32 (29) - 7.60 (29)^2 = 14,861 \text{ habitantes}$$

$$P_{2000} = 3351 + 617.32 (39) - 7.60 (39)^2 = 15,867 \text{ habitantes}$$

De los resultados obtenidos se deduce que este método no se ajusta al real crecimiento de este pueblo joven.

Método de los Incrementos Variables

Para este método es necesario disponer de por lo menos tres datos censales separados entre sí por tiempos iguales. Obviamente es preferible conocer 4 datos, pues se obtienen mejores resultados.

El método consiste en asumir que el incremento de cada década diferirá de la anterior en una cantidad constante que viene a ser el incremento de los incrementos.

Para el pueblo joven Coishco, se disponen de los datos obtenidos en 1961, 1972 y 1979. Graficando estos tres valores se obtiene:

AÑO 1960 ----- 2,866 habitantes
AÑO 1970 ----- 8,266 habitantes
AÑO 1980 -----12,331 habitantes

Realizando el análisis correspondiente por incrementos variables, podrá estimarse la población en años posteriores.

<u>AÑO</u>	<u>POBLACION</u>	<u>1° INCREMENTO</u>	<u>2° INCREMENTO</u>
1960	2,866 Hab.	1	
1970	8,266 Hab.	5,400	
1980	12,331 Hab.	<u>4,065</u> 9,465	- 1,335

$$\bar{T} = \frac{9465}{2} = 4,733$$

$$\bar{V} = -1,335$$

$$P_{1990} = P_{1980} + \bar{T} + \bar{V}$$

$$P_{2000} = P_{1980} + 2 \bar{T} + \bar{V}$$

$$P_{1990} = 12,331 + 4,733 - 1335 = 15,729$$

$$P_{1990} = 15,799 \text{ habitantes}$$

$$P_{2000} = 12,331 + 2 \times 4733 - 1335 = 20,462$$

$$P_{2000} = 20,462 \text{ habitantes}$$

METODO GRAFICO

Teniendo como datos los censos de 1961 y 1972 y la proyección para 1979 hecha por ORDENOR-CENTRO, graficamos la curva población vs. tiempo en la cual prolongando estos datos hallamos las siguientes proyecciones:

$$P_{1980} = 12,400 \text{ habitantes}$$

$$P_{1990} = 16,500 \text{ habitantes}$$

$$P_{2000} = 20,500 \text{ habitantes}$$

COMPARACION DE LOS METODOS UTILIZADOS

<u>METODO</u>	<u>POBLACION EN EL AÑO 2000</u>
Aritmético	21,786 hab.
Interés simple	22,836 hab.
Geométrico	46,842 hab.

<u>METODO</u>	<u>POBLACION EN EL AÑO 2000</u>
Parábola de 2°	
Grado	15,867 hab.
Incrementos <u>Varia</u>	
bles	20,462 hab.
Gráfico	20,500 hab.

CONCLUSIONES Y ELECCION DEL METODO A SEGUIR DESPUES

- 1.- El método aritmético indica para el año 2,000 una población de 21,786 habitantes, esta proyección es aceptable ya que considera un incremento de 466 hab/año RESULTANTE del promedio de crecimiento población entre 1961 y 1972, 1972 y - 1979. Hay que recalcar que esta razón de crecimiento puede aumentar o disminuir en los próximos 21 años, dependiendo todo de las facilidades de trabajo que otorgue la industria pesquera.
- 2.- El método del interés simple nos arroja para el año 2,000 una población de 22,836 habitantes, esta proyección se ha determinado considerando una tasa de crecimiento anual $r = 4.3\%$ que ha sido determinada promediando la población entre 1972 y 1979. Por este motivo no se puede garantizar que dicho índice permanecerá constante en los próximos 21 años, pero en todo caso nos representa la actual forma de crecimiento de esta localidad.
- 3.- El método geométrico como se dijo anteriormente no será tomado en cuenta por no adaptarse a las características de este pueblo joven.

4.- El método parabólico aplicado en nuestro caso nos indica una población de 15,867 habitantes para el año 2,000. Este método no puede ser tomado en cuenta por cuanto la ecuación de la parábola nos muestra una tendencia de que la población tenderá a disminuir en el futuro.

5.- El método de incrementos variables, muestra que éste podría ser el tipo de crecimiento poblacional que mas se ajuste al de Coishco sin embargo puede haber duda sobre su validez, - en vista que para su aplicación se han partido de sólo 3 datos censales y muy próximos entre sí.

6.- Con respecto al método gráfico se ha obtenido por prolongación de la recta de crecimiento para el año 2,000 una población de 20,500 habitantes, no considerando ningún factor económico ni social que pueda alterar este.

7.- Por todo lo expuesto, el cálculo de la población futura se hará sobre el sistema de saturación de áreas.

Actualmente el Pueblo Joven Coishco se desarrolla sobre una superficie de 81 hectáreas, considerando el área que se ha destinado para expansión urbano la cual asciende a 10 hectáreas.

El plan regulador para este Pueblo Joven se está elaborando en la Oficina de Desarrollo Urbano Territorial Costa de ORDENOR-CENTRO, la cual ha considerado que la expansión urbana alcanzará una densidad de 250 hab./Ha.

Considerando esta densidad de saturación en toda el área se

ñalada nos da una población de 20,250 habitantes.

Para poder determinar el tiempo en que este Pueblo Joven alcanzará esa población, se comparará con los valores obtenidos en los métodos aritmético, interés simple, incrementos variables y gráfico, pudiendo establecer así una estimación de la población por etapas, ya que estos métodos pueden ajustarse a la realidad en los primeros años de la próxima década.

AÑO 1980

METODO	POBLACION DE CALCULO	POBLACION ADOPTADA
Arítmético	12,466 Hab.	
Interés Simple	12,516 "	
Incrementos Variables.	12,331 "	12,400 Hab.
Gráfico	12,400 "	

AÑO 1990

METODO	POBLACION DE CALCULO	POBLACION ADOPTADA
Aritmético	17,126 Hab.	
Interés Simple	17,676 "	
Incrementos Variables.	15,729 "	17,000 Hab.
Gráfico	16,500 "	

AÑO 2000

METODO	POBLACION DE CALCULO	POBLACION ADOPTADA
Aritmético	21,786 Hab.	
Interés Simple	22,836 "	
Incrementos Variables.	20,462 "	20,250 Hab.
Gráfico	20,500 "	

METODO GRAFICO

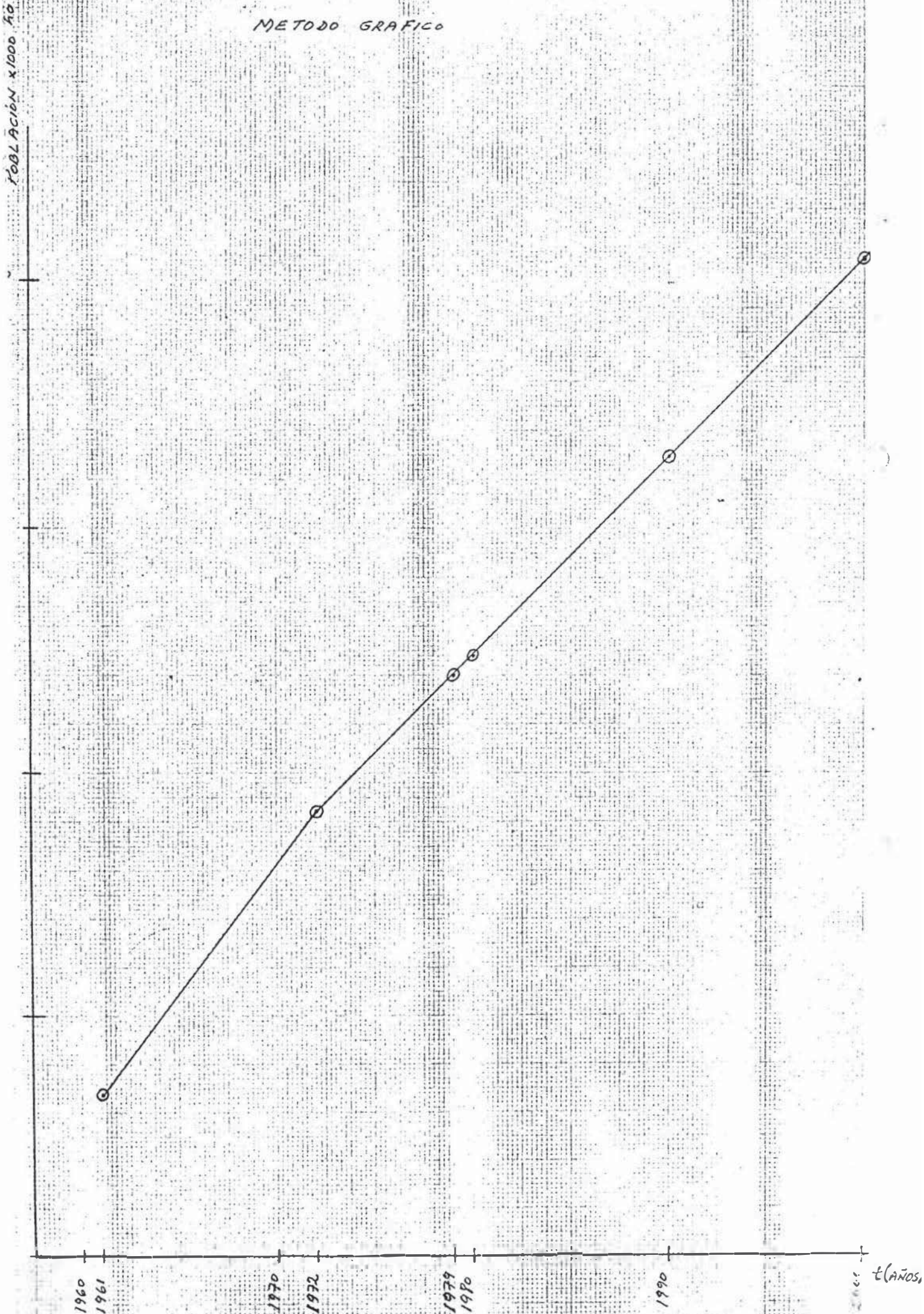
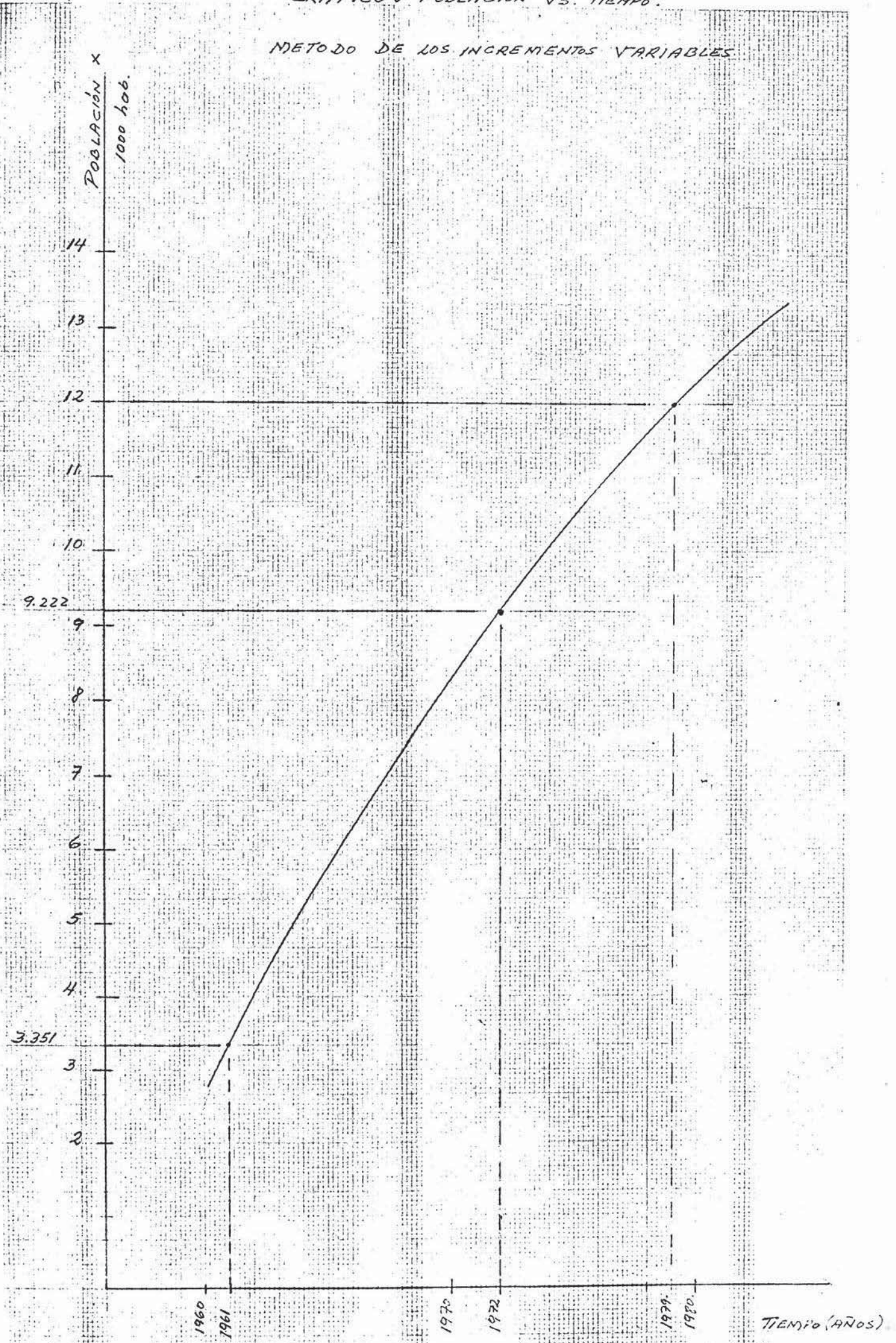


GRAFICO: POBLACION VS. TIEMPO.

METODO DE LOS INCREMENTOS VARIABLES





DOS CALLES TIPICAS DEL PUEBLO JOVEN COISHCO





VIVIENDAS UBICADAS EN ZONAS EN LAS CUALES NO SE PUEDEN
TENDER TUBERIAS DE DESAGUE; MOTIVO POR EL CUAL HAN SI-
DO REUBICADAS A LUGARES EN LOS CUALES SI SE LES PUEDE
PROPORCIONAR ESTE SERVICIO.

4.7 EVALUACION DE LAS CONTRIBUCIONES INDUSTRIALES DE DESAGUE EN LA RED COLECTORA DE ALCANTARILLADO.

Los desagues industriales provenientes de las fábricas de Conservas y Harina de Pescado no serán integrados al sistema de alcantarillado proyectado para el Pueblo Joven Coishco, debido a las siguientes razones :

- No cumplen con los requisitos exigidos en el Reglamento de desagues Industriales aprobado por D.S. No. 2860 del 1 de Diciembre de 1979, el cual señala las condiciones mínimas que deben cumplir estos para poder ingresar a las Redes del Sistema de Alcantarillado. Esto implica que las fábricas deberían hacer un tratamiento previo a sus desagues para reducir su elevada contaminación que en épocas de gran actividad llega a tener una concentración de 25,000 p.p.m. de demanda bioquímica de oxígeno (D.B.O.).

En el cuadro siguiente No. 1 se aprecia las características de los desagues de la Industria Pesquera en relación a los desagues domésticos.

En el cuadro No. 2 se aprecia las características de calidad para el diseño de desagues en Coishco.

CARACTERISTICAS FISICO-QUIMICAS DE LOS DESAGUES DE FABRICAS DE HARINA DE PESCADO
Y DOMESTICOS - COISHCO EN mg/lit. (*)

	LIMPIEZA	BOMBEO DE PESCADO	AGUA DE COLA	DOMESTICOS
D.B.O.		20,000 - 25,000	60,000 - 70,000	250 - 300
SOLIDOS TOTALES	MUY VARIABLE	48,000 - 65,000	10,000 - 20,000	800 - 1000
GRASAS	MUY VARIADO	1,000 - 12,000	5,000 - 10,000	40 - 50
CLORUROS	0.3 - 3.5	28,000 - 35,000	2,000 - 3,000	200 - 500
PH	5.0 - 9.0	6.0 - 7.2	6.0 - 7.0	6.0 - 7.0

(*) NO APLICABLE PARA DISEÑOS DE EVACUACION, CON EXCEPCION DE LOS DESAGUES DOMESTICOS.

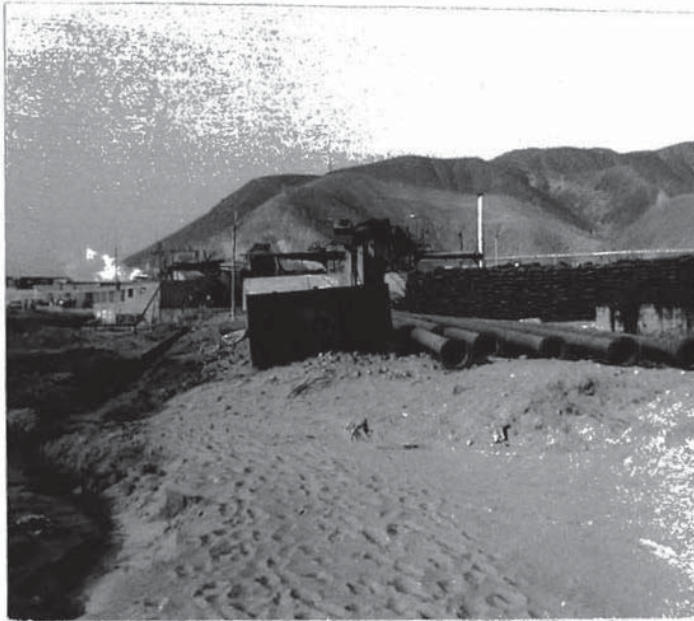
CARACTERISTICAS DE CALIDAD PARA EL DISEÑO DE DESAGUES EN COISHCO

CLASE	D.B.O. mg/lit.	PH	SOLIDOS Suspensión mg/lit.	Totales mg/l.	ACEITES Y Grasas mg/l.	CLORUROS mg/l.
DOMESTICOS	250	6.0 a 7.0	250	1,000	50	500
INDUSTRIAS PESQUERAS.	1,000	6.0 a 8.5	1,000	3,000	100	500



EL DESAGUE DE LA FABRICA DE CONSERVAS "CAROLINA", DES -
CARGANDO EN EL DREN "COISHCO"; EL CUAL A SU VEZ IRA A -
DESCARGAR SUS AGUAS EN EL MAR.





EL DESAGUE DE LA FABRICA DE CONSERVAS "COISHCO", DES -
CARGANDO EN LA PLAYA DE LA CALETA.



4.8 EVALUACION DEL CAUDAL DE INFILTRACION EN LA RED COLECTORA

El agua *penetra* en las tuberías de desague a través de uniones defectuosas, tuberías rotas, paredes de los buzones de inspección, orificios de las tapas de los buzones y en casos de inundación de calles las cuales deben ser drenadas por los colectores. En zonas donde existen precipitaciones pluviales, durante la época de estiaje solamente el agua que es perdida por la Red de Distribución de Agua Potable es recibida por las Redes de Desague por infiltración.

Durante la época de lluvias cuando el nivel freático está próximo a la superficie del terreno, las tuberías de desague en gran parte pueden estar en contacto con el agua subterránea durante mucho tiempo. Esto sucede principalmente en las áreas planas y bajas.

La cantidad de agua infiltrada en la Red de Alcantarillado depende principalmente de :

- Las características del suelo (Permeabilidad)
- De la posición del nivel freático del agua subterránea con respecto a las tuberías del desague.
- De la estructura de los buzones de inspección.

Generalmente se adoptan valores entre 0.002 y 0.008 litros/segundo x metro de colector.

En nuestro caso no hemos considerado un caudal adicional por infiltración a la Red Colectora por lo siguiente :

- El nivel freático del agua subterránea se encuentra muy por de

bajo del nivel de las tuberías del desagüe.

- La zona carece en todo el año de precipitaciones pluviales.
- El suelo es franci arenoso, con afloramiento rocoso en las partes altas que reducen la permeabilidad del terreno.
- En la etapa de construcción de las obras se pondrá especial cuidado en el tendido de tuberías y en el acabado de los buzones.

4.9 EVALUACION DE LA CONTRIBUCION DE ALCANTARILLADO DE AGUAS PLUVIALES EN LA RED COLECTORA DE ALCANTARILLAS.

En vista de que la zona de estudio carece de precipitaciones pluviales en todo el año, llegando a alcanzar un valor promedio anual de 14 mm.; no se ha considerado que tendrá incidencia en aumentar el caudal de la Red de Alcantarillado.

Por lo demás nuestro sistema de alcantarillado es separado, no contemplando el caudal debido a las precipitaciones pluviales el cual tiene su propio sistema de drenaje.

4.10 FIJACION DE VALORES CONTENIDOS EN LAS NORMAS PARA ELABORACION DE PROYECTOS :

4.10.1 PROFUNDIDADES MINIMAS Y MAXIMAS DE IMPLANTACION DE LA RED COLECTORA QUE DEBEN SER RESPETADAS :

1.- PROFUNDIDAD MINIMA

La profundidad mínima de los colectores está relacionada con la posibilidad que de drenar tienen los aparatos sanitarios situados a una cierta distancia del frente del lote en un nivel inferior al de la vía pública. Este valor es definido

limitado por las normas sobre Elaboración de Proyectos de Alcantarillado sanitario de las localidades urbanas.

La profundidad mínima de los colectores es determinada en función de los valores :

$$H = h + 0.40 + 0.015 L + D$$

Donde :

H = Profundidad mínima del colector

h = Desnivel entre la vía pública y el piso del compartimiento a desaguar.

0.40 m = Dimensión aproximada de la caja de registro.

0.015L = Desnivel del colector domiciliario de 6" de diámetro, pendiente mínima 15 o/oo.

D = Diámetro del colector.

De acuerdo a las Normas Vigentes :

h = 0.30 mt.

D = 0.20 mt.

L = 20 mt.

Por tanto ; $H = 0.30 + 0.40 + 0.015 \times 20 + 0.20 = 1.20$ mt.

H = 1.20 mt. (Profundidad Mínima del Colector).

El límite de profundidad mínima de los colectores está relacionado también con la protección del tubo contra la acción de las cargas externas, por lo que debe haber un relleno mínimo de 1.00 mt. sobre la parte superior del colector referido, en relación con el nivel de la calzada.

La profundidad mínima de los colectores está referida también - con la no interferencia con otros servicios públicos existentes o previstos, ubicados principalmente en las calles transversales a la de la línea del colector.

En nuestro estudio hemos considerado que la profundidad mínima de los colectores es la siguiente

- 1) Profundidad mínima de 1.20 mt. para todos los casos en que no haya problemas de drenaje de los lotes adyacentes al colector, ni posibles interferencias con las tuberías de agua potable.
- 2) Profundidad mínima de 1.50 mt. para los casos en que se observa que los lotes que drenan al colector están en un desnivel mayor de 0.30 mt. con respecto al nivel de la calzada. Se ha adoptado también esta profundidad mínima en todos los cruces con las calles, en que estarán tendidas las tuberías principales de agua.

2.- PROFUNDIDADES MAXIMAS

La colocación de las tuberías en profundidades grandes puede ocurrir cuando aparecen irregularidades en el perfil de las vías públicas en tramos en que el trazado obliga tender la tubería con pendiente contraria a la del terreno, en zonas muy planas, para evitar el bombeo, etc.

A medida que aumenta la profundidad de los colectores, aumenta el efecto de la carga permanente representada por el material de relleno de la zanja. Así mismo se hace mas difícil y costosa

la construcción de la conexión domiciliaria.

La tubería sujeta a grandes cargas permanentes, requiere también protección especial o el empleo de tubos más resistentes.

Las profundidades grandes elevan el costo de construcción de la red de alcantarillado por las siguientes razones :

- 1) Zanjas más profundas requieren mayor volumen de excavación por metro lineal.
- 2) Para suelos sueltos o de pequeña resistencia hay necesidad de hacer entibados en la zanja, cuyo costo crece con la profundidad de excavación.
- 3) En terrenos permeables donde el nivel freático del agua subterránea está muy alto, la cantidad de agua a eliminar de las zanjas aumenta con la profundidad de estas.

Por todas estas razones consideradas es conveniente, salvo casos excepcionales limitar la profundidad máxima de los colectores 4.50 mt.s

4.10.2 DIAMETRO MINIMO DE LOS COLECTORES SECUNDARIOS

El diámetro mínimo de las tuberías de desagüe depende de las condiciones locales.

En el caso de las redes de desagüe de las ciudades, los diámetros mínimos estarán en relación con el consumo de agua de la población.

Para asegurar un buen servicio, el diámetro mínimo de los colectores será de 200 mm. (8").

4.10.3 DETERMINACION DEL DIAMETRO MAXIMO DEL SISTEMA COLECTOR SECUNDARIO PERMISIBLE PARA CONEXIONES DOMICILIARIAS :

Las conexiones domiciliarias de desague podrán realizarse en colectores de hasta 400 mm. de diámetro. Solo en casos especiales se aceptarán conexiones domiciliarias a colectores de mayor diámetro, por lo que en caso necesario se proyectará un colector de servicio paralelo.

4.10.4 VELOCIDADES MINIMAS Y MAXIMAS PERMISIBLES EN LAS TUBERIAS COLECTORAS :

1) VELOCIDADES MINIMAS

Las redes de desague deben ser calculadas con velocidades de escurrimiento que eviten deposiciones excesivas de sustancias sólidas minerales que normalmente son transportadas por el líquido en escurrimiento.

En el Perú se adopta una velocidad mínima de 0.60 m/s en las tuberías de concreto, para el flujo correspondiente al 50 % del caudal máximo.

2) VELOCIDADES MAXIMAS

En los conductos de desague se debe evitar que la velocidad pase de ciertos valores máximos a fin de evitar la acción erosiva de partículas sólidas duras que son transportadas por el desague.

De acuerdo al tipo de material empleado la velocidad máxima será la siguiente :

- Cerámica vitrificada 5 m/s
- Asbesto - cemento 3 m/s
- F_o Fdo. y Acero 5 m/s
- Concreto 3 m/s

4.10.5 FIJACION DE PENDIENTES MINIMAS PERMISIBLES :

Las pendientes mínimas de los colectores se fijan para una velocidad mínima de flujo de 0.60 metros por segundo correspondiente al 50 % del caudal máximo, de acuerdo a los diámetros, éstas son las siguientes :

<u>DIAMETRO</u>	<u>PENDIENTE MINIMA</u>	<u>CAUDAL MINIMO</u>
200 mm.	4.0 %	19 l.p.s.
250 mm.	2.9 %	30 l.p.s.
300 mm.	2.2 %	42 l.p.s.
350 mm.	1.6 %	58 l.p.s.
400 mm.	1.3 %	75 l.p.s.
450 mm.	1.2 %	96 l.p.s.
500 mm.	1.0 %	120 l.p.s.

De no conseguirse condiciones de flujo favorables debido al pequeño caudal evacuado, donde sea posible, por lo menos en los 300 metros iniciales de las líneas de alcantarillado, se deberá obtener una pendiente mínima de 10 por mil.

4.10.6 FIJACION DE LAS LIMITACIONES DEL TIRANTE DEL AGUA PARA LAS CONDICIONES DE FUNCIONAMIENTO DE LOS COLECTORES, INTERCEPTORES Y EMISORES DEL SISTEMA :

Las tuberías que conforman las redes de desague deben ser proyectadas para funcionar exclusivamente en régimen de escurrimiento con superficie libre. De modo general las tuberías son de sección circular y tienen diámetros variables de un mínimo de 200 mm. (8") a un máximo impuesto por condiciones económicas de 1.20 mt. a 1.50 mts.

En la determinación de las alturas de la lámina líquida debe ser considerado que el tirante deberá estar como máximo a tres cuartos de sección ($0.75D$), lo que permitirá siempre suficiente contacto entre el aire y la superficie del líquido para el mantenimiento de una necesaria aerobividad.

4.11 LOCALIZACION DE LOS COLECTORES Y BUZONES DE INSPECCION

4.11.1 UBICACION DE LA TUBERIA

- En las calles de 20 mt. de ancho o menos se proyectará la línea de alcantarillado en el eje de la calle.

- En las calles y avenidas de más de 20 mt. de ancho se proyectará a cada lado de la calzada una línea de alcantarillado, salvo el caso en que el reducido número de conexiones prediales haga que justifique una sola línea.

- En los puntos de cruce de colectores de desague con tuberías de agua potable el diseño deberá preferiblemente contemplar el pase de éstas por encima de aquellos, a una distancia mínima de 0.25 metros medida entre los planos horizontales tangentes respectivos. En el diseño se debe indicar que el punto

de cruce deberá coincidir con el centro de un tubo de agua con - el objeto de evitar que la unión quede próxima al colector.

- La distancia entre la línea de propiedad y el plano vertical tangente al tubo de desagüe deberá ser como mínimo - 2.00 metros.

4.11.2 BUZONES DE INSPECCION :

Los buzones de inspección de las redes de alcantari- llado se destinan principalmente a permitir la inspección de las tuberías y su eventual limpieza y desobstrucción. En ciertos ca- sos pueden ser utilizados para medir el gasto ó caudal de desa - gue que atraviesa la canaleta que existe en el fondo del buzón. Los buzones de inspección deben ser construídos de forma que per- mitan la entrada y salida de un operador; además deben tener en su interior espacio libre suficiente a fin de que puedan cumplir con eficiencia las funciones para lo que fueron construídos.

UBICACION

Se proyectarán buzones de inspección

- a) En todos los empalmes de colectores
- b) En los cambios de dirección
- c) En los cambios de pendiente
- d) En los cambios de diámetro
- e) En los arranques.

La distancia máxima entre buzones de inspección será

- Para tuberías de 200 (8") y 250 mm (10") de diámetro; 80.00 mts.
- Para tuberías de 300 (12") a 600 mm (24") : 100.00 metros.
- Para tuberías de diámetro mayores : 150.00 metros.

La profundidad mínima de los buzones de inspección será la que permita un recubrimiento de 1.00 metro sobre la clave del tubo.

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

4.12 DETERMINACION DE LOS MATERIALES UTILIZABLES EN LAS DIVERSAS PARTES DEL SISTEMA TUBERÍAS

Para el sistema de alcantarillado pueden usarse varios tipos de tuberías, entre las más conocidas podemos citar : Asbesto-Cemento, Policloruro de Vinilo (PVC), acero fierro fundido y concreto.

Sea cual fuera el material a emplearse, deberá reunir las siguientes condiciones :

- 1.- Durables por resultar costoso su reemplazo
- 2.- Resistentes a la erosión, ácidos, alkalis, y gases.
- 3.- Fáciles de manipular, transportar e instalar
- 4.- Resistencia estructural
- 5.- Disponibilidad de tuberías en diámetros comerciales
- 6.- De constitución homogénea
- 7.- De sección circular, espesor uniforme y peso de acuerdo con las especificaciones correspondientes.

- 8.- Completamente lisas, es decir no presentar defectos como grietas, abolladuras y aplastamiento.
- 9.- Bajo costo.

MATERIALES A EMPLEARSE EN EL PRESENTE PROYECTO - TUBERIAS

- En las redes de colectores se usará tuberías de concreto simple normalizado con terminales en espiga/campana.
Las uniones serán flexibles con junta de anillo de jebe.

RAZONES DE USO - ASPECTO ECONOMICO

- Beneficio en el costo por ser tubería más barata
- Se encuentra en el mercado con mas facilidad
- La junta flexible con anillo de jebe permite un entubado más rápido que con calafateo.
Su flexibilidad permite la resistencia de los movimientos sísmicos con menos posibilidad de fracturación en los tramos.
- Fácil de desentubar por razones de rotura de algún tubo que forma el tramo ó para corrección de alineamiento.
- En el tramo de impulsión entre la cámara de bombeo y la laguna de estabilización se usará tubería de asbesto-cemento con accesorios de fierro fundido.

RAZONES DE USO - ASPECTO ECONOMICO

- Completa Homogeneidad
- Peso relativamente bajo
- Resistencia elevada a los esfuerzos producidos por la presión interna, externa y flexión.

- Uniones flexibles con anillos de jebe que le permiten soportar los movimientos sísmicos.
- Son fáciles de cortar para adaptar accesorios ó niples.
- Un coeficiente "C" de rugosidad alto ($C = 140$) lo que resulta conveniente en velocidades altas, significando mejor costo de bombeo.

4.13 JUSTIFICACION DE LA FORMULA UTILIZABLE EN EL CALCULO HIDRAULICO DE LA RED COLECTORA

El desague doméstico está constituido por un líquido que contiene cerca de 99.9% de agua y 0.1% de sustancias minerales y orgánicas en disolución y en suspensión.

Esta razón hace que las aguas residuales domésticas tengan un peso específico ligeramente superior al agua, 1001 kg/m^3 . Esta pequeña diferencia permite que se aplique al escurrimiento del desague las mismas leyes y principios que controlan el movimiento del agua en los conductos libres y en los conductos forzados.

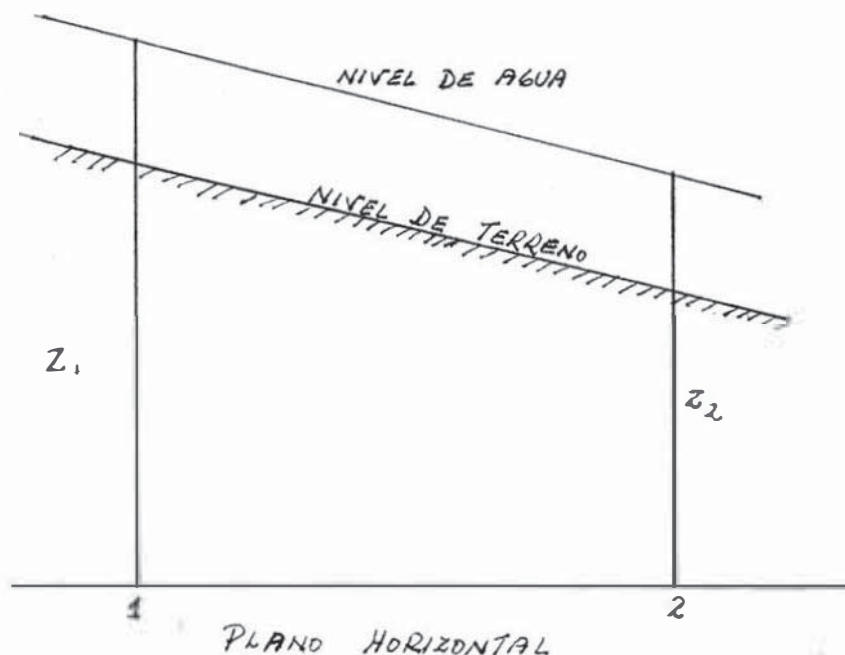
4.13.1 ESCURRIMIENTO DEL DESAGUE

Las tuberías colectoras de desagues domésticos son conductos libres que reciben la descarga de los colectores domiciliarios a lo largo de su trazo. Cada colector domiciliario descarga su efluente a medida en que en el interior del lote los aparatos sanitarios van recibiendo los residuos correspondientes de las aguas utilizadas para diversos fines. El escurrimiento en estas tuberías es irregular tanto en cuanto a los caudales como a los intervalos de tiempo de funcionamiento a lo largo del día.

El escurrimiento de los colectores de desague en los tramos iniciales es muy irregular, más medida en que se consideran más tramos. Se eleva el tirante tornándose continuo y regular pudiendo ser considerado como constante en cada sección para limitados intervalos de tiempo. En una misma sección a lo largo del tiempo el gasto es muy variable. En estas condiciones el régimen de escurrimiento es variado. La necesidad de determinar la dimensión del conducto hace que se escojan los valores máximos para posibilitar la seguridad del sistema.

Las redes de desague son calculadas como conductos libres, con excepción de los sifones invertidos y de la tubería de impulsión que trabajan a presión.

Los caudales de dimensionamiento consideran situaciones que deben ocurrir al final del período para el cual se realiza el proyecto.



4.13 JUSTIFICACION DE LA FORMULA UTILIZABLE EN EL CALCULO HIDRAULICO DE LA RED COLECTORA

4.13.2 SOLUCION HIDRAULICA DE ESCURRIMIENTO :

El escurrimiento del líquido en un conducto de desagüe se admite que es permanente y uniforme siendo despreciadas en el cálculo, en cada tramo del conducto, las variaciones de gasto debido a la contribución líquida recibida a lo largo del tramo.

El escurrimiento permanente uniforme satisface las dos ecuaciones generales.

1) La ecuación de Bernoulli :

$$z_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h$$

(En caso de movimiento permisible y uniforme $v_A = v_B$).

En la ecuación (1) h representa la pérdida de carga por fricción en el tramo 1-2.

2) La ecuación de continuidad

$$Q = s_1 v_1 = s_2 v_2$$

Donde :

s = Sección del conducto

v = Velocidad.

LINEA PIEZOMETRICA

En el caso de un conducto libre, todos los puntos de la superficie líquida están bajo la acción de la presión atmosférica. La línea piezométrica coincide con el perfil longitudinal de la superficie libre del líquido (línea de agua).

4.13.3 PERDIDA DE CARGA :

1) PERDIDA DE CARGA POR FRICCIÓN

En los conductos libres se determina por la fórmula de Chezy :

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

Donde :

V = Velocidad en m/s.

R = Radio medio hidráulico, en metros, relación entre el área del conducto y el perímetro mojado (línea de contacto entre el área de escurrimiento y la pared del tubo).

$$R = \frac{A}{P}$$

S = Pendiente en m/m.

C = Coeficiente denominado coeficiente de Chezy

PERDIDAS DE CARGA LOCALIZADAS

En los conductos de desagüe las pérdidas de carga localiza-

das tienen en general valores bajos y por esta razón no son tomadas en consideración. En conductos muy extensos la pérdida de carga por fricción tiene valores muy superiores a la suma de las pérdidas de carga localizadas que ocurren en los buzones de inspección.

En el caso de velocidades elevadas, es posible que ocurran valores de pérdidas de carga que deben ser tomadas en consideración. Las pérdidas de carga en los buzones de inspección tienen los siguientes valores :

- Tramos rectos : 0.03 mt.

- Tramos curvos :

$$\text{Si } R_c < 2D, h = \frac{v^2}{40}$$

$$\text{Si } 2D < R_c < 8D, h = \frac{v^2}{80}$$

Donde :

D = Diámetro del conducto

R_c = Radio de curva

V = Velocidad en m/s.

4.13.4 FORMULAS PARA EL CALCULO DEL COEFICIENTE "C" DE CHEZY :

1.- FORMULA DE GANGUILLET - KUTTER

Los ingenieros Suizos Ganguillet y Kutter pro-

pusieron la siguiente expresión para el coeficiente "C" :

$$V = C \sqrt{RS} \quad (\text{Expresión de Chezy})$$

$$23 + \frac{0.00155}{S} \frac{1}{n}$$

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

n = Coeficiente que depende de la naturaleza de las paredes.

Para alcantarillas funcionando a plena sección o a media sección, generalmente el valor de n varía de 0.012 a 0.015, siendo también influenciado por el número de unidades, esto es por la extensión de los tubos empleados.

2.- FUNCION DE BAZIN

Publicada por H. Bazin en 1897, en esta fórmula el coeficiente C es calculado en función del radio hidráulico y de un coeficiente de rugosidad .

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

$$V = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{R}} \sqrt{RS}$$

Donde :

V = Velocidad media en m/s.

R = Radio medio hidráulico en metros

S = Pendiente (m/m).

γ = Coeficiente que depende de la naturaleza de las paredes.

3.- FORMULA DE MANNING

La fórmula de Manning publicada en Irlanda en 1890. Es una fórmula simple en que C es calculado en función del radio medio hidráulico y del coeficiente de rugosidad n :

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

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

- Los valores de "n" son los mismos de la fórmula de Kutter.

En función de D (Diámetro), la fórmula tiene las siguientes expresiones, para conductos que funcionan a sección llena :

$$V = \frac{0.397 D^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

$$Q = \frac{0.312 D^{4/3} S^{1/2}}{n}$$

El empleo de esta fórmula tiende a generalizarse debido a que -

puede ser aplicada tanto a los conductos libres como forzados.

VALORES DEL COEFICIENTE "n"

<u>NATURALEZA DE LAS PAREDES</u>	<u>n</u>
Mampostería de piedra bruta	0.020
Mampostería de piedras rectangulares	0.017
Mampostería de ladrillos, sin revestido	0.015
Mampostería de ladrillos, revestido	0.012
Canales de concreto, terminación ordinaria	0.014
Canales de concreto, con revestimiento liso.	0.012
Canales con revestimiento muy liso	0.010
Canales de tierra en buenas condiciones	0.025
Canales de tierra, con plantas acuáticas	0.035
Canales irregulares y mal conservados	0.040
Tubos de acero soldado	0.011
Tubos de concreto	0.013
Tubos de fierro fundido	0.012
Tubos de asbesto-cemento	0.011

4.- FORMULA SIMPLIFICADA DE KUTTER

El Profesor H.E. Babbit obtuvo la siguiente expresión que tiene amplia aceptación en nuestro medio.

Para $n = 0.013$ (Tubos de concreto)

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

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

d en metros.

S en metros/metro

Q , en unidades métricas.

Para el cálculo hidráulico de la red colectora de esta población se ha empleado esta fórmula simplificada de Kutter, la cual se encuentra desarrollada en el "Abaco para tubería de concreto" hecho por el Ing. Alfonso Pons Muzzo.

CAPITULO V

SISTEMA COLECTOR

5.1 SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Para la recojida y alejamiento de las aguas pluviales y residuales de las ciudades, son adoptados los siguientes sistemas de alcantarillado :

- a) Sistema combinado
- b) Sistema separado

5.1.1 SISTEMA DE DESAGUES COMBINADO :

Son construídos para recolectar y conducir las aguas residuales de la actividad urbana conjuntamente con las aguas pluviales.

Las dimensiones de los conductos principales son relativamente grandes y las inversiones iniciales de construcción resultan frecuentemente elevadas.

5.1.2 SISTEMA DE DESAGUES SEPARADO :

Este sistema está concebido para regular exclusivamente las aguas residuales de la actividad urbana, haciéndose el alcantarillado de las aguas pluviales en sistema propio e independiente.

5.1.3 VENTAJAS DEL SISTEMA DE DESAGUES SEPARADO :

a) Las tuberías son de dimensiones menores, facilitando la ejecución y reduciendo el costo y plazos de construcción.

b) Volumen de descarga y consecuentemente la velocidad permanecen regularmente constantes.

c) Dentro de una planificación integrada, es posible la ejecución de las obras por partes, construyéndose y extendiéndose en primer término la red de mayor importancia para la comunidad, con una inversión inicial menor.

d) Las condiciones para el tratamiento de los desechos son mejores para evitar la contaminación de las aguas receptoras en caso de desbordamientos que se registran durante períodos de lluvias intensas.

5.1.4 TIPO DE SISTEMA DE DESAGUE ADOPTADO PARA EL PUEBLO JOVEN COISHCO :

Esta localidad al igual que todas las poblaciones de la Costa donde hay ausencia de precipitaciones pluviales durante todo el año, sólo se considerarán los aportes hechos por la población por lo que el sistema de alcantarillado proyectado será del tipo separado; no habiendo necesidad de proyectar un sistema de desague de aguas pluviales por las consideraciones expuestas anteriormente.

5.2 PARTES CONSTITUYENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

Un sistema de alcantarillado comprende las siguientes partes principales :

A) Colectores

- Colectores secundarios
- Colectores principales

B) Interceptores

C) Emisor

D) Estaciones de Bombeo (cuando son necesarios)

E) Sifones invertidos (cuando son necesarios)

F) Equipo complementario accesorio

- Buzones de Inspección
- Tanques de lavado (Cuando sean necesarios)

G) Plantas de tratamiento (si son necesarios)

H) Obras de Disposición Final.

5.3 SISTEMA DE EVACUACION DE DESAGUES PARA EL PUEBLO JOVEN COISHCO.

5.3.1 INTRODUCCION :

A pesar que la población de Coishco es colindante , no es posible integrarla a Chimbote en lo que refiere a sistemas de agua y desagüe, por razones topográficas (Abra de Coishco); razón por lo que ha sido necesario proyectarle un sistema

independiente.

5.3.2 PROYECCION DE VOLUMENES Y CARACTERISTICAS DE CALIDAD DE LOS DESAGUES

a) INTRODUCCION

Solo se considerará un solo tipo de desague, el de la población, cuyas características están en el ítem 7-2 del Capítulo VII.

b) ZONAS SERVIDAS

El área servida es de 81 hectáreas con un total de 20,250 habitantes para el año 2000.

c) VOLUMENES DE DISEÑO DE DESAGUES DE LA POBLACION

De acuerdo con los Reglamentos existentes en las Normas y Requisitos para los proyectos de Agua Potable y Alcantarillado destinado a localidades Urbanas, se determina (Ver 4.4 y 4.5) :

1.- El coeficiente de retorno será de 0.8 del consumo promedio diario anual de agua potable, asumiendo 200 litros por habitante y por día o sea 160 litros por persona y por día.

2.- Coeficientes de variación del consumo

a) Máximo anual de la demanda diaria : 1,3

b) Máximo anual de la demanda horaria: 1,8

3.- Los caudales : Promedio, máximo diario y máximo horario calculados en litros por segunda son los siguientes :

AÑO 1980

a) Caudal Promedio : $Q_p = \frac{12,400 \times 160}{86,400} = 22.96 \text{ l/s.}$

b) Caudal Máximo Diario : $Q.m.d = 22.96 \times 1.3 = 29.85 \text{ l/s.}$

c) Caudal máximo horario: $Q.m.h = 22.96 \times 1.8 = 41.0 \text{ l/s.}$

AÑO 2000

a) Caudal Promedio : $Q_p = \frac{20,250 \times 160}{86,400} = 37.50 \text{ l/s.}$

b) Caudal Máximo Diario : $Q.m.d = 37.50 \times 1.3 = 48.75 \text{ l/s.}$

c) Caudal Máximo Horario: $Q.m.h = 37.50 \times 1.8 = 67.50 \text{ l/s.}$

5.4 DESCRIPCION DEL SISTEMA GENERAL PROPUESTO

La carretera Panamericana divide al Pueblo Joven Coishco en dos partes, por lo que el sistema general de desagües deberá dividirse en dos sub-sistemas : el Sub-sistema Coishco Zona Este y el Sub-Sistema Coishco Zona Oeste.

1.- SUB-SISTEMA COISHCO ZONA ESTE

Se encuentra ubicado al Este de la población con trayectoria Nor-Oeste. El área servida por este Sub-Sistema es de 36 hectáreas y recibe los desagües domésticos de una población futura de 8,820 habitantes con un caudal de 29.40 L.P.S. Este

sub-sistema comienza en el Buzón 123 y termina en el Buzón 219, integrándose al Sub-sistema de la Zona Oeste.

2.- SUB-SISTEMA COISHCO ZONA OESTE

Se encuentra ubicado al Oeste de la población, su trayectoria es Nor-Este. Comienza en el Buzón 1 y termina en el Buzón 236, ubicado en la calle Santa Marina y sirve un área aproximada de 45 hectáreas. Recibe los desagües domésticos de una población de 11,430 habitantes con un caudal de 38.10 L.P.S.

3.- INTERCEPTOR COISHCO

Se encuentra ubicado al Norte de la población. Su trayectoria es Nor-Oeste. Comienza en el Buzón 236 y sirve a 81 hectáreas. Recibe los desagües domésticos de todo el área con un caudal de 67.50 L.P.S. correspondientes a 20,250 habitantes. La longitud del interceptor es de 420 metros con 14 pulgadas de diámetro, descarga el efluente en la cámara de bombeo.

4.- CAMARA DE BOMBEO

En vista de que la topografía del lugar no permite conducir por gravedad el caudal de desagües de la población hacia la zona donde estarán ubicadas las lagunas de estabilización, ha sido necesario ubicar una estación de bombeo que tendrá la finalidad de elevar las aguas residuales hacia la zona de tratamiento de los desagües.

El caudal de bombeo será de 70 L.P.S., la longitud de la tubería de impulsión es de 616 metros aproximadamente, con 10 pulgadas de diámetro.

5.- LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Se encuentran ubicadas al Norte de la Caleta entre la Carretera Panamericana y el Mar en una Zona adecuada para el tratamiento por las condiciones Geográficas y Climáticas. Ocuparán aproximadamente 3 hectáreas y servirán para el tratamiento de los desagües domésticos de una población de 20,250 habitantes.

6.- EMISOR

Se encuentra ubicado al Nor-Oeste de las Lagunas de Estabilización. Descarga el efluente en un dren que conduce sobrantes de riego al Mar.

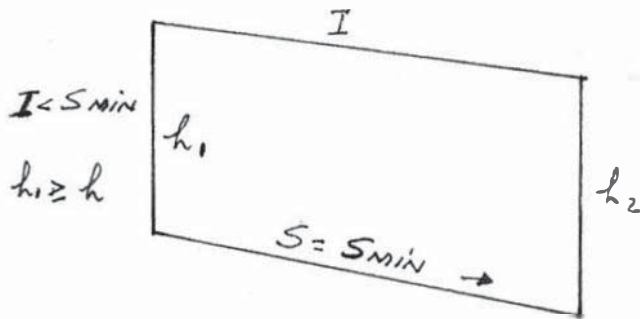
5.5 TRAZADO DE LA RED : PERFILES

Para el trazado de la Red en perfiles, se consideran los siguientes casos que pueden ocurrir en cada tramo; de acuerdo a la topografía del lugar.

Sea h la profundidad mínima definida para el colector de desagües, h_1 y h_2 las profundidades del colector en los buzones de inspección, en el extremo superior e inferior respectivamente, I la pendiente del terreno y S la pendiente de la tubería.

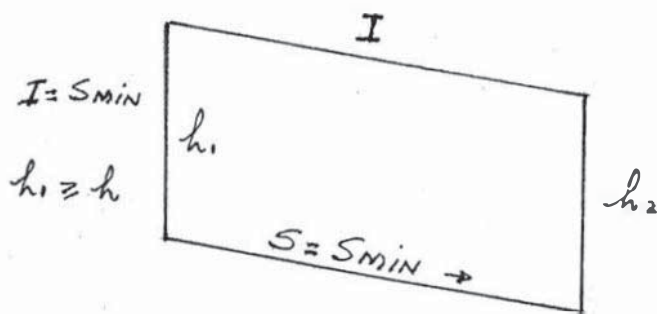
1° CASO : La pendiente del terreno es menor que la pendiente mí-

nima del colector ($I < S_{\text{mín}}$), h_1 mayor o igual que h .



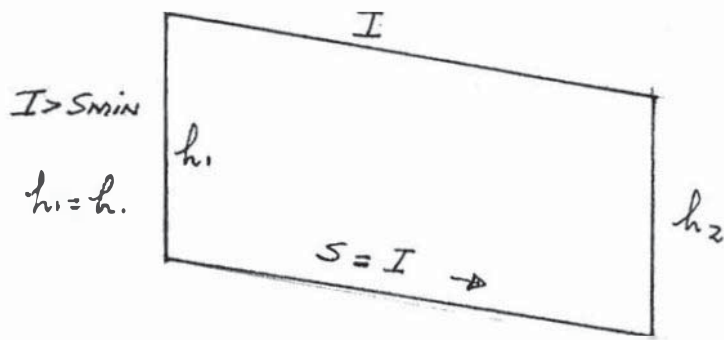
El colector es trazado con pendiente $S = S_{\text{mín}}$, la profundidad de la zanja aumenta hacia el extremo inferior.

2° CASO : La pendiente del terreno es igual a la pendiente mínima del colector ($I = S_{\text{mín}}$), h_1 es mayor o igual que h .



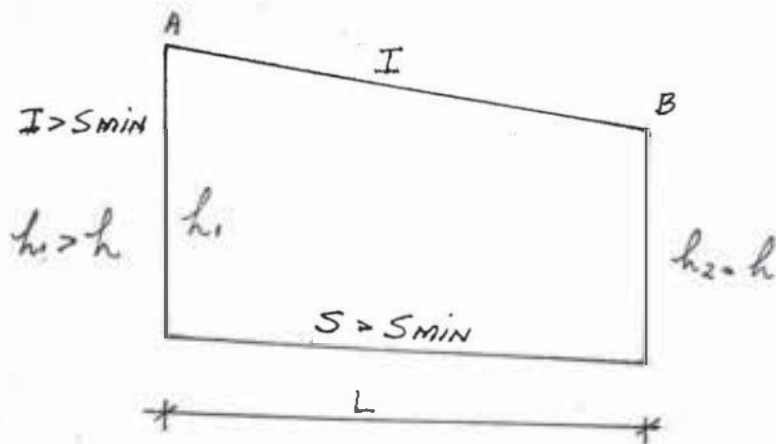
El colector es trazado con pendiente $S = S_{\text{mín}}$, la profundidad de la zanja es constante a lo largo del tramo.

3° CASO : La pendiente del terreno es mayor que la pendiente mínima del colector ($I > S_{\text{mín}}$), h_1 es igual a la profundidad mínima.



El colector es trazado con pendiente igual a la pendiente del terreno ($S = I$), la profundidad de la zanja es constante a lo largo del tramo.

4° CASO : La pendiente del terreno es mayor que la pendiente mínima del colector ($I > S_{\min}$), la profundidad de h_1 es mayor que h .



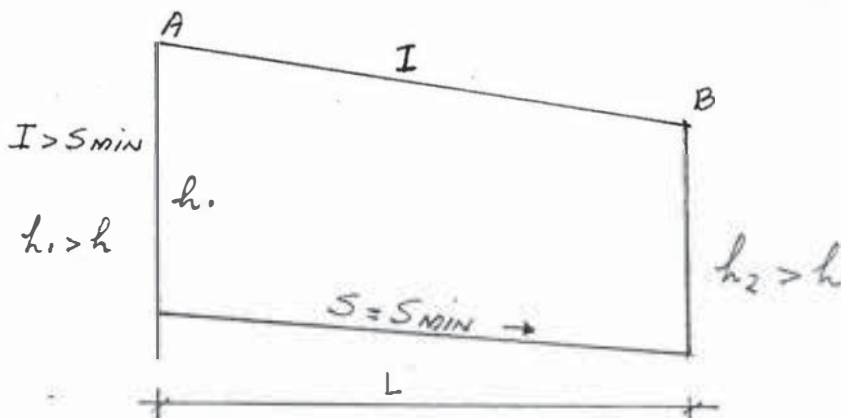
El colector es trazado con pendiente superior a la pendiente mínima, la profundidad de la zanja disminuye hacia el extremo inferior, haciendo $h_2 = h$. La pendiente del colector tendrá el siguiente valor :

$$S = \frac{(Z_A - h_1) - (Z_B - h)}{L}$$

5° CASO : La pendiente del terreno es mayor que la pendiente mínima

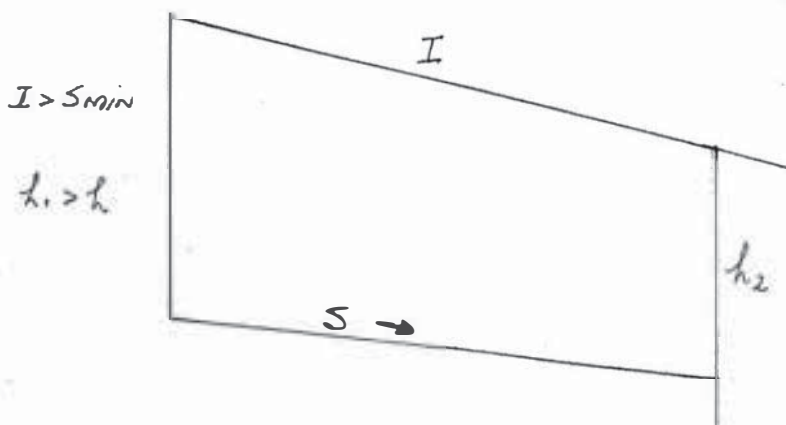
nima del colector ($I > S_{mín}$), la profundidad h_1 es mayor que h . Igual que el caso anterior con la diferencia de que la pendiente de :

$$S = \frac{(Z_A - h) - (Z_B - h)}{L} < S_{mínima \text{ del colector}}$$



El colector es trazado con pendiente igual a la pendiente mínima. Con este trazado no se llega a alcanzar en el extremo inferior - la profundidad mínima (h_2 es mayor que h).

6° CASO : La pendiente del terreno es superior a la pendiente mínima del colector ($I > S_{mín}$), h_1 mayor que h . Calles con gran pendiente; para evitar velocidades elevadas en el tramo, se colocan buzones de inspección intermedios en los que se hace $h_2 = h$ y la pendiente del colector "S" inferior al valor que corresponde a la velocidad máxima, pudiendo alcanzar el valor de S mín.



5.6 DIMENSIONAMIENTO DE LA RED COLECTORA

En vista de que toda el área drenada tiene la misma densidad de población, la red se ha calculado teniendo en consideración la contribución del alcantarillado por metro lineal de colector; el cual se ha considerado constante para toda la población contribuyente.

5.6.1 COEFICIENTE DE DESCARGA PARA CALCULO DE LA RED (QD)

- Población : 20,250 habitantes
- Dotación : 200 lt/hab/día.
Per Capita
- Contribución promedio para las alcantarillas :
 $0.8 \times 200 = 160$ lt/hab/día.
- Máximo Anual de la demanda Horaria : 1.8
- Longitud total la Red de Colectores : 15,910 mts.
- Infiltración para los colectores : Despreciable
- Coeficiente para cálculo de la Red :

$$q_d = \frac{20,250 \times 160 \times 1.8}{15,910 \times 86,400} = 0.00424 \text{ l/sgxmt.}$$

$$q_d = 0.424 \text{ lt/seg} \times 100 \text{ mt.}$$

5.6.2 CUADRO DE VALORES DE LA RED :

A continuación se presenta en los cuadros siguientes, el cálculo hidráulico de la red colectora.

CAPITULO VI

ESTACION DE BOMBEO DE DESAGUES

6.1 INTRODUCCION

Debido a que por razones topográficas no se puede conducir por gravedad el caudal de desagues de la población hacia la planta de tratamiento de desagues, ha sido necesario concentrar las aguas residuales en la zona aparentemente más baja de la localidad. Este punto corresponde a la cota 5.38 metros, en el último tramo de la tubería de \emptyset 14"; a partir de esa cota el efluente tiene que ser elevado por medio de una estación de bombeo y descargar en un canal de reunión situado a un nivel favorable a fin de que el efluente pueda ser conducido a la Planta de Tratamiento que en este caso consisten en lagunas de estabilización ubicadas en paralelo.

Según estas consideraciones la estación de bombeo estará ubicada en la prolongación de la calle Santa Marina al Norte-Oeste de la población.

Para la estación de bombeo se adoptará el sistema tradicional de estructuras recomendables para la elevación de aguas negras, la que está conformada por las partes siguientes

- a.- Cámara Seca : En donde se instalarán los equipos; debe tener dos secciones en sentido vertical : En el compartimiento superior van instalados los motores y tableros

de mando. En el compartimiento inferior deben montarse los cuerpos de las bombas, a nivel de la cámara húmeda.

b.- Cámara Húmeda : Es el compartimiento en donde debe descargarse el colector de 14" que conduce los desagües de la población. La cámara húmeda está separada de la seca por medio de una pantalla vertical de concreto armado, más adelante se describirá mas detalladamente todas las partes de la Estación de Bombeo.

6.2 CAUDALES DE DESAGUE DE LA POBLACION

De acuerdo a lo mencionado en el Capítulo anterior (5.3.2), se tiene los siguientes gastos afluentes a la estación de bombeo de desagües :

1.- CONDICIONES ACTUALES : Año 1980

- a) Caudal promedio diario = 22.96 lt/s. - Aprox. = 25 lt/s.
- b) Caudal máximo horario = 41.33 lt/s. - Aprox. = 40 lt/s.
- c) Caudal mínimo horario = 11.48 lt/s. = Aprox. = 10 lt/s.

2.- CONDICIONES FUTURAS : Año 2,000

- a) Caudal promedio diario = 37.50 lt/s. - Aprox. = 40 lt/s.
- b) Caudal máximo horario = 67.50 lt/s. = Aprox. = 70 lt/s.
- c) Caudal mínimo horario = 18.75 lt/s. = Aprox. = 20 lt/s.

6.3 DETERMINACION DE CAPACIDADES DE BOMBAS

En instalaciones pequeñas es conveniente escoger todas las bombas de una misma capacidad. Esta norma conduce a una ventaja-

sa uniformidad de los equipos, lo que facilita grandemente el mantenimiento de los conjuntos elevatorios.

El gasto máximo horario futuro será cubierto mediante el funcionamiento simultáneo de todos los conjuntos elevatorios; este gasto total dará origen a una altura dinámica "H". Dividiendo el gasto máximo horario futuro entre el número "n" de conjuntos escogidos, se tendrá la capacidad de una bomba (Q_1).

$$Q_1 = \frac{Q_1 \text{ máx. horario}}{n}$$

En nuestro caso se escogerán 2 conjuntos elevatorios, y teniendo en cuenta lo informado por los fabricantes de que las capacidades de las bombas varían de 10 en 10 lt/s. entre ellas; las bombas escogidas tendrán la siguiente capacidad :

$$Q_1 = Q_2 = \frac{80.0}{2} = 40 \text{ lt/s.}$$

En total seleccionaremos 3 conjuntos elevatorios de 40 lt/s. cada uno, incluyendo la bomba de reserva como las bombas trabajarán en paralelo, las tres deben cubrir la misma altura dinámica total.

En las condiciones actuales se tiene un gasto máximo horario de 40 lt/s.; pero es difícil que en los primeros años de funcionamiento del sistema se alcance este gasto debido al retraso de los usuarios en conectarse a este; por lo que la bomba de 40 litros/s. cubrirá satisfactoriamente las variaciones de la demanda en esta etapa, quedando la otra bomba en calidad de reserva y

funcionamiento alternado.

En las condiciones futuras, se tendrá un gasto máximo horario de 70 lt/s, el cual será cubierto con el funcionamiento simultáneo de 2 equipos de bombeo de 40 lt/s. cada uno, quedando el tercero de igual capacidad en calidad de reserva.

6.4 DIMENSIONAMIENTO DE LA CAMARA HUMEDA

Para el dimensionamiento de la cámara húmeda se deben tener en cuenta las siguientes limitaciones :

- 1.- Para no causar problemas de septicidad y malos olores en la cámara húmeda, el tiempo máximo de retención nunca debe ser mayor de 30 minutos. En líneas generales el tiempo que debe estar retenido el desague no debe ser ni excesivamente largo ni corto.
- 2.- Respecto a los equipos de bombeo se recomienda que el número de partidas por hora no pase de 4 ó que limite a 15' el intervalo entre dos inicios de bombeo.
- 3.- En la cámara húmeda el fondo deberá tener una superficie pequeña para minimizar los depósitos de sólidos, por eso todas ó algunas paredes laterales deberán mantener un ángulo con relación a la horizontal de 30° mínimo.

6.4.1 CRITERIOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LA CAMARA HUMEDA :

Para hallar el volumen de la cámara húmeda se tendrá

en cuenta los siguientes criterios recomendados :

- a) Tiempo de retención del desague en la cámara
- b) Intervalo entre arranques del motor de la bomba.

6.4.1.1 TIEMPO DE RETENCIÓN :

- Se recomienda considerar un tiempo límite de 10 a 30 minutos.
- Como gasto afluente a la cámara húmeda se considerará el gasto promedio diario futuro.
- El volumen para el cálculo será la parte de la cámara comprendida entre el fondo de la cámara y el nivel medio de operación de las bombas.
- La relación de los tres valores será :

$$V_1 = Q_1 \cdot t_1$$

En nuestro caso : $Q_1 = 40 \text{ lt/s} = 2.4 \text{ m}^3/\text{min.}$

$$t_1 = 10 \text{ min.}$$

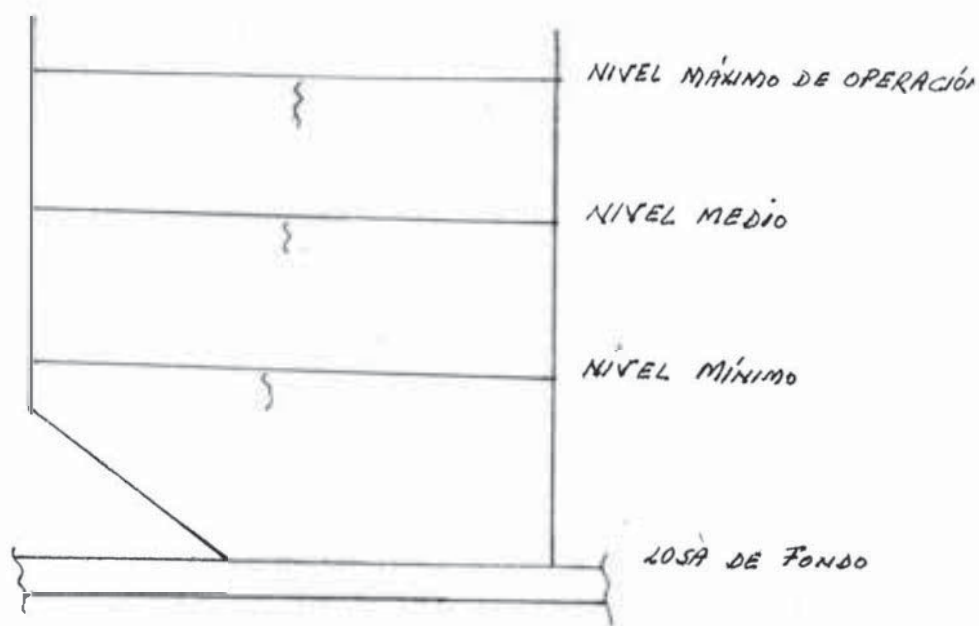
$$V_1 = 2.4 \times 10 = 24 \text{ m}^3$$

6.4.1.2 INTERVALO ENTRE ARRANQUES DEL MOTOR DE LA BOMBA :

Es el factor preponderante en el dimensionamiento de la cámara húmeda.

- El intervalo mínimo de tiempo entre arranques consecutivos del motor de la bomba es de 20 minutos.
- El volumen a ser considerado corresponde a la parte de la cámara húmeda comprendida entre el nivel

mínimo de operación y el nivel máximo :



6.4.1.3 RELACIONES ENTRE EL GASTO AFLUENTE, CAPACIDAD DE LA BOMBA Y EL VOLUMEN DE LA CAMARA HUMEDA :

Si :

Q = Capacidad de la bomba ($m^3/min.$)

Q^r = Gasto afluente a la cámara húmeda ($m^3/min.$)

V = Volumen de la cámara húmeda entre el nivel mínimo y el nivel máximo de operación de la bomba (m^3)

t = Intervalo de tiempo entre dos arranques consecutivos de una misma bomba (min.)

El intervalo de tiempo "t" consta de dos par -

tes :

t_p = Tiempo transcurrido para que el nivel del agua suba desde el nivel mínimo de operación hasta el nivel máximo.

Corresponde al período en la cual la bomba permanece parada. El gasto afluente a la cámara húmeda determina la varia
ción del nivel. Será por lo tanto :

$$t_p = \frac{V}{Q'} \quad (1)$$

t_f = Tiempo transcurrido para que el nivel de agua descienda desde el nivel máximo de operación hasta el nivel mínimo. Corresponde al período en la cual la bomba permanece funcionando. El gasto resultante de la diferencia entre la capaci
dad de la bomba y el gasto afluente a la cámara determinará la velocidad de descenso del nivel. Será por lo tanto :

$$t_f = \frac{V}{Q - Q'} \quad (2)$$

El intervalo de tiempo "t" será :

$$t = t_p + t_f = \frac{V}{Q'} + \frac{V}{Q - Q'} \quad (3)$$

Para hallar el intervalo mínimo de tiempo hallamos $\frac{dt}{dQ'} = 0$

$$\frac{dt}{dQ'} = -\frac{V}{Q'^2} + \frac{V}{(Q - Q')^2} = 0$$

Donde : $Q'^2 = (Q - Q')^2$

$$Q' = Q/2 \quad (3')$$

De donde hallamos las siguientes conclusiones :

1) La relación de gastos es :

$$\frac{Q'}{Q} = 0.5$$

$$Q' = 0.5Q \quad (4)$$

Esta igualdad nos muestra que para un intervalo mínimo de arranque del motor de la bomba, el gasto afluente a la cámara húmeda es la mitad de la capacidad de la bomba.

2) El intervalo mínimo de tiempo guarda la siguiente relación :

Reemplazando (4) en (3) :

$$\frac{Q \cdot t}{V} = 4 \quad (5)$$

$$V = \frac{Q \cdot t}{4} \quad (6)$$

V = Volúmen en M^3 entre los niveles máximo y mínimo de operación de la bomba.

Q = Capacidad de la bomba en m^3/min .

En nuestro caso tenemos dos bomba en operación normal y una en reserva.

- Capacidad de la bomba No. 1 = 40 lt/s = 2.4 m^3/min .
- Capacidad de la bomba No. 2 = 40 lt/s = 2.4 m^3/min .
- Capacidad de la bomba de reserva = 40 lt/s = 2.4 m^3/min .

Como las bombas funcionarán a diferentes niveles de operación, -
tenemos los siguientes casos :

- 1) Cuando el gasto afluente a la cámara húmeda es menor que la capacidad de la bomba No. 1.

En este caso solo trabajará la bomba No. 1 entre los niveles de arranque y parada No. 1 de esta bomba. El volumen de la cámara húmeda será el siguiente : De la ecuación (6) :

$$V_1 = \frac{Q_1 \times t}{4}$$

Donde : $Q_1 = 40 \text{ lt/s} = 2.4 \text{ m}^3/\text{min.}$

$t = 20$ minutos, intervalo de tiempo entre dos arranques consecutivos del motor de la bomba.

$$V_1 = \frac{2.4 \times 20}{4} = 12 \text{ M}^3$$

- 2) Cuando el gasto afluente a la cámara húmeda es mayor que la capacidad de la bomba No. 1.

En este caso el tirante de la cámara húmeda seguirá desde el nivel No. 1 hasta alcanzar el nivel de arranque de la bomba No. 2, la cual entra en funcionamiento, siendo la capacidad total de bombeo igual a la suma de las capacidades de las bombas en operación; en este momento el nivel de la cámara húmeda comenzará a descender hasta alcanzar el nivel de parada en la bomba de la No. 2.

Para hallar el volumen adicional de la cámara húmeda (V_2), planteamos la siguiente situación :

Sea A la capacidad de la bomba No. 1

Sea B la capacidad de la bomba No. 2

Sea $A + b$ el gasto afluente a la cámara húmeda.

- Tiempo que la bomba No. 2 permanece parada :

$$t_p = \frac{V_2}{(A+b) - A} = \frac{V_2}{b}$$

- Tiempo que la bomba No. 2 está en funcionamiento :

$$t_f = \frac{V_2}{(A+B) - (A+b)} = \frac{V_2}{B-b}$$

El caso de operación de esta bomba será :

$$t = \frac{V_2}{b} + \frac{V_2}{B-b} \quad (1)$$

Para hallar el intervalo mínimo de tiempo, hallamos $\frac{dt}{db} = 0$

$$\frac{dt}{db} = -\frac{V_2}{b^2} + \frac{V_2}{(B-b)^2} = 0$$

$$\text{Donde : } b = B/2 \quad (2)$$

Reemplazando en (1)

$$t = \frac{V_2}{B/2} + \frac{V_2}{B/2}$$

$$V_2 = \frac{B \cdot t}{4} \quad (3)$$

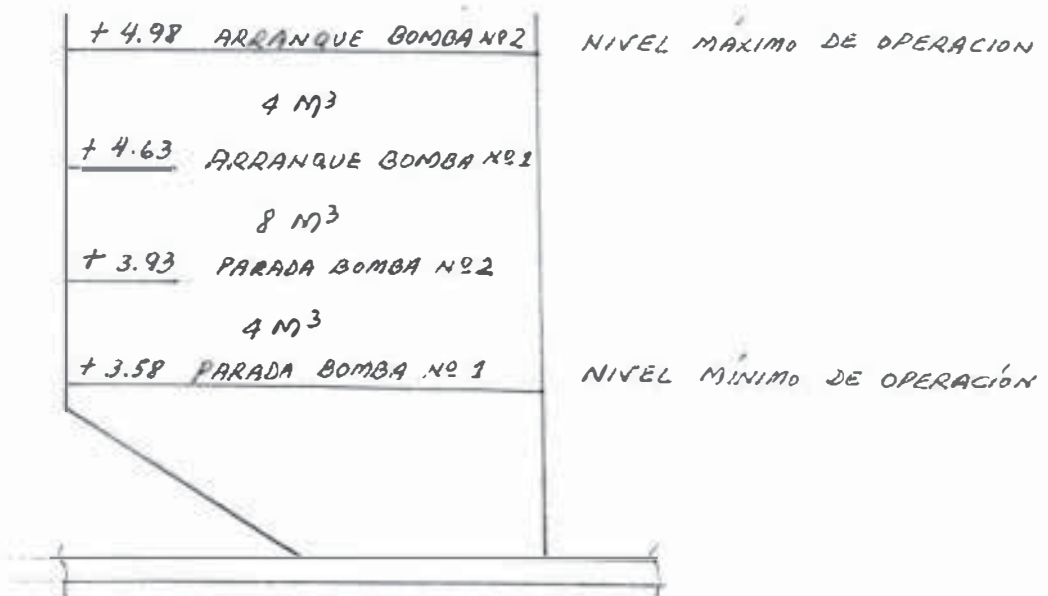
En nuestro caso : $B = 40 \text{ lt/s} = 2.4 \text{ m}^3/\text{min.}$

$t = 20 \text{ minutos.}$

$$V_2 = \frac{2.4 \times 20}{4} = 12 \text{ m}^3 ; \text{ por lo tanto :}$$

El volúmen de la cámara húmeda entre los niveles máximo y mínimo de operación de las bombas es : Superponiendo los volúmenes anteriormente hallados obtenemos los siguientes niveles de operación de las bombas.

NIVELES DE OPERACION DE LAS BOMBAS, EN LA CAMARA HUMEDA



$$x = 1.40 \times \frac{4.0}{16.0} = 0.35 \text{ mt.} \quad (\text{tirante de agua para } 4 \text{ m}^3).$$

Volúmen de la cámara húmeda = 16 m³

Entre los niveles máximo y mínimo de operación de las bombas.

Tirante de la cámara húmeda = 1.40 mt.

6.5 FORMA DE ESTRUCTURAS

Las estructuras en planta pueden ser : Rectangulares y circulares (el diseño circular supera estructuralmente al rectangular).

En nuestro caso hemos adoptado para la cámara de bombeo la estructura circular dividida en dos compartimientos : Cámara húmeda y cámara seca porque ofrece las mejores facilidades para su construcción en esta zona.

Las dimensiones de la cámara de bombeo será de 5.50 mt. de diámetro interior y 6.00 metros de diámetro exterior.

6.6 DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE REJAS

FINALIDAD DE LAS REJILLAS :

Las rejillas son dispositivos constituidos por barras metálicas paralelas e igualmente espaciadas.

Se destinan a retener sólidos gruesos en suspensión y material flotante, y constituyen la primera unidad de una planta de tratamiento de desagues.

Entre los materiales retenidos se encuentran papeles, trapos, pedazos de madera, latas, materiales plásticos, etc., son utilizados para proteger tuberías, válvulas, equipos de bombeo, equipos de la planta de tratamiento, etc., de las construcciones.

En las plantas de tratamiento de desagues, las rejillas aseguran un mejor aspecto para las unidades, así como también reducen el volumen de la espuma.

DATOS DE DISEÑO

GASTOS

TIRANTE DE AGUA

Máximo : 70 lt/s.

0.22 mt.

Promedio : 40 lt/s.

0.16 mt.

Mínimo : 20 lt/s.

0.11 mt.

- Las rejas serán barras de sección rectangular de 3/8" x 1 1/2" con un espaciamento libre (abertura) de 2.5 cm. (1"). De las tablas de eficiencias (Azevedo netto) para este espaciamento y del grosor de la barra, está igual a $E_f = 0.728$, admitiendo que para el gasto máximo la velocidad a través de las rejas sea de 0.60 mt/s; se puede calcular el área útil necesaria para el flujo.

$$\text{Area útil : } A_u = \frac{0.070}{0.60} = 0.116 \text{ m}^2$$

El área total, incluyendo las barras será :

$$A_T = \frac{A_u}{E_f} = \frac{0.116}{0.728} = 0.159 \text{ m}^2$$

Como $A_T = b \cdot h$ (área del canal), el ancho "b" del canal será :

$$b = \frac{A_T}{h} = \frac{0.159}{0.22} = 0.72 \text{ mt.}$$

Se adoptará : $b = 0.70 \text{ mt.}$

Para este valor será verificada la velocidad en el canal con los diferentes gastos :

Q	h	$A_T = b \cdot h$	$A_u = A_T \cdot E$	$V = \frac{Q}{A_u}$
0.07 m ³ /s.	0.22	0.154	0.112	0.625 m/s.
0.04	0.16	0.112	0.081	0.50 m/s.
0.02	0.11	0.077	0.056	0.36 m/s.

Los valores de la velocidad son aceptables, estando en valor de V mínimo un poco más de lo normal.

PERDIDA DE CARGA EN LA REJA :

a) Reja Limpia : Utilizaremos la fórmula de h_f propuesta por "Metcalf and Eddy"

$$h_f = \frac{V^2 - v^2}{2g} \times 1.43$$

Donde : h_f = Pérdida de carga en mt.

V = Velocidad a través de las barras (0.4 - 0.75 m/s)

v = Velocidad aguas arriba de la reja

g = Aceleración de la gravedad = 9.8 m/s²

$V = E_f \times v$

$$h_f = 1.43 \frac{(0.625)^2 - (0.455)^2}{2 \times 9.8} = 0.013 \text{ mt.}$$

b) Reja 50% Obstruída :

$$V = 2 \times 0.625 = 1.25 \text{ m/s.}$$

$$h_f = 1.43 \frac{(1.25)^2 - (0.455)^2}{2 \times 9.8} = 0.099 \text{ mt.} = 0.10 \text{ mt.}$$

$$h_f = 0.10 \text{ mt.}$$

DISPOSICION EN RELACION AL CONDUCTO DE LLEGADA

Las aguas residuales domésticas de la población serán conducidas hasta el canal donde se colocará la rejilla, por una tubería de 14" (0.35 m.) de diámetro y pendiente de 4 %.

- Las alturas del tirante de agua en la tubería de 14" varían de la siguiente manera :

Para $Q_{\text{máx.}} = 70 \text{ lt/s.}$ ----- $h = 0.22 \text{ mt.}$

$Q_{\text{prom.}} = 40 \text{ lt/s.}$ ----- $h = 0.16 \text{ mt.}$

$Q_{\text{mín.}} = 20 \text{ lt/s.}$ ----- $h = 0.11 \text{ mt.}$

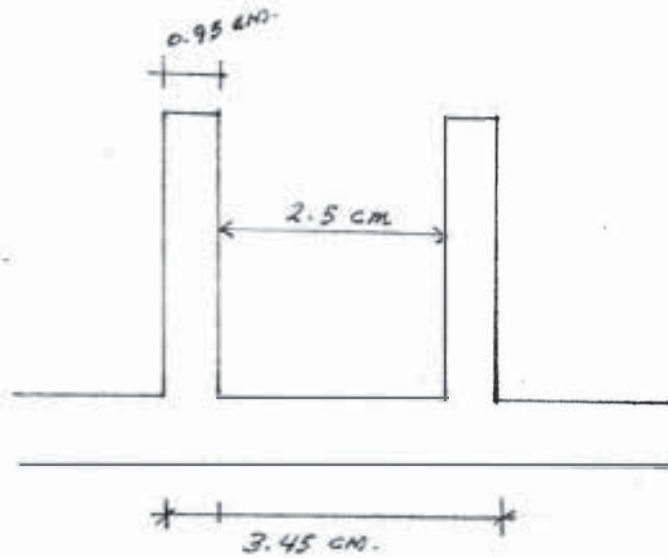
El canal donde se colocará la reja debe construirse con 0.10 mt. de desnivel con respecto a la tubería de llegada, para evitar cualquier sobrelevación de la altura de agua en el interior de la tubería.

CANTIDAD DE MATERIAL RETENIDO :

Considerando 0.015 lt/m^3 de agua residual tenemos :

$$0.015 \text{ lt/m}^3 \times 0.070 \text{ m}^3/\text{seg.} \times \frac{86,400 \text{ seg.}}{1 \text{ día}} = 90 \text{ lt/día}$$

NUMERO DE ESPACIOS :

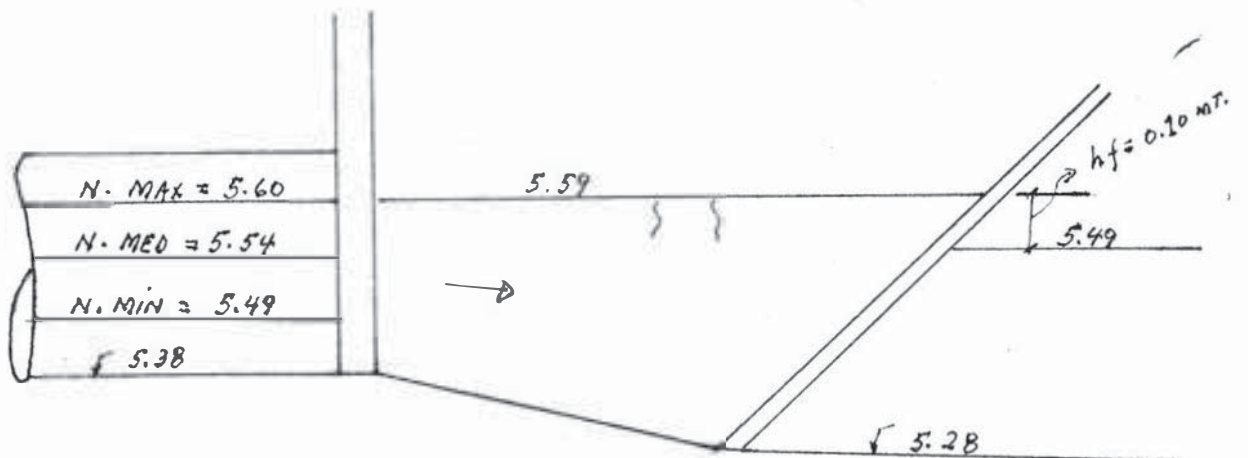


No. de espacios : $\frac{0.70}{0.0345} = 20$

No. de barras : No. de espacios + 1 = 21

b = Ancho del canal = $20 \times 3.45 + 0.95 = 70 \text{ cm.} = 0.70 \text{ mt.}$

NIVELES EN EL SISTEMA DE REJAS :



6.7 DESCRIPCION Y CARACTERISTICAS DE LA ESTACION DE BOMBEO

6.7.1 CAMARA HUMEDA ; Es el compartimiento en donde descargan las aguas residuales. Está dividida en dos niveles por medio de una losa intermedia, la parte inferior recibe la descarga del colector de 14" en la cota 5.38; el fondo de la cámara tiene una inclinación de 30° en dirección hacia la boca de succión. El tirante de agua, nivel que sirve de base para las fluctuaciones de las paradas y arranques de los equipos de bombeo es 1.40 metros. La cota máxima de arranque de las bombas es 4.98, la cota mínima de parada es 3.58, y el tirante de cebado de 0.98 metros. En el plano respectivo están indicados los niveles de operación de los equipos en la cámara húmeda.

Antes del ingreso de las aguas residuales a la cámara húmeda se ha diseñado un sistema de rejas de retención de sólidos, que son una serie de perfiles de acero comercial rectangular de 3/8" x 1 1/2" con 1" de separación entre caras.

En la boca de ingreso a la cámara húmeda se ha colocado un sistema de compuerta deslizante que se compone de : Eje, llave de válvula, guía, etc. Esta compuerta debe cerrarse en casos de emergencia cuando las unidades de bombeo dejen de funcionar.

Para solucionar este impase se ha proyectado una línea de rebose que debe instalarse desde el buzón 240 con una longitud de 308 metros lineales, el diámetro de la tubería es de 14", y la pendiente de 3%.

El rebose debe descargar en el dren Coishco que conduce las aguas sobrantes de riego hacia el mar.

Otra alternativa de solución para cualquier emergencia que se presente por fallas en la energía eléctrica es mediante el funcionamiento de un motor estracionario "DIESEL", el cual se acopla por medio de un cabezal a cualquiera de los motores de la estación de bombeo. Esta alternativa es más costosa que la anterior, de ahí que no se recomienda su implantación en el presente caso.

El acceso a la cámara húmeda debe hacerse con una escalera vertical de fierro de $\emptyset 3/4''$, esta debe llegar a la losa intermedia, - siendo el ingreso a la cámara húmeda por una abertura circular en la parte superior de la estación, la cual debe llevar marco y tapa de fierro fundido.

6.7.2 CAMARA SECA ; Se compone de dos niveles definidos :

En el primer nivel van instalados los motores eléctricos de este eje vertical, tableros de control y arrancador automático.

En el nivel inferior deben instalarse los equipos de bombeo y diferentes accesorios y tuberías de fierro fundido.

El piso de la cámara seca se encuentra casi a nivel de la cámara húmeda, debe tener una pendiente de 1% hacía la canaleta de limpieza, en el extremo de esta irá una bomba de sumidero, conectada a la cámara húmeda que debe recibir las filtraciones posibles de las uniones y accesorios. La entrada a la sala de bombas debe hacerse por una escalera de posición vertical de fierro de $\emptyset 3/4''$. Con el fin de poder hacer cualquier reparación en los equipos de bombeo que obliguen a retirar y luego introducir las bombas en la cámara seca se ha colocado una tapa tipo rejilla, con visagra y cierre de seguridad a nivel de la sala de motores, de modo que

las bombas puedan bajar con facilidad al compartimiento de instalación. Se debe señalar que antes de hacer el vaciado de la losa superficial (cota 7.60) deben bajarse todos los equipos.

Tanto la cámara húmeda como la seca deben llevar ductos de ventilación de posición vertical y con salida por la losa superficial, el diámetro de los ductos son de 6".

Las bases de los codos que salen de las bombas y dan comienzo a la tubería de descarga, deben ir apoyados sobre bases ó dados de concreto.

6.8 DIMENSIONAMIENTO DE LAS TUBERIAS DE SUCCION Y DE DESCARGA

6.7.1 TUBERIA DE SUCCION :

El diámetro de la tubería de succión será dimensionado para permitir con la capacidad de la bomba una velocidad de escurrimiento de $V = 1.50$ m/s.

$$\text{Para : } Q = 40 \text{ l/s} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$V = 1.5 \text{ m/s}.$$

$$A = \frac{0.04}{1.50} = 0.0266 \text{ m}^2$$

$$\frac{\pi \cdot D^2}{4} = 0.0266 \quad D = 0.184 \text{ mt} \approx 0.20 \text{ mt}.$$

$$\text{Elijimos } D = 0.20 \text{ mt.} = 8''$$

$$V = \frac{0.04}{\frac{\pi \cdot (0.2)^2}{4}} = 1.27 \text{ m/s}.$$

6.8.2 TUBERIA DE DESCARGA :

El diámetro de la tubería de descarga será dimensionado para permitir con el gasto anterior una velocidad no mayor de $V = 2.50$ m/s. Esta velocidad se aplica en tuberías de descarga de longitud corta, ubicados dentro de la estación de bombeo.

$$\text{Para : } Q = 40 \text{ l/s} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 2.5 \text{ m/s.}$$

$$A = \frac{0.04}{2.50} = 0.016 \text{ m}^2$$

$$\frac{\pi \cdot D^2}{4} = 0.016 \quad D = 0.142 \text{ mt.} \simeq 0.150 \text{ mt.}$$

$$\text{Elijimos : } D = 0.150 \text{ mt.} = 6 \text{ ''}$$

$$V = \frac{0.04}{\frac{\pi \cdot (0.15)^2}{4}} = 2.26 \text{ m/s.}$$

6.9 DIMENSIONAMIENTO DE LA TUBERIA DE IMPULSION

La longitud que tendrá la línea de impulsión entre la Estación de Bombeo y la Planta de Tratamiento de desagües es de 616 metros lineales. Para determinar el diámetro de esta tubería tendremos en cuenta que la pérdida de carga en la línea de impulsión no debe ser muy elevada; para lo cual dimensionaremos esta tubería tal que con el gasto mínimo de bombeo se mantenga una velocidad de autolimpieza de $V = 0.70$ m/s. El diámetro así obtenido es mayor y por lo tanto la pérdida de carga será menor. En nuestro caso tenemos las siguientes condiciones :

Para : Caudal de Bombeo $Q = 40 \text{ l/s} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$.

Velocidad de auto-limp. $V = 0.70 \text{ m/s}$.

$$\text{Area del conducto : } A = \frac{0.04}{0.70} = 0.057 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 0.057, \quad D = \text{diámetro de la tubería}$$

Donde : $D = 0.269 \text{ mt.} \simeq 0.250 \text{ mt.}$

Elejimos : $D = 0.25 \text{ mt. (10")}$;

La velocidad en la tubería será :

$$V = \frac{0.04}{\frac{\pi \cdot (0.25)^2}{4}} = 0.81 \text{ m/s} > 0.70 \text{ m/s.}$$

La tubería será de asbesto-cemento, clase 105 - Tipo Mazza y diámetro de 10".

6.10 POTENCIA DE LOS EQUIPOS DE BOMBEO

Habiéndose seleccionado las unidades de bombeo para las condiciones actuales y futuras; se debe ahora determinar la potencia de estos equipos.

La potencia de un sistema de bombeo estará dada por :

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot HDT}{75 \eta}$$

γ = Peso específico del líquido a ser elevado.

Q = Capacidad de la bomba en lt/s.

H_{DT} = Altura dinámica total.

n = Eficiencia del Sistema de Bombeo

n = n_{motor} , n_{bomba}

ALTURA DINAMICA TOTAL DE LA BOMBA :

Consta de dos partes : La altura estática de impulsión y la pérdida de carga por fricción y accesorios.

La altura estática es la diferencia entre la cota máxima de descarga y el nivel mínimo en la cámara húmeda. Según nuestro plano tenemos :

Cota máxima de descarga	11.50 mt.
Cota nivel mínimo en la cámara	3.58 m.
	<hr/>
	7.92 m.

Altura estática de impulsión : 7.92 mt.

PERDIDA DE CARGA POR FRICCIÓN Y ACCESORIOS

1.- Pérdidas de carga en la tubería de succión (8")

$$h_f = K \frac{V^2}{2g} ; \text{ donde } V = 1.27 \text{ m/s}; \frac{V^2}{2g} = 0.082 \text{ mt.}$$

Accesorios :

	<u>K</u>	<u>h_{f1} (mt.)</u>
- Entrada	0.50	0.041
- 1 codo 8" x 90"	0.90	0.074
- 1 válvula de compuerta 8"	0.20	0.016

- 1 Reducción 8" x 6"	0.15	<u>0.039</u>
		0.170

$$h_{f_1} = 0.170 \text{ mts.}$$

$$h_{f_2} = \text{Longitud tubería de succión} \times S$$

$$\text{Para : } Q = 40 \text{ lt/s.}$$

$$\varnothing = 8''$$

$$C = 100$$

$$S = 14 \text{ m/km.}$$

$$h_{f_2} = \frac{1.30}{1000} \times 14 = 0.018 \text{ mt.}$$

$$h_f \text{ succión} = 0.170 + 0.018 = 0.188 \text{ mt.}$$

2.- pérdidas de carga en la tubería de descarga (6")

$$h_{f_1} = K \frac{V^2}{2g}; \text{ donde } V = 2.26 \text{ m/s; } V^2/\text{seg.} = 0.26 \text{ mt.}$$

Accesorios :

	<u>K</u>	<u>h_{f1} (mt.)</u>
- 2 codos 6" x 90°	2x0.90=1.80	0.468
- 1 válvula Check	2.50	0.650
- 1 válvula de comp. 6"	0.20	0.052
- Y de 6" x 8"	0.38	0.099
- 1 Reducción 6" x 5"	0.15	0.081

$$h_{f_1} = 1.350 \text{ mt.}$$

h_{f2} = Longitud tubería de descarga x S

Longitud tubería de descarga = 3.00 mt.

Para : Q = 40 lt/s.

\emptyset = 6"

C = 100

S = 56.7 doo

$$h_{f2} = \frac{3}{1000} \times 56.7 = 0.170 \text{ mt.}$$

$$h_f \text{ descarga} = 1.350 + 0.170 = 1.52 \text{ mt.}$$

3.- Pérdida de carga en la tubería de impulsión

- Tramo Anterior : Dentro de la cámara seca (\emptyset 8")

$$h_{f1} = K \frac{V^2}{2g}, \quad V = 1.27 \text{ m/s.}; \quad V^2/2g = 0.082 \text{ mt.}$$

Accesorios :

	<u>K</u>	<u>h_f (mt.)</u>
- 1 válvula compuerta 8"	0.20	0.016
- 1 Reducción de 8" x 10"	0.30	0.024
		<u>0.040</u>

$$h_{f1} = 0.04 \text{ mt.}$$

h_{f2} = Longitud tubería de 8" x S

L = 2.50 mt.

\emptyset = 8"

Q = 40 lt/s.

C = 100

$$S = 14 \text{ m/km.}$$

$$h_{f2} = \frac{2.50}{1000} \times 14 = 0.035 \text{ m.}$$

$$h_{f\text{Tramo Interno}} = 0.075 \text{ mt.}$$

- Tramo Externo : Longitud tubería = 616 mt.

$$Q = 40 \text{ lt/s.}$$

$$\varnothing = 10''$$

$$C = 140$$

$$S = 2.5 \text{ m/km.}$$

$$h_f = \frac{616}{1000} \times 2.5 = 1.53 \text{ mt.}$$

$$h_{f\text{Impulsión}} = 0.075 + 1.53 = 1.605 \text{ mt.}$$

$$h_{f\text{Total}} = h_{f\text{succión}} + h_{f\text{Descarga}} + h_{f\text{Impulsión}}$$

$$h_f = 0.188 + 1.520 + 1.605 = 3.313 \text{ metros.}$$

$$\text{Altura Dinámica Total} = 7.920 + 3.313 = 11.333 \text{ mts.}$$

$$H_{DT} = 11.233 \text{ mts.}$$

Asumiendo la eficiencia del equipo $n = 60\%$, se tiene todos los valores para determinar la potencia de las bombas de 40 lt/s de capacidad. Reemplazando valores tenemos :

$$P = \frac{40 \text{ lt/s} \times 11.233}{75 \times 0.6} = 10.0$$

$$P = 10.0 \text{ HP}$$

En la práctica se debe admitir, un cierto margen para el motor - eléctrico. El siguiente aumento es recomendable :

50 % para las bombas hasta	2 HP
30 % para las bombas de	2 a 5 HP
20 % para las bombas de	5 a 10 HP
15 % para las bombas de	10 a 20 HP
10 % para las bombas demás de	20 HP.

CUADRO DE CARACTERISTICAS DEL EQUIPO DE BOMBEO

BOMBAS		MOTORES ELECTRICOS	
Tipo de eje	VERT.	TIPO: DE EJE	VERT.
Caudal en lt/s	40	Modelo :	
Altura Dinámica Total en metros (HDT)	11.33	Potencia en H.P	12.0
Rendimiento en %	60	Velocidad en R.P.M.	1,800
Potencia Absorbida en HP	10.0	Tensión en voltios	220
Velocidad en R.P.M.	1800	Frecuencia en ciclos	60
Diámetro de la Tubería de Succión en plgs.	8"		
Diámetro de la tubería de descarga en plgs.	6"		

De acuerdo a la información solicitada a la casa "Corporación Técnica de Comercio" (Peruvian Trading), el modelo que se adapta a estas características es el siguiente :

Bomba : E5D-LL-VN de 12 HP. de 1.50 mt. de columna de descarga.

Precio : S/. 1,041,450.00 (incluye 1 columna de descarga).

Cada columna adicional : S/. 106,000.00.

NPSH = 2.0 metros.

R.P.M = 1,800

6.11 CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS CENTRIFUGAS PARA DESAGUE

Las bombas centrífugas, accionadas por motores eléctricos o de combustión interna son los dispositivos de uso más extenso en el país y para ese fin son fabricadas para distintas capacidades. De modo general presentan un elevado rendimiento y son insustituibles cuando se presentan grandes elevaciones.

Las bombas de este tipo destinadas a impulsar los desagües obedecen a los mismos principios de funcionamiento de las bombas centrífugas comunes utilizadas en el bombeo de agua limpia.

Desde el punto de vista constructivo hay ciertas particularidades que caracterizan a las bombas para desagüe. Por el hecho de mover líquidos que contienen materiales en suspensión, deben poseer un tipo especial de rotor así como uniones flexibles a la entrada y salida de la bomba para permitir las limpiezas y repa-

raciones respectivas.

Se recomienda generalmente que las bombas centrífugas para desagüe tengan aberturas que permitan el pase de objetos o materiales sólidos con diámetro hasta de 5 cm. Por esta razón los rotores son de forma especial, de tipo tubular o abierto. Por ningún motivo deben ser utilizados los rotores de tipo cerrado frecuentemente empleados para el bombeo de agua potable.

Las bombas deben generalmente trabajar ahogadas, es decir con carga en la entrada de la bomba, para de esta manera permitir el funcionamiento sin necesidad de cebarlas. Con esto se obtiene las siguientes ventajas

- a) No es necesario usar válvula de pie, la que funcionaría precariamente con líquidos que contienen materiales extraños en suspensión.
- b) Permite la automatización del bombeo.

Como se ve las bombas necesitan trabajar en la mayoría de los casos en forma intermitente, debido a las oscilaciones del caudal de llegada a la cámara de bombeo, de ahí es la conveniencia de la operación automatizada de las bombas.

Entre los tipos de bombas centrífugas para desagüe utilizadas en las cámaras de bombeo, se tiene las siguientes :

- a) De eje horizontal
- b) De eje vertical para instalación en cámara seca.
- c) De eje vertical para instalación en la cámara húmeda, es decir dentro del pozo de succión.

d) Conjunto Motor-Bomba sumergible.

Las bombas de eje vertical señaladas en b y c presentan la ventaja de poder ser operadas por motores situados en cota elevada, estando protegidos de posibles inundaciones. La longitud del eje de accionamiento que no debe ser exagerado y los problemas de su mantenimiento son aspectos que deben tenerse en cuenta en el proyecto.

6.12 DESCRIPCION DE LAS UNIDADES DE BOMBEO

Las bombas seleccionadas deben ser centrífugas, de eje vertical y accionadas por motores eléctricos. La posición y ubicaciones se dan en los planos de cortes y detalles. Las bombas elegidas son de tipo inatorable (NONSLOG), adaptables para el bombeo de desagües. Estas tienen por característica de poseer los impulsores abiertos para dejar pasar los sólidos que no han sido retenidos en el sistema de rejillas. Estos tipos de unidades son fácilmente operativas y no tienen dificultades en su mantenimiento. Para conseguir estas condiciones las bombas deben ser de material anticorrosivo y fácilmente desarmables.

6.13 INFORMACIONES NECESARIAS PARA LA ADQUISICION DE BOMBAS

- 1.- Naturaleza del líquido que se va a bombear
Indicar : Agua limpia, Aguas servidas, etc.
- 2.- Caudal necesario
Cuantos litros por segundo deberá proveer la bomba.
- 3.- Carga total
Indicar la carga total calculada.

4.- Período de funcionamiento de la bomba

Número de horas de trabajo por día,

5.- Corriente eléctrica disponible en la localidad

- Número de fases (Monofásica o Trifásica)

- Tensión (Voltaje)

- Ciclaje (50 o 60 Hertz).

6.14 ALTERNADORES Y ARRANCADORES AUTOMATICOS

Las paradas y arranques de los equipos, se puede accionar por control remoto y automático. En ambos casos se hacen por medio de conmutadores accionados por flotadores dentro de la cámara húmeda. Su regulación se hace de modo que la unidad o unidades de bombeo se detengan cuando el pozo esté casi vacío. El nivel de parada de la cámara húmeda que se ha proyectado se encuentra en la cota 3.58, para evitar el descebado de las bombas o sea impedir la entrada de aire en estas. Se debe indicar que para el funcionamiento automático de los equipos es necesario que las bombas estén cebadas, manteniéndose dentro de la cámara húmeda un tirante de seguridad. Se recomienda que este sea como mínimo 2.5 veces el diámetro de la descarga. En nuestro caso se indica en el plano de cortes un tirante de cebado de 0.98 mt.

6.15 MOTORES ELECTRICOS

Siendo los equipos de bombeo de eje vertical, los motores deben tener las mismas condiciones de acuerdo a la selección hecha. Para el empleo de la energía eléctrica se ha hecho un estudio de las condiciones locales para determinar la fuente de a-

bastecimiento y preveer interrupciones en la Planta de Bombeo. En el caso del Pueblo Joven Coishco, este cuenta con servicio permanente de energía eléctrica suministrada por la Empresa de Energía de Chimbote. El voltaje oscila entre 110 y 220 voltios, el ciclaje disponible debe ser entre 50 y 60 ciclos por seg. definiendo este la velocidad de los motores y las bombas. Ya se ha indicado en páginas anteriores, las medidas que deben ser tomadas en caso de interrupciones en el Fluído Eléctrico.

6.16 UBICACION DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO DE DESAGUES

Generalmente las cámaras de bombeo se ubican en los puntos más bajos del sistema colector, o en algunos casos en las proximidades de los ríos, mares ó represas. Para la ubicación definitiva de la cámara de bombeo deben ser tenidos en cuenta los siguientes aspectos

- 1.- Protección contra inundaciones.
- 2.- Facilidades de acceso.
- 3.- Facilidades de expropiación del terreno.
- 4.- Distancia de la población.
- 5.- Posibilidad de eventuales descargas del desague en cursos de agua. Esta consideración es importante para el caso de emergencias en que los equipos de bombeo dejan de funcionar por falta de energía, por lo que se deben proyectar Reboses y By-Passes.
- 6.- Características de la energía eléctrica.
- 7.- Informaciones Geológicas del terreno.
- 8.- Actividad Sísmica.

CAPITULO VII

TRATAMIENTO DE DESAGUES

7.1 CLASIFICACION DE LOS DESAGUES

Las aguas residuales de las alcantarillas poseen características variables en función de su origen, de la hora de producción y muestreo, de la extensión de la Red Colectora, del estado de conservación de la misma, del sistema adoptado (separado o combinado), del desperdicio de agua, etc.).

De acuerdo con su origen el desague puede ser

- Sanitario : Proveniente de las actividades domésticas (Aparatos sanitarios, cocina, lavado de ropa, etc.).
- Industrial : Proveniente de los procesos industriales.
- Pluvial : Proveniente de las precipitaciones atmosférica y del lavado de calles y avenidas.

El desague sanitario o doméstico presenta características de continuidad, sufriendo variaciones acentuadas de flujo en concordancia con las actividades humanas. Su composición es esencialmente orgánica y relativamente constante cuando hay control del consumo domiciliar de agua.

El desague industrial puede ser perenne, más es función del trabajo de la propia industria lo que generalmente lo torna intermitente y con una contribución localizada de gran volumen. Su composición es función de la Tecnología y del Producto, pudiendo va

rlar de orgánico a mineral según sea la industria de tipo alimenticio, de procesamiento químico, etc. Generalmente es más rico en sólidos disueltos y minerales.

El desague pluvial es típicamente intermitente, de conformidad con las precipitaciones pluviales. Su composición es variable con la duración de las lluvias, siendo más semejante al doméstico. Las primeras aguas que acarrearán el resultado del lavado de calles, techos, y de la propia tubería.

Es difícil concebir una red de alcantarillado que conduzca solamente un tipo de desague ya que en toda comunidad urbana siempre hay una construcción mínima de parte de las industrias del lugar, los que a su vez pueden venir acompañados de los desagües sanitarios de los trabajadores de la industria.

A partir de los tres tipos de desagües mencionados arriba, hay una cuarta contribución proveniente de la infiltración en los casos de los colectores situados debajo del nivel freático del agua subterránea. El agua infiltrada no posee características de desague, siendo reflejo de la composición del agua subterránea adyacente a la red.

En los sistemas de alcantarillado sanitario predominan los desagües sanitarios e industriales, más la inevitable existencia de las infiltraciones, de conexiones clandestinas de aguas pluviales y otros defectos de la red que posibilitan la entrada de agua que provocan cierta dilución del desague propiamente dicho.

CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

El desague doméstico o sanitario está constituido de un elevado porcentaje de agua, 99.9% y 0.1% de sustancias minerales y orgá-

nicas en disolución y en suspensión.

Para hacer un estudio de las características de las aguas residuales, se deben conocer los siguientes datos :

- 1.- El origen de los desagües y su procedencia, que puede ser doméstico, industrial; este último con los tipos de industria que lo producen.
- 2.- Las variaciones que se presentan tanto en lo que se refiere al caudal y a la "Fuerza" o "Concentración" del desagüe.
- 3.- El tiempo que el desagüe permanece en las alcantarillas y que puede afectar a la condición del mismo.
- 4.- La posible variación de la concentración por agua de lluvia, superficiales o de infiltración.
- 5.- Otros factores eventuales.

Observado en el Laboratorio, un desagüe presenta las siguientes características

- Color : En líquidos cloacales, generalmente, refleja parcialmente la magnitud de su concentración, las condiciones mismas del líquido relacionadas con su envejecimiento y la presencia en ellos de residuos industriales. Es de particular interés en los efluentes de plantas de tratamiento cuando son vertidos en masas hídricas receptoras.
- Turbidez : Nos permite tener una idea de la cantidad de materias extrañas en suspensión que pueden estar presente -

en las aguas residuales, en especial : Arcilla, limo , materia orgánica finamente dividida, Plankton u organismos microscópicos. Se utiliza ,mayormente para apreciar la calidad de los efluentes de la planta de tratamiento.

- Olor : En líquidos cloacales, especialmente, muestran el grado de septización del líquido residual : Fresco, rancio ó séptico. Esto es de particular interés cuando se trata de precisar la necesidad de aplicar al agua residual ciertos tratamientos adicionales. El olor además, puede indicar o hacer sostener la presencia de ciertos residuos industriales.
- Temperatura : Las medidas de temperatura son importantes dado que la mayor parte de las reacciones químicas y biológicas están influenciadas en buena proporción por la temperatura. También puede ser indicios de descargas de desechos industriales calientes.
- Sólidos : La definición más aceptada de "Sólidos" es aquella que los caracteriza como la materia residual remanente después de evaporar y secar la muestra a 103 - 105°C. Todo el material que ejerce una presión de vapor significativa a dicha temperatura se pierde durante el proceso de evaporación y secado. El residuo o material sólido remanente, representa aquella fracción del material presente en la muestra que tiene una presión de vapor muy baja a dicha temperatura.

Los sólidos se clasifican en

- Sólidos Totales
 - Sólidos suspendidos
 - Sólidos disueltos
 - Sedimentables-orgánicos y minerales
 - No sedimentables-orgánicos y minerales
 - Son perceptibles por la evaporación
- Sólidos Suspendidos
 - Orgánicos y minerales
- Sólidos Disueltos
 - Orgánicos y minerales

La suma de todos los sólidos (Suspendidos + Disueltos) se denomina "Resíduo Total" ó "Sólidos Totales".

Si los sólidos son sometidos a una calcinación, se verifica que hay una considerable parte volátil, al contrario de lo que sucede con el resíduo total de las aguas de abastecimiento, lo que señala una diferencia entre estos dos tipos de efluentes.

La cantidad de sólidos fijos (resíduos de la calcinación), se aproximan al que existe en las aguas de abastecimiento, pues los desagües contienen todos los sólidos del agua original incrementados de una pequeña parte mineral y gran parte orgánica de las excretas y resíduos (Heces, Orina, Lavado, etc.).

- Acidez : La acidez en aguas residuales es de interés cuando los líquidos cloacales han recibido despojos ácidos (generalmente de origen industrial) ó agua de escurrimiento

to provenientes de áreas minerales. Ello con el objeto - de preveer y conocer la influencia que tal circunstancia ejerce, en especial, sobre los procesos biológicos utilizados en el campo del tratamiento de las aguas residuales, sensibles a aquellos valores que se apartan de los normalmente reportados para tales aguas.

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

En el agua la alcalinidad se debe generalmente a la presencia de bicarbonatos, carbonato e hidróxido.

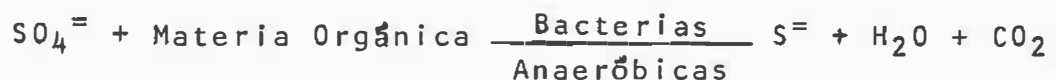
Cloruros : Bajo la forma de Ión CL es uno de los aniones mayormente presentes en los líquidos cloacales, ya que proviene de una de las sales mas frecuentemente usadas en la dieta del hombre (sal común) y por que aparecen en muchas ocasiones en lugares cercanos al mar, asociadas con las aguas de infiltración que a través de las juntas de tubería del sistema de recolección se incorporan al sistema, cargadas con este Anión.

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

- Sulfatos : El ión sulfato es uno de los mayores aniones presentes en aguas naturales. Se encuentran muy distribuidos en la naturaleza, y son abundantes en aguas duras. Los sulfatos tienen gran importancia en desagues y desechos industriales porque ellos son indirectamente responsables de dos serios problemas frecuentemente asociados con el manejo y tratamiento del desague. Estos son :

- 1) Olores
- 2) Corrosión de desagues.

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



- Nitrógeno : La determinación del nitrógeno en sus distintas formas (Nitrógeno Orgánico, amoniacal, de nitritos y nitratos) en aguas residuales es de particular interés en el tratamiento de aguas cloacales :

- a) En los afluentes de las obras de tratamiento con el objeto de conocer su concentración y poder estimar el grado de transformación que sufren a través de las distintas etapas del acondicionamiento.
- b) En los efluentes de las plantas de tratamiento, con el objeto de conocer el grado de transformación (estabili

zación), que pueden acusar los líquidos tratados; y para predecir, de acuerdo al estado y concentración de los compuestos nitrogenados el grado de eutrificación a que pueden estar sometidos los receptores finales.

- Oxígeno Disuelto : Los desagües por lo general carecen de oxígeno disuelto, sin embargo se les encuentra en el efluente de plantas de lodos activados y lagunas de estabilización.

Es muy importante esta determinación en cursos de agua contaminadas con desagüe, conjuntamente con la D.B.O y estabilidad relativa, pues su ausencia es indicativa de putrefacción.

- Demanda Bioquímica de Oxígeno (D.B.O.) : Esta determinación es hasta el momento, la de mayor significación dentro de los análisis aplicados a las aguas residuales y las masas hídricas receptoras. La D.B.O. se define como la cantidad de oxígeno que requiere, la materia orgánica contenida en una muestra de desagüe o aguas contaminadas con el, o en general cualquier agua polucionada para estabilizarse en un tiempo y temperatura determinados, en condiciones aeróbicas.

ESTABILIDAD RELATIVA

Se define como la relación porcentual del oxígeno disponible al oxígeno requerido para satisfacer la demanda bioquímica de oxígeno. Esta relación está indicada en forma aproximada, por el nú

mero de días requeridos para agotar el oxígeno disponible en la muestra, usando el azul de metileno como indicador. Esta determinación se ha reemplazado últimamente con los análisis de D.B.O., O.D. y nitritos y nitratos de la muestra.

DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO (D.Q.O.)

Por representar una medida de la cantidad de material carbonosa contenida en los diferentes tipos de materia orgánica presentes en las aguas residuales, es utilizada al igual que la D.B.O., - como una expresión del poder polucional de un agua. En especial de aguas residuales mayormente industriales, que contienen compuestos tóxicos a los microorganismos responsables de la descomposición de esa materia orgánica. No presenta, por otra parte - como la D.B.O., una diferenciación entre materia orgánica putrefacible o no, lo que es sumamente importante en nuestro caso.

7.3 CARACTERÍSTICAS BACTERIOLOGICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

La bacteriología del desague constituye el punto de mayor significado del alcantarillado urbano, pues el objetivo de la - disposición de las aguas residuales, si estéticamente es una necesidad, desde el punto de vista sanitario a causa de la transmisión bacteriana de enfermedades pasa a ser una imposición. El número de bacterias presente en el desague doméstico es inmensa, más para evaluar las características es norma proceder - al centro de las coliformes solamente, las cuales pueden estar presentes en concentraciones de 10^5 a 10^6 por mililitro. Las bacterias coliformes no constituyen por sí mismos un peligro, -

mas siendo entero-bacterias son asociadas a microorganismos patógenos, provenientes de las heces y eventualmente de la orina de individuos enfermos o que, aún sanos, son portadores de gérmenes. El desagüe es vehículo de trasmisión del cólera, la fiebre tifoidea, salmonelas causantes de la gastro-enteritis, leptosiras, bacilo de la tuberculosis, enterovirus causantes de la poliomielititis, virus de la hepatitis infecciosa, etc.

No siendo posible investigar individualmente a cada uno de los agentes transmisores de las enfermedades arriba citadas, se utiliza a las bacterias coliformes como indicadoras, en la presunción de que habiendo bacterias de origen fecal, habrá proporcionalmente otras bacterias patógenas eliminadas por el mismo proceso.

No hay una relación cierta entre el número de coliformes y el número de cada uno de los agentes patógenos porque, en cuanto la eliminación de bacterias coliformes por la persona o por la colectividad es constante, el número de bacterias patógenas es función de la existencia o no de portadores, de la fase endémica o epidémica de determinada molestia, es decir es función del nivel de salud de la población.

Los desagües industriales, a excepción de los provenientes de la manipulación de productos animales, no presentan un elevado contenido de bacterias.

A parte del aspecto sanitario, la acción bacteriana ofrece interés por las consecuencias que sobre los materiales utilizados en la construcción de las redes de alcantarillado y demás piezas del sistema.

7.4 EFECTOS CAUSADOS POR EL LANZAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES EN LOS CURSOS DE AGUA Y EN EL MAR

7.4.1 DESTINO DE LAS AGUAS RESIDUALES

Las aguas servidas recolectadas y conducidas por la red de alcantarillado, acaban siendo descargadas o lanzadas en un cuerpo de agua receptor : El mar en el caso de las ciudades costeras, o en un curso de agua (Ríos), cuando se trata de las ciudades y comunidades del interior.

La descarga de aguas residuales domésticas e industriales en las corrientes y cuerpos superficiales de agua, conduce al deterioro de la calidad de dichas aguas superficiales hasta un grado tal que las puede inutilizar como fuente de abastecimiento para la comunidad, además de alterar y perturbar el equilibrio ecológico del eco sistema, y del medio en general.

Las aguas residuales contienen una serie de compuestos orgánicos e inorgánicos que alteran significativamente la calidad de las aguas superficiales, bien por su simple presencia en el agua, o bien por los cambios que tales compuestos sufren mientras están en dilución o en suspensión en el agua.

La presencia de virus, bacterias, protozoarios otros organismos patógenos en las aguas residuales en grandes cantidades, tienen un gran significado sanitario. El contenido total de bacterias en los efluentes de los desagües urbanos generalmente están comprendidos en el orden de billones por litro.

Como se puede observar, se llega a la conclusión de que la descarga de aguas residuales en los cuerpos de agua naturales generalmente causa problemas complejos de polución.

7.4.2 CONSECUENCIAS DE LA POLUCION EN LOS CUERPOS DE AGUA RECEPTORES ;

1.- DESCARGA DE LAS AGUAS RESIDUALES EN EL MAR

La polución marítima si bien no es tan grave como la polución de las aguas dulces, puede con todo causar efectos adversos para las playas, ensenadas, bahías, etc. perjudicando el ambiente.

De un modo general los siguientes inconvenientes pueden ocurrir

- a) Contaminación de la orilla por virus, bacterias ensenadas, bahías, etc.
- b) Contaminación de las especies marinas
- c) Formación de depósitos indeseables (aceites, lodos).

2.- DESCARGA DE LAS AGUAS RESIDUALES EN LOS CURSOS DE AGUA : RIOS, LAGOS, ACEQUIAS, ETC.

Los principales efectos causados por la polución des estos cursos de agua son los siguientes :

- a) Daños causados a los abastecimientos públicos de agua, situados aguas abajo del punto de descarga.
- b) Inconvenientes relativos al uso de las aguas receptoras para fines recreativos ó prácticas deportivas.
- c) Daños causados a los peces.
- d) Perjuicios para las propiedades marginales, la a-

gricultura, la ganadería y la fauna natural.

7.5 OBJETIVOS DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

El tratamiento de los desagües es hecho con la finalidad de evitar tanto cuanto sea posible o deseable los inconvenientes de la polución.

Las razones que recomiendan el tratamiento de las aguas residuales pueden ser resumidos en los siguientes puntos

a) Razones de Salud Pública : Para evitar la contaminación de las aguas receptoras y las consecuencias peligrosas para los abastecimientos de agua situados aguas abajo del punto de lanzamiento y también para evitar la contaminación directa de usuarios de las aguas receptoras (bañistas, deportistas, habitantes ribereños, etc.) e indirecta (verduras, leche y otros alimentos).

b) Razones Ecológicas : Para que sean mantenidas condiciones adecuadas para el medio natural, evitando alteraciones perjudiciales y la degradación del medio ambiente. También para proporcionar una protección para la Flora y la Fauna.

c) Razones Económicas : Relacionadas con el valor de la tierra y demás propiedades situadas aguas abajo del punto de lanzamiento (y que serían despreciadas por la polución), y con los prejuicios para la pesca, la caza y para las instalaciones y estructuras fijas y flotantes, para la ganadería y la industria de la leche y para todas las industrias localizadas aguas abajo, que se abastecen con agua de los ríos receptores. Perjuicios considerables pueden ser causados para las comunidades situadas aguas a-

bajo, aumentando el costo del tratamiento de las aguas para abastecimiento.

d) Razones Estéticas y de Confort : Para evitar el mal aspecto, desprendimiento de gases, mal olor, la presencia de natas y materiales flotantes, etc.

Los cursos de agua muy polucionados causan la corrosión y descoloración de pinturas, la alteración de metales, irritaciones a los ojos, etc.

e) Razones Legales : Relacionadas con las disposiciones reglamentarias con el fin de asegurar la protección a las personas, la propiedad y los bienes naturales, las industriales y propietarios marginales perjudicados por el lanzamiento de aguas residuales sin tratamiento alguno.

7.6 METODOS DE TRATAMIENTO

El tratamiento de las aguas residuales puede incluir varios procesos y debe ser realizado en la medida de las necesidades, de manera de asegurar un grado de tratamiento compatible con las condiciones locales.

Las plantas de tratamiento de desagües generalmente son proyectadas de modo que su ejecución sea por etapas, no solamente en términos de capacidad o gasto sino también en función del grado de tratamiento.

El tratamiento convencional de los desagües comprende las siguientes fases :

7.6.1 TRATAMIENTOS PREVIOS Y PRELIMINARES

Se destinan a la remoción de sólidos gruesos, arenas minerales, materiales flotantes, aceites y grasas.

Los tratamientos preliminares son realizados :

a) Como preparación de los efluentes para tratamientos siguientes.

b) Como tratamiento suficiente para efluentes lanzados al mar, a través de emisores submarinos ó lanzados en cursos de agua de gran caudal.

c) Como tratamiento previo para ciertas descargas industriales hechas en la red pública (con la finalidad de proteger los colectores y las instalaciones de servicio público).

Las unidades de tratamiento pueden ser

- a) Rejas o desintegradores
- b) Desarenadores
- c) Estanques de remoción de sólidos flotantes
- d) Estanques de remoción de aceites y grasas.
- e) Otros tratamientos preliminares, comunes a los desagües industriales.

Generalmente las plantas de tratamiento incluyen las unidades (a) y (b).

7.6.2 TRATAMIENTOS PRIMARIOS :

Se destinan a la remoción de impurezas sedimentables, - gran parte de los sólidos en suspensión y cerca del 30% a 40% de la demanda bioquímica de oxígeno (D.B.O.).

La sedimentación es el proceso básico. Los lodos retirados de los sedimentadores son sometidos a tratamiento propio.

Las instalaciones de la planta comprenden :

- a) Tratamientos previos Rejas y desarenadores.
- b) Sedimentación primaria
- c) Digestión, secado y disposición de lodos.
- d) Cloración (cuando es necesario).

7.6.3 TRATAMIENTOS SECUNDARIOS :

Como complementación a los tratamientos anteriores se deberá incluir un proceso biológico aerobio (oxidación) y la sedimentación final (secundaria).

Los resultados obtenidos generalmente está comprendidos entre 70 y 98 % de reducción de la D.B.O.

7.6.4 TRATAMIENTOS TERCIARIOS

Son tratamientos para situaciones especiales, que se destinan a completar el tratamiento secundario siempre que las condiciones locales exijan un grado de tratamiento excepcionalmente elevado (debido a los usos o reusos de las aguas receptoras) y también para los casos en que sea necesaria una remoción de nutrientes de los efluentes finales, para evitar la proliferación de algas en el cuerpo de agua receptor.

7.6.5 DESINFECCION

Cuando sea necesario se debe hacer una cloración de

las aguas residuales o de los efluentes de las plantas de tratamiento.

El objetivo principal de la desinfección es la reducción de las bacterias en las aguas residuales.

De un modo general, el tratamiento de desagües es completo y deberá ser limitado a las necesidades reales.

Cada caso debe ser estudiado cuidadosamente fin de escoger la situación más adecuada y económica.

Las condiciones locales determinan siempre el grado de tratamiento a ser adoptado. Los resultados conocidos a través de la experiencia darán indicaciones sobre las eficiencias que pueden ser esperadas para los diversos procesos de tratamiento.

7.7 CLASIFICACION DE LOS PROCESOS BIOLÓGICOS :

PROCESOS BIOLÓGICOS	ANAEROBIOS	Tanques Sépticos	
		Lagunas de estabilización anaerobias.	
	AEROBIOS	Clásicos	Filtración Biológica
		Variantes Económicas.	Lodos activados Lagunas de Estabiliz. Facultativas. Lagunas Aerobias Zanjas de Oxidación

Estos procesos corresponden a la Fase Líquida, es decir a los Efluen

tes. Los lodos resultantes del proceso son sometidos a su vez a tratamientos biológicos propios, con la finalidad de estabilización y reducción de volúmen.

7.8 RESULTADOS DEL TRATAMIENTO DE LOS DESAGUES

Los resultados generalmente obtenidos en plantas de tratamiento de desagues depende de la naturaleza de los efluentes, de la extensión del tratamiento, de los procesos aplicados y de las condiciones de operación. la eficiencia alcanzada es expresada en porcentajes de reducción de la demanda bioquímica de oxígeno (D.B.O.), de sólidos en suspensión, y de bacterias coliformes.

El cuadro siguiente presenta los valores más comunes :

RESULTADOS OBTENIDOS :

PROCESO	REDUCCION DE D.B.O.	REDUCCION DE COLIFORMES.
Cloración de efluentes brutos	5 - 15%	90 - 95%
Tratamiento Primario	25 - 40%	40 - 60%
Filtración Biológica	70 - 95%	80 - 90%
Lodos Activados	85 - 95%	90 - 96%
Aereación Prolongada	50 - 80%	85 - 90%
Lagunas de Estabilización :		
1.- Facultativas	75 - 95%	80 - 99%
2.- Anaerobias	50 - 80%	85 - 90%
3.- Aerobias	50 - 80%	85 - 90%
Zanjas de Oxidación	90 - 97%	90 - 96%
Tratamientos Terciarios	95 - 99%	90 - 99%

Del cuadro anterior se observa la gran eficiencia que tienen las lagunas de estabilización en la remoción de la D.B.O., por lo que se recomienda su empleo en el caso del Pueblo Joven Coishco por las grandes ventajas que presentan y que serán señaladas más adelante. En cambio la aplicación de procesos muy refinados como el de lodos activados y filtros biológicos por tener un costo "Per-Cápita" de construcción demasiado alto no son recomendables emplearlos en la localidad de Coishco.

ALTERNATIVAS PARA EL TIPO DE TRATAMIENTO DE LOS DESAGUES DEL PUEBLO JOVEN COISHCO.

Como ya hemos manifestado, sólo se consideran en nuestro estudio los desagues domésticos de la población. Los desagues de la industria pesquera no se integrarán al sistema en vista del alto contenido de polución que poseen; lo que necesariamente exige un tratamiento previo dentro de la propia industria antes de poder ingresar a la red de servicio público, a fin de cumplir con las condiciones mínimas establecidas por el Reglamento de Desagues Industriales aprobado por D.S. No. 2860 del 1 de Diciembre de 1969; el que señala que las concentraciones que deben tener los desagues industriales para poder ingresar a la Red de Alcantarillado Público son las siguientes :

- La temperatura podrá alcanzar un valor máximo de 35°C.
- La demanda bioquímica de oxígeno (D.B.O.) podrá alcanzar un valor máximo de 1,000 p.p.m.
- El PH podrá alcanzar un valor máximo de 8.5 y valor mínimo de 5.

- La concentración de cualquier sustancia grasa no podrá ser mayor de 0.1 gr/lt. en peso.
- La concentración de cualquier sustancia inflamable, no podrá ser mayor de 1 gr/lt. El punto de ignición deberá ser superior a los 90°C.
- La concentración de cloruros no debe ser mayor de 500 p.p.m. en el Capítulo IV (4-) se incluyen los cuadros que muestran las características de los desagues de la industria pesquera en relación a las características de los desagues domésticos de la Población.

Es evidente que mientras no se haga una adecuada disposición de los desagues industriales, no se podrán cumplir totalmente con los objetivos previstos en la disposición final de los desagues, entre los que podemos citar :

- 1.- La preservación de los recursos hídricos de la zona, protección de la caleta de coishco y la recuperación de la calidad original de sus aguas.
- 2.- Control de los efectos nocivos que producen la evaporación de todo tipo de residuos sólidos que toman contacto con las especies biológicas, es decir la preservación de la Ecología.
- 3.- La eliminación de todo tipo de organismos y compuestos que son peligrosos para la salud pública.

De todas las alternativas posibles solo hay dos formas de disposición final de los desagues de la población y son las siguientes :

- 1.- Descarga al mar sin tratamiento.

2.- Descarga al mar con tratamiento.

Para determinar cual planteamiento es el más adecuado para las condiciones futuras de Coishco, se debe hacer un estudio de cada uno de ellos para lo cual se deben tener en cuenta los siguientes aspectos :

- Grado de protección al medio ambiente a mediano y largo plazo.
- Compatibilidad con planes de ordenamiento urbanísticos futuros.
- Magnitud de las inversiones y posibilidad de su funcionamiento por etapas.
- Grado de mecanización y proporción de equipos de importación.
- Costos de operación y mantenimiento.
- Capacidad de pago de la comunidad.
- Costos de consumo de energía eléctrica.
- Costos de los terrenos.

7.9.1 DESCARGA AL MAR SIN TRATAMIENTO :

Se plantean tres tipos de descargas que son :

- Descarga en la superficie del mar dentro de la caleta.
- Descarga en la superficie del mar fuera de la caleta.
- Descarga Sub-Marina.

De los tres planteamientos presentados ninguno es recomendable porque uno de los fines del proyecto es de saneamiento de la Caleta - la que actualmente se encuentra contaminada por arrojar al mar den

tro de la caleta los desagües de la industria pesquera, produciéndose un estado séptico, que se caracteriza por las emanaciones de gases sulfurosos y la extensa contaminación de las playas, por consiguiente no debe descargarse en la Caleta de Coishco ningún tipo de desague industrial ó doméstico crudo y con esta medida se iniciará el proceso de recuperación de la calidad de sus aguas. Todo tipo de descarga al mar fuera de la caleta, deberá ser por bombeo con un costo elevado de consumo de energía y con orientación hacia el Norte por la dirección de las corrientes sub-marinas. Otra forma de descarga planteada es por emisor sub-marino, pero la dirección de la corriente no garantiza el saneamiento de las playas ubicadas al Norte de Coishco y además porque existe un gran peligro para su mantenimiento por las embarcaciones que circulan en esa área y que pueden dañar el emisor con sus anclas.

7.9,2 DESCARGA AL MAR CON TRATAMIENTO POR LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Con esta alternativa se trata de limitar la extensión de las obras de recolección y al mismo tiempo lograr la reducción del carácter nocivo de los desagües.

Las características de este tipo de tratamiento en la preservación de la contaminación del medio ambiente son evidentes y bien conocidos; su campo de aplicación cubre los residuos líquidos tanto domésticos como industriales.

Las ventajas que presentan las lagunas de estabilización para el tratamiento de los desagües de la población de Coishco son las siguientes

- Bajos costos iniciales de inversión.
- Bajos costos de mantenimiento. Coishco dispone de extensas áreas planas de bajo precio al Norte en el Valle del Santa.
- Las condiciones climatológicas como : Temperatura, radiación solar, humedad y suelos, son ideales para este tipo de procesos.
- Por las condiciones anteriores se puede asegurar una gran eficiencia en la reducción de la D.B.O., sólidos suspendidos, nitrógeno y Fósforo.

7.10 TRATAMIENTO DE DESAGUES EN LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

Durante los últimos 20 años viene desarrollándose, perfeccionándose y utilizándose una forma de tratamiento biológico, denominada Lagunas de Estabilización, de gran utilidad especialmente cuando se desea tratar desagues provenientes de las poblaciones de una determinada localidad. Este tipo de tratamiento es ventajoso en área donde el costo de terreno es relativamente barato y cuando la operación de un sistema más complejo de tratamiento, sería muy difícil.

Aún en muchos casos, dependiendo del tipo de laguna que se seleccione, es posible omitir un tratamiento previo, lo que trae consigo mayor economía para el proceso. Por otro lado, su mayor desventaja es la gran área requerida para este tipo de tratamiento biológico. De ahí que todas las investigaciones que se hacen en este campo tienen como fin lograr una sustancial reducción en el área efectiva a utilizarse.

7.11 PARAMETRO DE COMPARACION Y DE DISEÑO

Las lagunas de estabilización son altamente eficientes en la re

moción de sólidos en suspensión, bacterias y carga orgánica.

La carga orgánica medirá por el parámetro $D.B.O_5$ a $20^\circ C$ (Demanda bioquímica de oxígeno) es el factor de eficiencia mayormente utilizado para efectos de comparación entre los distintos sistemas de tratamiento biológico ya que la función de los mismos es fundamentalmente la estabilización de esa materia orgánica; es por ello que sólo se hará relación únicamente a la eficiencia en remoción de la DBO_5 a $20^\circ C$.

7.12 CLASIFICACION DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Existen varias formas de clasificar lagunas. De acuerdo con el contenido de oxígeno, pueden ser : "Anaeróbicas", "Aeróbicas" y "Facultativas". Si el oxígeno es suministrado artificialmente con aeración mecánica o aire comprimido, se denominan "Lagunas Aeradas". De acuerdo con el lugar que ocupan con relación a otros procesos, las lagunas pueden clasificarse como : "Primarias o de Aguas Residuales Crudas", "Secundarias", si reciben efluentes de otros procesos de tratamiento y de "Maduración" si su propósito fundamental es reducir el número de organismos patógenos o su empleo en cultivo de peces.

7.12.1 LAGUNAS AEROBIAS

También llamadas fotosintéticas, son estanques de pequeña profundidad (0.30 mt.) y diseñadas para una máxima producción de algas. En estas lagunas se mantienen condiciones aeróbicas a todo nivel y tiempo, y la reducción de materia orgánica es efectuada por acción de organismos aeróbicos. Estas unidades han

sido utilizadas preferentemente para propósitos de producción y cosecha de algas, y su uso en tratamiento de aguas residuales no es generalizado.

7.12.2 LAGUNAS ANAEROBICAS

Son estanques de mayor profundidad (2.5 - 4.0 m.) y reciben cargas orgánicas más elevadas de modo que la actividad fotosintética de las algas es suprimida, encontrándose ausencia de oxígeno en todos sus niveles. En estas condiciones, estas lagunas actuarán como un digestor anaeróbico abierto sin mezcla y debido a las altas cargas orgánicas que soportan, el efluente contiene un alto porcentaje de materia orgánica y requieren de otro proceso de tratamiento.

La descomposición de la materia orgánica por putrefacción tiene lugar durante la fermentación anaebia. Este proceso se lleva a cabo en dos etapas, primero el grupo de bacterias que producen ácidos, conocidos como Heterotrofos - Facultativos, descomponen la materia orgánica en ácidos grasos, aldehidos, alcohes, etc. Enseguida, el grupo de bacterias productoras de metano convierten los productos intermedios en gas metano (CH_4), Amoniacó (NH_3), Anhídrido Carbónico (CO_2) e Hidrógeno (H_2).

La fermentación del metano es una reacción indispensable en lagunas anaeróbicas. Uno de los factores dominantes en un sistema de lagunas anaeróbicas es la pequeña variación en pH (6.8 - 7.2) permisible durante la fermentación del metano. Esta restricción es muy importante ya que la fermentación del metano debe proceder enseguida de la producción de ácidos.

En el cuadro siguiente se presenta una descripción de estas dos etapas.

7.12.3 LAGUNAS FACULTATIVAS :

Son estanques de profundidades más reducidas (1.0 - 1.8 m.) y se caracterizan por que la capa superior es aerobia, la zona central contiene bacterias facultativas y la zona de fangos del fondo es realmente anaerobia. En la actualidad la mayor parte de las lagunas de estabilización que tratan aguas residuales crudas son del tipo Facultativo.

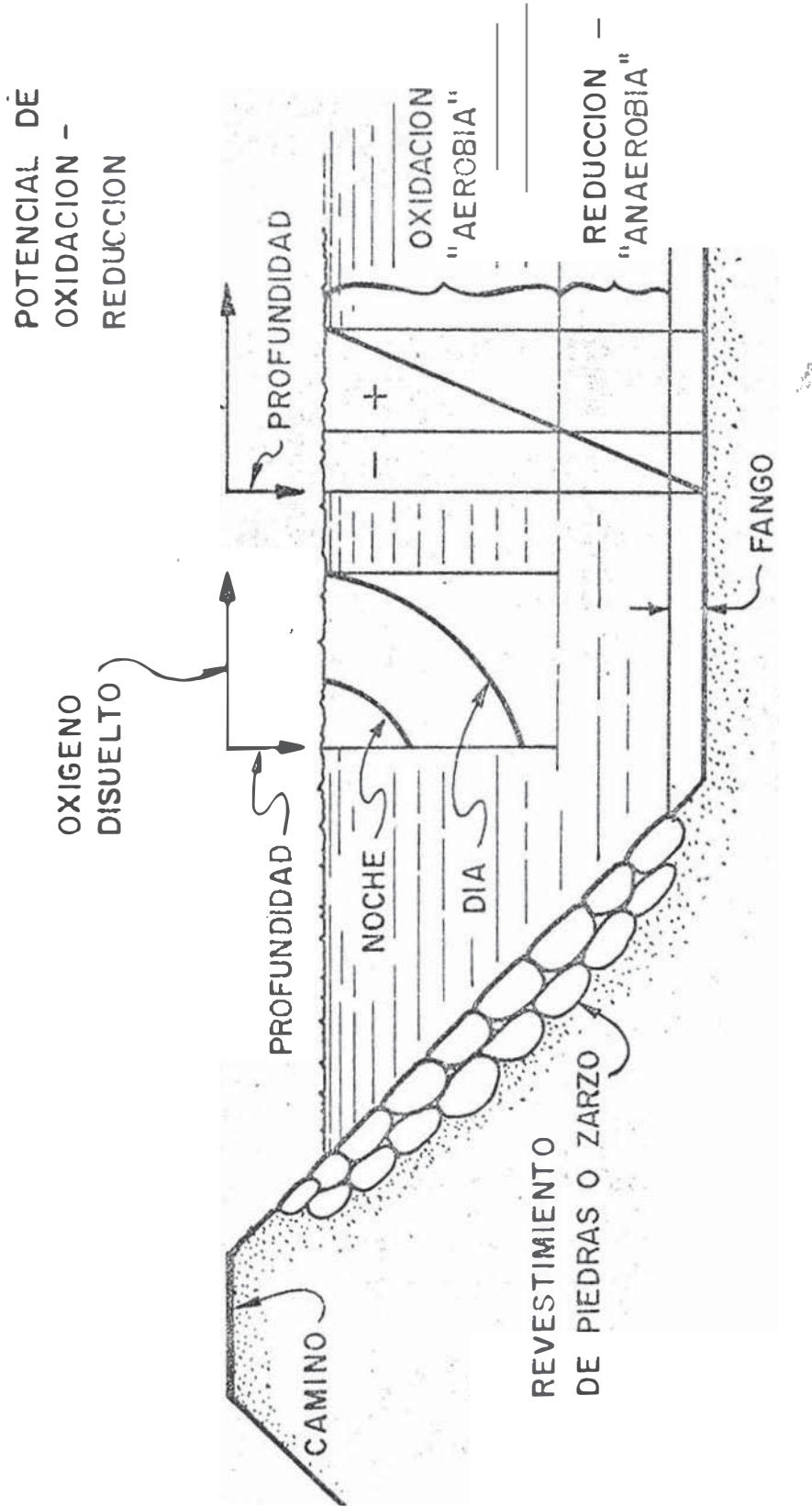
Las lagunas facultativas se oxigenan principalmente por la actividad fotosintética de las algas bajo la influencia de la radiación solar, aunque en los grandes estanques la aireación superficial - por la acción del viento también aporta una importante proporción de oxígeno. En la figura siguiente se presenta un esquema de una laguna facultativa típica en la cual se indican las variaciones del oxígeno disuelto y del potencial de oxidación - reducción. Se puede observar que el oxígeno disuelto es mayor durante los períodos de los diurna que por la noche.

El mecanismo principal de las lagunas facultativas ocurre en el estrato superior y corresponde a una simbiosis o comensalismo de bacterias aeróbicas y algas. Las bacterias heterotróficas descomponen la materia orgánica produciendo compuestos inorgánicos solubles y bióxido de carbono. La cantidad de oxígeno requerido para esta degradación es suministrada principalmente por el proceso de Fotosíntesis.

En el esquema siguiente se presenta un diagrama simplificado del

comensalismo Algas - Bacterias en el ciclo del carbono.

F A C U L T A T I V A S



ESQUEMA DE UNA LAGUNA FACULTATIVA (2)

FIGURA 2

DATOS NECESARIOS PARA EL PROYECTO Y OPERACION DE UNA LAGUNA DE ESTABILIZACION

Las operaciones de cálculo para el Proyecto de una laguna de Estabilización son más simples que los cálculos requeridos para el proyecto de una planta convencional de tratamiento de desagues. Sin embargo tantos son los factores naturales que ejercen influencia decisiva en el comportamiento de las lagunas, que las fórmulas y parámetros usados no son, ni pueden ser absolutos. Por esta razón es conveniente que antes de iniciar el proyecto de una laguna, sean obtenidos todas las características locales posibles, a fin de que se puedan ajustar las fórmulas teóricas y empíricas dentro de esas condiciones, lo que conducirá a minimizar los probables errores.

Los principales factores que servirán como datos preliminares para la elaboración de un buen proyecto son los siguientes :

a) Características del Desague

Del proyecto de la red colectora, obtenemos los siguientes datos :

- Población de proyecto = 20,250 habitantes
- Gasto promedio actual = 25 lt/s.
- Gasto promedio futuro = 40 lt/s.

Los análisis físico, químico y bacteriológico nos suministrarán entre otros, los siguientes datos mas importantes :

COMPOSICION TIPICA DE TRES CLASES DE AGUAS RESIDUALES
DOMESTICAS

CONSTITUYENTE	CONCENTRACION (mg/lit)		
	ALTA	MEDIA	BAJA
Sólidos totales	1200	700	350
Disueltos totales	850	500	250
Fijos	525	300	145
Volátiles	325	200	105
En suspensión totales	350	200	100
Fijos	75	50	30
Volátiles	275	150	70
Sólidos Sedimentables, mg/lit.	20	10	5
D.B.O. (5 días, 20°C)	300	200	100
Oxígeno disuelto	0	0	0
Nitrógeno total (como N)	85	40	20
Orgánico	35	15	8
Amoniacal	50	25	12
Fósforo Total (como P)	20	10	6
Cloruros	100	50	30
Alcalinidad (como CaCO ₃)	200	100	50
Grasas	150	100	50

- En países en desarrollo como el nuestro donde usualmente se desconocen valores de concentración promedio del desecho, se puede adoptar el valor de 50 gr. de D.B.O. por habitante y por día, el cual puede considerarse como una cifra de seguridad para estos países.

- En cuanto a la contribución de coliformes, se adopta el valor de $x 10^{11}$ colif./hab./día.

b) Características del cuerpo Receptor

Normalmente, las lagunas son proyectadas con un efluente , el cual es lanzado en un curso de agua receptor. La cantidad de población que esa masa líquida es capaz de soportar determinará las características del efluente de la laguna.

En nuestro caso se ha previsto que el efluente de las lagunas de estabilización descarguen inicialmente en un canal que conduce los sobrantes de riego de las zonas adyacentes, el cual posteriormente desembocará en el mar. La zona donde estará ubicada esta descarga está a una distancia considerable de la población con el fin de no contaminar las áreas de playa que son usadas para fines recreativos esta comunidad.

Por otra parte debemos señalar que como actualmente la caleta de Coishco se encuentra totalmente contaminada, por la descarga que sin tratamiento alguno hacen actualmente las fábricas de conservas y harinas de pescado, no se podrá tener una respuesta segura de la carga del efluente de las lagunas sobre el cuerpo receptor que en este caso es el mar.

c) Características Meteorológicas

Es imposible el Proyecto de una laguna de estabilización sin el conocimiento de los siguientes aspectos meteorológicos más importantes :

DATOS DE LA ESTACION METEOROLOGICA "LA RINCONADA" Y "SANTA"

- Temperatura :

a) Máxima Anual : 29.0°C

b) Media Anual : 21.0°C

c) Mínima Anual : 14.2°C

- Índice Pluviométrico :

La precipitación total anual en la zona de estudio es de 14 mm.

- Índice Evaporimétrico : La evaporación total anual tiene un valor promedio de 900 mm.

- Humedad relativa media :

Tiene un valor promedio anual de 80%

- Velocidad y Dirección de los Vientos Predominantes :

La velocidad de los vientos no es muy elevada, siendo la dirección de los vientos predominantes en el sentido Nor-Oeste.

d) Características del Terreno donde será construída la Laguna

Los siguientes factores son también de gran importancia para el proyecto :

1) Facilidades para la obtención del Terreno :

Al respecto debemos señalar que Coishco dispone de extensas áreas planas de bajo precio al Norte en el Valle del Santa.

2) Coeficiente de Infiltración

La zona donde estará ubicada las lagunas de estabilización son terrenos de cultivo, los cuales son regados con aguas provenientes del Río Santa, el cual en épocas de avenida contiene gran cantidad de material en suspensión en su mayoría partículas coloidales de origen arcilloso, las cuales han contribuido a disminuir la permeabilidad del terreno. Sin embargo es recomendable hacer una prueba de la infiltración del terreno a fin de tomar las precauciones del caso en el momento de ejecutar la obra, para que posteriormente cuando entre en operación la unidad de tratamiento no se produzcan desbalances de flujo entre el gasto afluente y efluente.

3) Altitud en relación al interceptor o al Emisor de la Red de Desagües :

En el presente caso la planta de tratamiento se encuentra en un nivel más elevado que el interceptor de la red, por lo que ha sido necesario instalar una estación de bombeo, con el fin de hacer posible el ingreso de las aguas residuales al lugar donde se les dará el tratamiento respectivo.

4) Altitud y Distancia en Relación al Cuerpo Receptor :

La zona donde se construirán las lagunas de estabilización se encuentran en una cota promedio de 9 metros con respecto al nivel del mar y siendo este el cuerpo receptor en este caso, no habrá inconveniente en hacer la descarga respectiva por gravedad aprovechando el desnivel natural del terreno.

5) Localización Relativa a la Comunidad Servida y la Dirección de los Vientos Predominantes :

El lugar donde se ubicarán las lagunas de estabilización se encuentra al Norte de la Población y distante de esta 1 kilómetro aproximadamente. Con relación a las Fábricas Pesqueras se encuentra a 600 metros aproximadamente de la más cercana de estas. Las distancias señaladas están dentro del rango recomendado por los autores, a fin de evitar problemas de malos olores, plagas de Moscas e Insectos.

La dirección de los vientos predominantes es Nor-Oeste y Sur-Oeste respectivamente, ambos contrarios a la dirección donde se encuentra ubicada la Comunidad.

7.14 METODOS USUALES DE DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION FACULTATIVAS

7.14.1 PROCEDIMIENTO EMPIRICO (E.F. GLOYNA) :

E. F. Gloyna en base al estudio de un sin número de lagunas a escala de laboratorio, piloto, y a lagunas en operación, estableció una fórmula empírica que relaciona el volumen de la laguna (v) con la población tributaria (N); el aporte per-cápita (q); el coeficiente de reacción de temperatura ($\theta =$) y la temperatura media del agua en el mes de más frío (T_m). La fórmula es la siguiente :

$$V = 3.5 \times 10^{-5} Nq La \theta^{(35^{\circ}C - T_m)} \quad (1)$$

Donde :

$$V = m^3$$

$$N = \text{Habitantes}$$

$$q = \text{lt/hab/día}$$

$$La = \text{DBO del Afluente en mg/Lt.}$$

$$\emptyset = 1.085$$

$$T_m = \text{°C}$$

- Para Fluctuaciones de Temperatura Estacional Moderna y Cloacal Crudo conteniendo Sólidos Sedimentables, recomienda usar profundidades entre 1.5 - 2.0 m.

7.14.2 METODO SUDAFRICANO :

Marais y Saaw, al establecer criterios para el Proyecto de Estanques facultativos en Africa Central y del Sur, observaron que :

a) Con bajos caudales de agua residual y una gran extensión superficial por habitante, el estanque no alcanzaba la profundidad de masa líquida requerida a causa de las pérdidas por filtración y evaporación.

b) La D.B.O. del efluente se mantenía prácticamente constante con independencia de las variaciones estacionales de la temperatura.

c) Las cargas de D.B.O. por unidad de superficie podían ser más elevadas.

En Sudamérica la carga máxima de D.B.O. para un Estanque Facultativo dependía inicialmente de la profundidad :

$$L_p = \frac{600}{0.18d + 8} \quad (2)$$

Ciertos datos obtenidos sobre el terreno indicaron que la D.B.O. del efluente podía formularse según la siguiente ecuación :

$$L_p = \frac{L_o}{K_t \cdot R_t + 1} \quad (3)$$

$$K_t = \frac{K_{as}}{\theta^{35-T}}$$

Donde :

L_p = D.B.O₅ en el efluente

L_o = D.B.O₅ en el afluente

K_T = Velocidad de degradación a la temperatura T

R_T = Período de Retención en días.

K_{35} = 1.2

θ = Coeficiente de reacción de Temperatura (1.085)

T = Temperatura media mensual mínima (mes más frío)

- La profundidad usual oscila entre 1.2 y 2.0 m.

7.14.3 CRITERIOS DE CARGA MAXIMA APLICABLE Y REMOCION ES - PERADA

Mc Garry y Pescod han desarrollado criterios de dimenn

sionamiento aplicables a climas tropicales. Ellos colectaron y analizaron datos de lagunas facultativas primarias operando bajo 143 condiciones diferentes y con remociones de D.B.O. entre 70 y 90 %, con una media de 79.4% y desviación estándar de 7.2%.

La siguiente correlación fue desarrollada para la carga orgánica superficial :

$$CS_r = 10.35 + 0.725 CS_a. \quad (5)$$

En donde CS_r y CS_a son las cargas superficiales aplicada y removida respectivamente (kg DBO/Ha/día).

La correlación anterior es aplicable a zonas tropicales y templadas, tiene un error estandar de estimación ± 16.4 kg. DBO/Ha/Día, y es aplicable para un intervalo de cargas superficiales entre 50 y 560 kg. DBO/Ha/Día.

- INFLUENCIA DE LA TEMPERATURA

En relación con la influencia de la temperatura sobre la carga máxima que puede aplicarse a una laguna facultativa primaria sin provocar su "Falla", es decir convertirla en anaeróbica - en toda su extensión, los investigadores Mc Garry y Pescod, establecieron una ecuación empírica que correlaciona la carga superficial máxima de D.B.O. aplicable y la temperatura promedio mensual en el mes más frío.

La ecuación es la siguiente :

$$CS_m = 60.29 (1.0993)^T, \quad (6) \quad \text{donde :}$$

$$CS_m = \text{Kg.}$$

$$T = ^\circ\text{C}$$

Hay que señalar que esta ecuación es aplicable en zonas de Clima Tropical con temperaturas (T) comprendidas entre los 18 - 30°, - con lo que se comprueba que el rango de temperatura de esta localidad cae dentro del intervalo señalado.

DISEÑO DE LA UNIDAD DE TRATAMIENTO

Se dimensionará las lagunas de estabilización facultativas primarias, para tratar las aguas residuales domésticas producidas por una población de 20,250 habitantes.

DATOS DE DISEÑO

- Población servida = 20,250 habitantes
- Contribución per-cápita de aguas residuales = 160 lt/Hab-día.
- Carga de D.B.O. adoptada = 50 gr. de D.B.O./Hab-Día.
- Temperatura promedio en el mes más frío = 21°C.

DIMENSIONAMIENTO DE LAS LAGUNAS

- Carga orgánica por habitante : Cq

$$Cq = 50 \text{ gr. D.B.O./Hab-Día} = 0.05 \text{ Kg. D.B.O./Ha-Día.}$$

D.B.O. del agua residual afluyente por litro

$$\begin{aligned} &= \frac{\text{D.B.O. por habitante y día}}{\text{Agua residual por habitante y día}} \\ &= \frac{0.05 \text{ Kg. D.B.O./Hab-Día}}{160 \text{ lt/hab-día}} = 312 \text{ mg/lt.} \end{aligned}$$

D.B.O. del agua residual afluyente por litro = 312 mg/lit.

- Carga orgánica total aplicada : CTa.

$$CTa = \text{Población} \times \text{carga orgánica por habitante}$$

$$CTa = 20,250 \times 0.050 = 1012.50 \text{ kg. D.B.O./Día}$$

- Caudal de contribución : Q

$$Q = \text{Población} \times \text{aporte per cápita de aguas residuales.}$$

$$Q = 20,250 \text{ hab} \times 160 \frac{\text{lt.}}{\text{Hab-Día}} = 3,240 \text{ m}^3/\text{Día}$$

- Para el dimensionamiento de las lagunas de estabilización, emplearemos los 3 métodos anteriormente descritos.

1.- Método : Procedimiento Empírico (Gloyna)

$$V = 3.5 \times 10^{-5} NqLa \emptyset^{(35-T_m)} \quad (1)$$

Donde :

$$N = 20,250 \text{ Habitantes}$$

$$q = 160 \text{ lt/hab-día}$$

$$La = 312 \text{ mg/lt}$$

$$\emptyset = 1.085$$

$$T_m = 21^\circ\text{C}$$

- Reemplazando valores tenemos :

$$V = 3.5 \times 10^{-5} \times 20,250 \times 160 \times 312 \times 1,085^{(35-21)}$$

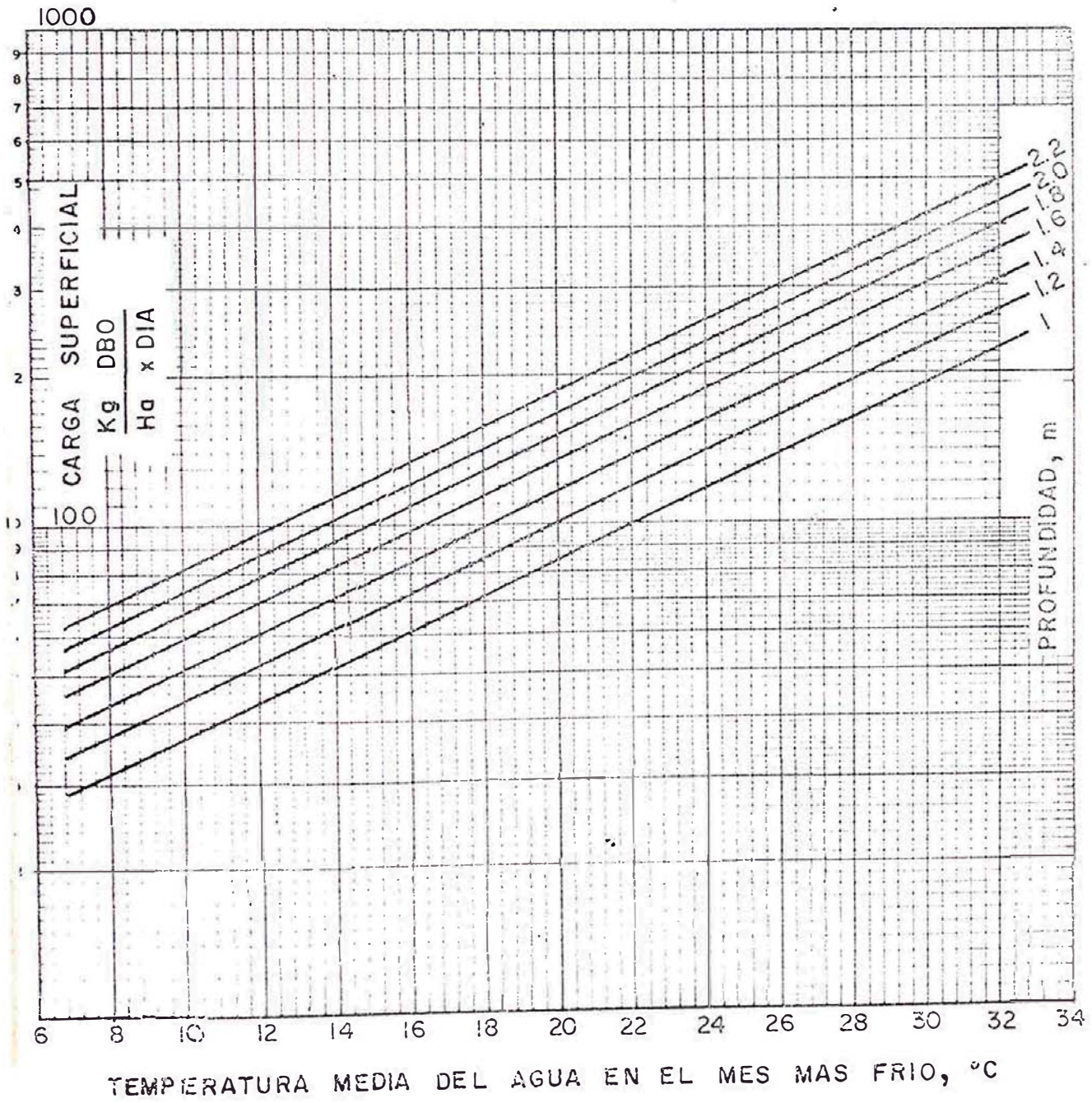
$$V = 110,862.32 \text{ m}^3$$

FIGURA 4

RELACION ENTRE CARGA SUPERFICIAL
TEMPERATURA Y PROFUNDIDAD PARA
LAGUNAS DE ESTABILIZACION

$$CS = 285.7 \times d \times \Theta^{T-35}$$

$$CS = \frac{Kq \text{ DBO}}{H_a \times \text{DIA}}, \quad d = m, \quad \Theta = 1.085$$



- La profundidad de la laguna será : 1.50 m.

- El área de la laguna será :

$$A = \frac{110,862.32}{1.50} = 7.40 \text{ Ha.}$$

- Carga superficial aplicada :

$$CSa = \frac{CTa}{A} = \frac{1012.50}{7.40} = 136.8 \text{ Kg. D.B.O./Ha-Día}$$

- Período de Retención : R

$$R = \frac{\text{Volumen}}{\text{Caudal}} = \frac{110,862.32}{3,240} = 34.2 \text{ Días}$$

- Como se observa, usando esta fórmula empírica, no es posible determinar la eficiencia del proceso, la D.B.O. del efluente ni la carga superficial removida.

2.- Empleando el Método Sudafricano (Marais y Shaw)

De la Ecuación (2) :

- La D.B.O. del efluente es para $d = 1.5$ mt.

$$L_p = \frac{600}{0.18 d + 8}$$

$$L_p = \frac{600}{0.18(1.5) + 8} = 72 \text{ mg/lt.}$$

- Según la Ecuación (3) el tiempo de retención (R) es :

$$R = \left(\frac{L_0}{L_p} - 1 \right) \frac{1}{K_T}$$

Donde : $L_0 = 312 \text{ mg/lt.}$

$L_p = 72 \text{ mg/lt.}$

$K_T = 0.17$ Para una temperatura promedio de 20°C

$$R = \left(\frac{312}{72} - 1 \right) \frac{1}{0.17} = 19.6 \text{ Días}$$

- Volumen de la Laguna :

$$V = Q \times R = 3240 \times 19.6 = 63,504 \text{ m}^3$$

- Area del Estanque :

$$A = \frac{V}{h} = \frac{63,504}{1.50} = 4.23 \text{ Ha.}$$

- Carga Superficial Aplicada

$$CS_a = \frac{CT_a}{A} = \frac{1012.50}{4.23} = 239.36$$

$$CS_a = 239.36 \frac{\text{Kg D.B.O}}{\text{Ha-Día}}$$

- Eficiencia de Remoción : Ef.

$$Ef = \frac{312-72}{312} = 0.77 = 77\%$$

- Carga Superficial Removida : CSr.

$$CSr = 0.77 \times 239.36 = 184.12$$

$$CSr = 184.12 \frac{\text{Kg D.B.O}}{\text{Ha/Día}}$$

3.- Empleando el Criterio de carga máxima aplicable y Remoción esperada (Mc Garry y Pescod)

- Determinación de la carga superficial máxima aplicada : CSm.

Por la Ecuación (6)

$$CSm = 60.29 (1.0993)^T$$

$$CSm = 60.29 (1.0993)^{21}$$

$$CSm = 440.23 \text{ Kg D.B.O./Ha-Día}$$

- Carga Superficial Removida : CSr.

De la Ecuación (5)

$$CSr = 10.35 + 0.725 CSm$$

$$CSr = 10.35 + 0.725 \times 440.23$$

$$CSr = 329.51 \text{ Kg. D.B.O./Ha-Día}$$

- Eficiencia de Remoción : Ef

$$Ef = \frac{CSr}{CSa} = \frac{329.51}{440.23} = 0.75 = 75\%$$

- La concentración en el efluente será :

$$h_p = 312 - 0.75 \times 312 = 78 \text{ mg/lt.}$$

D.B.O. del Efluente = 78 mg/lt.

- El área requerida será :

$$A = \frac{\text{Carga orgánica total aplicada (CTa)}}{\text{Carga superficial aplicada (CSa)}}$$

$$A = \frac{1012.50 \text{ Kg D.B.O./Día}}{440.23 \text{ Kg. D.B.O./Ha-Día}}$$

$$A = 2.29 \text{ Ha.}$$

- El Período de Retención (R) será igual a :

$$R = \frac{2.29 \times 10^4 \times 1.5}{3,240} = 10.6 \text{ días}$$

- Hemos usado H = 1.50 m. (Profundidad de la Laguna)

7.15.2 RESUMEN DE RESULTADOS OBTENIDOS :

a) El método 1, Procedimiento Empírico (E.F. Gloyna), da los siguientes resultados :

$$\text{Area} = 7.40 \text{ Ha.}$$

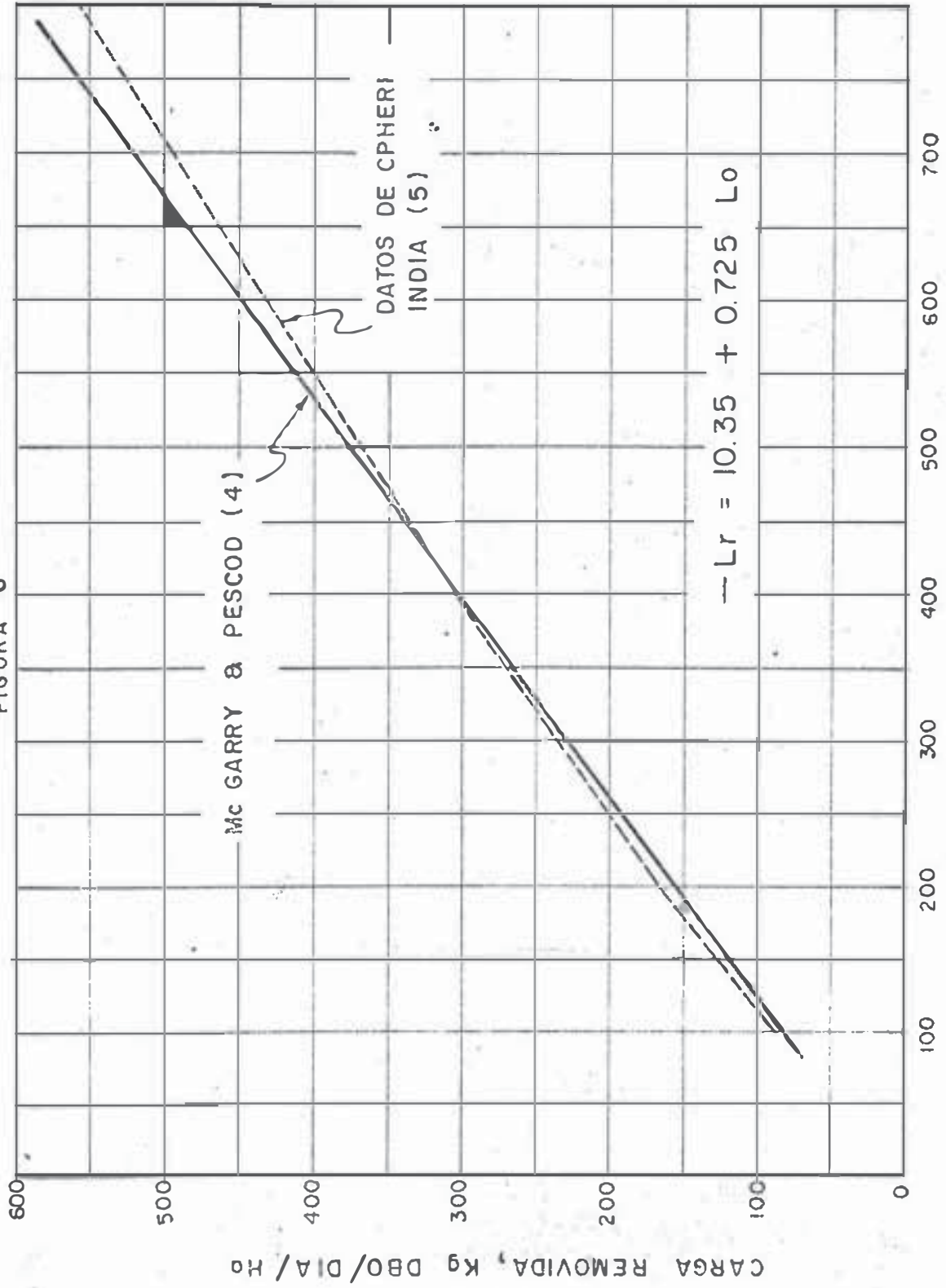
$$\text{CSa} = 136.8 \text{ Kg. D.B.O./Ha-Día}$$

$$R = 34.2 \text{ Días}$$

- Se desconoce la eficiencia de remoción

b) El método 2; conocido como método Sudafricano (Mairais y Shaw) da los siguientes resultados :

FIGURA 6



REMOCION DE DBO EN FUNCION DE CARGA SUPERFICIAL (Mc GARRY & PESCOD)

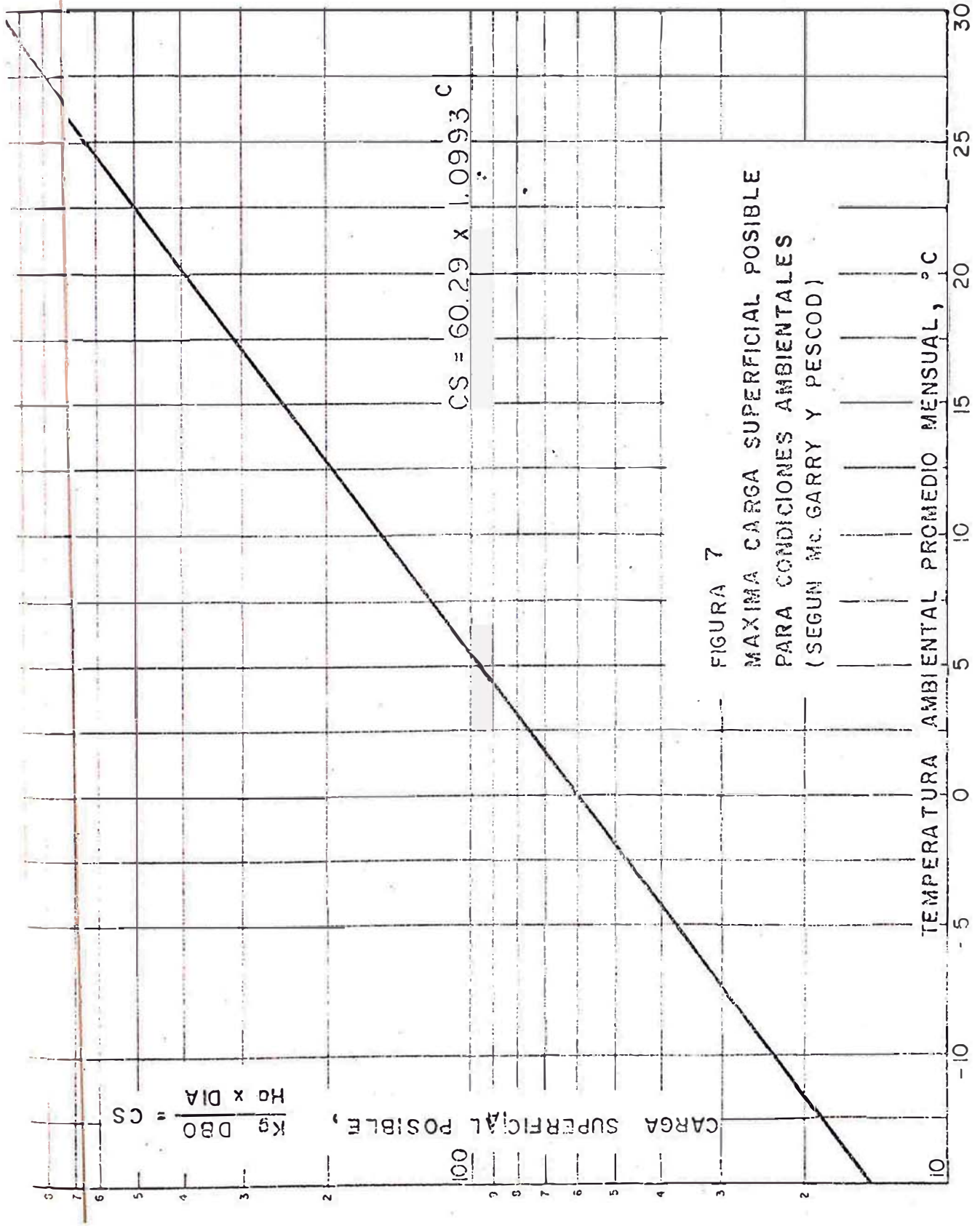


FIGURA 7
 MAXIMA CARGA SUPERFICIAL POSIBLE
 PARA CONDICIONES AMBIENTALES
 (SEGUN MC. GARRY Y PESCOD)

Area = 4.23 Ha.

CSa = 239.36 Kg. D.B.O./Ha-Día

R = 19.6 días

CSr = 184.12 Kg. D.B.O./Ha-día

Eficiencia = 77%

Lp = 72 mg/lt.

c) El método 3; que se basa en el criterio de carga máxima aplicable y remoción esperada, da los siguientes resultados :

A = 2.29 Ha.

CSa = CSm = 440.23 Kg. D.B.O./Ha-Día

CSr = 329.51 Kg. D.B.O./Ha-Día

Eficiencia = 75%

Lp = 78 mg/lt.

R = 10.6 días

7.15.3 CONCLUSIONES SOBRE LOS RESULTADOS OBTENIDOS :

a) El resultado obtenido con el método 1 no proporciona índices de eficiencia.

b) Todas las cargas superficiales aplicadas garantizan que la laguna facultativa va a operar como tal, sin peligro de convertirse en Anaeróbica.

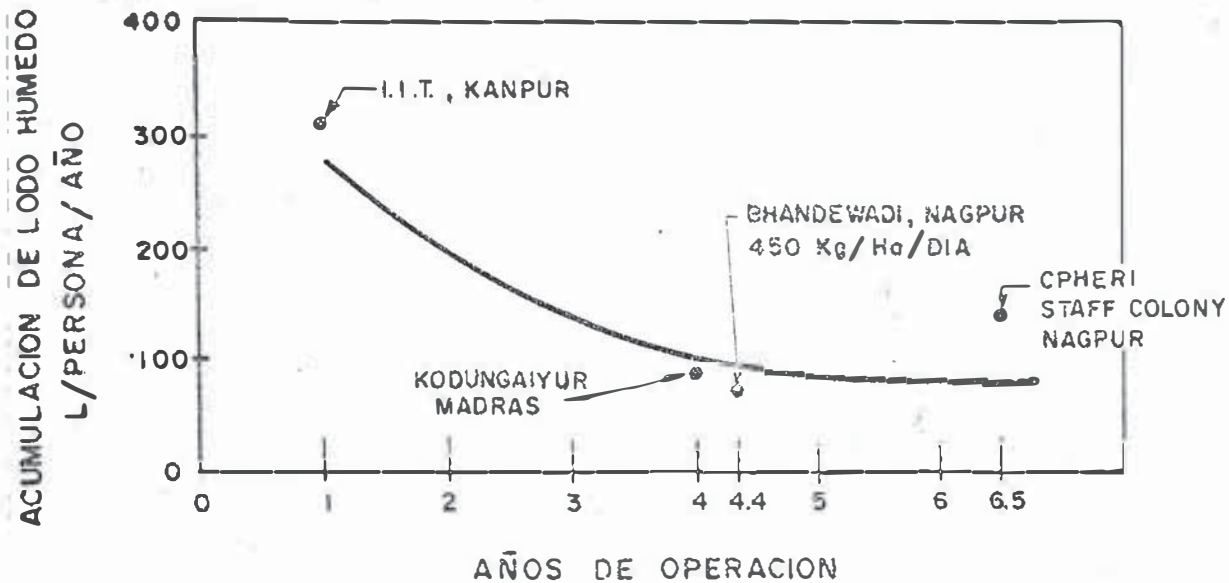
c) Con los métodos señalados el área puede variar entre 2.29 Ha. y 7.40 Ha.

d) Desde el punto de vista de que la mayor eficiencia se logra al obtener la mayor remoción de $D.B.O_5$ por unidad de área al aplicar la carga superficial máxima se obtiene la laguna más e eficiente.

e) La profundidad recomendable es de 1.50 a 2.00 metros porque así se evita la proliferación de plantas acuáticas de tallos emergentes; se ofrece mayor resistencia a la acción mezcladora del viento al formarse un gradiente térmico y en consecuencia, se lograría minimizar el problema de que la intensa actividad anaeróbica pueda romper la capa aeróbica. Además la mayor profundidad permite un mayor tiempo de retención y capacidad extra para la acumulación de lodos en el fondo.

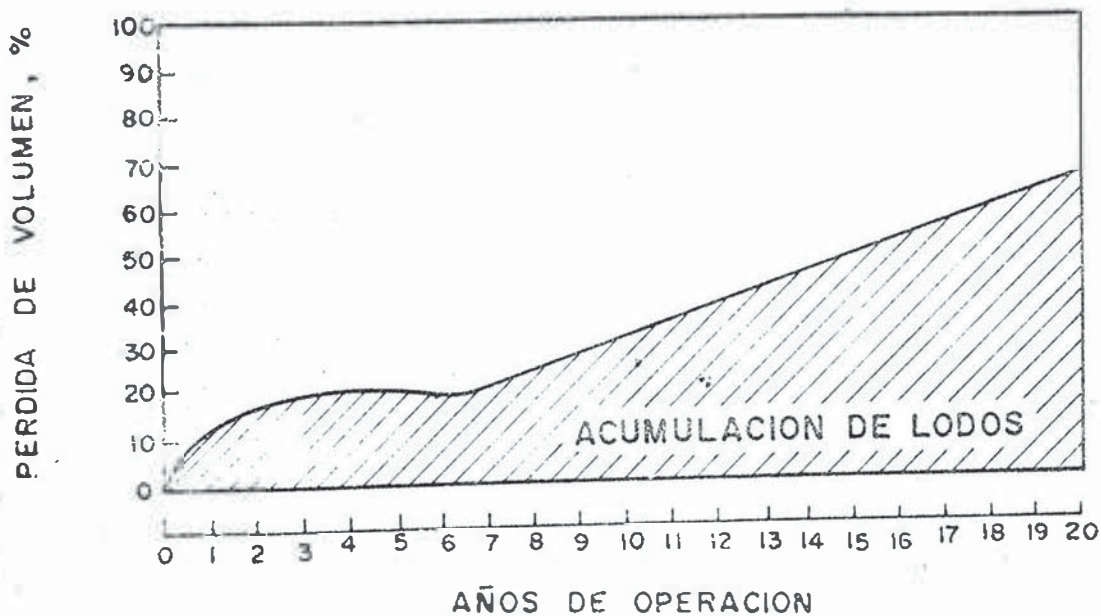
f) De lo señalado en "d", concluimos que el diseño más a apropiado para esta localidad es aquel en que se utiliza el criterio de carga superficial máxima para fines del período de diseño, el que en nuestro caso no será mayor de 10 años.

g) Si la carga en el efluente de la laguna no debe sobrepasar algún valor determinado menor que el obtenido con la aplicación de la carga superficial máxima; en este caso será necesario el concurso de una o más lagunas facultativas en serie, diseñadas también a plena carga.



TASA DE ACUMULACION DE LODO
CON AÑOS DE OPERACION (5)

FIGURA 8



REDUCCION GRADUAL DE VOLUMEN DE LAGUNA
POR ACUMULACION DE LODOS

FIGURA 9

7.15.4 NUMERO Y DISPOSICION DE LOS ESTANQUES :

Se construirán 2 lagunas de estabilización facultativas de 1.15 hectáreas cada una, las cuales funcionarán en paralelo.

Debemos señalar que las unidades de tratamiento serán construídas en dos etapas : La primera unidad entrará en funcionamiento al inicio de la inauguración del sistema, debiendo cubrir las necesidades actuales y la de los primeros años de puesto en marcha. el servicio.

La segunda unidad de tratamiento se ha decidido dejarla para una etapa posterior, cuando el caudal de contribución del alcantarillado justifique su implementación, ya que se ha observado que los estanques que no se usan se deterioran rápidamente originando problemas de mantenimiento, aparte de que no hay necesidad alguna de destinar fondos en instalaciones que todavía no hacen falta. La capacidad de adaptación es precisamente una de las ventajas de las lagunas de estabilización.

7.15.5 DIMENSIONAMIENTO DEL CANAL DE DISTRIBUCION QUE CONDUCIRA EL AFLUENTE A LAS LAGUNAS :

El canal será de sección rectangular con un ancho constante de 0.30 mt, para hallar la altura del canal, tenemos los siguientes datos :

$$Q \text{ máximo} = 80 \text{ lt/s.}$$

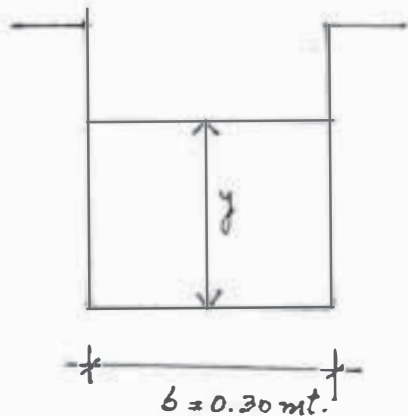
$$S = \text{Pendiente} = 2 \%$$

$$n = 0.013 \text{ (Concreto)}$$

De la fórmula de Manning :

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

Donde : R = Radio medio Hidráulico



$$R = \frac{\text{Area}}{\text{Perímetro mojado}}$$

$$R = \frac{0.3 y}{0.3 + 2y}$$

El gasto de la Ecuación (1) será :

$$Q = \frac{A R^{2/3} S^{1/2}}{n}, \text{ de donde}$$

$$AR^{2/3} = \frac{Q \cdot n}{S^{1/2}} = \frac{0.08 \times 0.013}{(0.002)^{1/2}}$$

$$AR^{2/3} = 0.0232$$

$$\frac{AR^{2/3}}{b^{8/3}} = \frac{0.0232}{0.040} = 0.58$$

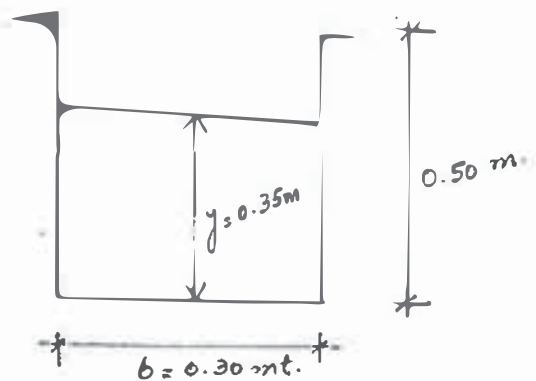
Del abaco preparado por VEN TE CHOW, encontramos la siguiente relación :

$$\frac{Y}{b} = 1.15$$

$$y = 1.16 \times 0.3 = 0.348 \text{ mt.}$$

$$y = 0.35 \text{ mt.}$$

Considerando un borde libre de 0.15 mt., la altura total del canal será 0.50 mt.



Comprobación del caudal en el canal para el tirante dado :

$$R = \frac{0.3 \times 0.35}{0.30 + 0.70} = 0.105$$

$$R^{2/3} = 0.222$$

$$Q = \frac{(0.3 \times 0.35) (0.105)^{2/3} (0.002)^{3/2}}{0.013} = 0.08^{3/5} = 80 \text{ lt/s}$$

La velocidad en el canal será la siguiente :

$$V = \frac{(0.105)^{2/3} (0.002)^{1/2}}{0.013} = 0.76 \text{ m/s}$$

- Cuando el gasto en el canal sea 40 lt/s, se tendrán las siguientes condiciones :

$$AR^{2/3} = \frac{Q \cdot n}{S^{1/2}} = \frac{0.04 \times 0.013}{(0.002)^{1/2}} = 0.0116$$

$$\frac{AR^{2/3}}{b^{8/3}} = \frac{0.0116}{0.040} = 0.290$$

Del abaco de VEN TE CHOW tenemos :

$$\frac{y}{b} = 0.66$$

$$y = 0.66 \times 0.3 = 0.198 \text{ mt.}$$

$$y = 0.20 \text{ mt.}$$

La velocidad será :

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} = \frac{(0.0857)^{2/3} (0.002)^{1/2}}{0.013} = 0.67 \text{ m/s.}$$

$$Q = A \cdot V = 0.06 \times 0.67 = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (40 lt/s)}$$

7.15.6 DIMENSIONAMIENTO DEL MEDIDOR PARSHALL :

Con el objeto de conocer el caudal que ingresa a la Planta de Tratamiento, se ha previsto instalar a la entrada de esta de un medidor de gasto tipo Parshaall. Este dispositivo de medición es sumamente importante en este tipo de instalaciones, ya que es el único medio directo de evaluar la carga con que están trabajando las unidades así como para efectuar un muestreo compuesto cuando esto es necesario.

Selección del tamaño del Medidor :

Para efectuar la selección del medidor Parshall de tamaño mas conveniente, hay que tener en cuenta los siguientes aspectos :

- Ancho del canal existente
- Tirante de agua en el canal
- Pérdida de carga admisible
- Pérdida de carga admisible
- Posibilidad de caudales futuros diferentes.

Como una primera aproximación se puede señalar que el ancho de la garganta (W), está generalmente comprendido entre un tercio y la mitad del ancho del canal existente. Esta consideración sin embargo no se aplica a los canales con tirantes bajos o a los muy profundos o estrechos.

La tabla siguiente muestra los límites de aplicación para los medidores considerando el funcionamiento en régimen de descarga libre.

LIMITES DE APLICACION. MEDIDORES PARSHALL CON DESCARGA LIBRE

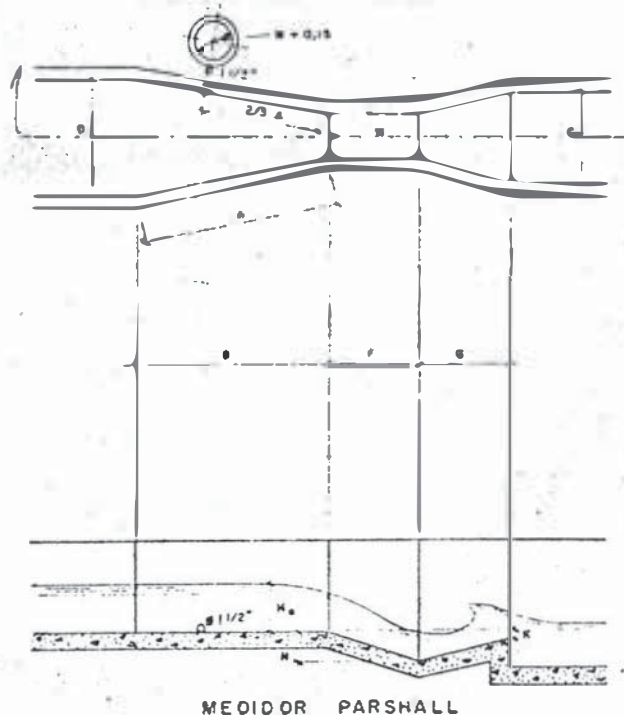
W (Pulg. y cm.)	CAPACIDAD (lt/s.)	
	MINIMA	MAXIMA
3"	7.6	0.85
6"	15.2	53.8
9"	22.9	110.4
1"	30.5	251.9
1 1/2"	45.7	455.6
2'	61.0	696.2
3'	91.5	11.89
		17.26
		1426.3

Teniendo en cuenta que los caudales mínimo y máximo en nuestro caso están comprendidos entre 10 y 20 lt/s respectivamente, hemos seleccionado el medidor que tiene 6" (15.2 cm.) como ancho de la garganta, el cual cubre ampliamente las variaciones del caudal tanto actual como futuro del presente proyecto.

DIMENSIONES TÍPICAS DEL MEDIDOR PARSHALL DE 6"

W	Cm.	A	B	C	D	F	G	K	N
6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	30.5	61.0	7.6	11.4

Todas las medidas están dadas en Cms.



CONDICIONES DE DESCARGA

El flujo a través de un medidor parshall se puede verificar en dos condiciones diferentes, que corresponden a dos regímenes

distintos :

- a) Flujo ó descarga libre.
- b) Ahogamiento o Sumersión.

En el primer caso, la descarga se hace libremente como en los vertederos.

El segundo como ocurre, cuando el nivel aguas abajo es suficientemente elevado para influir y retardar el flujo a través del medidor.

En la práctica, siempre que sea posible se tratará de tener la - descarga libre, por el hecho de quedar restringido a una medición de carga única.

En nuestro caso el medidor proyectado será del régimen de descarga libre.

PUNTOS DE MEDICION

En nuestro caso el medidor será de descarga libre, por lo que la única medida de carga H , necesaria y suficiente para conocer el caudal es hecha en la sección convergente, en un punto localizado a $A^{2/3}$ de la dimensión "A".

En esta posición se puede medir el tirante del agua con una regla, o se instala junto a la pared una mira graduada para las - lecturas.

LOCALIZACION DEL MEDIDOR PARSHALL

El medidor Parshall debe ser localizado en puntos donde no exista grandes turbulencias en su sección inicial, no debiendo ser -

instalado inmediatamente después de una compuerta o una curva, -
pues las turbulencias provocadas en el agua podrían causar ondas
o sobreelevaciones capaces de alterar la precisión de los resul-
tados. En nuestro caso hemos proyectado el medidor en un tramo -
recto del canal de ingreso del afluente hacia las lagunas, sien-
do este el lugar más apropiado para la instalación de este dispo-
sitivo de medición.

DETERMINACION DE LA CARGA (H) EN EL MEDIDOR

DE LA FORMULA :

$$Q = 2.2 W H^{3/2}, \text{ en la que}$$

$$Q = 0.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$W = 0.152 \text{ m.}$$

$$H = \text{Carga en Mt.}$$

Reemplazando Valores Tenemos :

$$0.08 = 2.2 (0.152) H^{3/2}, \text{ de la cual}$$

$$H = 0.39 \text{ m.}$$

PERDIDA DE CARGA EN EL MEDIDOR

Del abaco respectivo (Azevedo Netto, Manual de Hidráulica),

$$\text{Para : } Q = 80 \text{ lt/s.}$$

$$W = 6'' = 15.2 \text{ cm., se lee}$$

$$hf = 15 \text{ cm.}$$

Si H_3 = Tirante normal de agua en el canal = 35 cm.

H = Carga medida en el Parshall = 39 cm.

H_2 = Tirante que no podrá exceder el 60% ó 70%
de H , descarga libre.

Haciendo $H_2 = 0.6 H = 23.4$ cm.

$$X = H_3 - 0.6H - K = 35 - 23.4 - 7.6$$

$$X = 4 \text{ cm.}$$

7.15.7 ESTRUCTURA DE ENTRADA :

Consiste en un canal de 0.30 x 0.50 mts., en el cual se ha construido un medidor PARSHALL con la finalidad de medir el caudal de entrada, ya que este es el único medio directo de evaluar la carga con que está trabajando las lagunas.

El dispositivo de entrada a las lagunas está constituido por una simple tubería de A.C. de 10", la cual descarga en el fondo de la laguna sobre una plataforma de concreto con el fin de impedir la erosión.

7.15.8 ESTRUCTURA DE SALIDA

Se han proyectado dos dispositivos de salida en cada laguna, uno ubicado en el fondo de la laguna en el cual se ha colocado una pieza de madera, las cuales se irán colocando una sobre otra a medida que el lodo de la laguna disminuya la profundidad útil de esta.

El otro dispositivo de salida está ubicado en la parte superior de la laguna y en la cual se ha colocado un Baffle de Madera con el fin de impedir los corto circuitos.

Las dos bocas de salida se unen al final en una tubería común, la cual descarga en el emisor.

CAPITULO VIII

8.1 COLECTORES DE DESAGUE

8.1.1 GENERALIDADES :

La tubería a usarse será de concreto simple normalizado del tipo espiga y campana con unión flexible. (Anillo de jebe).

La tubería a usarse para ser aceptada deberá cumplir con todos los requerimientos de calidad establecidos por el Ministerio de Vivienda y como prueba de ello, el Contratista deberá exhibir copia fotostática de la Resolución Ministerial de Autorización de Venta dada por el Ministerio de Vivienda al fabricante de que se esté adquiriendo la tubería.

8.1.2 TRAZO :

1. Se hará replanteo del Proyecto previa revisión de la nivelación de las calles y verificación de los cálculos correspondientes.
2. Las Gradientes se darán con algún sistema de precisión propuesto por el Contratista y autorizado por el Ingeniero Inspector.
3. Las tuberías serán instaladas con los diámetros, trazos y gradientes indicados en los planos, cualquier modificación a ello, por exigirlo así las circunstancias de carácter local, deberá recibir previamente la aprobación del Ingeniero Inspector.

4. Las tuberías de desagüe no podrán colocarse a menos de 2.50 mts. de distancia de las tuberías de agua, ni a menos de 2.00 mts. de la línea de propiedad.
5. Todas las elevaciones indicadas o especificadas en los planos se refieren al nivel medio del mar.

8.1.3 CUIDADO DE SEÑALES :

1. El Contratista cuidará todos los puntos, estacas, señales de de gradientes, mojones y puntos de nivel hechos o establecidos en la obra y los restablecerán si son estropeados.
2. El Contratista se hará cargo de todos los gastos que requiera rectificar la obra mal instalada debido al no mantenimiento o no protección o remoción sin autorización de los puntos establecidos, estacas y marcas.
3. El Contratista resguardará todas las marcas de propiedad existentes y conocidas aunque no sean relativas al trabajo, y si es requerido correrá con el costo del restablecimiento de las mismas en el caso de haber sido alteradas o destruidas.

8.1.4 EXCAVACION DE ZANJAS :

1. La profundidad mínima de excavación para la colocación de las tuberías será tal que se tenga un enterramiento de 1.00 sobre las campanas de unión.
2. El ancho de la zanja en el fondo debe ser tal que exista un juego de 0.15 m. como mínimo y 0.30 m. como máximo entre la

cara exterior de las campanas y la pared de la zanja. Las dimensiones standar son las siguientes :

Diam.	cms.	15	20	25	30	35	45	53	61
	Pulg.	6	8	10	12	14	18	21	24
Con entibado		90	100	100	110	120	130	140	150
Sin entibado		60	70	70	80	90	100	110	120

Las zanjas podrán hacerse con las paredes verticales entibándolas convenientemente siempre que sea necesario; si la calidad del terreno no lo permitiera se les dará los taludes adecuados según la naturaleza del mismo.

3. En general, el Contratista podrá no realizar apuntalamiento o entibaciones si así lo autorizase expresamente el Ingeniero Inspector, pero la circunstancia de habersele otorgado esa autorización no lo eximirá de responsabilidad si ocasionara perjuicios los cuales serán siempre de su cargo.
4. Los entibados, apuntalamientos y soportes que sean necesarios para sostener los lados de la excavación deberán ser provistos, erigidos y mantenidos para impedir cualquier movimiento que pudiera de alguna manera averiar el trabajo o poner en peligro la seguridad del personal así como las estruc

turas o propiedades adyacentes, o cuando lo ordene el Ingeniero Inspector.

5. El fondo de la zanja deberá quedar seco y firme y, en todos los conceptos, aceptable como fundación para recibir el tubo.
6. En caso de suelos inestables, éstos serán removidos hasta la profundidad requerida y el material removido será reemplazado con piedra bruta y luego se ejecutará una base de hormigón arenoso de río apisonado de 0.30 m. de espesor o de concreto $f'c = 30 \text{ Kgs/cm}^2$ de 0.20 m. de espesor, según lo determine el Ingeniero Inspector. El fondo de la zanja se nivelará cuidadosamente conformándose exactamente a la rasante correspondiente del Proyecto aumentada con el espesor del tubo respectivo y los 0.30 m. de la base de hormigón o los 0.20 m. de la base de concreto. Los excesos de excavación en profundidad hechos por negligencia del Contratista serán corregidos por su cuenta debiendo emplear hormigón de río, apisonado por capas no mayores de 0.20 m. de espesor de modo que la resistencia conseguida sea cuando menos igual a la del terreno adyacente.
7. En la apertura de las zanjas se tendrá un buen cuidado de no dañar y mantener en funcionamiento las instalaciones de servicios públicos, así como los cables subterráneos de líneas telefónicas y de alimentación de fuerza eléctrica, el Contratista deberá reparar por su cuenta los desperfectos que se produzcan en los servicios mencionados, salvo que se constate que aquellos no lo son imputables.

8. En ningún caso se excavará con maquinarias, tan profundo que la tierra de la línea de asiento de los tubos sea aflojado o removido por la maquinaria. El último material que se va excavar será removido con pico y pala y se le dará al fondo de la zanja la forma definitiva que se muestra en los dibujos y especificaciones en el momento en que se vayan a colocar los tubos, mampostería o estructura.
9. El material proveniente de las excavaciones deberá ser retirado a una distancia no menor de 1.50 m. de los bordes de la zanja para seguridad de la misma y facilidad y limpieza del trabajo. En ningún caso se permitirá ocupar las veredas con material proveniente de las excavaciones u otros materiales de trabajo.
10. Para la excavación en roca se entenderá por ROCA cualquier material que se encuentre dentro de los límites de la excavación que no pueda ser aflojado por los métodos ordinarios en uso, tales como pico y pala, o máquinas excavadoras; si no que para removerlo se haga indispensable a juicio del Inspector, el uso de explosivos, martillos mecánicos, cuña, comba y otros análogos.
11. No se pagará como roca aquel material, que a juicio del Inspector no exija necesariamente el uso de explosivos, martillos mecánicos o cuña y comba, aunque el Contratista considere más expedito su empleo.
12. Si la roca se encuentra en pedazos, sólo se considerarán co-

mo tal aquellos fragmentos cuyo volumen sea mayor que 250 dcm³.

Cuando haya que extraer de la zanja fragmentos de rocas o de mamposterías, que en sitio formen parte de macizos que no tengan que ser extraídos totalmente para erigir estructuras, los pedazos que se excaven dentro de los límites permitidos, serán considerados como rocas, aunque su volumen sea menor - de 250 dcm³.

13. Cuando el fondo de la zanja sea de roca, se excavará hasta 0.15 m., por debajo del asiento del tubo y se rellenará luego con arena u hormigón fino. En el caso de que la excavación se pasará más allá de los límites indicados anteriormente, el hueco resultante de esta remoción de roca será relleno con material adecuado aprobado por el Ingeniero Inspector, si la sobre excavación se debió a su negligencia u otra causa a él imputable.
14. El Contratista deberá tomar todas las precauciones necesarias a fin de proteger todas las estructuras y personas y será el único responsable por los daños en personas o cosas provocados por el uso de los explosivos.
15. Los explosivos serán almacenados, manejados y usados según se prescribe en la Ley pertinente.
16. No deberá ser abierto un tramo de zanja mientras no se cuente en la obra con la tubería necesaria.

8.1.5 DRENAJE DE LA ZANJA :

1. En la operación del drenaje se empleará el método normal de depresión de la napa mediante bombeo para todos los colectores que así lo exijan o bien, en los casos que lo requiera se usará la depresión indirecta.
2. Se tendrá especial cuidado de contar con el número o capacidad suficiente de unidades de bombeo que en el momento de instalación y prueba de los tubos, éstos se encuentren completamente libres, respecto de la napa de agua deprimida. Igualmente se cuidará de efectuar bombeos continuados diurnos y nocturnos para evitar la inundación continuada de las zanjas que lavarían el solado y destruiría la consistencia del terreno del fondo y paredes de la zanja.
3. El Contratista será responsable del cuidado, mantenimiento y operación del equipo y deberá responder de los perjuicios ocasionados por apartarse de las instrucciones mencionadas. Utilizará los servicios de personal competente para el funcionamiento de este equipo especial.
4. El Contratista tomará las medidas necesarias para asegurar que el agua proveniente del bombeo no produzca aniegos ni inundaciones en la vía pública ni en las propiedades vecinas.

8.1.6 TRANSPORTE Y MANIPULEO DE LA TUBERIA :

1. DURANTE EL TRANSPORTE Y ACARREO DE LA TUBERÍA DEBERÁ TENERSE el mayor cuidado evitando golpes y trepidaciones.

2. Cada tubo será revisado al recibirse de la fábrica para constatar que no tienen defectos visibles ni presenten rajaduras. Todos los tubos recibidos por el Contratista de fábrica se considerarán en buenas condiciones, siendo desde ese momento de responsabilidad de éste su conservación.
3. Durante la descarga y colocación dentro de la zanja de los tubos no deberán dejarse caer; los tubos dañados aunque estuvieran instalados deberán retirarse de la obra si así lo dispusiese el Ingeniero Inspector.

8.1.7 RELLENO DE LAS ZANJAS :

1. Se comenzará el relleno a las 12 horas de ejecutadas las juntas de los tubos.
2. Se hará un primer relleno hasta alcanzar medio tubo, empleando material escogido, zarandeado, colocado en capas de 0.15 m. compactadas para evitar desplazamientos laterales de la tubería. Luego se rellenará hasta cubrir una altura de 0.30 m. sobre la tubería con el material extraído, finamente pulverizado, libre de piedras, raíces y terrones grandes, por capas de 0.15 m. regadas y compactadas con pisón mecánico. (Neumático).
3. Se completará el relleno de la zanja con el material extraído por capas de 0.15 m. de espesor máximo, regadas a la humedad óptima, apisonadas y bien compactadas mecánicamente.
4. Se empleará rodillos, aplanadoras, apisonador tipo rana, otras máquinas apropiadas de acuerdo con el material y condi

ciones que se disponga. Las máquinas deberán pasarse tantas veces como sea necesario para obtener una densidad del relleno no menor del 95% de la máxima obtenida mediante el ensayo standar de Proctor.

5. No debe emplearse en el relleno tierra que contenga materias orgánicas en cantidades deletéreas, ni raíces o arcillas o limos uniformes. No debe emplearse material cuyo peso seco sea menor de 1,600 Kgs/m³.
6. Tanto la clase del material de relleno, como la compactación deben controlarse continuamente durante la ejecución de la obra.
7. No deben tirarse a la zanja piedras grandes por lo menos hasta el relleno haya alcanzado una altura de 1.00 m. sobre el lomo del tubo o parte superior del colector de concreto.

8.1.8 BUZONES

1. El primer trabajo debe ser la construcción de los buzones que serán los que determinen la nivelación y alineamiento de la tubería. Se dejarán aberturas para recibir las tuberías de los colectores y empalmes provistos.
2. Los buzones serán del tipo standar, con 1.20 m. de diámetro interior terminado, construídos con concreto simple $f'c = 140$ Kgs/cm² para los muros y fondo y en los espesores indicados en los planos respectivos, el fondo será de concreto armado. Llevarán tapa y marco de fierro fundido de primera calidad, de 125 Kgs. de peso total prevista de charnela y con

abertura circular de 0.60 m. de diámetro; el peso de la tapa será de 70 Kgs. mínimo y el marco de 55 Kgs.

Consultar planos típicos de buzones N° 1 y N° 2

3. Los buzones de más de 3.00 mts. de profundidad serán de concreto armado y llevarán escalines de perfiles de aluminio o de tubería de Fo.gvdo. de 3/4" de \emptyset con uniones roscadas, espaciadas de 0.30 m. Los buzones menos de 3.00 mts. de profundidad no llevarán escalines y en su lugar se suministrarán escalas de aluminio según planos, y en el número que se indique en el metrado respectivo.
4. Sobre el fondo se construirán las "medias cañas" o canaletas que permitan la circulación del desague directamente entre las llegadas y salidas del buzón. Las canaletas serán de igual diámetro que las tuberías de los colectores que convergen al buzón; su sección será semicircular en la parte inferior y luego las paredes laterales se harán verticales hasta llegar a la altura del diámetro de la tubería; el falso fondo o berma tendrá una pendiente de 20 % hacia él o los ejes de los colectores. Los empalmes de las canaletas se redondearán de acuerdo con la dirección del escurrimiento.
5. Para diámetros grandes y secciones especiales, o cuando se prevean disturbios en el régimen hidráulico por motivo de fuertes pendientes, curvas bruscas, etc. se sustituirán las bases de las bocas de visita por las estructuras especiales, para empalmes, que se indiquen en los dibujos del Proyecto.

6. Las superficies interiores de muros y losa de fondo serán tarrajeadas con mezcla 1:5 cemento arena de 1 1/2 cm. de espesor y acabado rayado. Máximo a las 24 horas con mezcla 1:3 - de 1/2 cm. de espesor acabado pulido.
7. El techo será de concreto $f^c = 210 \text{ Kgs/cm}^2$, reforzado según planos, con refuerzos necesarios en la boca de ingreso. Los buzones de más de 1.80 m. de altura podrán construirse con sección tronco-cónico en cuyo caso el marco y tapa de fierro fundido se asentará directamente sobre la sección abovedada. En los casos en que se adopte este tipo de buzones su diseño será sometido a aprobación de la Dirección General de Obras Sanitarias.
8. En los buzones en que las tuberías no llegan a un mismo nivel, se podrá colocar CAIDAS. Cuando éstas sean de más de 1.20 m. de altura tendrán que proyectarse con un ramal vertical de caída y un codo y una "T" o "Y" de fo.fdo. para media presión. En los casos que se indique en los planos o lo que indique el Ingeniero Inspector, la bajada tendrá una envoltura de concreto $f^c = 100 \text{ Kgs/cm}^2$.

8.1.9 COLOCACION DE TUBERIAS :

1. Antes que la tubería sea bajada dentro de la zanja cada unidad será inspeccionada y limpiada. Se removerá cualquier protuberancia, proyección o material adherido a la tubería que pueda interferir con la compresión apropiada de la empaquetadura de jebe. No se utilizará en la obra, tuberías rajadas ,

rotas o defectuosas.

2. La colocación comenzará en el extremo inferior del tramo y - continuará hacia aguas arriba, toda la tubería será colocada con las campanas hacia aguas arriba.
3. Cada tubería será colocada cuidadosamente en la cama prepara da para tal efecto y el alineamiento y gradiente serán conseguidos refinando o rellenando con material granular bajo el cuerpo de la tubería, y en ningún caso se actuará con cuñas o se bloqueará el cuerpo de la tubería.
4. El alineamiento de las tuberías se hará utilizando cordel en la parte superior de la tubería y al costado de la misma.
5. Los puntos de nivel deben ser colocados con instrumentos topográficos. (Nivel).
6. El primer tubo que sale del buzón será anclado con concreto en el extremo opuesto al buzón.
7. La tubería será colocada con juntas de empaquetadura de jebe.
8. Las empaquetaduras de jebe serán del tipo anillo 0 o sección transversal equivalente aprobada por el Inspector. La empaquetadura no será estirada más de 20 por ciento cuando sea colocada en la espiga de la tubería. La empaquetadura será de tal tamaño que cuando la junta esté decentrada suficientemente para causar que la superficie interior del extremo macho de la tubería y la superficie interior del extremo hembra de la tubería adyacente se ponga en contacto con alguna parte de la

periferie, la deformación en la empaquetadura de jebe estirada no exceda de 50 por ciento en el punto de contacto y en el punto diametralmente opuesto a través de la tubería, la deformación no será menor de 20 % del diámetro normal, o espesor de empaquetadura antes de la deformación. La empaquetadura será el único elemento del cual se dependa para hacer la junta estanca.

9. En la ejecución de juntas, de empaquetadura de jebe, la empaquetadura y el zoquete serán lubricados con una solución de jabón o un lubricante aprobado para empaquetadura de jebe, la empaquetadura será estirada sobre la espiga y colocada exactamente centrado en el zoquete de la tubería procedente de tal manera de evitar desplazamientos de la empaquetadura y la tubería será llevada a su posición comprimiendo completamente la empaquetadura mediante el uso de un cable o winche colocado en el inferior de la línea de tubería, por lo menos la longitud de dos tubos atrás, o por otros métodos aprobados. Los ajustes en el alineamiento y gradiente serán hechos de tal manera que la empaquetadura de jebe comprimido no sea disturbada. Antes de proceder con el relleno, la junta será inspeccionada para determinar si la empaquetadura está en posición apropiada. Si se encuentra la empaquetadura fuera de lugar, la tubería será extraída, se examinará la empaquetadura por cortes o quebraduras. Si la empaquetadura ha sido dañada, será reemplazada por una nueva antes que la tubería sea reemplazada.

Las empaquetaduras serán almacenadas en un lugar frío y prote

gidas de la luz, rayos del sol, calor, aceite o grasa hasta que sea instalada. Se rechazarán todas las empaquetaduras que muestren signos de agrietamiento, intemperización u otros deterioros.

8.1.10 CONSTRUCCION DE EMPOTRAMIENTOS PARA CONEXIONES DOMICILIARIAS :

1. Los empotramientos para conexiones domiciliarias se colocarán frente a toda casa o parcela donde pueda existir una construcción futura. Los ramales de tuberías se llevarán a cabo hasta la acera y su eje estará a 45° al del alcantarillado.
2. La conexión entre la tubería principal de la calle y el ramal de empotramiento se ejecutará empalmado dicho ramal en la parte superior de la tubería principal y calafateado con mortero cemento arena en proporción 1:2 y cubriendo dicho empalme llevará un dado de concreto $f'c = 175 \text{ Kgs/cm}^2$ tal como se indica en el Plano N° D - 3.
3. La pendiente del ramal no será nunca menor de 1% ni mayor de 10% y deberá tener la profundidad necesaria para que la parte superior del tubo de empotramiento pase por debajo de cualquier tubería de Agua Potable y con una separación mínima de 0.20 m. La profundidad mínima del tubo de la acera será de 0.80 m. dedidos a partir de la parte superior del tubo la máxima será de 1.20 mts.
4. Cuando la profundidad de la tubería de la calle sea tal que aún colocando el ramal de empotramiento con la pendiente máxi

ma admisible, de acuerdo con estas normas se llegue a la ace
ra a una profundidad mayor de 1.20 mts., se usarán emptra
mientos con bajantes construídas con tubería.

5. La conexi3n entre el ramal de tubería domiciliaria y la tube
ría de desague interior del lote se hará por medio de una ca
ja de concreto de 0.60 x 0.30 y de profundidad variable de a
cuerdo a la cota de empalme con el ramal de tubería domici -
liaria.

Las paredes pueden ser de ladrillo K K de canto, o sistema -
de módulos prefabricados, o algún otro sistema el que neces
ariamente deberá tener la aprobaci3n del Ingeniero Inspector
llevará tapa de fierro fundido y las paredes serán enlucidas
con mezcla cemento arena 1:3. (Ver Plano Detalles N° 3)

8.1.11 PRUEBA DE TUBERIAS :

1. Una vez terminado un tramo y antes de efectuarse el relleno
de la zanja se realizarán las siguientes pruebas

- a) De alineamiento
- b) De pendiente y cotas
- c) De filtración

1.1 La prueba de alineamiento se efectuará inspeccionando -
el interior del tramo de la tubería entre buzones colo -
cando en el extremo opuesto una fuente luminosa.

1.2 La prueba de pendiente y cotas se realizará por medio -
de un nivel comprobando primero la exactitud de las co -

tas de fondo de los buzones, y luego la cota de la tubería en puntos ubicados cada 10.00 m. o más a lo largo de la tubería según lo determine el Ingeniero Inspector.

1.3 La prueba de filtración se efectuará de la manera siguiente

- a) Al final de un tramo entre buzones, en el extremo de aguas abajo se colocará un tapón ajustado apropiadamente; el tramo se llenará de agua en cantidad suficiente para que el buzón de aguas arriba se llene por completo.
- b) La prueba tendrá una duración mínima de 10 minutos y la pérdida permisible figura en el abaco adjunto.
- c) Si la pérdida medida fuera superior a la permisible, el Contratista deberá localizar la fuga y repararla siendo el costo de su cuenta.

2. Solamente una vez constatado el correcto resultado de las pruebas, podrá ordenarse el relleno de la zanja y se expedirá por el Ingeniero Inspector el Certificado respectivo en el que constará su prueba satisfactoria lo que será requisito indispensable para su inclusión en los avances de obra y valorizaciones.

3. Todos los gastos que sean necesarios para realizar las pruebas, así como los instrumentos (Nivel, miras, etc.), serán proporcionados por el Contratista, pudiendo el Ingeniero Inspector llevar su propio nivel si lo cree necesario.

8.1.12 REPOSICION DE PAVIMENTOS :

1. La reposición de pavimentos se hará de acuerdo con las reglas ordinarias de trabajo para cada clase de afirmado y pavimento y las que se indican a continuación :

1.1 En las calles sin pavimento se dejará la superficie del terreno parejo como estaba antes de la excavación y los rellenos sucesivos que fuesen menester para acondicionar la superficie de la zanja; en esta forma los trabajos serán de responsabilidad del Contratista hasta por 6 meses después de hecho el relleno.

1.2 En las calles con pavimentos el Contratista mantendrá la superficie del relleno al nivel de la calle mientras se repare el pavimento.

1.3 Todos los afirmados deben ser repuestos al nivel que tenían al ser levantados y en correspondencia con el de las superficies inmediatas.

1.4 Todos los materiales que debe reponer el Contratista por insuficiencia o deficiencia de los que han sido extraídos de las calzadas o aceras, deben ser de igual naturaleza, clase, composición, color y dimensiones que los que han sido extraídos a fin de que no resulten diferencias con el terminado no removido de las superficies inmediatas.

1.5 La arena extraída del contrapiso de los empedrados y adoquinados sólo podrá ser empleada en la reconstrucción de los mismos, si estuviera limpia y exenta de tierra o mate

rias extrañas a juicio del Ingeniero Inspector.

- 2.- Los paños de pavimentos repuestos deberán ser de sección regular y los bordes serán perfectamente alineados eliminando irregularidades o salientes y su espesor tendrá como mínimo el de éste.
3. El nuevo pavimento será colocado inmediatamente de terminado y recibido el relleno por el Ingeniero Inspector.
4. Las características del relleno y compactación de los materiales de la Sub-base de los pavimentos deben ceñirse a las especificaciones de los planos o metrados pertinentes y el ancho de la reposición debe ser 15 cms. como mínimo más a cada lado del ancho de la zanja.
5. Para pavimentos de concreto se usará, el de la clase f'c + 210 Kgs/cm² y su cura se extenderá por un período mínimo de 7 días. En ningún caso se dará tráfico sobre pavimentos de concreto antes de 15 días de haberlos reconstruido.
6. Si el pavimento existente a los lados de la zanja ha sufrido, se ha roto o agrietado o se han formado cangrejeras por debajo de él, deberá romperse o reconstruirse las partes dañadas. Los contratistas tomarán en cuenta esta anotación para la presentación de sus propuestas pues él representa un porcentaje que se agrega a la reposición de pavimentos.

8.1.13 MEDIDAS DE SEGURIDAD :

1. Para proteger a las personas y evitar peligros a la propiedad

y vehículos, deberán colocar barreras, señales, linternas rojas y guardianes, que deberán mantenerse durante el progreso de la obra hasta que la calle esté segura para el tráfico y no ofrezca ningún peligro. Donde sea necesario cruzar zanjas abiertas, el Contratista colocará puentes apropiados para peatones o vehículos según sea el caso. Los grifos contra incendio, válvulas, tapas de buzones, etc., deberán dejarse libres de obstrucciones durante la obra.

2. Deberá protegerse todos los árboles, cercos, postes o cualquier otra propiedad, y sólo podrán moverse en caso que sea esto autorizado por el Ingeniero Inspector y repuestos a la terminación del trabajo. Cualquier daño sufrido será reparado por el Contratista.

CAPITULO IX

METRADO Y PRESUPUESTO

ELABORADO AL 30 DE JUNIO DE 1979 :

PARTIDA	UNID.	CANT.	COSTO		
			UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<u>RED DE COLECTORES</u>					
Con tubería de C.S.N. con unión flexible.					
<u>TUBERIA DE 8"</u>					
Excavación y Refine de Zanjas en terreno normal.					
1. Hasta 2 m. de prof.	m.l.	9894	487.00	4'838,378	
2. De 2 a 3 m. de prof.	m.l.	322	952.00	306,544	
3. A más de 3 m. de prof.	m.l.	234	1588.00	371,592	
Excavación y Refine de Zanjas en terreno semi-rocoso.					
4. Hasta 2 m. de prof.	m.l.	4240	1000.00	4'240,000	
Relleno y Compactación de zanjas en terreno normal.					
1. Hasta 2 mt. de prof.	m.l.	9894	212,00	2'097,528	
2. De 2 a 3 m. de prof.	m.l.	322	323.00	104,006	
3. A más de 3 m. de prof.	m.l.	234	634.00	142,356.	

PARTIDA	UNID.	CANT.	COSTO		
			UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
Relleno y Compactación de zanjas en terreno Semi-Rocoso.					
1. Hasta 2 m. de prof. (Incl. Material Préstamo 0.30 m.)	m.l.	4240	424.00	1'797,760	
Instalación de Tubería (Incl. Material y Prueba).	m.l.	14134	1,140.00	16'112,760	30'010,924
<u>TUBERIA DE 10"</u>					
Excavación y Refine de Zanjas en terreno normal.					
1. Hasta 2 m. de prof.	m.l.	1030	487.00	501,610	
2. De 2 a 3 m. de prof.	m.l.	220	952.00	209,440	
Relleno y Compactación de Zanjas en terreno normal.					
1. Hasta 2 m. de prof.	m.l.	1030	212.00	218,360	
2. De 2 a 3 m. de prof.	m.l.	220	323.00	71,060	
Instalación de Tubería (Incl. Material y Prueba).	m.l.	1250	1,508.00	1'885,000	2'885,470
<u>TUBERIA DE 14"</u>					
Excavación y Refine de Zanjas en terreno normal.					
1. Hasta 2 m. de prof.	m.l.	220	487.00	107,140	

PARTIDA	UNID.	CANT.	TOTAL		
			UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
2. De 2 a 3 m. de prof.	m.l.	100	952.00	95,200	
3. A más de 3 m. de prof.	m.l.	100	1,588.00	15,880	
Relleno y Compactación de Zanjas en Terreno Normal.					
1. Hasta 2 m. de prof.	m.l.	220	212.00	46,640	
2. De 2 a 3 m. de prof.	m.l.	100	323.00	32,300	
3. A más de 3 m. de prof.	m.l.	100	634.00	63,400	
Instalación de Tubería (Incl. Material y Prueba).	m.l.	420	2,261.00	949,620	1'453,100

BUZONES

De 1.20 m. de diámetro, según plano de diseño y Espec. Técnicas.

1. Hasta 2 m. de prof.	U	219	36,567.00	8'008,173	
2. De 2 a 3 m. de prof.	U	19	41,632.00	791,008	
3. A más de 3 m. de prof.	U	7	58,678.00	410,746	
4. Caídas Especiales	U	6	21,285.00	127,710	9'337,637

LINEA DE REBOSE

Comprende Tendido Tubería C.S.N. Ø 14" con unión flexible.

PARTIDA	UNID.	CANT.	COSTOS		
			UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
Excavación y Refine de Zanjas en terreno normal.					
1. Hasta 2 m. de prof.	m.l.	108	497.00	53,676	
2. De 2 a 3 m. de prof.	m.l.	107	952.00	101,864	
3. A más de 3 m. de prof.	m.l.	93	1,588.00	147,684	
Relleno y Compactación de zanjas en terreno normal.					
1. Hasta 2 m. de prof.	m.l.	108	212.00	22,896	
2. De 2 a 3 m. de prof.	m.l.	107	323.00	34,561	
3. A más de 3 m. de prof.	m.l.	93	634.00	58,962	
Instalación de Tubería (Incluye Material y Prueba).	m.l.	308	2,261.00	696,388	
<u>BUZONES</u>					
1. Hasta 2 m. de prof.	U	1	36,567.00	36,567	
2. De 2 a 3 m. de prof.	U	1	41,632.00	41,632	1 ² 194,230
<u>LINEA DE IMPULSION</u>					
Comprende Tendido Tubería A-C Ø 10" - Clase 105.					
1. Relleno de 4,000 m ³ de terreno para tendido de zanja.	m ³	4000	100.00	400,000	

PARTIDA	UNID.	CANTID.	COSTO		
			UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
2. Excavación y Refine de zanjas en terreno normal	m.l.	616	497.00	306,152	
3. Relleno y Compactación de Zanjas.	m.l.	616	163.00	100,408	
4. Instalación de Tuberías y Accesorios.	m.l.	616	3,437.00	2'117,492	
5. Accesorios :					
- Codo 10" x 90°	U	2	13,390.00	26,780	
- Codo 10" x 45°	U	4	11,301.00	45,204	
- Nipla F _o F _o x 10"	m.l.	6.0	46,000.00	276,000	
- Transición Brida Mazza Ø 10"	U	3	25,500.00	76,500	
6. Cruce Dren Coishco			Global	260,000	3'548,536

ESTACION DE BOMBEO

Consiste en un Caisson de 5.50 m. de diámetro interior y 5.00 m. de prof. con muro de 0.50 m. de espesor.

OBRAS CIVILES

Caisson y Sala de Motores

1. Hincado : Excavación en terreno arenoso para Hincado de Caisson. (incl. eliminación de desmonte).	m.l.	6.5	30,000	145,000	
2. Concreto armado para Chilla del Caisson.	m ³	12	5,000	72,000	

PARTIDA	UNID.	CANT.	COSTO		
			UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
3. Concreto armado para Muro Circular $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m ³	45	5,000	270,000	
4. Platina de F_o F_o 1/4" de espesor.			Global	200,000	
5. Losa macisa Sup. e Inf.	m ³	9.5	6,000	57,000	
<u>EQUIPOS ELECTRO-MECANICOS</u>					

Equipos de Bombeo y Accesorios Hidráulicos.

1. Bombas Centrífugas para sólidos.	U	3	600,000	1'800,000	
2. Motor Eléctrico Vertical	U	3	560,000	1'650,000	
3. Campana de Succión Ø 8"	U	3	25,000	75,000	
4. Codo 8" x 90° F_o F_o	U	3	25,000	75,000	
5. Brida Rompe Agua Ø 8"	U	3	35,000	105,000	
6. Tubería de Succión Ø 8"	m.l.	4.5	20,000	90,000	
7. Válvula de Compuerta Ø 8"	U	3	40,000	120,000	
8. Unión Flexible Ø 8"	U	3	10,000	30,000	
9. Reducción 8" x 6" (Excent.)	U	3	40,000	120,000	
10. Pata Codo Ø 6"	U	3	25,000	75,000	
11. Reducción 6" x 5"	U	3	30,000	90,000	
12. Codo 6" x 90°	U	6	20,000	120,000	
13. Unión Flexible Ø 6"	U	3	10,000	30,000	
14. Válvula de Retención Ø 6"	U	3	100,000	300,000	

Tipo Check.

PARTIDA	UNID.	CANT.	COSTO		
			UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
15. Válvula de Compuerta Ø 6"	U	3	36,000	108,000	
16. Tubería de Descarga Ø 6"					
Fo Fo	m.l.	9	20,000	180,000	
17. Yess 6" x 8"	U	3	40,000	120,000	
18. Reducción 8" x 10"	U	1	45,000	45,000	
19. Tubería Ø 8" Fo Fo	m.l.	3	25,000	75,000	
20. Brida ciega Ø 8"	U	1	30,000	30,000	
21. Válvula de Compuerta Tipo Doble Disco Ø 10"	U	1	150,000	450,000	
22. Control de Bombeo Tipo Flotador con Tablero Eléctrico de Control.			GLOBAL	300,000	
23. Transporte : Considera el transporte de equipo y accesorios a pie de carga.			GLOBAL	100,000	
24. Mano de Obra			Estimado	300,000	
25. Electrobomba Sumidero de 3/4 HP.			GLOBAL	200,000	
26. Cámara de Rejas			GLOBAL	200,000	
27. Suministro de Energía Eléctrica.			GLOBAL	2'000,000	9'282,000
<u>LAGUNA DE ESTABILIZACION</u>					
Limpieza y Deforestación, Replanteo y Estacado.			GLOBAL	300,000	

PARTIDA	UNID.	CANT.	COSTO		
			UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
2. Excavación en Terreno Normal.	m ³	18,000	100.00	1'800,000	
3. Formación de Diques de 3 m. en la Corona y Taludes 1:3	m.l	813	10,000.00	8'130,000	
4. Estabilizado y Afirmado de Taludes.	m ²	14,634	150.00	2'195,100	
5. Impermeabilización y Protección de Superficie.	m ³	4,050	450.00	1'822,500	
6. Estructura de Entrada					
- Medidor Parshall		GLOBAL	GLOBAL	150,000	
- Tubería de Entrada			GLOBAL	150,000	
7. Estructura de Salida del Efluente. Estructura Concreto Armado f ['] c = 175 Kg/cm ²			GLOBAL	600,000	
8. Cerco de Alambre con partes de cemento y alambre púa No. 13.	m.l.	900	2,000.00	1'800,000	16'947,500

EMISOR

Tubería C.S.N. Ø 12"
Excavación y Refine de Zanj
as en Terreno Normal.

1. Hasta 2 m. de prof.	m.l.	180	487.00	87,660
2. Entre 2 y 3 m. de Prof.	m.l.	180	952	104,720

Relleno y Compactación de Zanj
as en Terreno Normal.

1. Hasta 2 m. de prof.	m.l.	180	212.00	38,160
------------------------	------	-----	--------	--------

PARTIDA	UNID.	CANTID.	COSTO		
			UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
2. De 2 a 3 m. de prof.	m.l.	110	323.00	35,530	
Instalación de Tubería (Inclu <u>y</u> ye Material y Prueba).	m.l.	290	1,902.00	551,580	
<u>BUZONES</u>					
1. Hasta 2 m. de prof.	U	4	36,567.00	146,268	
2. De 2 a 3 m. de prof.	U	1	41,632.00	41,632	1'005,554
				TOTAL.....	75'664,951

ANEXO 1

OPERACION Y MANTENIMIENTO DE LOS SERVICIOS DE ALCANTARILLADO

1. INTRODUCCION

Los sistemas de desague tienen como finalidad fundamentalmente, alejar del medio en que vivimos todas las aguas servidas y otros efluentes que por su naturaleza, ocasionan peligro a la salud del hombre y al bienestar social.

Con la implantación del sistema de abastecimiento de agua y su uso por los consumidores, otros problemas sanitarios surgirán, entre los cuales el alejamiento de esas aguas después de servidas.

La función de estos sistemas es pues de máxima importancia para las comunidades servidas, por beneficiar directamente a sus habitantes. Es preciso realizar que, de acuerdo con la concepción general del Proyecto, un sistema de alcantarillado deficiente o mal operado, a parte de los peligros que puede causar a los habitantes de una ciudad, puede provocar otros males, no sólo a las ciudades que sitúan las márgenes de los cursos receptores, sino también a otros fines a los cuales estos se destinan, tales como la Piscicultura, Recreación, Agricultura, Navegación, etc. De ahí que se puede afirmar que no basta un buen Proyecto y una buena obra de un sistema de alcantarillado. Su operación y mantenimiento merecen iguales cuidados, exigiendo un tratamiento adecuado de las Organizaciones Administrativas.

2. OPERACION

La operación de un sistema de alcantarillado sanitario varía de una ciudad a otra.

De acuerdo con las condiciones locales, los sistemas tienen características físicas y funciones internamente distintas :

a) Sistemas donde sólo existen redes colectoras, interceptores Emisores. Todo el desague se drena por gravedad, no habiendo estaciones de bombeo y plantas de tratamiento. Son los casos en los cuales la Topografía de la Ciudad es accidentada y el curso de agua receptor no exige tratamiento previo. En estos casos, la operación del sistema se concentra en su propio mantenimiento.

b) Sistemas con solo Red y Estaciones de Bombeo. No hay tratamiento del desague. Son los casos donde la Topografía exige la elevación mecánica y el curso de agua receptor no exige tratamiento previo. En estos casos la operación de las Estaciones de Bombeo deben regirse a las recomendaciones de los Proyectos Técnicos.

En cuanto a las Redes Colectoras y Emisores, prevalecen los cuidados de mantenimiento.

c) Sistema compuestos de Colectores, Emisores, Estaciones de Bombeo y Plantas de Tratamiento. También en este caso la operación de la planta de tratamiento debe obedecer a los Proyectos Específicos, variando de acuerdo al tipo de tratamiento adoptado. Como se puede observar, para cada sistema de alcantarillado de-

be haber un tipo de operación propia, de acuerdo al sistema proyectado y construido.

Con respecto a aquellos sistemas donde las aguas residuales escurren por gravedad, la operación en resumen se reduce a realizar tareas de mantenimiento.

En cuanto a los que poseen instalaciones electromecánicas e Hidráulicas la operación debe obedecer a recomendaciones técnicas de los Proyectos, de acuerdo con cada caso.

Todo proyecto de bombeo y de tratamiento deberá por lo tanto contener recomendaciones claras y ordenadas para que las instalaciones sean operadas convenientemente; cabiendo a las entidades encargadas de administrar el Servicio Supervisar su ejecución.

Es importante que todas las instalaciones contengan instrucciones, tablas, gráficos, flujos y recomendaciones para los operadores sobre el funcionamiento de cada parte, de modo que todo conjunto funcione sin solución de continuidad.

Para que sea observada la eficiencia del tratamiento, son igualmente importantes los registros y las informaciones de las tareas realizadas así como también de todas las ocurrencias habidas. Estos registros e informaciones deben ser regulares, oportunos y completos, pues constituyen el medio auxiliar más eficaz para el control de los procesos utilizados, sirviendo de base para la dirección de la operación e interpretación de los resultados.

Las informaciones deben contener en forma clara y concisa los siguientes aspectos :

- Eficiencia del funcionamiento de cada equipo.
- Tiempo de duración (Horas) del funcionamiento de cada equipo.
- Gasto de Energía, combustible, lubricación y otros productos.
- Paralizaciones y sus causas.
- Frecuencia del mantenimiento.
- Reparaciones.
- Resultados de los análisis físicos, químicas y bacteriológicas durante las fases de tratamiento.
- Cantidad y tipo de análisis realizados por el Laboratorio.
- Cualquier otra información juzgada útil para la operación del sistema.

Los Boletines de Información y Registros deben ser mantenidos en archivos, para que tanto las Oficinas de operación y de Planeamiento tengan un constante acceso a consultas y exámenes que orientarán la Administración de los servicios a realizar, interpretaciones, estudios y proyecciones.

Dos otras observaciones son consideradas importantes para una operación eficiente en las instalaciones de bombeo y de tratamiento :

- Disponibilidad de personal convenientemente entrenado y perfectamente conocedor de las tareas bajo su responsabilidad.
- Sistema de mantenimiento eficiente.

3. MANTENIMIENTO

La tarea de mayor responsabilidad en la Administración de un Sistema de Alcantarillado, es sin duda su mantenimiento. En algunos casos ésta representa la propia operación, como se observa en los casos de sistemas constituidos sólo por tuberías para recolección y alejamiento de las Aguas Servidas.

Como se sabe, los equipos o partes del sistema están sujetos a fallas, paralizaciones y otras interrupciones, generadas por diversos factores.

Los sistemas de desagüe son proyectados, construidos y operados para atender en cualquier momento, a cualquier punto de la zona servida de acuerdo con la demanda y con el menor costo posible.

A parte de las consideraciones señaladas, las partes constituyentes de los sistemas de desagüe están sujetos al desgaste respectivo de cada uno de sus componentes, tales como Tuberías, Bombas, Motores y otros Equipos.

IMPORTANCIA DEL MANTENIMIENTO

La eficiencia de un sistema de mantenimiento, trae como consecuencia :

- Reducción del número de Ocurrencias.
- Reducción del tiempo gastado para las reparaciones.
- Minimización de los costos operacionales.
- Aumento de la Vida Util del Sistema.
- Clasificación de los Sistemas de Mantenimiento.

A) MANTENIMIENTO PREVENTIVO :

Es el tipo de mantenimiento que se anticipa a las interrupciones imprevisibles y al desgaste acelerado de las partes del sistema.

Los Registros de Ocurrencia en las Fases de Operación y el correspondiente análisis e interpretación de estos, llevan a la Administración a establecer Programas de Mantenimiento Preventivo.

B) MANTENIMIENTO CORRECTIVO

Comprende sustituciones, reformas, mejoramientos de las características funcionales, con el fin de superar los defectos constructivos, ampliación de la eficiencia operacional, ampliación de la capacidad de atención de la demanda, o sea, a lo largo del tiempo, el servicio procura adaptar las instalaciones a las situaciones no pronosticadas, como por ejemplo :

Sustitución de Bombas y Motores de mayor capacidad, Reemplazo de las Redes existentes por otras de mayor diámetro, etc.

C) MANTENIMIENTO DE URGENCIA O DE EMERGENCIA :

Es el tipo de servicio para la atención de las reparaciones de los accidentes ocurridos inesperadamente. Este es un Servicio no Programado, pues su utilización varía con la mayor o menor intensidad de la frecuencia de la ocurrencia.

En general, los defectos de construcción, las deficiencias de las instalaciones o la inexistencia de mantenimiento preventiva

o correctivo, determinan las ocurrencias de emergencia, a parte de los factores externos y de la calidad de las Aguas Residuales Drenadas.

ELIIOGRAFIA

- MANUAL DE HIDRAULICA ----- J.M. AZEVEDO NETTO
- ESTUDIO INTEGRAL DE AGUA POTABLE Y DESAGUE PARA CHIMBOTE
Y COISHCO ----- E. RIVERO DONAIRE
- LAGUNAS DE ESTABILIZACION E. GLOYNA
- VI CONGRESO BRASILEIRO DE INGENIERIA SANITARIA - TOMOS I,
II, III y IV.
- APUNTES DE CLASE DICTADO POR EL ING. A. NAVARRO PALMA.