

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA**

**PROYECTO Y MEJORAMIENTO DE  
ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD  
DE HUARAL**

**TESIS para optar los títulos de  
Bachiller en Ingeniería Sanitaria e  
Ingeniero Sanitario.**

**Presentada por:**

**OSWALDO ZAMUDIO HURTADO**

**PROMOCION 1966**

**Lima - Perú**

**1969**

# PROYECTO Y MEJORAMIENTO DE ALCANTARILLADO

## DE LA CIUDAD DE HUARAL

### CAPITULO I

#### Generalidades

- 1.- Breve reseña histórica de la ciudad.
- 2.- Ubicación geográfica.
- 3.- Clima.
- 4.- Comunicaciones.
- 5.- Servicio de teléfono.
- 6.- Vías de comunicación.
- 7.- Topografía.
- 8.- Número de colegios.
- 9.- Baja Policía.
- 10.- Principales industrias.
- 11.- Trazado y tipo de pavimentos de las calles.
- 12.- Tipo de construcción de casas.
- 13.- Geología.
- 14.- Hidrología de la región.
- 15.- Napa freática.
- 16.- Tipo y características de la población.
- 17.- Estado sanitario.
- 18.- Servicios existentes.
  - 18.1.- Alumbrado público.
  - 18.2.- Agua potable.

- 18.2.1.- Captación.
- 18.2.2.- Línea de conducción N° 1.
- 18.2.3.- Línea de conducción N° 2.
- 18.2.4.- Planta de tratamiento.
- 18.2.5.- Almacenamiento.
- 18.2.6.- Redes de distribución.
- 18.3.- Alcantarillado.
  - 18.3.1.- Red de Colectores.
  - 18.3.2.- Emisor Av. 2 de Mayo.
  - 18.3.3.- Emisor Calle Nueva.
  - 18.3.4.- Conexiones domiciliarias.
  - 18.3.5.- Disposición final.
- 19.- Proyecto de Agua Potable.
  - 19.1.- Captación.
  - 19.2.- Línea de impulsión.
  - 19.3.- Línea de conducción.
  - 19.4.- Reservorio.
  - 19.5.- Línea de aducción.
  - 19.6.- Red de distribución.

## CAPITULO II

### BASES DE DISEÑO

- 1.- Estudio de población.
  - 1.1.- Antecedentes y datos censales.
  - 1.2.- Cálculo de población futura.
    - 1.2.1.- Método Aritmético.
    - 1.2.2.- Método Geométrico.

- 1.2.3.- Método de Interés Simple.
- 1.2.4.- Método de la Parábola de 2° Grado.
- 1.2.5.- Método del Incremento Variable.
- 1.2.6.- Método de la Curva Logística.
- 1.2.7.- Método Racional.
- 1.3.- Conclusión.
- 2.- Zonificación y Densidades.
  - 2.1.- Plano Regulador.
  - 2.2.- Densidad de población.
  - 2.3.- Distribución en zonas.
- 3.7 Período de Diseño.
- 4.- Estimación de la aportación de las aguas negras.
  - 4.1.- Aguas negras.
  - 4.2.- Cantidad de agua por evacuar.
  - 4.3.- Variaciones de consumo.
  - 4.4.- Volumen de diseño.

### CAPITULO III

#### DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

- 1.- Planteamiento general del Proyecto.
- 2.- Tipo de sistema a diseñar.
- 3.- Diseño de la red.
  - 3.1.- Colector Av. Ferrocarril.
  - 3.2.- Colector carretera a Chancay.
  - 3.3.- Colector Av. República de Chile.

- 3.4.- Colector Av. 2 de Mayo.
- 3.5.- Colector camino a la Hacienda Esquivel.
- 3.6.- Colectores secundarios.
- 3.7.- Emisor.
- 4.- Disposición final.
  - 4.1.- Alternativas para la disposición final.
    - 4.1.1.- Disposición de las aguas servidas en el -  
mar.
    - 4.1.2.- Disposición de las aguas servidas en el -  
río Chancay.
    - 4.1.3.- Depuración de las aguas servidas para  
aprovechamiento en pequeña agricultura.
  - 4.2.- Conclusión.

#### CAPITULO IV

##### DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

- 1.- Factores que intervienen en la elección del tipo y grado de tratamiento a aplicar.
- 2.- Elección del tipo de tratamiento.
- 3.- Solución adoptada.
- 4.- Lagunas de estabilización.
  - 4.1.- Factores que intervienen en el funcionamiento de las lagunas.
    - 4.1.1.- Luz solar.
    - 4.1.2.- Temperatura.

- 4.1.3.- Vientos.
- 4.1.4.- Localización.
- 4.1.5.- Número de unidades.
- 4.1.6.- Forma de la laguna.
- 4.1.7.- Tasas de trabajo.
- 4.1.8.- Area.
- 4.1.9.- Profundidad.
- 4.1.10.- Período de retención.
- 4.1.11.- Diques.
- 4.1.12.- Condiciones de fondo.
- 4.1.13.- Dispositivos de entrada y salida.
- 4.1.14.- Cercas y señales.
- 4.2.- Dimensionamiento de las lagunas de estabilización.
- 4.3.- Descripción de la Planta de Tratamiento.
- 4.4.- Utilización del efluente.

# C A P I T U L O I

## GENERALIDADES

- 1.- Breve Reseña Histórica de la Ciudad.
- 2.- Ubicación Geográfica.
- 3.- Clima.
- 4.- Comunicación.
- 5.- Servicios de Teléfono.
- 6.- Vías de Comunicación.
- 7.- Topografía.
- 8.- Número de Colegios.
- 9.- Baja Policía.
- 10.- Principales Industrias
- 11.- Trazado y Tipo de Pavimentos de las Calles.
- 12.- Tipo de Construcción de Casas.
- 13.- Geología.
- 14.- Hidrología de la Región.
- 15.- Napa Freática
- 16.- Tipo y Características de la Población.
- 17.- Estado Sanitario.
- 18.- Servicios Existentes.
  - 18.1.- Alumbrado Público.
  - 18.2.- Agua Potable.
    - 18.2.1.- Captación

- 18.2.2.- Línea de Conducción No. 1
- 18.2.3.- Línea de Conducción No. 2
- 18.2.4.- Planta de Tratamiento.
- 18.2.5.- Almacenamiento.
- 18.2.6.- Redes de Distribución.
- 18.3.- Alcantarillado.
  - 18.3.1.- Red de Colectores.
  - 18.3.2.- Emisor Av. 2 de Mayo.
  - 18.3.3.- Emisor Calle Nueva.
  - 18.3.4.- Conexiones Domiciliarias.
  - 18.3.5.- Disposición Final.
- 19.- Proyecto de Agua Potable.
  - 19.1.- Captación.
  - 19.2.- Línea de Impulsión.
  - 19.3.- Línea de Conducción.'
  - 19.4.- Reservorio.
  - 19.5.- Línea de Aducción.
  - 19.6.- Red de Distribución.

# C A P I T U L O I

## GENERALIDADES

### 1.- Breve Reseña Histórica de la Ciudad

Huaral fué creado el 31 de Octubre de 1890, siendo entonces presidente de la República el Sr. Remigio Morales Bermudez, quien puso el cúmplase a La Ley que crea el Distrito de Huaral.

Su ascenso político fué un justo reconocimiento al desarrollo económico-social alcanzado por la fertilidad de su valle en manos de gente laboriosa.

Huaral se formó como reducción de indios tomando el nombre de un cacique (Guaral) o de un ídolo como supone el sabio J. C. Tello y se hizo pueblo, bajo la católica adrocaación de San Juan Bautista, anexo a la villa de Arnedo (Chancay). Puede decirse que la primera piedra del progreso de Huaral vino atada al ferrocarril de Palpa que transportaba azúcar, rón y chancaca hasta el muelle del puerto de Chancay. Después de la guerra con España, en la llamada época del Apogeo Nacional, por el año 1867, las gentes salieron de sus huertas a levantar sus casas a la vera de la línea y durmientes. El ferrocarril trazó la conformación urbana del Huaral de hoy día.

### 2.- Ubicación Geográfica

La ciudad de Huaral capital del Distrito del mismo nombre -

perteneciente a la provincia de Chancay del Departamento de Lima; se encuentra ubicada en la margen izquierda del río - Chancay, a 12 Kms. de su desembocadura en el Océano Pacífico y a 177 Mts. sobre el nivel del mar.

### 3.- Clima

El clima de la ciudad de Huaral es cálido en verano y templado en invierno.

Las lluvias son relativamente escasas como en toda la costa del Perú.

Los vientos son de poca intensidad y soplan en la dirección de la orientación del valle de S.O. a N.E.

### 4.- Comunicaciones

Esta ciudad se comunica con el resto del país por medio de su oficina de Correos y Telecomunicaciones, solo se reparte los telegramas a domicilio. La correspondencia debe ser recogida personalmente por los interesados.

### 5.- Servicio de Teléfono

El servicio de teléfono es un poco deficiente con Lima, debido al hecho de que existe una sola línea de entrada y salida, y que atiende también al pueblo de Chancay, de manera que muchas veces se precisa de horas para poder hacer una llamada.

## 6.- Vías de Comunicación

La ciudad de Huaral se halla unida a la capital por la Carretera Panamericana Norte, en la cual, a la altura del kilómetro 70 existe un desvío de aproximadamente 11 Kms.

## 7.- Topografía

La topografía del terreno presenta una ligera pendiente de Este a Oeste de aproximadamente 1.5%

## 8.- Número de Colegios

La ciudad de Huaral cuenta con:

- 11 Escuelas particulares de Instrucción Primaria con 1,725 alumnos.
- 7 Escuelas Fiscales de Instrucción Primaria con 2,134 alumnos.
- 2 Colegios de Instrucción Media con 1,322 alumnos.

Que hacen un total de población escolar de 5,181 alumnos.

## 9.- Baja Policía

En dos viajes sirve a toda la población un camión de propiedad municipal que recoge los desperdicios de las calles y casas.

## 10.- Principales Industrias

Las principales industrias son:

- Enjabado de naranjas.
- Fábrica de aceite de pepita de algodón.
- Desmontadoras de algodón.
- Fábricas de jabones.
- Fábricas de licores en pequeña escala.

Como en toda ciudad pequeña cuenta con un comercio local propio para atender las necesidades de la población y además tiene un comercio intenso con la sierra, especialmente con la provincia de Canta. La principal fuente de entrada la constituye la producción agrícola del valle de Huaral, especialmente naranjas con las cuales abastece a la mayor parte de los mercados de la República.

#### 11.- Trazado y Tipo de Pavimentos de las Calles

El área urbana de la población es aproximadamente 277 Has.; siendo su trazo de tipo damero dispuesto alrededor de la Plaza de Armas, sus calles tienen un ancho de 10 Mts. en promedio con una longitud acumulada de 30 Kms. de los cuales el 54.5% son de afirmado, el 26.5% de asfalto, el 14% empedrado y el 5% de concreto. Aproximadamente el 20% de las calles tienen veredas que son de concreto simple.

#### 12.- Tipo de Construcción de Casas

En la parte central de la ciudad las construcciones son de dos y tres pisos, de material noble y de acuerdo a las normas arquitectónicas modernas; en la zona Este de la ciudad

que constituye aproximadamente el 70% de la población, las casas son de adobe con techos de madera y barro y pisos de tierra o concreto simple, La distribución interior de las casas han sido hechas sin ningún criterio técnico careciendo en su gran mayoría de una ubicación adecuada de los servicios sanitarios.

### 13.- Hidrología de la Región

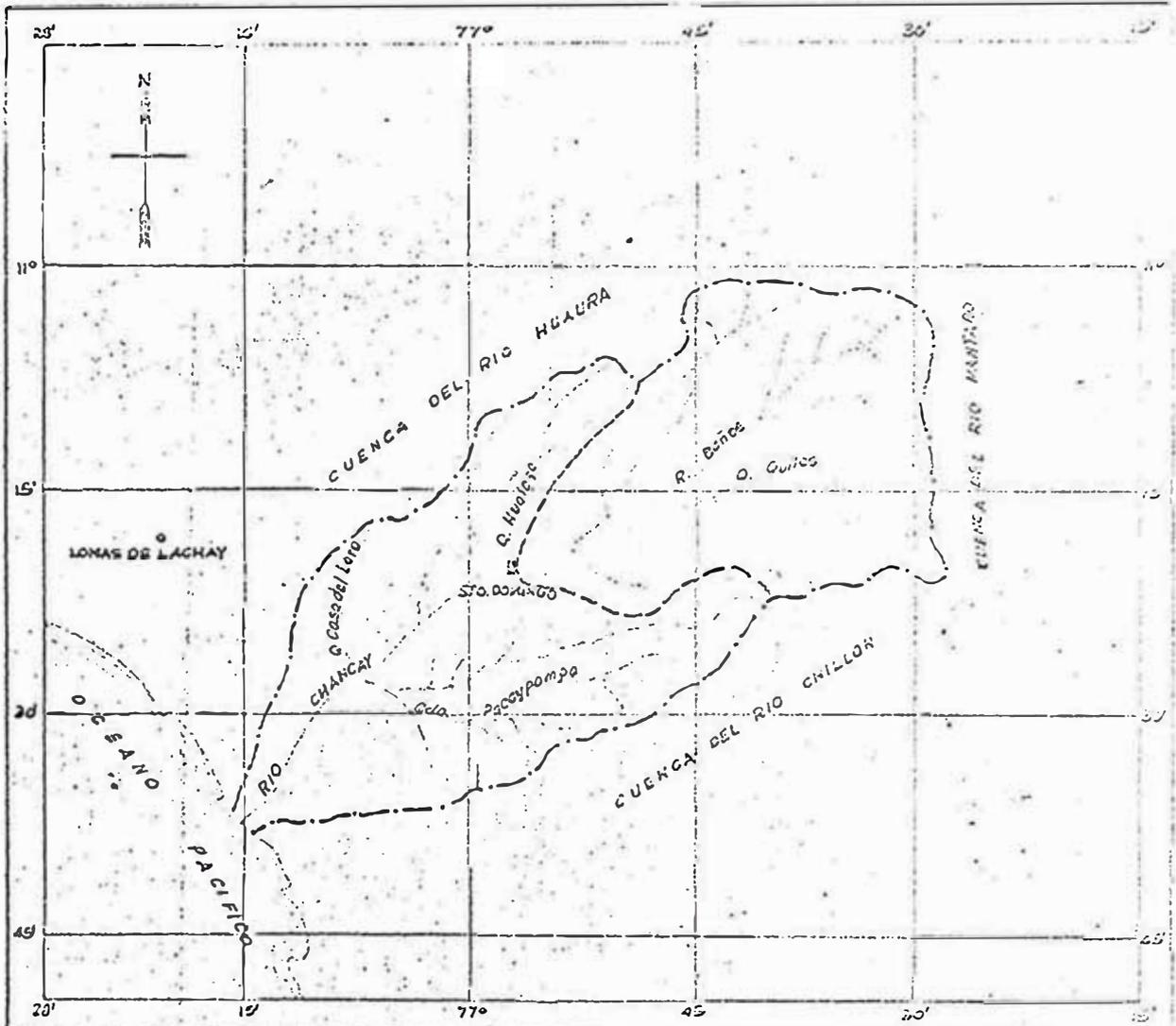
El distrito de Huaral se encuentra ubicado en el valle de Chancay el que está regado por el río del mismo nombre, que corre en dirección de N.E. a S.O. desde Huayán a 25 Km. de la costa hacia el interior, el valle es estrecho y montañoso, y desde aquel punto viene ensanchándose paulatinamente en dirección al Pacífico.

La variación orográfica de esta cuenca determina una diferencia entre la parte baja costanera de clima cálido en verano, frío y húmedo en invierno, siendo las partes altas de clima frío y seco.

### 14.- Geología de la Zona Hidrológica

Se observa el afloramiento de rocas ígneas (terciario) formado por granito, granodiorita y dioritas que vienen a constituir el basamento de todas las formaciones sedimentarias más recientes.

También se pudo apreciar el afloramiento de rocas volcánicas constituidas por andecitas, dacitas y tobas andecíticas -



ESTACION METEOROLOGICA  
 ESTACION HIDROMETRICA  
 LIMITE DE CUENCA

CUENCA DEL RIO CHANCAY  
1950-1955

cas.

El fondo del valle del río Chancay está constituido por una secuencia de guijarros, arena, limo, aluviones depositados por el río en estratificación entrecruzadas, que junto a las laderas se mezclan con los cascajos de los taludes. Estas capas reposan sobre un enorme macizo de intrusión (macizo granodiorito de los Andes).

Los clastos más modernos son de origen terrestre e incluyen depósitos tan variados como: pluviales eólicos y aluvionales.

#### 15.- Napa Freática

Está constituida por agua que circula en los clastos pluvioaluviónicos dejados por el río en su lecho, haciéndolos por filtraciones laterales; con agua dulce y de buena calidad con gran rendimiento, como se puede advertir en los pozos perforados en el valle a la altura de la Hacienda Huando.

Los pozos existentes en la Hacienda han dado un alto rendimiento a pesar de tener profundidades relativamente pequeñas debido a que han sido perforados en terrenos sumamente permeables y ubicados muy cerca al lecho del río, los que son alimentados por las filtraciones del río Chancay y el riego en la zona alta del valle.

En el perfil estratigráfico de estos pozos se puede advertir la siguiente secuencia:

- 1.00 Mt. de tierra de cultivo constituída por una arena - de grano fino con limo.
- 31.00 Mts. de conglomerado arenoso con rodados de diferentes diámetros, constituyendo esta la formación acuífera - por donde circula la napa de agua.

Como se puede advertir el valle del río Chancay está formado por clastos de material pluvial con un alto índice de permeabilidad por donde circulan las aguas freáticas con dirección hacia el mar aflorando estas aguas hasta la superficie por dislocaciones tectónicas en ciertos lugares del - área.

#### 16.- Tipo y Características de la Población

La ciudad de Huaral, debido a sus condiciones inmejorables para la siembra y el comercio al menudeo, atrae a vecinos - de Huacho, Lima, Canta e Ihuari que concurren a su crecimiento demográfico con tonalidades de cosmopolitismo.

Aproximadamente el 60% de sus habitantes se dedican a las - labores agrícolas; 2% a la pesca; 3% a la industria y 5% al comercio, el resto son dependientes.

El analfabetismo es bastante reducido, debido a la preocupa - ción del Estado, que en los últimos años ha construído y equipado locales escolares.

#### 17.- Estado Sanitario

En el aspecto sanitario la población de Huaral no cuenta

con servicio hospitalario, por consiguiente los datos obtenidos en cuanto a enfermedades de mayor incidencia fueron proporcionados por la Unidad de Salud.

Estas enfermedades son principalmente de origen pulmonar y de origen hídrico (tifoidea, parasitosis intestinal).

## 18.- Servicios Existentes

### 18.1.- Alumbrado Público

La ciudad cuenta con luz eléctrica la que es suministrada a alto costo por la Hacienda Huando. Tiene una capacidad de producción de 1,100 Kw. por medio de dos grupos Diesel de 400 y 380 Kilowatts y un grupo hidráulico de aproximadamente 400 Kilowatts, esta producción de energía satisface ajustadamente las necesidades actuales de la población.

Tarifas vigentes:

Servicio de Alumbrado Público ..... S/. 0.80 KWH.

Servicio de Alumbrado Doméstico..... S/. 0.45 KWH.

Medidor

Consumo mínimo 12 KWH ..... S/. 1.80 KWH.

Fuerza motriz y alumbrado para industrias con carga contratada superior a 5.05 Kw.

Por Kw. de Carga Contratada ..... S/. 30.00

Los primeros 160 Kw.

Instalado en alumbrado ..... S/. 2.50 KWH.

Exceso en Energía Activa ..... S/. 0.95 KWH.  
Energía Reactiva ..... S/. 0.30 KWH.

## 18.2.- Agua Potable

El sistema de agua potable de la ciudad de Huaral se abastece de las aguas superficiales del río Chancay. Actualmente consta de dos líneas de conducción (No.1 y No.2), una Planta de Tratamiento ubicada en la prolongación de la calle Derecha, y un sistema de redes de distribución.

Se estima que el 80% de la población cuenta actualmente con servicios de agua potable.

A continuación se hace una descripción resumida del sistema.

### 18.2.1.- Captación

El agua se capta independientemente de dos canales de regadío derivados del río Chancay.

El primero que es el más antiguo cruza la alameda Huando y consiste en una caja de concreto de 0.80 x 0.80 Mt. en planta, de donde sale la línea de conducción No. 1 hacia la planta de tratamiento. A 50 Mts. de la citada alameda y a 1,220 ml. del primero se encuentra ubicado el otro canal, cuya captación consta de una caja de concreto de forma romboidal, ésta caja tiene una compuerta accionada por un tornillo sin

fín que permite regular el gasto, tiene además una rejilla a través de la cual pasa el agua é ingresa a la línea de conducción No.2, cuya boca de entrada está provista de una canastilla hacia la planta de tratamiento.

#### 18.2.2.- Línea de Conducción No. 1

Comprendida entre la primera caja de captación y la planta de tratamiento con una longitud de 1,770 Mts. de los cuales los primeros 90 Mts. son de tubería de concreto de 10" de diámetro y 80 lbs. de presión, el resto lo constituye un canal con cajas de limpieza a distancias que varían de 40 Mts. a 150 Mts.

#### 18.2.3.- Línea de Conducción No. 2

Es de reciente construcción y está comprendida entre la caja No.2 y la planta de tratamiento. La tubería es de Asbesto-cemento tipo Magnani de 8" de diámetro.

#### 18.2.4.- Planta de Tratamiento

La planta de tratamiento consta de las siguientes unidades: 1 dosificador, un canal de mezcla, un floculador, 4 sedimentadores, una caseta de cloración y 2 pozos de agua tratada. Cuenta además con un Equipo de bombeo que impulsa el agua hacia el re -

servorio elevado.

#### 18.2.5.- Almacenamiento

En la actualidad la ciudad de Huaral cuenta con dos reservorios, ubicados uno en la Planta de Tratamiento y el otro en la Urbanización el Rosario.

#### 18.2.6.- Redes de Distribución

Cuenta con dos líneas de aducción de 8" de diámetro cada una; conducen el agua del reservorio de cabecera a la red. Una de ellas es de fo. fdo. instalada en el año 1935 y la otra de asbesto-cemento instalada en el año 1957.

A continuación se muestra un cuadro de la red existente en actual servicio.

MATERIAL	DIAMETRO	LONGITUD	PORCENTAJE
Asbesto-Cemento	3"	1,101 ml.	5.5 %
Asbesto-Cemento	4"	11,402 "	56.7 %
Asbesto-Cemento	6"	2,520 "	12.5 %
Asbesto-Cemento	8"	1,610 "	8.0 %
Fierro Fundido	4"	2,774 "	13.8 %
Fierro Fundido	8"	720 "	3.5 %
TOTAL		20,127 "	100.0 %

La Municipalidad que es la encargada de la Administración de estos servicios cobra por derecho de conexión la suma de S/. 200.00 además del costo de instalación que en promedio es de S/. 1,300.00.

Las tarifas que rigen en la Administración de los servicios son los siguientes:

Consumo doméstico .....	S/. 10.00
Consumo comercial.....	24.00
Consumo de hoteles .....	30.00

Cabe hacer notar que ninguna conexión domiciliaria cuenta con medidores de agua.

### 18.3.- Alcantarillado.-

#### 18.3.1.- Red de Colectores

Con la finalidad de conocer el estado físico de las tuberías y buzones y el funcionamiento hidráulico del sistema se efectuó el levantamiento topográfico de las redes existentes determinando longitudes, diámetros, pendientes, etc.

El replanteo de la red de desagües se efectuó debido a la carencia de planos de obra.

Dicho levantamiento comprende:

- 1º- Ubicación de buzones.
- 2º- Nivelación de fondos y tapas de buzones.
- 3º- Distancia entre buzones.

4º- Diámetros.

5º- Dirección de flujo.

6º- Estado de conservación de los buzones, indicando su condición de escurrimiento y tirante de agua.

El sistema actual de desagües es de tipo separativo y funciona por gravedad. No se tiene información concerniente a la calidad, procedencia y tipo de tubería.

El casco urbano de la población está servido con redes de 6" de diámetro y las nuevas Urbanizaciones con 8" de diámetro.

Existen dos colectores principales que pasan por las calles Dos de Mayo y Calle Nueva.

#### 18.3.2.- Emisor Av. Dos de Mayo

Tiene su inicio en la intersección de la Av. Dos de Mayo y Cahuas siguiendo por esta Avenida en un tramo de 64.10 Mts., luego sigue paralela a la línea del ferrocarril con un total de 769.85 Mts. de longitud y 12" de diámetro descargando finalmente su caudal a una acequia de regadío que pasa por el extremo Nor-Oeste de la ciudad.

#### 18.3.3.- Emisor Calle Nueva

Este colector es de 10" de diámetro constituido por 307.80 Mts. de longitud total, recibe las

aguas negras de las Urbanizaciones Rosario Sur y Residencial Huaral y descarga finalmente sus aguas a un canal de riego que corre por el costado del Estadio Municipal.

Existen además 2 tramos de 12" de diámetros y 75 Mts. de longitud total para descargar las aguas de la Urbanización Rosario Norte a un canal de regadío.

A continuación se muestra el cuadro de longitudes y porcentaje de tubería de diversos diámetros, que comprende el sistema general existente de desagües.

#### COLECTORES EXISTENTES

DIAMETRO	LONGITUD DE REDES	PORCENTAJE
6"	7,130.61	36.5 %
8"	11,167.74	57.2 %
10"	307.80	1.6 %
12"	908.95	4.7 %
19,515.10 ml.		

#### 18.3.4.- Conexiones Domiciliarias.-

El número de conexiones domiciliarias es de 2,043. Actualmente se instalan un promedio de 50 conexiones anuales.

La forma de ejecución de estas conexiones no están de acuerdo con las normas de la Dirección de Obras Sani-

tarias del Ministerio de Fomento.

El procedimiento adoptado es el siguiente: El empalme con la línea principal es deficiente debido a que este se hace a medio tubo en lugar de mantener las claves de ambas tuberías a un mismo nivel. La tubería de la conexión externa es de 6" de diámetro de concreto simple hasta la caja de registro instalada en la vereda, en donde descarga la conexión interna.

El costo promedio de estas conexiones es de S/.500.00, de los cuales S/. 200.00 corresponden al derecho de conexión que se abona a la Municipalidad, siendo la diferencia el costo de instalación.

#### 18.3.5.- Disposición Final.-

Actualmente existen cuatro puntos de descarga de canales de regadío, utilizando esas aguas en el riego de hortalizas, ocasionando la contaminación de éstas; constituyendo por lo tanto un peligro sanitario.

Debido a que los cursos receptores obligatorios de las aguas servidas no son capaces de efectuar una dilución adecuada, será necesario efectuar el tratamiento de los desagües domésticos.

## 19.- Proyecto de Agua Potable

El proyecto elaborado por la Dirección de Obras Sanitarias contempla utilizar el agua subterránea, por medio de pozos, para el abastecimiento de agua potable de la ciudad de Huaral.

Como consecuencia del cambio de la captación y del mal estado de funcionamiento e insuficiencia del servicio se ha adoptado el cambio total del sistema actual, exceptuando las redes de distribución.

El proyecto comprende: captación, línea de conducción, reservorios de almacenamiento y ampliación de las redes de distribución.

### 19.1.- Captación

Se construirán en total 3 pozos con sus respectivas casetas de bombeo de 60 Mts. de profundidad con un rendimiento estimado de 60 lts/seg. cada uno, en la primera etapa se perforarán dos de ellos dejando la construcción del tercero para la segunda etapa.

### 19.2.- Línea de Impulsión

La instalación de estas líneas desde los pozos hasta la caja de reunión comprende 2 etapas.

Primera Etapa.- Se instalará una línea desde los pozos No.1 y No.2 hasta la caja de reunión. La tubería será de asbesto-cemento de 10" de diámetro, 105 lbs/pulg<sup>2</sup> de presión y con una longitud de 760 Mts.

Segunda Etapa.- Su instalación estará supe-  
ditada al crecimiento de la población, con una capacidad de 60 lts/seg. La tubería - será de asbesto cemento de 10" de diámetro con una longitud de 60 Mts. desde el pozo No.3 hasta la caja de reunión.

#### 19.3.- Línea de Conducción

Se instalarán dos líneas con tuberías de concreto reforzado tipo Hume de 12" diámetro, 50 lbs/pulg<sup>2</sup> de presión, c=120 y una longitud de 2,400 Mts. desde la caja de reunión hasta el - reservorio.

Una de las líneas se construirá en la primera etapa y la otra en la segunda etapa.

#### 19.4.- Reservorio.-

El volumen total de almacenamiento que se considerará en el diseño será de 3,800 m<sup>3</sup>. los que se distribuirán en dos reservorios apoyados de 1,900 m<sup>3</sup>. cada uno, correspondiente a la

primera y segunda etapa respectivamente.

#### 19.5.- Línea de Aducción

Se ha proyectado dos líneas de aducción con capacidad suficiente para transportar la demanda máxima horaria cada una, correspondiente a la primera y segunda etapa respectivamente.

Estas líneas serán 2 tuberías de concreto reforzado tipo "Hume" de 14" de diámetro y 75 lbs/pulg<sup>2</sup>. de presión con una longitud de 2,152 mts. cada una.

#### 19.6.- Red de Distribución

El proyecto contempla el mejoramiento del sistema existente que sirve en la actualidad a una población de 14,400 habitantes, y las ampliaciones que sean necesarias de acuerdo al crecimiento de la población. La ejecución de las obras será por etapas.

## C A P I T U L O   I I

### BASES DE DISEÑO

- 1.- Estudio de Población.
  - 1.1.- Antecedentes y Datos Censales.
  - 1.2.- Cálculo de Población Futura.
    - 1.2.1.- Método Aritmético.
    - 1.2.2.- Método Geométrico.
    - 1.2.3.- Método de Interés Simple.
    - 1.2.4.- Método de la Parábola de 2° Grado.
    - 1.2.5.- Método del Incremento Variable.
    - 1.2.6.- Método de la Curva Logística.
    - 1.2.7.- Método Racional.
  - 1.3.- Conclusión.
- 2.- Zonificación y Densidades.
  - 2.1.- Plano Regulador.
  - 2.2.- Densidad de Población.
  - 2.3.- Distribución en Zonas.
- 3.- Período de Diseño.
- 4.- Estimación de la aportación de las Aguas Negras.
  - 4.1.- Aguas Negras.
  - 4.2.- Cantidad de Agua por Evacuar.
  - 4.3.- Variaciones de Consumo.
  - 4.4.- Volumen de Diseño.

## C A P I T U L O   I I

### BASES DE DISEÑO

#### 1.- Estudio de Población

Para calcular el crecimiento de una población, han de tenerse en cuenta diversos factores, como el conocimiento de la ciudad y sus contornos, su territorio comercial, la posible expansión de la agricultura (que a veces es la fuente básica de riqueza), la existencia o la posibilidad de instalación de pequeñas industrias en la región circundante, la situación con respecto a los transportes por ferrocarril, marítimo o fluviales, o en cuanto a materia prima y artículos manufacturados. La instalación de un servicio de abastecimiento de agua es de por sí uno de los estímulos más poderosos para el desarrollo de una ciudad.

Otra de las dificultades que encierran los pronósticos demográficos es que, en la inmensa mayoría de los casos, sólo es posible obtener datos imprecisos acerca de los cambios recientes de población y del desarrollo económico de la región estudiada. En esas condiciones no puede hacerse un cálculo sistemático en cuanto al futuro crecimiento y necesitan un pronto aumento del agua y alcantarillas disponibles.

### 1.1.- Antecedentes y Datos Censales

Para el presente estudio contamos con los censos de población de los años 1940, 1961 y con las cifras del crecimiento vegetativo, que se han deducido de los datos demográficos entre los años 1950 y 1964 proporcionado por el Concejo Distrital de la Ciudad de Huaral correspondiente a todo el Distrito.

CUADRO DE CRECIMIENTO VEGETATIVO

AÑOS	NACIMIENTOS	DEFUNCIONES	INCREMENTO TOTAL DEL DISTRITO.	INCREMENTO URBANO.
1950	740	249	491	260
1951	798	164	634	336
1952	830	178	652	346
1953	869	182	687	364
1954	866	151	715	379
1955	846	215	631	334
1956	870	160	710	376
1957	950	233	717	380
1958	866	210	656	348
1959	831	214	617	327
1960	852	187	665	352
1961	879	198	681	361
1962	944	212	732	388
1963	927	209	718	381
1964	1002	196	806	427

C U A D R O No. 1

Censos	Pobl.	AUMENTO			INCREMENTO POR DEC.			INCREMENTO POR AÑO.	
		Años	Habs.	%	Dec.	Habs.	%	Habs.	%
1940	5,012		.						
1961	11,481	21	6,489	129	2.1	3,080	61	308	6.5

1.2.- Cálculo de Población Futura.-

Según el censo de 1940, la población urbana de Huaral fué de 5,012 habitantes y en el censo de 1961 - alcanzó la cifra de 11,481 habitantes. Debido a - que solo se cuenta con dos censos, se han deducido las poblaciones para el año 1950 y 1960, utilizando primero los datos del cuadro de crecimiento vegetativo y luego trazando una curva en papel milimetrado con los censos del cuadro No.1. Los cálculos obtenidos de estas dos formas solo difieren en unas - cifras, motivo por la cual se ha tomado el promedio, obteniéndose como resultado definitivo el siguiente:

1940 ..... 5,012 Habs.

1950 ..... 7,600 "

1960 ..... 11,150 "

1.2.1.- Método Aritmético

Consiste en añadir a la población existente,

el mismo número de habitantes por cada futuro periodo. Gráficamente, este crecimiento se representa, por una línea recta.

Tenemos que:

$$\begin{array}{ll} T_1 = 1940 & P_1 = 5,012 \text{ Habs.} \\ T_2 = 1950 & P_2 = 7,600 \text{ " } \\ T_3 = 1960 & P_3 = 11,150 \text{ " } \end{array}$$

Según fórmula:

$$P_t = P_o + r (T_t - T_o) \quad (1)$$

De donde:

$$r = \frac{P_t - P_o}{T_t - T_o} \quad (2)$$

$P_t$  = Población futura

$P_o$  = Población actual

$r$  = Razón de crecimiento por año

$T_t$  = Tiempo en futuro

$T_o$  = Tiempo actual

Reemplazando datos en (2) :

$$r_1 = \frac{7600 - 5012}{1950 - 1940} = 259 \text{ Habs./año}$$

$$r_2 = \frac{11,150 - 7,600}{1960 - 1950} = 355 \text{ Habs./año}$$

Y la razón promedio de los tres censos será:

$$r = \frac{259 + 355}{2} = 307 \text{ Habs./año}$$

Luego el crecimiento aritmético de la población con la razón promedio de los tres censos será el siguiente:

$$P_{1967} = 11,150 + 307 (1967-1960) = 13,299 \text{ Habs.}$$

$$P_{1977} = 11,150 + 307 (1977-1960) = 16,369 \text{ "}$$

$$P_{1987} = 11,150 + 307 (1987-1960) = 19,439 \text{ "}$$

$$P_{1997} = 11,150 + 307 (1997-1960) = 22,509 \text{ "}$$

### 1.2.2.- Método Geométrico

En este método se asume que el crecimiento de una población es análogo al de un capital a interés compuesto.

Este método dá valores máximos.

Según fórmula:

$$P_f = P_a (1 + r)^t \quad (3)$$

$P_f$  = Población futura

$P_a$  = Población actual

$r$  = Coeficiente de crecimiento por décadas

$t$  = Tiempo en décadas

Reemplazando datos en (3) :

$$P_{50} = P_{40} (1 + r') \dots 7600 = 5012 (1+r') \text{ luego:}$$

$$r' = \frac{7600}{5012} - 1 = 0.516$$

$$P_{60} = P_{50} (1 + r'') \dots 11150 = 7600 (1+r'') \text{ luego:}$$

$$r'' = \frac{11150}{7,600} - 1 = 0.467$$

Lo que nos dá un  $\underline{r}$  promedio de:

$$r = \frac{0.516 + 0.467}{2} = 0.492$$

Luego con éste valor de  $\underline{r}$  aplicaremos la fórmula

(3) :

$$P_{1967} = 11,150 (1 + 0.492)^{0.7} = 14,751 \text{ Hbs.}$$

$$P_{1977} = 11,150 (1 + 0.492)^{1.7} = 22,010 \text{ "}$$

$$P_{1987} = 11,150 (1 + 0.492)^{2.7} = 32,781 \text{ "}$$

$$P_{1997} = 11,150 (1 + 0.492)^{3.7} = 49,060 \text{ "}$$

### 1.2.3.- Método de Interés Simple

Este método considera que la población crece como un capital impuesto a interés simple; dá valores muy bajos y se usa para poblaciones que están muy cerca del límite de saturación.

$$P_f = P_a (1 + rt) \quad (4)$$

$P_f$  = Poblacion futura

$P_a$  = Población actual

$r$  = Coeficiente de crecimiento por décadas

$t$  = Tiempo en décadas

De (4)

$$r = \frac{P_f - P_a}{P_a \times t} \quad (5)$$

Reemplazando datos en (5)

$$r' = \frac{7600 - 5012}{5012 \times 1} = 0.516$$

$$r'' = \frac{11150 - 7600}{7600 \times 1} = 0.467$$

Lo que nos dá un  $\underline{r}$  promedio de:

$$r = \frac{0.516 + 0.467}{2} = 0.492$$

Luego con este valor de  $\underline{r}$  aplicaremos la fórmula

(4) :

$$P_{1967} = 11150 (1 + 0.492 \times 0.7) = 14,941 \text{ Habs.}$$

$$P_{1977} = 11150 (1 + 0.492 \times 1.7) = 20,516 \quad "$$

$$P_{1987} = 11150 (1 + 0.492 \times 2.7) = 25,980 \quad "$$

$$P_{1997} = 11150 (1 + 0.492 \times 3.7) = 31,443 \quad "$$

#### 1.2.4.- Método de la Parábola de 2° Grado

Este método consiste en asimilar el crecimiento de la población a la forma de una parábola de 2° grado de la siguiente ecuación:

$$y = A + Bx + Cx^2 \quad (6)$$

Tenemos que:

<u>Año</u>	<u>Población</u>
1940	5,012
1950	7,600
1960	11,150

Años	X	X2	Y
1940	0	0	5,012
1950	10	100	7,600
1960	20	400	11,150

La columna X indica la distancia en años al origen - de coordenadas.

Y representa los valores de la población correspondiente a cada censo.

Luego, reemplazando los datos del cuadro anterior en la ecuación (6) tendremos:

$$\boxed{5,012 = A} \quad (1)$$

$$7,600 = 5,012 + 10B + 100 C \quad (2)$$

$$11,150 = 5,012 + 20B + 400 C \quad (3)$$

Resolviendo las ecuaciones (2) y (3) se determina el valor de B y C

$B = 210.7$
$C = 4.81$

Luego, reemplazando los valores de A, B y C en la ecuación (6) se obtendrá el cálculo de población para los siguientes años:

$$P_{1967} = 5012 + 210.7 \times 27 + 4.81 \times 729 = 14,207 \text{ Habs.}$$

$$P_{1977} = 5012 + 210.7 \times 37 + 4.81 \times 1369 = 19,393 \quad "$$

$$P_{1987} = 5012 + 210.7 \times 47 + 4.81 \times 2209 = 25,540 \quad "$$

$$P_{1997} = 5012 + 210.7 \times 57 + 4.81 \times 3249 = 32,650 \quad "$$

#### 1.2.5.- Método del Incremento Variable.-

En este método se asume que el incremento -

de la población es variable y que esa variación es - constante, es decir que la segunda derivada de la - curva de crecimiento va a ser una línea recta.

Año	Población	Incremento	Aumento de Incremento
1940	5,012	2,588	
1950	7,600	3,550	+ 962
1960	11,150		

$$\Sigma = 6,138 \quad \Sigma = 962$$

Promedios:

$$D_1P = \frac{\Sigma \text{ Incremento}}{2} = \frac{6,138}{2} = 3,069$$

$$D_2P = \frac{\Sigma \text{ Aumento de Incremento}}{1} = \frac{962}{1} = 962$$

Luego para el cálculo de las poblaciones futuras se debe aplicar las siguientes fórmulas:

$$P_{60} = 11,150$$

$$P_{67} = P_{60} + 0.7D_1P + 0.7D_2P = 11,150 + 2148 + 673 = 13,971 \text{ Hbs.}$$

$$P_{77} = P_{60} + 1.7D_1P + 2.7D_2P = 11,150 + 5217 + 2597 = 18,964 \text{ "}$$

$$P_{87} = P_{60} + 2.7D_1P + 5.7D_2P = 11,150 + 8286 + 5483 = 24,919 \text{ "}$$

$$P_{97} = P_{60} + 3.7D_1P + 9.7D_2P = 11,150 + 11355 + 9331 = 31,836 \text{ "}$$

#### 1.2.6.- Método de la Curva Logística

La palabra logística los ingleses la expresan para indicar el desarrollo de un núcleo de población anotando que el desarrollo de las poblaciones -

es similar al crecimiento de una colonia de bacterias que son puestas en una incubadora, y que ese crecimiento está en función del área.

Este método se basa en la ecuación de la curva de Verhulst, cuya solución ha sido simplificada (Ing°J. C. Díaz de Moraiz).

Se considerará períodos de diez años.

$$t_0 = 1940 \qquad P_0 = 5,012$$

$$t_1 = 1950 \qquad P_1 = 7,600$$

$$t_2 = 1960 \qquad P_2 = 11,150$$

Para la aplicación de este método es necesario que se cumpla la siguiente condición:

$$n = \frac{P_0 \times P_2}{P_1} < P_1$$

Reemplazando valores:

$$n = \frac{5012 \times 11,150}{7,600} = 7,353$$

$$7,353 < 7,600$$

Por lo tanto es factible la aplicación de éste método.

La población de saturación será:

$$P_s = \frac{P_0 + P_2 - 2n}{1 - \frac{n}{P_1}}$$

Reemplazando valores:

$$P_s = \frac{5,012 + 11,150 - 2 \times 7,353}{1 - \frac{7,353}{7,600}} = 48,533$$

Como:

$$P = N P_s$$

$$N = \frac{P}{P_s}$$

Cálculo de N y Q :

$$N_0 = \frac{P_0}{P_s} = \frac{5012}{48,533} = 0.1033$$

$$N_1 = \frac{P_1}{P_s} = \frac{7600}{48,533} = 0.1566$$

$$N_2 = \frac{P_2}{P_s} = \frac{11,150}{48,533} = 0.2297$$

Con estos valores obtenemos del Cuadro No.2 - Función Logística Normal. Los valores de Q :

$$Q_0 = - 1.08$$

$$Q_1 = - 0.84$$

$$Q_2 = - 0.60$$

Valores de los parámetros a y b :

$$a = - 2 Q_0$$

$$a = - 2x( - 1.08) = 2.16$$

$$b = \frac{a + 2 Q_1}{t_1} = \frac{2.16 + 2 (-0.84)}{1} = 0.48$$

$$b = 0.48$$

Luego se calcula los valores de N y Q para los períodos futuros:

$$Q_n = \frac{b}{2} x t_n + Q_n - 1$$

$$Q_3 = \frac{b}{2} x 0.7 + Q_2 = \frac{0.48}{2} x 0.7 - 0.60 = - 0.43$$

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
 FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA

C U A D R O No. 2

FUNCION LOGISTICA NORMAL

O	N	O	N	O	N
-	0	- 1.64	0.03626	- 1.25	0.07586
- 3.00	0.00247	- 1.63	0.03697	- 1.24	0.07727
- 2.50	0.00674	- 1.62	0.03733	- 1.23	0.07871
- 2.00	0.01799	- 1.61	0.03842	- 1.22	0.08017
- 1.99	0.01834	- 1.60	0.03917	- 1.21	0.08166
- 1.98	0.01871	- 1.59	0.03992	- 1.20	0.08317
- 1.97	0.01908	- 1.58	0.04070	- 1.19	0.08471
- 1.96	0.01946	- 1.57	0.04149	- 1.18	0.08627
- 1.95	0.01984	- 1.56	0.04229	- 1.17	0.08787
- 1.94	0.02023	- 1.55	0.04311	- 1.16	0.08948
- 1.93	0.02063	- 1.54	0.04394	- 1.15	0.09112
- 1.92	0.02104	- 1.53	0.04479	- 1.14	0.09279
- 1.91	0.02146	- 1.52	0.04565	- 1.13	0.09449
- 1.90	0.02188	- 1.51	0.04653	- 1.12	0.09622
- 1.89	0.02231	- 1.50	0.04742	- 1.11	0.09797
- 1.88	0.02275	- 1.49	0.04834	- 1.10	0.0997
- 1.87	0.02320	- 1.48	0.04927	- 1.09	0.1016
- 1.86	0.02366	- 1.47	0.05021	- 1.08	0.1034
- 1.85	0.02413	- 1.46	0.05117	- 1.07	0.1053
- 1.84	0.02460	- 1.45	0.05215	- 1.06	0.1072
- 1.83	0.02509	- 1.44	0.05315	- 1.05	0.1091
- 1.82	0.02558	- 1.43	0.05417	- 1.04	0.1111
- 1.81	0.02608	- 1.42	0.05520	- 1.03	0.1130
- 1.80	0.02660	- 1.41	0.05625	- 1.02	0.1151
- 1.79	0.02712	- 1.40	0.05732	- 1.01	0.1171
- 1.78	0.02765	- 1.39	0.05841	- 1.00	0.1192
- 1.77	0.02820	- 1.38	0.05952	- 0.99	0.1213
- 1.76	0.02875	- 1.37	0.06065	- 0.98	0.1235
- 1.75	0.02931	- 1.36	0.06180	- 0.97	0.1256
- 1.74	0.02989	- 1.35	0.06297	- 0.96	0.1279
- 1.73	0.03047	- 1.34	0.06416	- 0.95	0.1301
- 1.72	0.03107	- 1.33	0.06538	- 0.94	0.1324
- 1.71	0.03168	- 1.32	0.06661	- 0.93	0.1347
- 1.70	0.03230	- 1.31	0.06786	- 0.92	0.1371
- 1.69	0.03293	- 1.30	0.06914	- 0.91	0.1394
- 1.68	0.03357	- 1.29	0.07044	- 0.90	0.1419
- 1.67	0.03422	- 1.28	0.07176	- 0.89	0.1443
- 1.66	0.03489	- 1.27	0.07310	- 0.88	0.1468
- 1.65	0.03557	- 1.26	0.07447	- 0.87	0.1493

C U A D R O No. 2

(Continuación)

o	N	o	N	o	N
- 0.86	0.1519	- 0.47	0.2809	- 0.08	0.4601
- 0.85	0.1545	- 0.46	0.2850	- 0.07	0.4651
- 0.84	0.1571	- 0.45	0.2891	- 0.06	0.4700
- 0.83	0.1598	- 0.44	0.2932	- 0.05	0.4750
- 0.82	0.1625	- 0.43	0.2973	- 0.04	0.4800
- 0.81	0.1652	- 0.42	0.3015	- 0.03	0.4850
- 0.80	0.1680	- 0.41	0.3058	- 0.02	0.4900
- 0.79	0.1708	- 0.40	0.3100	- 0.01	0.4950
- 0.78	0.1736	- 0.39	0.3144	0	0.5000
- 0.77	0.1765	0.38	0.3186	0.06	0.5300
- 0.76	0.1795	- 0.37	0.3230	0.07	0.5349
- 0.75	0.1824	- 0.36	0.3274	0.08	0.5399
- 0.74	0.1854	- 0.35	0.3318	0.09	0.5449
- 0.73	0.1885	- 0.34	0.3363	0.10	0.5448
- 0.72	0.1915	- 0.33	0.3407	0.11	0.5548
- 0.71	0.1947	- 0.32	0.3452	0.12	0.5597
- 0.70	0.1978	- 0.31	0.3498	0.13	0.5646
- 0.69	0.2010	- 0.30	0.3543	0.14	0.5695
- 0.68	0.2042	- 0.29	0.3589	0.15	0.5744
- 0.67	0.2075	- 0.28	0.3635	0.16	0.5793
- 0.66	0.2108	- 0.27	0.3682	0.17	0.5842
- 0.65	0.2142	- 0.26	0.3729	0.18	0.5890
- 0.64	0.2176	- 0.25	0.3775	0.19	0.5939
- 0.63	0.2210	- 0.24	0.3822	0.20	0.5987
- 0.62	0.2244	- 0.23	0.3870	0.21	0.6035
- 0.61	0.2279	- 0.22	0.3917	0.22	0.6083
- 0.60	0.2315	- 0.21	0.3965	0.23	0.6130
- 0.59	0.2351	- 0.20	0.4013	0.24	0.6178
- 0.58	0.2387	- 0.19	0.4061	0.25	0.6225
- 0.57	0.2423	0.18	0.4110	0.26	0.6271
- 0.56	0.2460	- 0.17	0.4158	0.27	0.6318
- 0.55	0.2497	- 0.16	0.4207	0.28	0.6365
- 0.54	0.2535	- 0.15	0.4256	0.29	0.6411
- 0.53	0.2573	- 0.14	0.4305	0.30	0.6457
- 0.52	0.2612	- 0.13	0.4354	0.31	0.6502
- 0.51	0.2650	- 0.12	0.4403	0.32	0.6548
- 0.50	0.2689	- 0.11	0.4452	0.33	0.6593
- 0.49	0.2729	- 0.10	0.4502	0.34	0.6637
- 0.48	0.2769	- 0.09	0.4551	0.35	0.6682

C U A D R O No. 2

(Continuación)

o	N	o	N	o	N
0.36	0.6726	0.81	0.8348	0.01	0.5050
0.37	0.6770	0.82	0.8375	0.02	0.5100
0.38	0.6814	0.83	0.8402	0.03	0.5150
0.39	0.6856	0.84	0.8429	0.04	0.5200
0.40	0.6900	0.85	0.8455	0.05	0.5250
0.41	0.6942	0.86	0.8481	1.26	0.92553
0.42	0.6985	0.87	0.8507	1.27	0.92690
0.43	0.7029	0.88	0.8532	1.28	0.92824
0.44	0.7068	0.89	0.8557	1.29	0.92956
0.45	0.7109	0.90	0.8581	1.30	0.93086
0.46	0.7150	0.91	0.8606	1.31	0.93214
0.47	0.7191	0.92	0.8629	1.32	0.93339
0.48	0.7231	0.93	0.8653	1.33	0.93462
0.49	0.7271	0.94	0.8676	1.34	0.93584
0.50	0.7311	0.95	0.8699	1.35	0.93703
0.51	0.7350	0.96	0.8721	1.36	0.93820
0.52	0.7388	0.97	0.8744	1.37	0.93935
0.53	0.7427	0.98	0.8765	1.38	0.94048
0.54	0.7465	0.99	0.8787	1.39	0.94159
0.55	0.7503	1.00	0.8808	1.40	0.94268
0.56	0.7540	1.01	0.8829	1.41	0.94375
0.57	0.7577	1.02	0.8849	1.42	0.94480
0.58	0.7613	1.03	0.8870	1.43	0.94583
0.59	0.7649	1.04	0.8889	1.44	0.94685
0.60	0.7685	1.05	0.8909	1.45	0.94785
0.66	0.7892	1.06	0.8928	1.46	0.94883
0.67	0.7925	1.07	0.8947	1.47	0.94978
0.68	0.7958	1.08	0.8966	1.48	0.95073
0.69	0.7990	1.09	0.8984	1.49	0.95166
0.70	0.8022	1.10	0.9003	1.50	0.95258
0.71	0.8053	1.11	0.90203	0.61	0.7721
0.72	0.8085	1.12	0.90378	0.62	0.7756
0.73	0.8115	1.13	0.90551	0.63	0.7790
0.74	0.8146	1.14	0.90721	0.64	0.7824
0.75	0.8176	1.15	0.90888	0.65	0.7858
0.76	0.8205	1.16	0.91052	1.51	0.95347
0.77	0.8235	1.17	0.91213	1.52	0.95435
0.78	0.8264	1.18	0.91373	1.53	0.95521
0.79	0.8292	1.19	0.91529	1.54	0.95606
0.80	0.8320	1.20	0.91683	1.55	0.95689

C U A D R O No. 2

(Continuación)

o	N	o	N
1.56	0.95771	1.25	0.92414
1.57	0.95851	1.76	0.97125
1.58	0.95930	1.77	0.97180
1.59	0.96008	1.78	0.97235
1.60	0.96083	1.79	0.97288
1.61	0.96158	1.80	0.97340
1.62	0.96267	1.81	0.97392
1.63	0.96303	1.82	0.97442
1.64	0.96374	1.83	0.97491
1.65	0.96443	1.84	0.97540
1.66	0.96511	1.85	0.97587
1.67	0.96578	1.86	0.97634
1.68	0.96643	1.87	0.97680
1.69	0.96707	1.88	0.97725
1.70	0.96770	1.89	0.97769
1.71	0.96832	1.90	0.97812
1.72	0.96893	1.91	0.97854
1.73	0.96953	1.92	0.97896
1.74	0.97011	1.93	0.97937
1.75	0.97069	1.94	0.97977
1.21	0.91834	1.95	0.98016
1.22	0.91983	1.96	0.98054
1.23	0.92129	1.97	0.98092
1.24	0.92273	1.98	0.98129
		1.99	0.98166
		2,00	0.98201
		2.50	0.99326
		3.00	0.99669
		oo	1.00000

$$Q_4 = \frac{b}{2} \times 1 + Q_3 = 0.24 - 0.43 = - 0.19.$$

$$Q_5 = \frac{b}{2} \times 1 + Q_4 = 0.24 - 0.19 = 0.05$$

$$Q_6 = \frac{b}{2} \times 1 + Q_5 = 0.24 + 0.05 = 0.29$$

Con estos valores obtenemos del cuadro No.2 los valores de N :

$$N_3 = 0.2973$$

$$N_4 = 0.4061$$

$$N_5 = 0.5250$$

$$N_6 = 0.6411$$

Las poblaciones futuras serán:

$$P_{1967} = P_s \times N_3 = 48,533 \times 0.2973 = 14,429 \text{ Hbs.}$$

$$P_{1977} = P_s \times N_4 = 48,533 \times 0.4061 = 19,709 \text{ "}$$

$$P_{1987} = P_s \times N_5 = 48,533 \times 0.5250 = 25,480 \text{ "}$$

$$P_{1997} = P_s \times N_6 = 48,533 \times 0.6411 = 31,115 \text{ "}$$

#### 1.2.7.- Método Racional

El método racional es el más efectivo y lógico para el estudio del desarrollo de las poblaciones ya que intenta estudiar todos los factores que influyen en el crecimiento de una población dándoles su peso correspondiente para determinar el límite de crecimiento ó para determinar el factor básico que interviene en el desarrollo de la población; pudiendo ser la zona de expansión apropiada para el desarrollo.

También el límite de crecimiento puede ser la zona de influencia ó de abastecimiento, es decir el crecimiento que ocasionan en las zonas vecinas el desarrollo industrial de una ciudad importante.

En el método racional se considera dos factores importantes:

a) Crecimiento vegetativo.- Que está influenciado principalmente por las condiciones sanitarias de la población. Es mayor en las poblaciones que tienen agua y desagüe y en aquellas que tienen mayores posibilidades económicas.

b) Inmigración.- La afluencia de personas hacia las grandes ciudades está determinada por dos factores principales:

1.- Oportunidad de trabajo o de vida de los habitantes. Por consiguiente podemos decir que el desarrollo industrial crea una absorción de población.

2.- Las facilidades que ofrece una población como por ejemplo Universidades, centros industriales, etc. mejores condiciones de vida, etc.

Todo esto origina un gran desarrollo hasta que la población llega a un máximo de posibilidades que tiende a alcanzarse según las zonas de influencia.

#### Métodos Matemáticos Utilizados

Se han empleado los métodos matemáticos siguientes:

- Método del Crecimiento Aritmético (1)
- Método del Crecimiento Geométrico (2)
- Método de Interés Simple (3)
- Método Parábola de 2° Grado (4)
- Método Incremento Variable (5)
- Curva Normal Logística (6)

En un sistema de ejes coordenadas se ha procedido a graficar el resultado de cada método matemático, cuya relación es la siguiente:

Curva No. 1: corresponde al gráfico del método aritmético.

Curva No. 2: corresponde al gráfico del método geométrico.

Curva No. 3: corresponde al gráfico del método de Interés Simple.

Curva No. 4: corresponde al gráfico del método de la parábola de 2° grado.

Curva No. 5: corresponde al gráfico del método de incrementos variables.

Curva No. 6: corresponde al gráfico del método de la Curva Normal Logístico.

Curva No. 7: corresponde a la curva adoptada de probable crecimiento futuro.

CALCULO DE POBLACION FUTURA

HUARAL

Años	Crecimiento Aritmético. (1)	Crecimiento Geométrico. (2)	Interés Simple (3)	Parábola 2° Grado. (4)	Incremento Variable. (5)	Curva Normal Logística (6)	Curva Adoptada. (7)
1967	13,299	14,751	14,941	14,207	13,971	14,429	14,480
1977	16,369	22,010	20,516	19,393	18,964	19,709	20,700
1987	19,439	32,781	25,980	25,540	24,919	25,480	29,160
1997	22,509	49,060	31,443	32,650	31,836	31,115	40,900

### 1.3.- Conclusión

En el gráfico adjunto se observa el trazo de las curvas de crecimiento de la población de acuerdo a la tendencia de los métodos anteriormente estudiados. Se puede decir que el crecimiento de la población de la ciudad de Huaral estará por encima de los valores obtenidos por los métodos: "Aritmético", "Interés Simple", "Parábola de 2° Grado", "Incremento Variable" y "Curva Normal Logística" debido al gran crecimiento que se espera a esta ciudad, originado principalmente: por su riqueza agrícola, por ser centro de comercio con parte de la Sierra Central, su proximidad a la capital de la República, posibilidades de industrialización en un futuro no muy lejano dada la riqueza de la zona.

Por otro lado, las ciudades importantes están en una etapa de crecimiento ascendente siendo muy difícil predecir cuando llegarán a saturarse y cual será más o menos la cifra de saturación. También se debe tener presente que si bien actualmente, la expansión urbana está frenada artificialmente por propiedades rústicas particulares, se presume que esta situación no podrá mantenerse por mucho tiempo, y ya sea por iniciativa de los mismos propietarios o de las autoridades, tendrán que incorporarse al área urbana, he

cho que indudablemente influirá en el crecimiento de la población.

Habiendo analizado los diferentes métodos utilizados para la predicción de la población futura y teniendo en cuenta las razones expuestas en el método racional, se ha adoptado para la ciudad de Huaral la curva promedio entre los valores obtenidos por el método "Geométrico" y el de la "Parábola de 2° Grado" y tendrá como probable población futura los siguientes valores:

<u>Año</u>		<u>Población</u>	
1967	-----	14,480	Hbs.
1977	-----	20,700	"
1987	-----	29,160	"
1997	-----	40,900	"

## .- Zonificación y Densidades

### 2.1.- Plano Regulador

El Plano Regulador de la ciudad de Huaral ha sido efectuado por la Oficina Nacional de Planeamiento y Urbanismo (O.N.P.U) en el año 1958, por lo que está incompleto, no estando ubicada la Urbanización Residencial Huaral, así como una Barriada de tipo popular levantada en terrenos Municipales.

## 2.2.- Densidad de Población

Para resolver los problemas del agua y del alcantarillado es importante las densidades de población, ya que debe proyectarse las alcantarillas y las conducciones de agua de manera que cada zona de la ciudad esté adecuadamente servida.

Las densidades varían ampliamente dentro de una ciudad, siendo el tipo general desde 37 hbs/Ha. en las zonas residenciales no densamente edificadas, a 250 hbs/Ha. en las de gran densidad con casas individuales. En las zonas comerciales, la población, de día, será menos variable de acuerdo con su desarrollo.

A continuación a manera de ilustración se muestra - el cuadro No.3 en la que se consignan densidades de población de diversas zonas que se utilizó en 1911 para predecir el área y la población de Cincinnati, Ohio, para 1950. La comparación de las predicciones hechas en 1911 y las cifras reales, es muy significativa en relación con la exactitud que pueden tener las previsiones sobre el aumento de la población.

CUADRO No. 3

DENSIDADES DE POBLACION

TIPO DE ZONA	Densidad por Ha.
Condiciones de máxima población, con edificios de 5 pisos o más altos, en zonas de clase pobre. -----	1,850 a 2,500
Edificios contiguos, más espaciosos, de 5 a 6 pisos. -----	1,250 a 1,850
Edificios de 6 pisos, con departamentos para clase acomodada. -----	750 a 1,250
Casas de 3 y 4 pisos, edificios comerciales y establecimientos industriales, construídos cerca unos de otros.	250 a 750
Residencias independientes, con frentes de 15 a 23 m., zonas comerciales, relativamente bien pobladas. -----	125 a 250
Zonas colonizadas muy dispersamente y viviendas muy esparcidas, para familias individuales. -----	0 a 125

Las densidades de población para la ciudad de Huaral se ha adoptado de la comparación con ciudades de características similares y son las siguientes:

ZONAS	DENSIDADES
Urbana	210 hbs/Ha.
Semirústica	50 "
Comercial	200 "
Industrial	100 "

### 2.3.- Distribución en Zonas

La distribución en zonas la establece el carácter - distintivo del plan de urbanización que regula la al tura y tamaño de los edificios y los usos a que pueden dedicarse. Un plan de urbanización, por tanto, regula el carácter de los distritos y prevee, dirige o previene los cambios que en ellos pueden producirse.

Según la demarcación por zonas hecha por la Oficina Nacional de Planeamiento y Urbanismo para la ciudad de Huaral y de acuerdo con las posibles expansiones futuras se han calculado las áreas de saturación de cada zona las que se encuentran delimitadas en el - plano adjunto. Estas son:

ZONAS	AREAS
Urbana	144.36 Has.
Semirústica	91.77 "
Comercial	25.21 "
Industrial	10.93
T O T A L	272.27 "

Con las áreas y las densidades antes expuestas se han calculado las siguientes poblaciones de saturación:

ZONAS	POBLACION
Urbana	30,316 hbs.
Semirústica	4,589 "
Comercial	5,042 "
Industrial	1,093 "
T O T A L	41,040 "

Luego la población de saturación de la ciudad de Huaral de acuerdo al área de expansión futura es de 40,900 habitantes aproximadamente, que se producirán en el año 1997, según la curva de población escogida.

### 3.- Período de Diseño

Se considera, período de diseño como el plazo al término -

del cual las obras a realizarse, estarán trabajando a su máxima capacidad y deberán ser renovadas, reemplazadas o ampliadas, de acuerdo a sus condiciones físicas, volumétricas. Este plazo está influenciado por diversos factores técnico-económico, entre los cuales podemos mencionar los siguientes:

- a) Duración probable de las instalaciones.
- b) Monto de la inversión que requiere la ejecución de las obras.
- c) Características especiales de las instalaciones, tales como: planta de tratamiento, equipos de bombeo, reservorios de almacenamiento etc.
- d) Población futura a servir, teniendo en cuenta la incertidumbre que existe en predecirla.

De acuerdo a las consideraciones indicadas una solución ideal sería dar a cada tipo de estructuras una vida útil y calcular la instalación de equipos por etapas, no pudiendo aplicarse este criterio al caso de las redes matrices, pues estas deberán estar diseñadas para servir un período determinado dentro de consideraciones hidráulicas, teniendo en cuenta también el factor económico, los cuales determinan si es conveniente su instalación por etapas o en forma definitiva.

El plazo más conveniente para el cálculo del sistema en ciudades chicas, oscila entre 30 y 40 años.

En el caso de la ciudad de Huaral se ha considerado dos eta

pas de diseño: la primera que abarca 20 años del 1967 al 1987 con una población futura de 29,160 habitantes. La segunda etapa ha sido proyectada para la población de saturación de las zonas consideradas en el proyecto con una población de 40,900 Habs. para el año 1997.

Las redes de desagüe serán calculadas para la población de saturación y su ejecución estará supeditada a la expansión de la ciudad.

#### - Estimación de la Aportación de Aguas Negras

##### 4.1.- Aguas Negras

Se llaman aguas negras o líquidos residuales a líquidos conducidos por las alcantarillas. Están constituidos por alguno de los líquidos residuales que separadamente se definen, o por una mezcla de ellos:

- Las aguas residuales domésticas - a las que se ha denominado en ocasiones sanitarias - son las producidas cuando se atienden las necesidades sanitarias de las viviendas, edificios comerciales, fábricas o instituciones.
- Los residuos industriales, son los líquidos producidos en los establecimientos industriales, tales como, tintorerías, cervecerías ó fábricas de papel.
- Las aguas de lluvia, son los líquidos que recogen las alcantarillas durante un período de lluvias o

después de él, y debidas a la precipitación plu-  
vial.

- Las aguas de filtración, son las que penetran en -  
las alcantarillas por filtración del terreno.

#### 4.2.- Cantidad de Agua por Evacuar

La cantidad de agua consumida que se vierte en un sistema de saneamiento, es generalmente un poco menor que la cantidad de agua proporcionada a la comunidad. No llega a las atarjeas toda el agua suministrada por los servicios públicos, a causa de las pérdidas en las tuberías de distribución, del riego de jardines, del agua consumida en los procesos industriales, etc., pero estas pérdidas suelen ser compensadas ampliamente por las aportaciones de abastecimientos particulares de agua, por el drenaje superficial y subterráneo, y por otras adiciones. El volumen de agua suministrada varía mucho de unas ciudades a otras. Está regulado por muchos factores, como el costo y la disponibilidad de agua, tipo de los medidores, el clima, calidad del agua y la población.

Para hacer una estimación del volumen del líquido que irá al desague, se tomará como base el estudio realizado por la Dirección de Obras Sanitarias pa-

ra el proyecto de abastecimiento de agua potable - de esta ciudad, y en el que se fija una dotación - promedio de 230 lts/ha/día.

A continuación a manera de referencia anotamos los consumos de las ciudades de América del Sur, similares a nuestra ciudad.

Managua, Nicaragua .....	200	lts/hab/día		
Maracaibo, Venezuela .....	210	"	"	"
San Juan, Puerto Rico .....	290	"	"	"
Cali, Colombia .....	246	"	"	"
Valparaiso, Chile .....	247	"	"	"
Avellaneda, Argentina .....	175	"	"	"
Rosario, Argentina .....	150	"	"	"
Mendoza, Argentina .....	200	"	"	"
Montevideo, Uruguay .....	110	"	"	"
Bogotá, Colombia .....	183	"	"	"

Estos datos han sido obtenidos del Proyecto Integral de Agua Potable y Alcantarillado de la ciudad de Piura, elaborado por la Dirección de Obras Sanitarias.

La dotación que se ha adoptado garantiza un eficiente servicio, siempre y cuando el sistema se opere sobre la base de mantener los servicios con medidores en perfecto estado de funcionamiento. Si no se cumple estos requisitos sería inútil esta

blecer los valores de dotación promedio, ya que la falta de control provoca el desperdicio.

En la ciudad de Huaral no caen lluvias, por lo que nuestro sistema será calculado solo para evacuar aguas negras.

#### 4.3.- Variaciones de Consumo

El gasto de escurrimiento de aguas negras de cualquier distrito varía con la estación, el día, la hora y otras condiciones. Los factores que regulan el cálculo de las atarjeas son, el gasto máximo y el gasto mínimo. La capacidad de conducción de la atarjea debe ser suficiente para conducir el gasto máximo, y debe construirse con una pendiente tal que no haya sedimentos durante los períodos de gasto mínimo. Los gastos máximos y mínimos suelen expresarse en porcentaje del gasto medio.

Para el caso de la ciudad de Huaral no se han podido efectuar estudios que permitan investigar las variaciones horarias y diarias en la población debido a las anomalías que presenta el suministro de agua.

Por lo expuesto los porcentajes de diseño serán fijados en base a las normas existentes y a la experiencia en otras poblaciones similares por ser va-

lores que se han determinado experimentalmente:

Promedio diario anual .....	100 %
Máximo diario .....	130 %
Máximo horario .....	150 %
Mínimo horario .....	40 %
Porcentaje de agua que llega a los colectores .....	80 %

En relación a lo asumido con respecto al porcentaje que llega a la red de desague, hemos considerado que un 20% del caudal de agua consumido no llega a los colectores debido generalmente a: riego de jardines, lavado de calles, pérdidas por uniones mal calafateadas, tanto en la de agua como de desague, buzones permeables y roturas de tuberías.

Volumen promedio de desague a eliminar:

$$\frac{40,900 \times 230}{86,400} = 108.9 \text{ l.p.s}$$

Máximo volumen de desague a eliminar:

$$108.9 \times 1.3 \times 1.5 \times 0.80 = 169.9 \approx 170 \text{ l.p.s}$$

#### 4.4.- Volumen de Diseño

El volumen de diseño para este proyecto será de - 170 l.p.s. en el emisor; no se ha considerado volúmenes adicionales por infiltración ya que el terreno es casi seco; ni por agua de lluvia a través de buzones y cajas de registro porque no llueve.

## C A P I T U L O   I I I

### DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

- 1.- Planteamiento General del Proyecto.
- 2.- Tipo de Sistema a Diseñar.
- 3.- Diseño de la Red.
  - 3.1.- Colector Av. Ferrocarril.
  - 3.2.- Colector Carretera a Chancay.
  - 3.3.- Colector Av. República de Chile.
  - 3.4.- Colector Av. 2 de Mayo.
  - 3.5.- Colector Camino a la Hacienda Esquivel.
  - 3.6.- Colectores Secundarios.
  - 3.7.- Emisor.
- 4.- Disposición Final.
  - 4.1.- Alternativas para la Disposición Final.
    - 4.1.1.- Disposición de las Aguas Servidas en el Mar.
    - 4.1.2.- Disposición de las Aguas Servidas en el Río Chancay.
    - 4.1.3.- Depuración de las Aguas Servidas para -  
Aprovechamiento en Pequeña Agricultura.
  - 4.2.- Conclusión.

## C A P I T U L O   I I I

### DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

#### 1.- Planteamiento General del Proyecto

Las obras consideradas en este proyecto tienden a resolver en forma integral los problemas derivados de la eliminación de las aguas residuales de Huaral, dentro de los próximos 30 años que abarca el Período de Diseño de las estructuras proyectadas.

En líneas generales, los principales objetivos que se han tenido en cuenta al diseñar las ampliaciones y mejoras del servicio de desague de Huaral, son los siguientes:

- Dentro del criterio de utilizar las estructuras del sistema existente tanto como sea practicable, se mejorará - las condiciones en que él mismo trabaja, aliviando aquellos tramos que se encuentran sobrecargados y cambiando los colectores que por su estado de conservación no ofrecen garantía de un funcionamiento normal de la red.
- Extender el servicio de alcantarillado a las zonas urbanas actuales que carecen de él y proveer el drenaje de las áreas de posible expansión futura; mediante el diseño de nuevos colectores primarios, redes secundarios, etc.
  - Solucionar el problema creado por la disposición actual

de las aguas residuales, conduciéndolas desde el lugar donde descargan actualmente, hasta una zona apropiada donde se les dará el tipo y grado de tratamiento que ellas requieran y donde no signifique una molestia ni un peligro para la población.

## 2.- Tipo de Sistema a Diseñar

El proyecto de alcantarillado de la ciudad de Huaral es del tipo separativo y trabaja integralmente por gravedad.

## 3.- Diseño de la Red

El proyecto contempla principalmente la instalación de colectores principales cuyas áreas de drenaje se observan en los planos respectivos. Estos colectores además de reunir en un solo punto las distintas descargas actuales, recolectarán los colectores secundarios existentes, teniendo una capacidad para drenar las áreas de expansión futura hasta alcanzar la población de saturación de acuerdo a la zonificación de la ciudad.

El proyecto considera cinco colectores principales, de los cuales, uno es existente:

### 3.1.- Colector Avda. Ferrocarril

Se inicia en la Avda. Jesús del Valle y discurre paralelo a la línea del ferrocarril, hasta el callejón el Palmo estará constituido de 5 tramos con un total de

295 mts. de longitud y 10" de diámetro que se construirán en la segunda etapa.

Continuará hasta la carretera a Chancay con 7 tramos de 12" de diámetro y 3.6% de pendiente y 467 mts. de longitud.

Este colector recibirá las aguas del callejón el Palmo que actualmente se vierten a una acequia de regadío.

A partir del callejón el Palmo, este colector será construido en la primera etapa.

### 3.2.- Colector Carretera a Chancay

Corre paralelo a esta carretera por una de las bermas, está constituido por 853 mts. de longitud, 12" de diámetro y 15.5% de pendiente.

Recibe el caudal íntegro del colector anteriormente descrito además de las aguas servidas de la Avda. Julio C. Tello.

### 3.3.- Colector Avda. República de Chile

Está constituido por diez tramos desde el camino a Chancay hasta el camino a la Hacienda Esquivel con una longitud de 815 mts., 16" de diámetro y 4.2 % de pendiente, con una capacidad superior a 10.6 l.p.s., además de recibir el caudal íntegro del colector carretera a Chancay recibe el caudal de las aguas ne -

gras de la Urbanización "El Rosario" y de la Urbanización "Residencial Huaral" que anteriormente vertía sus desagües a un canal de regadío.

#### 3.4.- Colector Avda. Dos de Mayo

Colector existente de 12" de diámetro; se han chequeado las condiciones hidráulicas en las que trabaja, habiéndose llegado a la conclusión de que cumple con las normas específicas y que tiene una capacidad superior de 44 l.p.s. calculados para el máximo gasto a la hora de máxima descarga para su zona de influencia.

#### 3.5.- Colector Camino a la Hacienda Esquivel

El colector se inicia en la esquina formada por el camino a la Hacienda Esquivel y a la Avda. 2 de Mayo. Los dos primeros tramos con 95 mts. de longitud tiene 33.2 % de pendiente y los siguientes diez tramos de 12" de diámetro, 701 mts. de longitud tienen 14.3 % de pendiente.

#### 3.6.- Colectores Secundarios

Debido a que en la actualidad la mayoría de las calles cuenta con un servicio de desagües, los colectores de relleno a proyectarse son muy pocos. Los colectores secundarios a proyectarse tienen una longitud total de 975 mts. de 8" de diámetro.

CALCULO DE LA RED DE COLECTORES

CALLE	Nº DEL BUZON		LONGITUD mts.	COTA DE TAPA DEL BUZON		AREA EN HECTAREAS		DESCARGA l.p.s.	A L C A N T A R I L L A					COTA DE FONDO DEL BUZON	
	Del	Al		Ext.Sup.	Ext.Inf.	Incre.	Total		Diám. tro pulg.	Capacid. a tub. lleno l.p.s.	Velocidad a tub. lleno m/seg.	Gradiente %	Velocidad para la descarga m/seg.	Ext.Sup.	Ext.Inf.
Ferrocarril	14	19	295	146.20	145.80	38.44	38.44	11.6	10"	35.5	0.71	3.7	0.62	144.49	143.39
	A	B		145.80	144.50	40.19	78.63		12"	58.0	0.81	3.6	0.92	143.35	141.69
Carretera a Chanay	26	33	473	144.50	136.90	25.86	104.49	55.7	12"	120.0	1.64	15.5	1.61	141.69	134.37
	C	D		136.90	131.00	23.21	127.70		12"	120.0	1.64	15.5	1.67	134.37	128.50
República de Chile	38	39	110	131.00	130.40	29.02	156.72	88.3	16"	137.0	1.07	4.2	1.16	128.40	127.92
	E	F		130.40	128.00	19.82	176.54		16"	137.0	1.07	4.2	1.20	127.92	125.00
Av. 2 de Mayo	282	286	195.20	143.77	143.19	17.36	17.36	13.5	12"	58.0	0.81	3.6	0.63	142.67	141.69
	H	I		143.19	141.81	30.45	47.81		12"	54.0	0.75	3.1	0.81	141.69	140.31
	I	J		141.81	139.60	23.99	71.80		12"	66.0	0.90	4.6	0.97	140.31	138.07
Camino a La Hacienda Esquive	48	59	771.00	139.60	128.00	23.93	95.73	64.8	12"	115.0	1.58	14.3	1.64	138.07	125.75
	K	G		128.00	122.25	272.27	170.0		16"	196.0	1.52	8.8	1.75	125.00	121.47
Emisor	59	64	400	128.00	122.25	272.27	170.0	16"	196.0	1.52	8.8	1.75	125.00	121.47	

### 3.7.- Emisor

El emisor se inicia en el buzón de encuentro del colector Av. República de Chile y el colector camino a la Hacienda Esquivel.

Está constituido por 462 mts. de tubería de 16" de diámetro y 8.8% de pendiente.

## 4.- Disposición Final

### 4.1.- Alternativas para la disposición final

Se puede considerar para Huaral las siguientes soluciones para disponer las aguas servidas:

- Disposición de las aguas servidas en el mar.
- Disposición de las aguas servidas en el río Chancay.
- Depuración de las aguas servidas para aprovechamiento en pequeña agricultura.

#### 4.1.1.- Disposición de las Aguas Servidas en el Mar

Comprende la instalación de 15,000 mts. de tubería de concreto de 18" de diámetro para que el emisor llegue al mar.

Esta solución para Huaral no es aceptable por las siguientes razones:

- El punto donde se ubicaría la descarga del emisor se encuentra cerca a la ciudad de Chancay, lo cual contaminaría las playas que son muy concurridas en los

meses de verano.

- Esta solución es antieconómica porque se tendría que instalar 15,000 mts. de tubería de concreto de 18" de diámetro para que el emisor llegue al mar.
- El inconveniente de cruzar una vía tan importante como es la Panamericana Norte.
- Habría que expropiar una franja de terreno, dado que el emisor atravesaría tierras de cultivo.
- Debido a la distancia que tendría que recorrer las aguas negras se puede producir una descomposición de éstas que daría lugar a la destrucción de las tuberías y a la producción de malos olores.

#### 4.1.2.- Disposición de las Aguas Servidas en el Río Chancay.

Comprende la instalación de 6,000 mts. de tubería de concreto de 18" de diámetro para que el emisor llegue al río.

Esta solución para Huaral no es aceptable por las siguientes razones:

Como Técnicos al servicio de la Salud Pública no debemos permitir que se contaminen las aguas del río con los desagües de las poblaciones.

- El desague emitido a un río significa un peligro potencial de transmisión de enfermedades aguas abajo, hay muchas sustancias tóxicas descargadas en

- los desechos industriales, hay virus que producen venenos que no pueden determinarse en laboratorio - porque no dan reacción alguna, tal como la hepatitis infecciosa, etc.
- Por razones de estética, salud y bienestar.
  - Usos del agua con fines de recreación, natación, etc.
  - Que aguas abajo de la posible descarga final del emisor en el río, existen poblaciones dispersas que utilizan sus aguas para regadío y algunas veces como fuente de abastecimiento para el consumo doméstico de sus habitantes.
  - El río Chancay, que sería el curso receptor de los desagües de Huaral, tiene un régimen muy variable - como puede apreciarse en los cuadros No. 4 y 5.

Es necesario hacer notar que los aforos han sido tomados aguas arriba, en Santo Domingo, por la Estación Hidrométrica del Servicio de Agrometeorología e Hidrología, de tal manera que cuando el río Chancay pasa por el punto donde estaría ubicada la descarga del emisor su caudal es menor que el que figura en el cuadro No. 4 de descargas mínimas, dado que los agricultores de aguas arriba la utilizan para regadío, llegando inclusive en épocas de estiaje a ser casi nula. De aquí se deduce, que al menos durante la época de estiaje, debería llegarse al tratamiento completo o -

ESTACION: SANTO DOMINGO

RIO: CHANCAY

C U A D R O No. 4

DESCARGA MINIMA EN METROS CUBICOS/SEG.

AÑO	Ener.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
1921	21.90	18.80	19.60	14.60	9.70	5.50	4.50	3.50	3.30	4.30	6.20	7.20
1922	21.10	35.80	38.70	27.60	8.80	4.40	4.10	3.10	3.10	4.50	4.60	10.40
1923	20.00	25.80	29.10	20.40	10.10	4.10	3.70	3.70	3.90	4.20	3.34	5.60
1924	14.70	31.00	33.10	16.20	9.70	3.50	3.40	-	3.40	4.90	5.00	6.10
1925	11.10	15.40	-	-	-	-	3.80	4.10	4.10	4.10	4.60	6.50
1926	18.00	22.00	25.00	20.00	10.00	8.00	2.50	2.30	2.50	2.80	3.00	4.00
1927	26.00	26.00	31.00	9.00	6.00	6.00	3.00	2.20	2.20	2.20	3.50	4.50
1928	3.00	3.00	4.00	4.50	3.20	2.80	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.60
1929	3.50	3.00	14.00	6.50	2.50	2.20	-	2.50	3.00	3.50	3.50	3.50
1930	8.00	3.00	7.00	9.00	7.50	4.00	2.50	2.50	3.00	3.60	2.60	2.50
1931	3.60	3.60	5.00	3.60	3.00	2.70	2.30	2.00	2.45	2.40	2.00	4.20
1932	9.00	21.00	24.00	12.00	6.50	5.60	3.67	3.60	3.92	3.90	5.20	6.00
1933	14.00	60.00	52.50	22.00	12.50	7.66	4.10	4.10	4.30	3.20	4.30	3.40
1934	16.00	18.00	24.00	18.00	7.50	-	5.00	3.40	3.40	4.60	5.90	5.50
1935	5.80	14.00	32.00	15.00	6.00	-	4.10	4.10	4.40	4.70	5.20	5.20
1936	18.00	16.00	16.00	6.00	6.00	6.00	3.50	3.50	4.40	4.40	4.40	4.80
1937	5.70	8.00	12.00	8.00	4.00	3.50	2.30	2.30	5.80	5.30	6.00	6.50
1938	6.00	30.00	21.00	14.50	11.00	8.00	4.90	4.90	5.50	5.20	4.80	5.30
1939	5.20	9.50	38.00	24.50	10.35	8.37	5.87	5.13	5.13	4.77	4.59	5.21
1940	9.00	8.30	6.75	11.70	11.07	10.80	5.40	5.22	6.80	6.80	7.00	6.20

ESTACION: SANTO DOMINGO

RIO: CHANCAY

C U A D R O No. 4 (Continuación)

DESCARGA MINIMA EN METROS CUBICOS/SEG.

AÑO	Ener.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
1941	8.50	12.00	22.00	7.00	5.10	4.90	3.20	3.50	3.50	3.40	4.20	5.80
1942	7.20	18.50	24.00	8.50	11.00	6.30	4.50	4.50	4.34	4.53	3.60	3.60
1943	6.38	19.75	54.11	32.21	5.39	4.82	4.70	4.71	4.61	7.21	7.83	8.07
1944	8.57	15.20	23.10	22.09	5.78	4.41	4.34	3.80	3.60	4.23	5.12	4.14
1945	3.38	10.12	15.20	11.90	5.60	4.20	2.98	2.68	2.30	2.90	3.00	2.90
1946	14.00	19.00	29.00	17.50	12.80	8.00	3.35	3.00	2.90	2.90	3.40	7.00
1947	14.00	15.00	25.00	12.00	7.00	5.20	2.09	2.68	2.80	4.05	4.94	5.79
1948	20.52	8.00	12.00	9.00	8.80	7.00	4.80	3.98	5.43	5.73	5.82	4.33
1949	4.73	5.04	20.19	6.30	5.02	4.95	4.95	3.68	3.79	3.85	4.06	2.89
1950	3.96	6.85	12.18	14.33	9.77	5.85	3.96	3.06	3.51	4.95	4.20	6.80
1951	9.15	15.80	31.56	22.15	7.90	4.49	4.40	2.68	2.96	2.82	5.22	4.06
1952	14.39	27.57	27.35	15.85	9.70	4.58	3.99	3.00	3.48	4.14	5.20	9.58
1953	12.62	30.16	22.90	13.14	8.00	4.90	3.84	3.83	3.74	3.02	5.40	9.80
1954	8.20	14.92	15.44	12.81	6.34	5.05	4.11	3.66	4.52	5.06	4.40	4.40
1955	7.53	16.41	20.34	12.66	10.02	5.97	4.92	4.05	4.90	5.07	4.80	5.21
1956	3.15	12.92	13.32	18.00	9.00	4.79	4.47	4.06	3.82	4.50	4.71	4.50
1957	4.88	13.13	12.96	14.50	5.00	3.95	3.70	3.33	3.53	3.40	3.98	4.09
1958	4.93	5.05	24.20	6.64	6.12	4.01	3.62	3.48	3.04	3.05	3.34	4.72
1959	4.23	4.32	13.50	13.00	5.48	4.90	3.56	3.66	3.36	4.00	4.50	8.40
1960	11.30	9.45	12.20	9.90	5.10	4.18	4.08	4.05	4.34	4.56	4.36	5.07
Media	10.28	16.26	22.14	13.91	7.55	5.28	3.86	3.48	3.78	4.12	4.50	5.41

ESTACION: SANTO DOMINGO

RIO: CHANCAY

C U A D R O No. 5

DESCARGA MAXIMA EN METROS CUBICOS/SEG.

Año	Ener.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
1921	48.10	59.30	77.90	57.10	13.60	10.60	5.80	4.20	4.30	9.70	8.10	38.60
1922	83.20	88.90	85.90	54.00	21.40	8.80	4.90	4.20	4.50	8.70	10.20	28.00
1923	37.80	88.90	70.08	29.80	19.50	9.70	4.50	4.10	4.50	6.80	4.50	16.60
1924	39.60	97.00	78.30	51.20	15.50	9.70	3.60	-	4.90	8.00	7.80	14.80
1925	18.80	28.80	-	-	-	-	4.50	4.40	5.40	7.40	7.60	18.80
1926	51.00	85.00	32.00	40.00	20.00	10.00	8.00	2.50	2.80	3.50	35.00	31.00
1927	86.00	96.00	112.00	31.00	13.00	7.00	5.50	2.50	3.20	13.00	12.00	12.00
1928	10.00	15.00	32.00	12.00	4.50	3.20	2.80	2.60	3.00	3.00	4.00	10.00
1929	13.50	19.00	59.00	22.00	5.50	2.50	-	4.00	5.00	5.50	6.00	19.00
1930	50.00	50.00	67.00	20.00	88.00	7.00	4.00	4.00	4.00	6.50	15.00	4.00
1931	21.00	55.00	60.00	28.00	6.00	2.80	2.60	2.90	2.80	3.10	6.40	30.00
1932	48.00	120.00	40.00	34.00	9.00	6.50	5.60	4.39	4.23	5.55	12.00	23.00
1933	95.00	104.00	140.00	88.80	20.50	12.50	7.66	4.95	4.95	4.90	5.35	22.00
1934	32.00	36.00	180.00	58.00	18.00	-	7.50	5.00	4.60	6.80	6.80	6.40
1935	26.00	32.00	115.00	65.00	15.00	-	6.00	5.00	5.40	5.48	8.20	38.00
1936	88.00	101.00	32.00	22.50	9.00	8.00	6.00	4.66	5.66	6.20	6.00	5.70
1937	12.00	16.00	43.00	14.00	8.00	4.00	3.50	5.80	7.80	6.50	14.00	20.00
1938	60.00	55.50	58.00	38.00	14.00	11.00	7.80	6.00	6.00	6.00	6.00	18.00
1939	11.50	82.00	93.00	130.00	22.50	10.35	8.37	5.31	5.40	5.22	5.31	8.50
1940	65.00	31.00	72.00	28.80	15.48	11.88	10.80	6.12	9.40	9.40	9.00	8.50

ESTACION: SANTO DOMINGO

RIO: CHANCAY

C U A D R O No. 5 (Continuación)

DESCARGA MAXIMA EN METROS CUBICOS/SEG.

Año	Ener.	Feb.	Marz.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
1941	55.00	90.00	220.00	18.00	7.00	5.10	4.90	3.80	4.20	4.40	25.00	21.00
1942	62.00	82.00	58.00	34.00	16.50	11.00	6.30	5.70	4.94	5.21	5.21	76.97
1943	176.97	94.72	76.88	152.74	32.06	5.78	7.34	5.43	7.46	11.92	8.32	12.49
1944	29.07	82.08	64.99	33.46	21.72	5.82	5.83	4.32	4.23	5.12	7.32	7.76
1945	25.10	27.50	22.00	19.00	11.85	5.50	4.05	2.97	3.01	3.60	4.20	25.00
1946	26.00	35.00	60.00	51.00	17.50	12.00	8.00	3.35	3.00	4.50	14.00	45.00
1947	45.00	60.00	66.00	35.00	12.00	6.80	5.10	3.50	2.90	8.81	5.93	22.54
1948	60.00	65.00	45.00	55.00	14.00	8.50	6.10	6.44	6.70	24.47	12.30	6.22
1949	20.19	50.81	71.16	59.88	7.45	5.76	5.52	5.76	4.62	4.20	9.86	4.67
1950	20.19	26.83	26.83	20.36	15.82	9.60	5.85	3.96	6.40	6.15	5.40	29.00
1951	27.00	115.28	120.56	39.82	21.20	7.90	5.15	4.57	3.68	6.63	68.77	32.43
1952	68.76	95.85	100.48	97.48	15.60	8.95	4.58	4.06	5.46	5.59	9.55	13.69
1953	52.80	141.40	89.45	39.12	13.01	7.98	4.80	4.24	5.45	5.87	19.78	28.25
1954	84.56	102.50	164.50	17.82	13.42	8.63	5.05	6.15	7.80	7.80	18.30	10.00
1955	33.30	206.00	101.16	49.40	12.60	9.62	5.87	5.87	5.97	6.56	5.97	6.02
1956	25.24	40.00	34.40	30.00	18.00	8.25	4.82	4.75	5.13	5.66	5.63	6.30
1957	19.59	87.24	45.96	31.00	15.00	5.05	4.20	3.75	3.96	4.78	6.08	26.84
1958	30.00	55.00	60.35	22.92	7.30	6.10	4.01	4.07	3.89	5.41	7.22	6.51
1959	9.55	88.02	65.00	68.60	20.11	5.46	4.95	4.36	4.10	7.16	7.86	44.22
1960	49.11	60.50	67.09	20.82	9.52	9.28	5.21	4.68	5.06	5.51	7.33	6.94
<b>Media</b>	<b>45.40</b>	<b>71.65</b>	<b>77.10</b>	<b>44.09</b>	<b>16.41</b>	<b>7.80</b>	<b>5.56</b>	<b>4.47</b>	<b>4.90</b>	<b>6.76</b>	<b>11.08</b>	<b>20.12</b>

secundario de los desagües, cosa que implica la necesidad de construir una planta de tratamiento biológico.

#### 4.1.3.- Depuración de las Aguas Servidas para Aprovechamiento en Pequeña Agricultura.

Dado que la ciudad de Huaral utiliza las aguas servidas para irrigar tierras de cultivo, se considera que los desagües deben tener tratamiento secundario, máxime si se tiene en cuenta la deficiente educación sanitaria de los pobladores; al respecto, no es aconsejable el uso de desagües crudos para riego por razones de salud pública y de estética, aún cuando se trate de plantas de tallo alto. Los estándares para usar aguas contaminadas en el riego de cultivos por lo general establecen que deben estar libres de sólidos en suspensión, olores ofensivos y con tener oxígeno disuelto, todas estas son condiciones difícilmente halladas en aguas residuales crudas. Recomendarse que la autoridad de Salud Pública reglamente el tipo de cultivo, de acuerdo a la calidad del efluente de la planta.

Se estima que el efluente de la planta no debe tener una D.B.O. mayor de 20 ppm. límite fijado por el Ministerio de Salud Pública para evitar condiciones sépticas que atentan contra la salud pública o que cau -

sen molestias de malos olores y moscas.

#### 4.2.- Conclusión

Por lo expuesto anteriormente, cualquiera que sea la solución que se le dé al problema de las aguas residuales de Huaral, siempre habrá que considerar el tratamiento de las mismas.

En consecuencia adoptaremos como solución la tercera alternativa que considera la depuración de las aguas servidas para su utilización en la agricultura, cuyo método de tratamiento se verá en el capítulo siguiente.

## C A P I T U L O   I V

### DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

- 1.- Factores que Intervienen en la Elección del Tipo y Grado de Tratamiento a Aplicar.
- 2.- Elección del Tipo de Tratamiento.
- 3.- Solución Adoptada.
- 4.- Lagunas de Estabilización.
  - 4.1.- Factores que Intervienen en el Funcionamiento de las Lagunas.
    - 4.1.1.- Luz Solar.
    - 4.1.2.- Temperatura.
    - 4.1.3.- Vientos.
    - 4.1.4.- Localización
    - 4.1.5.- Número de Unidades.
    - 4.1.6.- Forma de la Laguna.
    - 4.1.7.- Tasas de Trabajo.
    - 4.1.8.- Area.
    - 4.1.9.- Profundidad.
    - 4.1.10.- Período de Retención.
    - 4.1.11.- Diques.
    - 4.1.12.- Condiciones de Fondo.
    - 4.1.13.- Dispositivos de Entrada y Salida.
    - 4.1.14.- Cercas y Señales.

- 4.2.- Dimensionamiento de las Lagunas de Estabilización.
- 4.3.- Descripción de la Planta de Tratamiento.
- 4.4.- Utilización del Efluente.

## C A P I T U L O   I V

### DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

#### 1.- Factores que Intervienen en la Elección del Tipo y Grado de Tratamiento a Aplicar.

La elección del proceso para cubrir ciertos requerimientos del tratamiento de las aguas residuales, es afectado por una evaluación de numerosos factores, entre los cuales podemos mencionar:

- Calidad de las aguas residuales que deben ser tratadas.
- Características del curso receptor.
- Proximidad a áreas construídas.
- Topografía en relación con los requerimientos hidráulicos.
- Area disponible en el posible lugar de la planta de tratamiento.
- Cantidad y calidad de fangos en cada proceso y su disposición.

Primer costo y costos de operaciones y mantenimiento.

- Disponibilidad de personal calificado para la operación - de la planta, etc.

Paralelamente a la selección del tipo de proceso es necesario fijar el grado de tratamiento que hay que aplicar a las aguas servidas, grado que como ya se ha dicho, está en función directa de las características del curso receptor y de los usos que se les da a las aguas residuales. Un estudio

técnico-económico que tenga en cuenta los factores que hemos mencionado, dándole a cada uno la debida importancia - en función de las condiciones locales, nos permitirá arribar a la solución más económica para el problema planteado.

## 2.- Elección del Tipo de Tratamiento

Los métodos de tratamiento aplicables a las aguas residuales de Huaral, estarían constituidos por:

- Filtros percoladores, de tipo convencional.
- Lagunas de estabilización.

Haremos un análisis de las ventajas e inconvenientes de los dos sistemas de tratamiento propuesto.

La primera solución propuesta tiene la ventaja de utilizar una superficie relativamente pequeña para las unidades de tratamiento. Ofrece como desventaja el requerir equipos - para bombear el desague al tanque Imhoff, disposición de los fangos, es demasiado costosa por la complejidad de las estructuras, el costo de los materiales y número de personal semiespecializado para su operación.

En cuanto a las lagunas de estabilización, tienen como principales ventajas su bajo costo inicial, no necesita estructuras especiales, no presenta el problema de la disposición de los fangos, común a los tipos convencionales de tratamiento de aguas residuales, es fácil su mantenimiento, las condiciones de clima cálido permitirá que la laguna funcione eficientemente y como un aporte experimental a

fin de que las lagunas de estabilización puedan ser empleadas en la disposición de aguas servidas de otros pueblos del país. Sus inconvenientes más notables son la extensión de terreno requerida por las unidades y la posible presencia de insectos y olores desagradables, especialmente durante las horas de la noche.

El empleo de lagunas de estabilización está limitado mayormente a pequeñas localidades y a zonas donde existen condiciones climatológicas favorables, disponiéndose además de áreas extensas y relativamente baratas; cuando estas condiciones se cumplen, las lagunas resultan por lo general más económicas que otros métodos convencionales de tratamiento tanto por su flexibilidad, posibilidad de recibir sobrecargas y la simplicidad de su operación, que no requiere de personal altamente especializado, las hace especialmente recomendables en aquellos lugares donde esta clase de operadores es difícil de conseguir.

### 3.- Solución Adoptada

Teniendo en cuenta las razones antes expuestas se escoge como solución final para el tratamiento de las aguas residuales de la ciudad de Huaral mediante Lagunas de Estabilización, cuyo efluente se utilizará para riego de terrenos de cultivo.

#### 4.- Lagunas de Estabilización

Una laguna de estabilización es una obra destinada a depuración de residuos líquidos de naturaleza orgánica mediante procesos físicos, químicos y principalmente biológicos:

Procesos Físicos : Decantación, mezcla, dispersión y aeración.

Procesos Químicos: Precipitación de materia coloidal y de algunas sustancias disueltas.

Procesos Biológicos: Descomposición de materia orgánica por la acción de bacterias y microorganismos,

El sistema se basa en dos principios biológicos fundamentales: respiración y fotosíntesis. El primero constituye el proceso por el cual los organismos - desde el hombre hasta las simples bacterias - liberan, de los alimentos ingeridos o acumulados, las energías necesarias para sus actividades vitales, inclusive locomotoras. La fotosíntesis es el proceso por el cual determinados organismos consiguen sintetizar materia orgánica - por lo tanto, acumular energía potencial - utilizando la luz solar (o artificial) como fuente de energía. La mayor parte de los seres sintetizantes - que son todos vegetales - desprenden oxígeno, en el medio, como sub-producto de su actividad.

Establécese así, en la naturaleza - en la atmósfera o en el interior de una laguna - una especie de círculo vicioso,

en el que los organismos fotosintetizantes sintetizan materia orgánica, liberando oxígeno en el medio, y los organismos heterotróficos aliméntanse de materia orgánica, utilizan oxígeno para su oxidación y liberación de la energía que necesitan y desprenden, como sub-producto de esa actividad, gas carbónico necesario para la fotosíntesis.

#### 4.1.- Factores que Intervienen en el Funcionamiento de las Lagunas.

Factores locales incontrolables:

- a) Luz solar
- b) Temperatura
- c) Vientos

Factores relacionados con el proyecto:

- a) Localización
- b) Número de unidades
- c) Disposición
- d) Forma
- e) Tasas aplicadas
- f) Area
- g) Profundidad
- h) Período de retención
- i) Diques
- j) Condiciones de fondo
- k) Dispositivos de entrada y de salida
- l) Complementos como cercas y señales.

#### 4.1.1.- Luz Solar

La radiación solar varía con la latitud y altitud, cobertura de nubes, etc., habiendo por tanto, regiones más favorables que otras a la aplicación del método.

En el Cuadro No. 6 se puede apreciar las horas de sol eficaz registradas por la Estación: Lomas de Lachay entre 1930 y 1960 para la ciudad de Huaral.

#### 4.1.2.- Temperatura

La temperatura ideal para la realización de la fotosíntesis es de 20°C. Temperaturas inferiores a 4°C o superiores a 35°C pueden ser consideradas no civas para la realización de la fotosíntesis.

En los Cuadros No. 7 y 8 muestra los records de temperaturas máximas medias y mínima medias registradas entre los años 1930 y 1960 por la Estación Lomas de Lachay.

#### 4.1.3.- Vientos

La agitación provocada por la acción de los vientos es benéfica porque favorece la aereación superficial, promueve la dispersión de sólidos y la mezcla de oxígeno disuelto en la masa líquida. Por otro lado, la agitación y la formación de ondas cau-

ESTACION: LOMAS DE LACHAY

C U A D R O No. 6

HORAS DE SOL

AÑO	Ener.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	TOTAL ANUAL
1930	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1931	-	-	-	-	-	18	45	38	-	13	-	-	-
1932	-	-	-	-	-	-	24	21	27	23	-	-	-
1933	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1934	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1935	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1936	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1937	236	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1938	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1939	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1940	211	257	253	206	117	32	83	72	82	117	142	153	1725
1941	199	169	193	168	47	16	23	29	22	87	-	196	-
1942	101	125	240	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1943	-	-	-	-	-	-	-	-	11	79	166	234	-
1944	280	266	264	246	39	52	30	33	52	100	243	183	1790
1945	269	260	290	315	306	167	40	24	68	-	-	-	-

ESTACION: LOMAS DE LACHAY

C U A D R O No. 6 (Continuación)

HORAS DE SOL

AÑO	Ener.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	TOTAL ANUAL
1946	249	215	279	276	55	34	14	39	58	-	87	125	-
1947	211	249	277	216	185	59	-	-	44	68	133	182	-
1948	274	226	300	202	-	-	-	-	74	123	135	213	-
1949	215	229	206	235	185	20	22	23	28	67	146	232	1608
1950	142	221	272	282	246	65	30	28	62	110	90	146	1694
1951	256	259	271	126	162	102	56	45	49	84	-	130	-
1952	217	246	290	223	231	61	-	-	59	112	113	199	-
1953	230	220	266	220	59	21	22	70	50	72	69	113	1412
1954	211	215	260	298	101	75	65	-	-	99	88	112	-
1955	159	223	250	202	122	54	-	-	-	-	-	-	-
1956	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1957	-	-	-	-	187	68	52	19	-	80	109	119	-
1958	218	158	230	278	202	60	59	30	45	106	174	-	-
1959	-	167	209	213	107	-	-	-	-	-	-	-	-
1960	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Media	217	218	256	232	147	57	40	36	46	84	131	167	-

Más horas de sol: 315 en Abril de 1945  
Menos horas de sol: 11 en Setiembre de 1943.

ESTACION: LOMAS DE LACHAY

C U A D R O No. 7

TEMPERATURAS MAXIMAS MEDIAS (°C)

AÑO	Ener.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	MEDIA ANUAL
1930	-	-	-	-	-	-	-	18.2	20.0	22.1	-	-	-
1931	27.9	28.4	28.4	27.5	23.5	19.3	17.5	17.4	17.8	20.7	22.9	26.0	23.1
1932	28.0	28.7	28.5	26.2	22.2	20.7	18.5	18.5	19.0	21.3	23.0	26.3	23.4
1933	28.1	31.0	32.2	30.3	25.3	22.1	19.1	17.4	19.4	21.4	23.9	26.4	24.7
1934	28.4	29.9	29.6	28.4	24.5	19.5	17.6	17.7	18.1	20.5	22.5	22.7	23.3
1935	23.9	26.6	27.6	25.8	22.3	20.7	-	18.4	16.3	17.1	19.7	23.2	-
1936	25.5	27.1	26.8	24.5	19.9	16.5	15.6	14.4	17.0	18.5	19.9	21.8	20.6
1937	22.9	25.2	24.4	21.9	18.4	14.6	13.6	13.9	14.4	15.5	18.7	19.7	18.6
1938	21.6	24.5	24.4	22.2	18.3	15.7	13.7	13.1	14.4	16.1	17.9	20.8	18.6
1939	23.6	24.7	25.1	23.6	19.9	16.7	16.3	-	17.9	19.0	21.1	23.6	-
1940	-	-	-	-	20.9	16.7	18.2	15.9	17.6	20.3	22.5	25.5	-
1941	29.6	30.0	30.0	26.6	-	-	-	-	-	-	-	22.6	-
1942	23.7	25.0	24.2	22.6	19.4	15.8	14.1	14.4	15.2	16.4	18.7	21.1	19.2
1943	24.7	25.8	24.8	22.9	20.5	16.8	15.8	15.0	15.0	17.1	19.5	21.5	20.0
1944	23.8	25.3	24.4	22.0	17.9	15.8	15.3	15.2	15.8	17.2	19.5	21.2	19.4
1945	23.4	24.1	24.8	24.0	20.6	17.7	15.1	14.7	16.6	-	-	-	-

ESTACION: LOMAS DE LACHAY

C U A D R O No. 7 (Continuación)

TEMPERATURAS MAXIMAS MEDIAS (°C)

AÑO	Ener.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	MEDIA ANUAL
1946	22.4	23.4	23.3	21.9	18.1	14.8	14.6	14.1	15.4	17.2	18.0	19.9	18.6
1947	23.3	24.6	24.0	21.6	18.7	15.9	14.0	13.4	14.6	16.0	17.5	19.3	18.6
1948	22.1	23.8	23.8	21.4	17.5	15.1	15.3	13.9	15.3	17.4	18.4	19.8	18.6
1949	23.5	24.9	24.0	22.3	18.6	14.6	13.6	13.5	13.2	15.1	18.2	20.7	18.5
1950	21.6	24.0	24.2	21.9	19.0	13.8	13.3	13.1	14.6	16.1	17.6	20.6	18.3
1951	23.5	23.6	23.0	22.6	20.0	18.6	16.8	15.5	15.2	16.9	-	19.5	-
1952	23.3	24.5	24.2	23.1	19.8	14.6	13.2	13.3	14.8	16.7	17.5	20.7	18.8
1953	22.0	22.9	22.5	21.1	17.0	15.0	-	16.9	17.4	17.9	18.8	20.3	-
1954	23.6	25.2	25.0	22.9	18.0	15.6	14.6	13.6	14.4	16.4	18.1	20.4	19.0
1955	23.8	25.0	24.6	21.8	18.7	15.9	13.5	13.7	-	15.7	19.6	21.8	-
1956	24.2	25.5	25.7	-	-	15.6	-	14.9	16.1	16.1	17.8	20.8	-
1957	23.7	25.6	25.5	24.4	23.4	20.1	18.6	17.3	16.1	18.6	19.9	22.9	21.3
1958	25.3	25.7	26.2	24.0	21.0	17.4	16.8	15.5	16.8	19.1	21.5	22.1	21.0
1959	23.6	25.2	24.7	23.0	19.4	16.9	16.0	15.6	17.2	19.4	20.1	21.7	20.2
1960	23.8	25.3	25.8	24.3	20.4	17.7	15.4	14.5	15.7	16.4	18.9	22.3	20.0
Media	24.3	25.7	25.6	23.7	20.1	16.9	15.6	15.3	16.2	17.9	19.7	21.9	

Temperatura alta: 32.2°C en Marzo de 1933

Temperatura más baja: 13.1°C en Agosto de 1938 y Agosto de 1950

ESTACION: LOMAS DE LACHAY

C U A D R O No. 8

TEMPERATURAS MINIMAS MEDIAS (°C)

AÑO	Ener.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	MEDIA ANUAL
1930	-	-	-	-	-	-	-	13.1	13.3	14.3	-	-	-
1931	18.1	17.9	18.1	17.3	13.4	11.9	11.4	10.5	10.5	11.3	11.1	14.1	13.8
1932	14.7	14.2	15.1	14.4	13.4	10.6	11.1	10.9	10.2	10.4	11.2	13.3	12.4
1933	15.1	16.9	16.5	15.3	13.0	10.9	10.6	10.5	10.7	11.1	11.2	13.5	12.9
1934	15.3	16.1	15.6	12.9	10.7	10.0	8.9	9.9	12.0	11.9	9.4	9.3	11.8
1935	12.2	13.6	13.9	11.7	8.8	8.5	-	8.1	12.2	12.2	14.1	15.7	-
1936	17.4	17.7	17.9	16.7	14.7	12.2	11.5	11.1	12.0	13.0	13.5	14.5	14.4
1937	16.4	17.7	17.1	14.7	12.8	11.6	11.5	11.1	10.9	10.9	12.1	14.5	13.4
1938	16.0	17.8	17.2	14.7	12.0	11.0	9.9	9.8	9.7	10.4	12.1	13.7	12.8
1939	16.6	17.2	17.3	16.1	14.0	13.4	12.6	-	12.2	13.6	14.4	16.3	-
1940	-	-	-	-	14.5	12.1	11.3	10.8	11.9	13.4	14.5	17.1	-
1941	21.1	21.9	23.5	20.3	-	-	-	-	-	-	-	16.2	-
1942	12.8	12.7	11.8	15.9	14.3	11.8	11.0	11.0	11.4	11.8	13.9	15.6	12.8
1943	19.0	19.5	19.2	17.5	15.5	13.5	12.9	12.3	12.2	12.9	14.3	16.6	15.4
1944	18.7	19.6	19.2	17.2	14.3	12.7	12.3	12.2	12.5	12.5	14.2	16.6	15.2
1945	18.6	19.3	20.1	19.1	16.3	13.2	11.8	12.1	12.8	-	-	-	-

ESTACION: LOMAS DE LACHAY

C U A D R O No. 8 (Continuación)

TEMPERATURAS MINIMAS MEDIAS ( °C )

AÑO	Ener.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	MEDIA ANUAL
1946	17.1	18.0	18.1	16.9	13.5	12.2	11.6	11.2	11.6	12.3	13.4	14.7	14.2
1947	17.9	18.6	18.7	16.2	13.8	12.3	11.4	11.0	11.4	11.8	12.6	14.4	14.2
1948	16.6	17.9	17.6	16.0	14.5	12.4	11.7	10.8	11.8	11.9	12.9	13.5	14.0
1949	17.4	17.6	17.4	15.8	12.8	11.2	10.4	10.2	10.2	10.2	11.9	13.2	13.2
1950	15.1	16.9	16.9	14.8	12.5	10.1	10.0	10.0	10.5	11.4	12.2	14.5	12.9
1951	16.9	17.2	17.1	15.4	14.5	13.8	13.0	12.5	11.5	12.9	-	14.0	-
1952	17.2	17.9	17.8	15.6	13.0	11.1	10.6	10.5	11.2	11.6	12.1	14.4	13.6
1953	18.1	19.8	19.3	18.1	15.4	13.8	-	12.9	13.5	13.1	13.9	15.1	-
1954	16.9	18.7	18.2	16.0	13.0	11.7	10.9	10.5	10.8	11.5	13.1	15.4	13.9
1955	17.8	17.9	18.1	15.8	13.5	12.2	11.2	10.8	-	11.8	12.8	15.2	-
1956	17.0	19.0	-	-	-	-	-	-	-	12.0	12,3	14.0	-
1957	17.6	18.8	19.3	18.8	17.9	16.4	15.3	14.2	13.8	14.4	14.4	16.5	16.4
1958	18.6	19.3	19.2	17.6	15.5	13.9	13.5	12.6	12.6	13.5	14.3	14.9	15.4
1959	16.2	18.1	18.1	16.7	14.8	13.2	12.3	12.2	12.2	12.9	14.1	15.5	14.7
1960	17.5	18.0	18.4	16.9	14.2	12.6	11.5	11.5	11.5	12.0	12.8	15.4	14.4
Media	16.9	17.8	17.7	16.2	13.8	12.2	11.5	11.2	11.7	12.2	12.9	14.7	

sadas por el viento, constituyen causa de erosión de las márgenes.

#### 4.1.4.- Localización

Aunque hay muchas lagunas de estabilización operando en forma satisfactoria en terrenos bastante aproximados a áreas residenciales para disminuir la posibilidad de quejas debidas a malos olores, los Departamentos de Salud de las Dakotas, E.U. de A. sugieren que las lagunas se sitúen por lo menos a 800 metros de la comunidad más cercana y a 400 metros de la residencia más próxima. Estas distancias son más o menos las recomendadas para las plantas de tratamiento de tipo convencional. En los lugares donde no hay congelamiento de las aguas, estas distancias pueden reducirse.

De ser posible, el sitio para la laguna debe ser escogido en un lugar que sea azotado por el viento.

También debe ponérsele mucha atención a las características del suelo, proximidad de fuentes subterránea de agua, etc.

Las lagunas que se han proyectado para Huaral se han localizado al N-O de la ciudad.

#### 4.1.5.- Número de Unidades

Observaciones efectuadas hasta la fecha de -

muestran que es muy ventajosa la flexibilidad de operación que permite el uso de varias lagunas en un mismo sistema. Con lagunas diseñadas para operar en paralelo, es posible poner sólo una en operación cuando el sistema es puesto a trabajar por primera vez. De esta manera se logra reducir el período de llenado de la laguna con lo que se evitan muchos problemas, principalmente el de crecimiento de hierbas en el fondo.

Cuando las lagunas operan en serie, prácticamente todos los sólidos sedimentables son depositados en la primera. El área de esta primera laguna será calculada con el criterio que se seguiría si estuviera sola, si se quiere que sea aeróbica o facultativa.

La disminución de área que se obtiene por laguna, al usar varias en lugar de una sola reduce la acción del viento. Esto es una ventaja desde el punto de vista de la erosión que pueda producirse sobre el dique, pero es desfavorable a la mezcla que debe haber del contenido de la laguna.

Para Huaral se ha considerado el diseño de sistemas de lagunas en paralelo, formados cada uno de una laguna anaeróbica que trabaja en serie con una laguna aeróbica.

#### 4.1.6.- Forma de la Laguna

Con el objeto de reducir las posibilidades de acumulación de espumas materias flotantes y que se obstaculice la acción del viento deben ser evitadas las formas irregulares, tales como penínsulas, golfos, islas, etc., sobre todo para las lagunas que reciben desague crudo. Como medida económica se procura aprovechar las condiciones topográficas locales. Las lagunas diseñadas para Huaral son de forma rectangular.

#### 4.1.7.- Tasas de Trabajo

Las lagunas de estabilización, lo mismo que las plantas de tratamiento de tipo convencional se construyen con el propósito de disminuir el carácter agresivo de las aguas negras y principalmente su contaminación bacterial y su demanda bioquímica de oxígeno.

Por consiguiente, las tasas de trabajo deben ser de tal magnitud que permitan una operación satisfactoria de las lagunas y además, que proporcionen un efluente en el cual la remoción de la DBO, y de la contaminación bacterial sea alta.

Las tasas de trabajo varían de acuerdo con el clima; por consiguiente la situación geográfica, la altitud,

etc., tienen su influencia.

Las tasas de trabajo varían según se quiera que la laguna de estabilización sea aeróbica o anaeróbica. Sobre las tasas de trabajo que se deben usar hay una enorme discrepancia en la literatura. Esta discrepancia tan grande entre los valores que se utilizan se debe en parte al factor climático y en parte a criterios personales de las personas que han llevado a cabo las investigaciones.

En los Estados Unidos el área de las lagunas se diseña con base en la carga orgánica, que usualmente se expresa en Kg., de DBO, por día por hectárea, o en número de habitantes servidos por hectárea.

Existe una gran variación en las tasas de trabajo que se utilizan en los Estados Unidos y algunas de las que se usan son demasiado conservadoras.

Las tasas de trabajo que se han aplicado en las Dakotas, principalmente en los primeros diseños en la década del 1950 al 1960, están alrededor de 50 Kg. de DBO por día por hectárea y en las que se encontró una remoción de 90% de DBO y 93% de número más probable de coliformas.

En el estado de Virginia se han diseñado lagunas para 100 Kg. de DBO por día por hectárea.

El servicio de Salud Pública de los Estados Unidos ha estudiado experimentalmente lagunas en Fayette, -

Missouri y Lebanon, Ohio, llegando a la conclusión de que pueden operar con cargas de 150 Kgs. de DBO, por hectárea por día. Durante estos estudios no se notaron olores ofensivos a pesar de que hubo períodos durante los cuales se congeló la capa superficial de las aguas lo que hizo que hubiera ausencia de oxígeno en la laguna.

En países tales como India e Israel, se han diseñado lagunas para 250 Kg. de DBO, por día por hectárea, las cuales han funcionado satisfactoriamente.

En Costa Rica, se han diseñado lagunas de estabilización para 150 Kg. de DBO por día por hectárea, las cuales han funcionado satisfactoriamente. Con carácter experimental, se ha sobrecargado una laguna durante un período de varios meses a 239 Kg. de DBO, por día por hectárea, lográndose una operación sin problemas y con una remoción de la DBO del 93% y una remoción bacteriana del 97% (Remoción del NMP de coliformes).

Hasta cierto valor, que depende de las características del medio ambiente, las tasas de trabajo permiten que las lagunas de estabilización operen en condiciones aeróbicas. Si las lagunas se sobrecargan se vuelven anaeróbicas y pueden producir olores, pero por lo general estos olores son semejantes a los

que despiden un tanque Imhoff, el cual es una estructura típica de las plantas convencionales.

En la población de Redmond, Estado de Washington, Estados Unidos de América, existe una laguna anaeróbica que recibe una carga de 700 Kg. de DBO por día por hectárea.

En Australia, se han construido muchas lagunas de estabilización anaeróbicas las cuales parecen estar trabajando con producción de malos olores, pero sin causar grandes molestias.

Las lagunas de estabilización constituyen una técnica relativamente reciente para tratar aguas negras. Posiblemente tendrá que haber varios años más de investigación y estudio para poder llegar a un criterio más uniforme sobre cuales son las tasas de trabajo que conviene aplicar.

En relación con las intensidades de carga, o tasas de trabajo (Kg. DBO por hectárea por día) a usar en el diseño de lagunas de estabilización, el criterio que sigue predominando para su escogencia es de tipo experimental o empírico.

Además de las experiencias mencionadas, como información adicional se incluye un resumen en el cuadro No.9 sobre experiencias efectuadas en varios países, en relación con los diseños de lagunas que se han realizado.

EXPERIENCIAS CON LAGUNAS DE ESTABILIZACIONEFECTUADAS EN VARIOS PAISES

LUGAR DE LA EXPERIENCIA Y DESCRIPCION DE LA MISMA.	INTENSIDAD DE CARGA APLICADA Kg DBO/Ha x día	REMOCION D.B.O. %	REMOCION BACTERIAL NMP DE COLIFORMES	REFERENCIAS
1) Tratamiento de desechos procedentes de una planta empacadora de carne de pollo en Indiana.	250	70	-	Ing. Bulletin Pardue University 16 th Ind.Westes Conference, P.B. 1361, Anderson Ø Kaplovsky.
2) Lagunas de estabiliza- ción en serie para tra- tar desechos de planta empacadora de carne. Dos en serie. La primera fué anaeróbica: La segunda fué aeróbica:	500 - 800 200 - 300	80 - 85 80	-	Ing. Bulletin, Par- due, University 16 th Industrial Waste Conference 1361, by Steffen Ø Bedker.
3) Experimentos realizados en la Universidad de Florida demostraron que las lagunas de estabili- zación se mantienen ae- róbicas y operan satis- factoriamente con car- gas como las indicadas.	220 - 330			Water and sewage Works Donald A. Mills 108-143, 1961

(Continuación)

LUGAR DE LA EXPERIENCIA Y DESCRIPCION DE LA MISMA	INTENSIDAD DE CARGA APLICADA Kg DBO/Ha x día	REMOCION D.B.O. %	REMOCION BACTERIAL NMP DE COLIFORMES %	REFERENCIAS
4) Israel Han usado lagunas anaeróbicas de estabilización para tratar aguas negras de tipo doméstico. Han habido malos olores. Las lagunas aeróbicas han trabajado satisfactoriamente a la carga mostrada.	2300  250	70		Amramy Tavruah  Enero-Dic. 1960 p. 33
5) En Sao Jose dos Campos, Sao Paulo, Brasil, dos lagunas de estabilización trabajaron en serie. La primera fué anaeróbica y la segunda aeróbica. Las remociones de DBO y coliformes mostradas corresponden al efecto combinado de ambas.	600 (anaeróbica) 100 (aeróbica)	96	99.8	Water Pollution Abstracts Vol 36, 1963 No.9, p 315 by Philipovsky.
6) Laguna anaeróbica seguida de aeróbica. Desechos de planta empacadora de carne.	500 - 1000 (anaeróbica) 225 (aeróbica)			Journal W.P.C.F. Vol 35, No.4 Pag. 440 Abril 1963 A.J. Steffen.

(Continuación)

LUGAR DE LA EXPERIENCIA Y DESCRIPCIÓN DE LA MISMA	INTENSIDAD DE CARGA APLICADA Kg.DBO/Ha x día	REMOCION D.B.O. %	REMOCION BACTERIAL NMP DE COLIFORMES %	REFERENCIAS
7) Estudios realizados en Nairobi, Africa del Este Sometieron lagunas de estabilización a diferentes tasas de trabajo con el deseo de determinar el límite entre lagunas aeróbicas y anaeróbicas encontrando que éste está cerca de los 300 Kg.de D.B.O/Ha por día.	300	--	--	East African Medical Journal, Vol 37. No. 10, Pag. 676 Por A.H. Taylor Oct. 1960.
8) Estado de Washington, ciudad cerca de la desembocadura del río Columbia, con condiciones climáticas muy desfavorables. Lagunas anaeróbicas: Lagunas aeróbicas :	220 - 300 18 - 45	85 85	99 99	Eng. Bulletin Purdue University. 15 th. Ind. Waste Conf. P. 473 Wilson, MC. Dermett P Livingston.
9) En Africa del Sur, se realizaron estudios de la remoción bacteriana que ocurre en las lagunas de estabilización habiendo llegado a resultados bastante satisfactorios.			92.7	Report of the Director National Institute for Water Research South African Council for scientific and industrial Research. Rep. No.W20-1963.

En el Perú, el Ing° Alejandro Vincés A. ha realizado estudios de investigación sobre las lagunas de estabilización de desagües de San Juan, situadas al S-O de la ciudad de Lima, demostrando que las lagunas pueden recibir sobrecargas muy altas que pueden llegar al orden de los 600 kg. de DBO por Ha. por día - sin que el proceso se torne séptico siempre y cuando existan períodos aunque sean breves de soleamiento.

En la laguna piloto que se controló durante los años 1960 y 1961 y que trabajó con una carga promedio de materia orgánica de 620 kg. por Ha. se obtuvo una reducción de la D.B.O de 66% promedio y una reducción bacteriana de 60% promedio.

En la publicación "Informe sobre la visita al Proyecto de Lagunas de Estabilización" del Dr. Charles D. Spangler, Consultor de la Oficina Sanitaria Panamericana; se dan las siguientes observaciones y recomendaciones acerca del Proyecto, con la finalidad de establecer una serie de criterios para el diseño de las lagunas de estabilización en la costa del Perú.

#### RECOMENDACIONES:

- a) Que se aumente a 3 metros la profundidad de las lagunas en la entrada debido a la formación de lodo.

- b) Que, como tienden a indicar los resultados, la carga orgánica óptima se sitúa probablemente entre los 400 y 500 kg. de DBO por Hectárea durante las temporadas de frío del año.
- c) Las lagunas anaeróbicas son más eficaces que las aeróbicas y pueden soportar una carga más pesada, con economía de superficie terrestre. Se recomienda que se realicen sin demora experimentos con lagunas anaeróbicas con carga orgánicas de alrededor de 2,000 kg. por hectárea por día. Dichas lagunas deberían tener por lo menos 2 metros de profundidad y, de preferencia, de 3 a 4 si los costos de construcción no son demasiado elevados. El solar debe estar situado a 300 metros por lo menos de una zona poblada, en caso de que los olores planteen un grave problema. Los olores no han de ser más de los que cabe esperar en un tanque Imhoff o en un digestor, y la experiencia con lagunas anaeróbicas han indicado que los olores no son más intensos que los que suelen percibirse en la vecindad de plantas convencionales de tratamiento mecánico de aguas residuales.

OBSERVACIONES:

Este proyecto ha de ser de gran importancia para el programa de recursos hidráulicos del Perú y debiera

contribuir a reducir el costo de tratamiento de las aguas servidas.

Las economías de dinero que podrían efectuarse mediante el empleo de lagunas para el tratamiento de aguas servidas domésticas y desechos industriales son tan cuantiosas que los organismos gubernamentales y oficiales no pueden abstenerse de realizar las investigaciones necesarias con el objeto de determinar los mejores criterios de diseño.

Las consideraciones y experiencias nos han llevado a escoger para el diseño de las lagunas de estabilización para la ciudad de Huaral tomando en cuenta su situación climatológica favorable una carga orgánica de 900 kg. de D.B.O por hectárea por día para la laguna anaeróbica y 200 kg. D.B.O por hectárea por día para la laguna aeróbica.

#### 4.1.8.- Area

El área de las lagunas depende de la carga permisible o sea de la demanda bioquímica de oxígeno que se permita aplicarle por unidad de área diariamente.

#### 4.1.9.- Profundidad

La profundidad efectiva es aquella que puede ser atravesada por la luz solar. Teóricamente, unos pocos centímetros de profundidad serían suficientes. Sin embargo, en la práctica se recomienda que la profundidad mínima sea de 1.00 mt. para evitar el crecimiento de plantas en el fondo de la laguna. Las lagunas así diseñadas trabajan como facultativas.

Conviene que el nivel de la laguna pueda oscilarse - unos 0.50 mt. con el propósito de eliminar las larvas que pudieran crecer en las orillas.

Los sedimentos que se depositan en el fondo no ofrecen mayor problema y se calcula que forman una capa de unos pocos cm. al año.

En algunos casos es conveniente usar profundidades mayores que las recomendadas anteriormente, principalmente en las lagunas diseñadas como anaeróbicas. Para el diseño de las lagunas de estabilización de la ciudad de Huaral se ha considerado una altura de 2.00 mts. para las lagunas anaeróbicas y 1.50 mts. para las lagunas aeróbicas

#### 4.1.10.- Período de Retención

No está claro cual es el período de retención más conveniente, ni se ha encontrado una rela-

ción directa entre el período de retención y la eficiencia del proceso de purificación.

Se puede, con todo, verificar el período usual para las lagunas aerobias proyectadas en condiciones normales: 25 a 250 días.

En grandes instalaciones Norteamericanas el período de retención está comprendido entre 40 y 120 días.

Con el sistema anaerobio-aerobio se reduce substancialmente el período de retención (San José de Campos: 20 días, total).

#### 4.1.11.- Diques

Los diques ó terraplenes deben ser contruídos en forma tal que su mantenimiento y limpieza sea fácil. Las orillas de la laguna deben estar siempre libres de hierbas y malezas. Los taludes del dique se construyen por lo general en la relación de uno vertical por tres horizontales, pero en todo caso regirá el criterio de diseño a que lleve el terreno que se utilice.

Los diques deben ser impermeables y en la parte superior deben tener un ancho tal que permitan el paso de un vehículo de limpieza; un ancho de 3 a 4 mts. es suficiente.

La altura del dique debe ser tal que la cresta esté por lo menos 0.70 mt. más alta que el nivel máximo

del agua; sin embargo, si la altura es excesiva puede perjudicar la acción del viento sobre la laguna.

#### 4.1.12.- Condiciones de Fondo

Antes de escoger el sitio donde se instalará una laguna de estabilización se deben hacer ensayos de suelos y pruebas para determinar características del terreno. Estos estudios deben incluir determinación del espesor de la capa vegetal que debe ser removida y determinación de la permeabilidad del material que se utilizará en la construcción de los diques y que constituirá el fondo de la laguna.

#### 4.1.13.- Dispositivos de Entrada y Salida

La entrada del desague a una laguna debe disponerse de manera que el desague se reparta uniformemente en ella, evitando "cortos circuitos" y "zonas muertas".

La descarga deberá estar localizada a cierta distancia de la orilla de la laguna, tal que los vientos desde cualquier dirección tengan una tendencia a causar corrientes para dispersar los sólidos asentables. Descargas en el centro de la laguna o cerca del centro, han sido comunmente empleadas en las Dakotas, sin nunguna evidencia de corto circuito entre la entrada y la salida.

La estructura de salida debe estar cerca e inmediata a una de las orillas y lo más lejos posible de la estructura de entrada, con el propósito de evitar corto-circuito.

Cuando sea posible, debe localizarse a barlovento de la laguna (lado de donde sopla el viento), para asegurar mejor la no ocurrencia de corto-circuitos, pero en todo caso, será la posición relativa respecto a la estructura de entrada, la que nos determinará la localización más conveniente.

#### 4.1.14.- Cercas y Señales

Es imprescindible instalar cercas y señales prohibiendo el paso. El propósito de las señales es notificar a las personas de la naturaleza de la instalación, ya que existe el peligro, de que, por equivocación confundan la laguna de estabilización con una laguna corriente y la usen para remar y aún para nadar como sucedió en una laguna de Las Dakotas. Las cercas tienen por objeto evitar el acceso del ganado a las instalaciones, lo cual sería nocivo a los animales y a las estructuras.

C U A D R O No. 10

ANALISIS QUIMICOS SANITARIO TIPICOS DE AGUAS NEGRAS

(\* Miligms/litro)

( de "Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras"-

Babbit and Baumann)

<u>Constituyentes</u>	<u>Fuerte</u>	<u>Media</u>	<u>Débil</u>
Sólidos, total	1,000	500	200
volátiles	700	350	120
fijos	300	150	80
En suspensión, total	500	300	100
volátiles	400	250	70
fijos	100	50	30
En solución, total	500	200	100
volátiles	300	100	50
fijos	200	100	50
Sedimentables (ml/l)	12	8	4
Demanda bioquímica de oxígeno 5 días, 20°C	300	200	100
Oxígeno consumido	150	75	30
Oxígeno disuelto	0	0	0
Nitrógeno, total	85	50	25
orgánico	35	20	10
amoníaco libre	50	30	15
nitritos (RNO <sub>2</sub> )	0.10	0.05	0
nitratos (RNO <sub>3</sub> )	0.40	0.20	0.10
Cloruros	175	100	15
Alcalinidad (en Ca CO <sub>3</sub> )	200	100	50
Grasas	40	20	0

\* Salvo indicación en contrario.

#### 4.2.- Dimensionamiento de las Lagunas de Estabilización

De los Proyectos Integrales de Agua Potable y Alcantarillado elaborados por la Dirección de Obras Sanitarias y entidades particulares para las diferentes ciudades del país, se han obtenido de los análisis de sus líquidos cloacales crudos, los siguientes valores promedios de D.B.O. :

<u>Ciudad</u>	<u>D.B.O. a 20°C - 5 días</u>
Tumbes _____	265 ppm
Piura _____	690 ppm
Trujillo _____	795 ppm
Ica _____	210 ppm
Pisco _____	329 ppm
Cuzco _____	253 ppm

Por consiguiente, para la ciudad de Huaral cuyos desagües es de características similares al de las ciudades antes mencionadas, con la diferencia que tiene menor desarrollo industrial y en ausencia de información específica respecto a la naturaleza de las principales industrias que se establecerán en la ciudad, se asume que la D.B.O de los líquidos cloacales del influente fuere de 270 ppm. que correspondería a un desague intermedio entre el fuerte y el medio según el cuadro N°10 de Análisis Químicos Sanitarios Típicos de Aguas Negras.

Desague crudo: 270 ppm D.B.O = 0.27 kg D.B.O/m<sup>3</sup>.

Volumen evacuado : m<sup>3</sup>/día

$$\begin{aligned} 1^{\text{a}} \text{ Etapa} &: 29,160 \text{ hab.} \times 230 \text{ lts/hab/día} \times 0.80 \\ &= 5,365 \text{ m}^3/\text{día.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2^{\text{a}} \text{ Etapa} &: 40,900 \text{ hab.} \times 230/\text{hab/día} \times 0.80 \\ &= 7,526 \text{ m}^3/\text{día} \end{aligned}$$

Carga orgánica total D.B.O :

$$\begin{aligned} 1^{\text{a}} \text{ Etapa} &: 5,365 \text{ m}^3/\text{día} \times 0.27 \text{ kg/m}^3 \\ &= 1,449 \text{ kg DBO/día} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2^{\text{a}} \text{ Etapa} &: 7,526 \text{ m}^3/\text{día} \times 0.27 \text{ kg/m}^3 \\ &= 2,032 \text{ kg DBO/día} \end{aligned}$$

Area total de las Lagunas Anaeróbicas :

Tasa de diseño : 900 kg BDO/Ha/día.

$$A_{1^{\text{a}} \text{ Etapa}} = \frac{1,449 \text{ kg DBO/día}}{900 \text{ kg DBO/Ha/día}} = 1.6 \text{ Ha.}$$

$$A_{2^{\text{a}} \text{ Etapa}} = \frac{2,032 \text{ kg DBO/día}}{900 \text{ kg DBO/Ha/día}} = 2.3 \text{ Ha.}$$

Período de retención :  $P_r = \frac{A \times h}{V}$

Tirante de agua  $h = 2.00 \text{ m.}$

$$P_r_{1^{\text{a}} \text{ Etapa}} = \frac{1.6 \times 2.0 \times 10^4}{5,365} = 6 \text{ días}$$

Número de unidades:

$$1^{\text{a}} \text{ Etapa} = \frac{1.6}{0.8} = 2 \text{ unidades}$$

2<sup>a</sup> Etapa = Se agrega una unidad más de 2.3 - 1.6  
= 0.7 Ha.

Carga orgánica de D.B.O. de la Laguna Aeróbica:

Se considera un 65% de reducción de la D.B.O. total.

1<sup>a</sup> Etapa : 1,449 x 0.35 = 507 kg DBO/día

2<sup>a</sup> Etapa : 2,032 x 0.35 = 711 kg DBO/día

Areas de las Lagunas Aeróbicas:

Tasa de diseño : 200 kg DBO/Ha/día.

$$A_{1^a \text{ Etapa}} = \frac{5.07 \text{ kg DBO/día}}{200 \text{ kg DBO/Ha/día}} = 2.5 \text{ Ha.}$$

$$A_{2^a \text{ Etapa}} = \frac{711 \text{ kg DBO/día}}{200 \text{ kg DBO/Ha/día}} = 3.6 \text{ Ha.}$$

$$\text{Período de retención: } P_r = \frac{A \times h}{V}$$

Tirante de agua h = 1.50 m

$$P_r_{1^a \text{ Etapa}} = \frac{2.5 \times 1.5 \times 10^4}{5365} = 7 \text{ días}$$

Número de unidades:

$$1^a \text{ Etapa} = \frac{2.5}{1.25} = 2 \text{ unidades}$$

2<sup>a</sup> Etapa = Se agrega una unidad más de 3.6 - 2.5  
= 1.1 Ha.

Las dimensiones, embancamientos, dispositivos de entrada y salida, etc. serán los que comunmente se usan en el diseño de lagunas de estabilización.

Forma : Rectangular

Pendiente de los taludes interiores :

2.50 Horiz.- 1.00 Vert.

Pendiente de los taludes exteriores :

2.50 Horiz.- 1.00 Vert.

Ancho de la coronación de los taludes: 3.00 m.

Pendiente del fondo : A nivel

Borde libre : 0.70 m.

Dispositivo de entrada: a 15 metros de la orilla a través de una tubería de 20"  $\emptyset$

### Cámara de rejilla

Se ha proyectado una estructura de concreto con dos cámaras paralelas de 72.54 cms. de ancho cada una y rejillas barras de 3/8" x 2" separadas 1".

Con el objeto de evitar represamiento en el colector de llegada, se ha previsto una caída de 20 cms. en el punto en que termina la tubería de 16"  $\emptyset$ .

Anchura de la cámara de la rejilla ( $W_c$ ):

$$W_c = 21 \times 2.54 + 20 \times 0.96 = 72.54 \text{ cms.}$$

Anchura de la abertura de la rejilla ( $W_s$ ):

$$W_s = 21 \times 2.54 = 53.34 \text{ cms.}$$

Longitud de la rejilla sumergida ( $l_s$ ) :

$$l_s = \frac{Q_{\max}}{W_s \times V_s} = \frac{0.170}{0.5334 \times 0.30} = 1.06 \text{ mt.}$$

$V_s$  = velocidad de escurrimiento normal -  
en la rejilla.

Tirante de escurrimiento en la cámara de la -  
rejilla (dc) :

$$\max dc = \frac{1.06}{2} = 0.53 \text{ mt.}$$

Velocidad de escurrimiento a través de la cá-  
mara de la rejilla ( $V_c$ ) :

$$\max V_c = \frac{0.170}{0.7254 \times 0.53} = 0.45 \text{ mt/seg.}$$

Longitud de la Cámara (L) :

$$L = h \cotg. 30^\circ = 1.00 \times 1.73 = 1.73 \text{ mts.}$$

### Medidor Parshall

Con el objeto de mantener un registro permanente del -  
caudal que ingresa a las lagunas, se ha proyectado un -  
medidor Parshall con una garganta de 22.9 cms.

Las dimensiones del medidor han sido obtenidas del tex-  
to "Manual para Proyectos de Plantas de Tratamiento de  
Aguas Potables" cuyo autor es el Ing° Waldo Peñaranda -  
C.

#### 1.- Cálculo y elección del Parshall.

Con el valor  $Q = 170$  l.p.s. obtenemos de la ta-  
bla :

Garganta (G) : 22.9 cms.

$Q_{\max} = 243.0$  l.p.s.

$$Q_{\min.} = 2.5 \text{ l.p.s.}$$

$$\text{para } Q = 170 \text{ l.p.s.} \quad H = 47 \text{ cms.}$$

De la tabla, obtenemos las dimensiones :

$$A = 57.5 \text{ cms.}$$

$$B = 86.4 \text{ "}$$

$$C = 30.5 \text{ "}$$

$$D = 45.7 \text{ "}$$

$$E = 38.0 \text{ "}$$

$$F = 11.4 \text{ "}$$

$$K = 7.6 \text{ "}$$

2.- Cálculo del canal aguas arriba del Parshall.

$$Q = 0.170 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$v = 0.60 \text{ m/seg.}$$

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{0.170}{0.600} = 0.283 \text{ m}^2$$

$$\text{Para } b = 57.5 \text{ cms.}$$

$$H_1 = 49.0 \text{ cms.}$$

$$H_0 = 1.00 \text{ mt.}$$

3.- Cálculo del canal aguas abajo del Parshall:

$$Q = 0.170 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$v = 0.40 \text{ m/seg.}$$

$$A = \frac{0.170}{0.400} = 0.425 \text{ m}^2$$

$$b = 57.5 \text{ cms.}$$

$$H_3 = 74.0 \text{ cms.}$$

$$H'_0 = 1.40 \text{ mt.}$$

4.- Cálculo de la pérdida de carga:

$$H_2 = R H$$

$$R = 0.6 \text{ para Parshall menor que } 1'$$

H = Altura de la vena de agua a aguas arriba -  
de la garganta.

$H_2$  = Altura de la vena de agua en la garganta.

$$H_2 = 0.6 \times 0.47 = 0.282 \text{ mt.}$$

$$x = H_3 - (H_2 + K)$$

$$x = 0.74 - (0.282 + 0.076) = 0.38 \text{ m.}$$

Para que el Parshall funcione con descarga libre, deberá tener aguas abajo un desnivel o escalón de 0.38 mt.

Aguas arriba del Parshall, se presenta un desnivel cuyo va  
lor es:

$$0.49 - 0.47 = 0.02 \text{ mt.}$$

Para salvar esta diferencia de altura debe proyectarse una transición con una pendiente 1:4, lo cual dá una longitud de 0.08 mt. conforme se indica en el plano respectivo.

#### 4.3.- Descripción de la Planta de Tratamiento

La planta de tratamiento proyectada tiene una distribución muy simple: consta de una cámara de rejilla, un medidor - Parshall, una caja de repartición y una red de tuberías pa -  
ra distribuir las aguas residuales a las unidades de trata -  
miento.

El criterio que ha primado al diseñar las unidades es el -  
de conseguir la máxima flexibilidad tanto en la construc -

ción como en la operación de la planta.

Este requisito es aún más deseable por cuanto se trata de un método de tratamiento cuyos resultados varían grandemente de acuerdo a las condiciones locales, de manera que si bien es posible tener una pauta sobre el funcionamiento de la instalación, comparándolo con el observado en otros lugares de características climatológicas similares; es razonable esperar ciertas diferencias en el comportamiento y en las eficiencias obtenidas en las lagunas.

Consideramos que en las primeras semanas de funcionamiento de la planta es probable que se deba experimentar algunas variantes del método de operación y de las cargas orgánicas propuestas, con el objeto de observar el comportamiento de las lagunas bajo condiciones variables de gastos, períodos de retención, etc. hasta encontrar el esquema de trabajo que dé mejores resultados bajo condiciones locales.

En la primera etapa de la planta de tratamiento se contempla la construcción de 2 sistemas de lagunas en paralelo, compuestas cada una de una laguna anaeróbica de 80 m. por 100 m. que trabaja en serie con una aeróbica de 100 m. por 125 m. y en la segunda etapa se contempla la adición de un sistema, de iguales características que las anteriores.

#### 4.4.- Utilización del Efluente

El efluente será utilizado para irrigar los terrenos vecinos a la planta de tratamiento, con la ventaja de poder emplear el producto de su venta a los agricultores para financiar parte de los gastos de operación y mantenimiento de la planta.

## ESPECIFICACIONES TECNICAS

### INSTALACION DE COLECTORES DE DESAGUE

#### Material de las Tuberías

Se empleará tubería de concreto normalizado de acuerdo a las - Normas Peruanas para presión interna de 10 lbs/pulg<sup>2</sup>. Las uniones pueden ser de espiga y campana ó machihembradas.

#### SECCIÓN 1.- TRAZO



1.1.- El trazo de los colectores se hará evitando - en lo posible la rotura de los pavimentos existentes, especialmente los de concreto. Se procurará llevar los por zonas que correspondan a jardines, adoquinado o fajas laterales de tierra. El espacio mínimo libre entre la línea de propiedad y el borde de la zanja previsto será de 2.00 mts.

1.2.- El trazo o alineamiento, gradientes, distancias y otros datos deberán ajustarse estrictamente a los planos y perfiles del proyecto oficial. Se hará replanteo previa revisión de la nivelación de las calles y verificación de los cálculos correspondientes. Cualquier modificación de los perfiles por exigirlo así las circunstancias de carácter local, deberá recibir previamente la aprobación oficial.

1.3.- Las tuberías de desague no podrán colocarse a menos de 2.50 m. de distancia de las tuberías de agua, ni a menos de 2.00 de la línea de propiedad.

## SECCION 2.- EXCAVACION DE ZANJAS

2.1.- La profundidad mínima de excavación para la colocación de las tuberías será tal que se tenga un enterramiento de 1.00 m. sobre los collares de las uniones.

2.2.- El ancho de la zanja en el fondo debe ser tal que existe un juego de 0.15 m. como mínimo y 0.30 m. como máximo entre la cara exterior de los collares y la pared de la zanja.

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.

2.3.- 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 le eximirá de responsabilidad si ocasionara perjuicios, los cuales serían siempre de su cargo.

2.4.- Los entibados, apuntalamientos y soportes que sean necesarios para sostener los lados de la excavación deberán ser provisto, erigidos y mantenidos para impedir cualquier movimiento que pudiera de alguna manera averiar el trabajo, ó poner en peligro la seguridad del personal así como las estructuras ó propiedades adyacentes, ó cuando lo ordene

el Ingeniero Inspector.

2.5.- El fondo de la zanja deberá quedar seco y firme y en todos los conceptos aceptable como fundación para recibir el tubo.

2.6.- En caso de suelos inestables estos 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 0.25 m. de espesor ó concreto  $f'c = 80 \text{ Kg/cm}^2$ , según lo determine el Ingeniero Inspector. Los gastos extraordinarios que se produzcan por esta operación serán valorizadas aparte, previa constatación por los Ingenieros Inspectores. El fondo de la zanja se nivelará cuidadosamente conformándose exactamente a la rasante correspondiente del proyecto aumentada con el espesor del tubo respectivo y los 0.25 m. de la base de hormigón. 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.

2.7.- En la apertura de las zanjas se tendrá 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 le son imputables.

2.8.- En ningún caso se excavará con maquinarias, tan profundo que la tierra de la línea de asiento de los tubos sea aflojada ó removida por la máquina. El último material que se va a 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 estructuras.

2.9.- 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 ú otros materiales de trabajo.

2.10.- 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; sino que para removerlo se haga indispensable a juicio del Inspector, el uso de explosivos, martillos mecánicos, cuña, comba, ú otros análogos.

2.11.- 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.

2.12.- Si la roca se encuentra en pedazos, solo se considerarán como tal aquellos fragmentos cuyo volumen sea mayor que 250 dcm<sup>3</sup>.

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 las estructuras, los pedazos que se excavan dentro de los límites permitidos, serán considerados como rocas, aunque su volumen sea menor de 250 dcm<sup>3</sup>.

2.13.- Cuando el fondo de la zanja sea de roca, se excavará hasta 0.15 metros, por debajo del asiento del tubo y se rellenará luego con arena ú hormigón fino. En el caso de que la excavación se pasara más allá de los límites indicados anteriormente, el hueco resultante de esta remoción de roca será rellenado con un material adecuado a probado por el Ingeniero Inspector. Este relleno se hará a expensas del Constructor, si la sobre excavación se debió a su negligencia u otra causa a él imputable.

2.14.- 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.

2.15.- Los explosivos serán almacenados, manejados y usados según se prescribe en la Ley pertinente.

2.16.- No deberá ser abierto un tramo de zanja -  
mientras no se cuente en la obra con la -  
tubería necesaria.

### SECCION 3.- DRENAJE DE LA ZANJA

3.1.- 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 indi-  
recta.

3.2.- Se tendrá especial cuidado de contar con  
el número y capacidad suficiente de unida-  
des de bombeo para que en el momento de instalación y prueba -  
de los tubos, éstos se encuentren completamente libres respec-  
to 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 lavaría el solado y  
destruiría la consistencia del terreno del fondo y paredes de  
la zanja.

3.3.- El Contratista será responsable del cuida-  
do, 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 espe-  
cial.

3.4.- 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.

#### SECCION 4.- TRANSPORTE Y MANIPULEO DE LA TUBERIA

4.1.- Durante el transporte y acarreo de la tubería deberá tenerse el mayor cuidado evitando los golpes y trepidaciones.

4.2.- Cada tubo será revisado al recibirse de la fábrica para constatar que no tienen defectos visibles ni presentan 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.

4.3.- Durante la descarga y colocación dentro de la zanja los tubos no deberán dejarse caer; los tubos dañados aunque estuvieren instalados deberán retirarse de la obra si así lo dispusiese el Ingeniero Inspector.

#### SECCION 5.- RELLENOS DE LAS ZANJAS

5.1.- Se comenzará el relleno a las 12 horas de ejecutadas las juntas de los tubos.

5.2.- Se hará un primer relleno hasta alcanzar medio tubo, empleando material escogido, zarandeado y hormigón de río por 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).

5.3.- 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.

5.4.- Se emplearán rodillos, aplanadoras, apisonadoras tipo rana, u otras máquinas apropiadas de acuerdo con el material y condiciones 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 standard de Proctor.

5.5.- No debe emplearse en el relleno tierra que contenga materias orgánicas en cantidades deletéreas, ni raíces o arcillas ó limos uniformes. No debe emplearse material cuyo peso seco sea menor de 1,600 kg/m<sup>3</sup>.

5.6.- Tanto la clase del material de relleno, como la compactación deben controlarse continuamente durante la ejecución de la obra.

5.7.- No deben tirarse a la zanja piedras grandes por lo menos hasta que el relleno haya alcanzado una altura de 1 m. sobre el lomo del tubo o parte

superior del colector de concreto.

## SECCION 6.- BUZONES

6.1.- El primer trabajo debe ser la construcción de los buzones que serán los que determinen la nivelación y alineamiento de la tubería. Se dejarán las aberturas para recibir las tuberías de los colectores y empalmes previstos.

6.2.- Los buzones serán del tipo standard, con 1.20 m. de diámetro interior terminado, contruídos con concreto simple  $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$  para los muros y fondo, y de 0.15 m. y 0.20 m. de espesor, respectivamente. En suelos saturados de agua o en los que a juicio del Ingeniero Inspector sea necesario, el fondo será de concreto armado  $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$  de 0.30 m. de espesor y refuerzo en malla de fierro de 1/2" a 15 cms. Llevarán tapa y marco de fierro fundido de primera calidad, de 125 kg. de peso total provista de charnela y con abertura circular de 0.60 mts. de diámetro; el peso de la tapa será de 70 kg. mínimo y el marco de 55 kg.

6.3.- Los buzones de más de 1.50 m. de profundidad llevarán escalines o escalas de tubería de fo.gvdo. de 3/4" de  $\emptyset$  espaciados a 0.30 m.

6.4.- Sobre el fondo, se construirán las "medias cañas" ó canaletas que permitan la circulación del desague directamente entre las llegadas y las salidas

del buzón. Las canaletas serán de igual diámetro que las tuberías de los colectores que convergen al buzón; su sección será semicircular en la parte inferior y 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.

6.5.- 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.

6.6.- La cara interior de los buzones será enlucida con acabado fino, con una capa de mortero en proporción 1:3 de cemento arena y de media pulgada de espesor. Todas las esquinas y aristas vivas serán redondas.

6.7.- El techo será de concreto  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , reforzado con fierro de  $\emptyset 1/2''$  en malla y espaciado a 0.12 m. con refuerzos necesarios en la boca de ingreso. Los buzones de más de 1.80 mts. 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 la aprobación de la Dirección de Obras Sanitarias.

6.8.- En los buzones en que las tuberías no lleguen a un mismo nivel se podrán 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" ó "Y" de fo.fdo. para "media presión". En los casos que se indique en los planos o lo indique el Ingeniero Inspector, la bajada tendrá una emboltura de concreto  $f'c = 80 \text{ kg/cm}^2$ .

#### SECCION 7.- COLOCACION Y CALAFATEO DE LAS TUBERIAS

7.1.- Colocados los tubos en la zanja se enchufarán convenientemente debiendo mirar las campanas hacia aguas arriba; se les centrará y alineará perfectamente.

7.2.- El alineamiento de las tuberías se hará utilizando dos cordeles: uno en la parte superior de la tubería, y otro a un lado de ella; para conseguir en esa forma el alineamiento vertical y horizontal respectivamente.

7.3.- La tubería y sus respectivos collares o campanas debe cuidarse que estén completamente limpios, a fin de que la adherencia de la mezcla de calafateo con la juntura sea lo más perfecto.

En el calafateo de la unión se usará mortero de cemento arena proporción uno a dos (1:2); la arena debe ser de

río fina y limpia. Se usará una cantidad de agua que apenas humedezca la mezcla en seco; se preparará la cantidad necesaria para el calafateo de una sola cabeza: no deberá usarse la mezcla humedecida que tenga más de media hora de preparada.

Exteriormente los bordes de la unión deberán ser terminados en bisel, con mortero, hasta formar un anillo tronco-cónico con generatriz inclinada de 45° sobre el eje del tubo.

7.4.- El interior de las tuberías serán cuidadosamente limpiado de toda suciedad o residuos de mortero a medida que progresa el trabajo, y los extremos de cada tramo que ha sido inspeccionado y aprobado, serán protegidos convenientemente con tapones de madera de modo que impidan el ingreso de tierra, y otras materias extrañas.

7.5.- El relleno sobre juntas no se permitirá en ninguna circunstancia, si no han transcurrido 12 horas de su ejecución.

## SECCION 8.- CONSTRUCCION DE EMPOTRAMIENTOS PARA CONEXIONES DOMICILIARIAS.

8.1.- 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 hasta la acera; y su eje estará a 45° al del alcantarillado.

8.2.- La conexión entre la tubería principal de la calle y el ramal de empotramiento se ejecutará por medio de piezas especiales. Cuando el colector de la calle sea de un diámetro menor o igual a 450 mm (18") inclusive la conexión se hará con una Ye; si es mayor de 450 mm (18") se ejecutará con una Te.

8.3.- 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 en la acera será de 0.80 medidos a partir de la parte superior del tubo y la máxima será 2.00 m.

8.4.- Cuando la profundidad de la tubería de la calle sea tal que aún colocando el ramal de empotramiento con la pendiente máxima admisible, de acuerdo con estas normas, se llegue a la acera a una profundidad mayor de 2 mts., se usarán empotramientos con bajantes construída con tubería.

## SECCION 9.- PRUEBA DE LAS TUBERIAS

9.1.- Una vez terminado un tramo y antes de efectuarse el relleno de la zanja se realizarán las pruebas de alineamiento, y la prueba hidráulica de las tuberías y sus uniones.

9.2.- La prueba de alineamiento se realizará haciéndose pasar por el interior de todos los tramos una pieza o "bola" de sección transversal circular cuyo diámetro tenga los siguientes valores de acuerdo al diámetro de las tuberías:

<u>DIAMETRO DEL TUBO</u>	<u>DIAMETRO DE LA "BOLA"</u>
8"	19 cms.
10"	24.5 "
12"	29.5 "
14"	34.5 "
16"	39.5 "
18"	45.5 "
21"	52 "

Podrá reemplazarse esta prueba por la del "espejo" según lo disponga la inspección de la obra.

Durante la prueba, la tubería no deberá perder por filtración más de la cantidad permitida a continuación expresada en cm<sup>3</sup>/min/metros según relación siguiente:

$$K = \frac{F \cdot L}{P}$$

donde  $P = \frac{V}{T}$

V = volumen perdido en la prueba (cm<sup>3</sup>)

L = longitud probada (metros)

T = tiempo de duración de la prueba (minutos)

después de 8 horas de llenado el tramo en prueba.

P = pérdida en el tramo (cm<sup>3</sup>/min)

K = coeficiente de prueba.

Valores de F y K:

Diámetro	Pulg.	8"	10"	12"	14"	16"	18"	21"	24"	26"	30"
	m.m.	200	250	300	350	400	450	533	600	650	780
(F) Filtración Tolerada:	cm <sup>3</sup> /minutos/mts	25	32	38	44	50	57	67	76		

Interpretación de los valores.	K > 1	K = 1	K < 1
		Prueba buena	Prueba tolerable

En los últimos casos de  $K = 1$  y  $K < 1$ , el contratista deberá por su cuenta localizar la fuga y repararla a su costo.

9.3.- 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.

## SECCION 10.- REPOSICION DE PAVIMENTOS

10.1.- La reposición de pavimentos se hará de acuer-

do con las reglas ordinarias de trabajo para cada clase de afirmado y pavimento y las que se indican a continuación:

- a) En las calles sin pavimentos se dejará la superficie del terreno parejo, tal 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.
- b) En las calles con pavimento el contratista mantendrá la superficie del relleno al nivel de la calle mientras se repare el pavimento.
- c) Todos los afirmados deben ser repuestos al nivel que tenían al ser levantados y en correspondencia con el de las superficies inmediatas.
- d) 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.
- e) 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 materias extrañas a juicio del Ingeniero Inspector.

10.2.- Los paños de pavimentos repuestos deberán ser de sección regular y los bordes serán perfec-

tamente alineados eliminando irregularidades o salientes en la unión con el pavimento existente y su espesor tendrá como mínimo el de éste.

10.3.- El nuevo pavimento será colocado inmediatamente de terminado y recibido el relleno por el Ingeniero Inspector.

10.4.- Las características del relleno y compactación de los materiales de la sub-base y 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.

10.5.- Para pavimentos de concreto se usará, el de la clase  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , 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 reconstruído.

10.6.- Si el pavimento existente a los lados de la zanja ha sufrido, se ha roto o agrietado o se han formado cangrejas 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.

## SECCION 11.- MEDIDAS DE SEGURIDAD

11.1.- Para proteger a las personas y evitar peligros

a la propiedad y vehículos, se deberán colocar barreras, señales, linternas rojas y guardianes, que deberán mantenerse durante el 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 el caso. Los grifos contra incendio, válvulas, tapas de buzones, etc, deberán dejarse libres de obstrucciones durante la obra.

11.2.- Se tomarán todas las precauciones necesarias a fin de mantener el servicio de los canales y drenes así como de otros cursos de agua encontrados durante la construcción.

11.3.- Deberá protegerse todos los árboles, cercos, postes o cualquier otra propiedad, y solo 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.

## LAGUNAS DE ESTABILIZACION

### NORMAS CONSTRUCTIVAS

#### PARTE 1.- Trabajos de movimiento de tierra.-

Comprende: a) limpieza y desforestación (roce) - de la zona; b) excavación de la laguna; c) construcción de terraplenes (diques): relleno, compactación y afirmado; y d) estabilizado y terminado de taludes.

1.0 Limpieza desforestación (roce).- Las áreas que deben ser limpiadas y/o desforestadas serán aquellos que se indiquen en los planos y que específicamente serán estacados en el terreno por el Ingeniero Inspector, esta área será extendida hasta 3 mts. más allá del talud exterior del embalse.

La limpieza y desforestación consistirán en limpiar el área designada, debiendo removerse 30 a 45 cms. del suelo natural existente, quedando una rasante que se considerará como fundación del embalse o laguna, salvo que los planos indiquen un corte mayor. Se eliminarán los árboles, obstáculos ocultos, arbustos y otra vegetación, basura y todo otro material inconveniente e incluirá desenraigamiento, de raíces y el retiro de todos los materiales inservibles que resulten de la limpieza y desforestación.

## 2.0 Excavación

### 2.1.0 Excavación, en explanación.-

- 2.1.1 Deben existir secuencia constructiva de manera de garantizar, que el material de relleno para la formación de taludes con material propio de la laguna, se obtenga luego de la limpieza y desforestación.
- 2.1.2 Consistirá en la excavación y explanación de la laguna, excavación de material inapropiado para los terraplenes, excavación de material apropiado para los mismos.
- 2.1.3 No se permitirá la excavación y el empleo de material - contiguo a la zona estacada para la laguna, comprendida entre los 30 metros a partir del pie interior del terraplén o dique de la laguna, o lo que indique el Ing° Inspector en casos particulares.

El grado de acabado en la explanación de taludes y fondos de la laguna será aquel que pueda obtenerse ordinariamente mediante el uso de una niveladora de cuchilla o de una trailla o con palas a mano, según los casos y lo determinado por el Ingeniero Inspector.

### 2.2 Préstamos.-

Consistirá en la excavación y empleo de material aprobado y seleccionado por el Ingeniero Inspector de acuerdo a las especificaciones para la formación de terraplenes y taludes o ejecución de rellenos en particular. El préstamo procederá cuando no se encuentre can-

tividad suficiente de material adecuado proveniente de la excavación de la laguna de acuerdo con las alineaciones, rasantes y dimensiones marcadas en los planos.

Se consideran como distancia de transporte gratuito hasta 350 mts. de la zona de trabajo, estacada por el Ingeniero Inspector.

La cantidad de metros cúbicos de transporte, será el producto del volumen de material de préstamo transportado en exceso de trescientos cincuenta metros (350m.) medidos en su posición original en metros cúbicos, multiplicados por la distancia de transporte en metros, dividido por cien (100).

Transporte pagado =  $\frac{m^3 \times m}{100}$  y en él se incluye - mano de obra, equipo, herramientas, imprevistos necesarios y gastos indirectos.

La parte superior de los terraplenes y el relleno de cortes sobre-excavados será construido de préstamo selecto para acabados o material escogido y reservado para este fin desde la excavación.

### 3.0 Terraplenes (diques).-

3.1 Se ejecutarán con el material del sitio o área de trabajo de acuerdo con estas especificaciones y de conformidad con los alineamientos, rasantes, secciones transversales y dimensiones indicadas en los planos o como lo haya estacado el Ingeniero Inspector. Todo trabajo de limpieza y desforestación, deberá ser ejecutado en el -

área de los terraplenes antes de que se empiece la construcción de ellos.

Todo el material conveniente que provenga de las excavaciones, será empleado en lo posible en la formación de terraplenes, taludes, asientos y rellenos de zanja.

3.2 El material obtenido en las excavaciones y considerado conveniente para terraplenes y taludes deberá estar libre de materiales orgánicos.

El material para terraplenes deberá consistir - de un tipo adecuado y aprobado por el Ingeniero Inspector.

3.3 Todo talud de tierra será acabado hasta presentar una - superficie razonablemente llana y que esté de acuerdo - substancialmente con el plano pertinente, tanto en el - aspecto alineamiento, como en las secciones transversales.

3.4 Los terraplenes y rellenos no podrán tener escombros, - árboles, troncos, materiales en pie o entrelazados raíces o basura. Antes de comenzar la construcción se eliminará el césped, humus u otra materia orgánica; igualmente la zona del terraplén será removida (arada) de tal manera de que el material del terraplén se adhiere al terreno natural.

Todos los agujeros causados por la extracción - de los tacones y la corrección de todas las irregulari-

dades en la zona de la laguna serán rellenados con material selecto.

#### 4.0 Compactación.-

4.1 El material para la formación de los terraplenes será colocado en capas horizontales de 20 a 30 cms. de espesor y que abarquen todo el ancho de la sección, esparcidas suavemente, equipo esparcidor u otro equipo aplicable. Capas de espesor mayor de 30 cms. no serán usadas sin autorización del Ingeniero Inspector.

4.2 Piedra o roca en terraplenes de tierra no deberán exceder de 15 cms. medidos en su espesor máximo.

Los rellenos por capas horizontales deberán ser ejecutados en una longitud que hagan factible los métodos de acarreo, mezcla, riego o secado y compactación usados.

4.3 Cada capa del terraplén será humedecida o secada a un contenido de humedad necesario (humedad óptima) para asegurar la compactación máxima. Donde sea necesario asegurar un material uniforme, se mezclará el material usando la motoniveladora, rastra o disco de arado. Cada capa será compactada mediante equipo pesado: rodillos apisoradores, rodillos de llantas neumáticos u otros aprobados por el Ingeniero Inspector.

Cuando fuera requerido, se aplicará el riego en los lugares, en las cantidades y a las horas, incluso -

de noche, que ordene el Ingeniero Inspector. El Contratista suministrará un abastecimiento adecuado de agua. El equipo para riego tendrá amplia capacidad y dispositivos de tal naturaleza que aseguren la aplicación uniforme de agua en las cantidades indicadas por el Ingeniero Inspector.

4.4 El Contratista construirá todos los terraplenes de tal manera, que después de haberse producido la contracción y el asentamiento, y cuando haya de ejecutarse la aceptación de la obra, dichos terraplenes tengan en todo punto la rasante, el ancho y la sección transversal requerida en los planos. El Contratista será responsable de la estabilidad de todos los terraplenes construídos hasta la recepción final de la obra y correrá por su cuenta todo gasto causado por el reemplazo de toda parte que haya sido desplazada, a consecuencia de falta de cuidado o de trabajo negligente por parte del Contratista, o de daños resultantes por causas naturales, como son lluvias y vientos normales.

5.0 Afirmado, estabilizado y terminado.-

5.1 Afirmado.-

5.1.1 Este trabajo será ejecutado después que el terraplén esté substancialmente completado y todas las estructuras, drenes y tuberías hayan sido completadas y rellenadas.

5.1.2 Todo el material blando e inestable que no es factible

de compactar o que no sirva para el propósito señalado - será removido como se ordene.

5.1.3 Donde se estipule en los planos y especificaciones de metrado el Contratista deberá colocar y compactar una capa en la parte superior y en los taludes del terraplén ya sea en corte o en relleno, empleando material de afirmado el que deberá consistir de suelo granular de baja plasticidad, piedras mayores de 10 cms. o de 2/3 del espesor de la capa que se coloque serán eliminadas; terrones de arcilla ni de material orgánico serán aceptados.

5.1.4 El material de afirmado estará formado por: partículas o fragmentos de piedra o grava dura y durables y un relleno de arena u otro material mineral finamente dividido. La porción del material retenido en una malla N°4 será llamado agregado grueso y aquella porción que pase por la malla N°4 será llamado relleno.

## 5.2 Estabilizado.-

5.2.1 Donde el material existente no tenga la resistencia adecuado o requerido por los planos o disposiciones especiales, el Contratista deberá construir una capa o lecho mezclando un material estabilizador con el material natural existente de la excavación o de préstamo.

5.2.2 Los materiales estabilizadores deben ser suelos de alto poder de sustentación como grava, tamizados de piedra, cemento, cal o cualquier otro material que en opinión del Ingeniero Inspector es apropiado para estabilizar.

En general, el material que contenga apreciable cantidad de materia orgánica o que tenga alta plasticidad no es conveniente para ser usado como estabilizador.

5.2.3 Los materiales para la estabilización serán colocados - en capas de 15 cms., bien compactadas y mezclados. Los materiales se mezclarán con cuchillas, discos o arados.

### 5.3 Terminado.-

5.3.1 Todas las áreas que forman el trabajo de la laguna, excavaciones, taludes, áreas de transición, serán uniformemente terminadas, tal como se indiquen en los cortes de los planos. El terminado será razonablemente alisado, - compactado y libre de toda irregularidad y será el que se obtiene con motoniveladora u otro equipo similar; este grado de acabado no variará en  $\pm$  3 cms. del terminado indicado en los planos.

## PARTE 2.- Impermeabilización y Pavimentos.-

### 6.1 Pavimentos.-

En algunos casos se podrá especificar la pavimentación de los taludes; mediante la colocación de piedra escogida o pedroplén (riprap) en el espesor que indiquen los planos. La piedra usada como riprap debe ser dura, densa y durable.

6.1.1 El tamaño mínimo de la piedra será la que tenga un peso de una libra y el tamaño máximo la que tenga un peso de

200 lbs. El espesor y ancho de las piedras no debe ser menor que la tercera parte de su longitud. Se permitirá el uso de hasta el 15% en peso de piedras que pasen por la malla de 3 pulgadas y no se permitirá más del 5% de tierra, arena o polvo de roca.

6.1.2 El pedraplén o riprap se colocará en forma estable sin tendencia al deslizamiento y no deberá haber espacios - grandes sin rellenar dentro del riprap.

## 6.2 Impermeabilización.-

En los casos donde se especifique la impermeabilización de la superficie mojada de la laguna, ésta se ejecutará mediante la colocación de una capa de arcilla de 5 a 10 cms. de espesor, según lo especifiquen los planos ó lo ordene el Ingeniero Inspector.

PROYECTO Y MEJORAMIENTO DE ALCANTARILLADO

DE LA CIUDAD DE HUARAL.

RELACION DE PLANOS

<u>N° del Plano</u>	<u>Descripción</u>
1	Plano de la Ciudad con la Red de Colectores Existentes.
2	Plano de Zonificación.
3	Areas de Influencia de los Colectores Principales.
4	Plano de la Ciudad con los Colectores Projectados y Laguna de Estabilización.
5	Perfil Longitudinal de los Colectores Projectados.
6	Perfil Longitudinal de los Colectores Projectados.
7	Esquema de Flujo y Detalle de canales.
8	Buzones Tipo.
9	Laguna de Estabilización - Planta.
10	Cortes de la Laguna de Estabilización-Medidor Parshall.