

**Universidad Nacional de Ingeniería**  
**Programa de Ingeniería Sanitaria**

---

**PROYECTO DE AGUA POTABLE Y  
ALCANTARILLADO PARA CHILCA**

**TESIS DE GRADO QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO SANITARIO  
PRESENTAN LOS EX - ALUMNOS**

**ANTONIO FERRECCIO PUENTE  
ALEJANDRO DE LA JARA MONTOYA**

**1970**

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
PROGRAMA DE INGENIERIA SANITARIA

TESIS DE GRADO .—

" PROYECTO DE AGUA POTABLE Y  
ALCANTARILLADO PARA CHILCA "

ANTONIO FERRECCIO P. — ALEJANDRO DE LA JARA M.

1970

I N D I C E

PAG

CAPITULO I

I-A.- INFLUENCIA DE LAS URBANIZACIONES ALEDA- ÑAS EN EL DESARROLLO DE LA LOCALIDAD	2
I-B.- PLANO REGULADOR	
1.- Area de expansión	3
2.- Criterios observados	4
I-C.- MEJORAMIENTO DE CALLES	5

CAPITULO II

II.- DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	
A.- PERIODO DE DISEÑO	8
1.- Posibilidad de realizar la obra por etapas	8
2.- Financiamiento de la obra	9
3.- Vida útil del equipo mecánico y obra de ingeniería	9
B.- ESTUDIO Y ESTIMACION DE LA POBLACION A SERVIR, CALCULO DE LA POBLACION <u>FU</u> TURA	11
1.- Cuadro del estudio del muestreo de población	
a.- Zona central	12
b.- Zona periférica	12
c.- Número de habitantes en el año 1970	13

2.- METODO A EMPLEARSE EN EL CALCULO DE LA POBLACION FUTURA	
a.- Método crecimiento aritmético	14
b.- Método de interés compuesto	15
c.- Método del incremento varia <u>a</u> ble	17
d.- Método de la parábola de 2º grado	18
e.- Método de la curva logísti- ca	20
f.- Índice de crecimiento en el país	21
g.- Resumen	22
C.- DOTACION	
1.- Consideraciones previas al cál- culo de dotación	26
2.- Dotación	29
3.- Máximo diario, máximo horario	35
D/- ESTUDIO DE FUENTES DE ABASTECIMIENTO	35
E.- CALIDAD DEL AGUA ANALISIS FISICO- QUIMICO INTERPRETACION	37
F.- RESERVORIO	39
G.- BOMBAS E INSTALACION DE EQUIPOS	40
1.- Caseta de bombeo	40
2.- Tiempo de bombeo y volumen de	

almacenamiento	41
H.- LINEA DE CONDUCCION	44
I.- RED DE DISTRIBUCION	
a.- CONSIDERACIONES PREVIAS	45
1.- Agua de incendio	45
2.- Presión de diseño	49
3.- Conexión domiciliaria	49
b.- DISEÑO DE LA RED DE AGUA POTABLE	50
J.- ESPECIFICACIONES TECNICAS	
1.- Desinfección	
a.- Desinfección del pozo	58
b.- Desinfección del reservorio	59
c.- Desinfección de la red	59
2.- Válvulas	
a.- Criterios de ubicación	59
b.- Material e instalación	60
c.- Regulación	60
d.- Control	61
K.- PRESUPUESTO DE LA OBRA	61
1.- Consideraciones previas	62
2.- Analisis unitarios de las partidas	63
3.- Presupuestos	66
L.- TARIFAS	69

1.- Analisis de partidas	70
a.- Gastos de administración y operación	71
b.- Mantenimiento	72
c.- Resumen de partidas	75
2.- Tarifa	75
3.- Derecho a conexión domiciliaria	76.

### CAPITULO III

III.-A.- ASPECTOS TECNICOS Y DOTACION	78
B.- MATERIALES A EMPLEARSE	80
1.- Tuberias	80
a.- Forma del conducto	82
b.- Diámetro mínimo	82
c.- Profundidad	82
d.- Velocidad	83
e.- Pendiente	83
f.- Zanjas	84
h.- Instalación	84
i.- Prueba de tuberias	85
2.- Buzones	87
C.- CALCULO DE LA RED DE DESAGUES DISE- ÑO	89
D.- TRATAMIENTO DE DESAGUE; LAGUNAS DE -	

## VIII

a.- Gastos de administración y operación	
b.- Mantanimiento	
c.- Resumen de Partidas	139
2.-Tarifas	139
3.- Derecho a conexión domiciliaria	140
G.- RESUMEN DE TARIFAS DE AGUA Y DESAGUE	140
INDIDE DE PLANOS	141

INTRODUCCION

El <sup>mal</sup> estado sanitario tiene una influencia enorme sobre la vida económica y social de los pueblos. Reduce la productividad de los individuos en proporciones del 30 al 60 por ciento. Las enfermedades dependen menos de las condiciones naturales que de las económicas y sociales. La solución no depende exclusivamente del empleo de medicamentos o de productos insecticidas sino principalmente de subsanar las malas condiciones de alojamiento, el bajo nivel de instrucción, la falta de medios, la subalimentación, la escasez de acueductos y la insuficiencia de las instalaciones sanitarias.



El sociólogo francés Ives Lacoste en su obra, Les - pays sous développés, (Los países subdesarrollados) hace un estudio del conjunto de características constitutivas del subdesarrollo. Considera que el subdesarrollo es el resultado de la combinación o sucesión durante varios siglos de determinadas causas. Las que principalmente serían: la carencia de alimentos, las deficiencias de la agricultura, lo reducido del ingreso nacional medio y de los niveles de vida, la industrialización incipiente, el reducido consumo de energías (como resultado de las dos características precedentes), la situación de subordinación económica, las estructuras sociales atrasadas, el escaso desarrollo de las clases medias, la debilidad de la integración nacional, la magnitud del subempleo, la natalidad elevada, la toma de conciencia del individuo y un estado sanitario deficiente. Desgraciadamente en nuestro país vemos claramente manifestadas estas características en mayor o menor grado. Velar por el desarrollo de ciudades y pueblos del Perú viene siendo por ello desde hace algunos lustros el principal interés de gobiernos y ciudadanos concientes, ya que se considera el progreso - como productor y fruto del avance material y cultural. Sabido es que en una sociedad un hecho acarrea o favorece el surgimiento de otro, por ello pensamos que al favorecer el progreso material de un pueblo mejorará el ni -

vel de vida de sus pobladores, y hará más atractivo el poblar dicho lugar; todo esto influirá favorablemente en el crecimiento de la comunidad y por el de la nación. Ya que el estancamiento o avance de una parte influyen enormemente en el estancamiento o desarrollo del todo.

Nos interesa, en la presente tesis, hablar de un tema que podrá motivar el avance material de un pueblo de la costa peruana abandonada a su suerte hace mucho tiempo. Más concretamente presentaremos un proyecto para el establecimiento del agua potable y del alcantarillado del pueblo de Chilca. Como peruanos y profesionales concientes, pensamos de este modo ofrecer un modesto aporte con la intención de tratar de subsanar en pueblo de Chilca, una de las características de los pueblos subdesarrollados, la que está al alcance de nuestra formación profesional, como sería el estado sanitario deficiente con la esperanza de inducir así a la mejora en otros aspectos. A parte de buscar, dar mejores condiciones y mayores comodidades, e incrementar la salubridad de la población con el establecimiento del servicio de agua potable y el alcantarillado, el caudal de agua de desecho anteriormente desperdiciada podrá ser utilizada para fines agrícolas. Servirá, concretamente, para la irrigación de los campos aledaños a la planta de tratamiento de desagües de dicho pueblo, subsanando así la escasez de agua

y favoreciendo a una mayor productividad de la tierra con el alto contenido de sustancias mejoradoras del suelo que contienen esta agua.

La tesis la hemos estructurado en tres capítulos:

- En el primero se hará un estudio urbanístico del pueblo en mención, que servirá para ubicarnos en el estado y - necesidades de la población, como complemento a lo ex - puesto anteriormente en la tesis de bachiller.
- En el segundo capítulo se tratará del cálculo, diseño, presupuesto de la red de agua potable.
- En el tercero y último capítulo presentaremos el problema del desagüe y nuestro planteamiento de solución.

## CAPITULO I

### ESTUDIO URBANISTICO

A. Influencia de las urbanizaciones aledañas en el desarrollo de la localidad.-B. Plano regulador.-C. Mejoramiento de calles.

I.- A.- INFLUENCIA DE LAS URBANIZACIONES ALEDAÑAS EN EL  
DESARROLLO DE LA LOCALIDAD.-

El punto ya ha sido desarrollado en la parte correspondiente a la tesis de Bachillerato, razón por la cual en esta tesis de grado, sólo nos limitamos a enfocar este aspecto de manera suscita.

Las Urbanizaciones "San Hilarión" del tipo de parcelación rústica, de 780 Ha. de extensión ubicada a 1.5 kms. de la localidad en pampas de Calangillo, y la de "Playa San Pedro de Chilca", situada a 2 kms. de la localidad con dirección a la playa, están influyendo favorablemente en el desarrollo de la comunidad en la que se refiere al incremento de las actividades que tienden a proporcionar provecho común a los pobladores, y entre las cuales podemos mencionar el incremento y mejoramiento de las viviendas, el alfaltado de la calle principal, el incremento de tiendas de comercio, etc.

I.- B.- PLANO REGULADOR.-

En el planeamiento del desarrollo de una ciudad es de primera prioridad e imprescindible la existencia de un plano regulador que circunscriba dentro de ciertos límites y normas el futuro crecimiento urbano.

En nuestro país, la oficinas encargada de esta labor es la OPDU ( antes OMPU), la que proyectó en

el año 1950 el plano regulador para la localidad de Chilca. Este plano regulador nos ha servido de base para el estudio del desarrollo de la ciudad en forma comparativa con los resultados del censo ejecutado; de la realidad sobre el terreno, con lo que obtuvimos la forma y tendencia del crecimiento.

1.- Area de Expansión.-

Para el estudio del área de expansión encontramos la fórmula del área de expansión:

$$\text{Area} = (\text{Pf} - \text{Nm})$$

En Donde:

Pf = población futura

Nm = máximo número de habitantes en área actual de la ciudad, es decir la población de saturación para dicha ciudad.

El empleo de la población de saturación nos presenta una distorsión en el cálculo razón por la cual usaremos este método como una simple referencia para luego, emplear nuestro criterio en cuanto a densidad de expansión y máximo número de habitantes por área.

$$P_s = \frac{P_o + P_o - 2m}{1 - \frac{m}{p_1}} \quad \text{con } M = \frac{P_o \cdot P_2}{P_1}$$

P<sub>s</sub> = población de saturación

fórmulas resueltas en el cálculo de la población por el método logístico, lo cual nos da una población de saturación P<sub>s</sub> = 5800 que dividido entre 50 Ha. del área actual

arroja una densidad máxima de 116 hab/Ha.

En los estudios de campo efectuados se obtuvo una densidad por Ha. de 104 habitantes para la zona central, valor que hemos asumido como población de saturación debido a que este valor que hallado mediante un censo muestreo como saturación para la zona central, por el gran número de lotes que allí existen y por las dimensiones de los mismos.

La densidad de 116 hab/Ha. hallada mediante el empleo de la fórmula, será considerada como límite superior. Creemos que para la zona periférica al cuadrilátero central se podría asumir una densidad de saturación de 80 hab/Ha., un valor un poco menor a la zona en mención por tener esta nueva área un menor atractivo y por estar en proceso de densificación para el final de nuestro período de diseño.

Con estos valores entramos a la fórmula la antes mencionada:

$$\text{Area} = \frac{6600 - (104 \times 50)}{80} = \frac{1400}{80} = 18 \text{ Ha.}$$

que es el área de expansión asumida.

## 2.- Criterios Observados.-

Se trata de seguir con el alineamiento general del proyecto original, el que contempla tres puntos de vista:

- 1.- Plan vial
- 2.- Zonificación
- 3.- Ubicación de edificios públicos

El plan vial comprende una vía circunvalatoria y un desvío que corre paralelo a la carretera Panamericana y que permite el fácil acceso a todas las calles transversales, a esta carretera en la intersección con el jirón Mariano Ignacio Prado mediante la construcción de un trébol o un paso a desnivel, en previsión a la prolongación de la actual auto-pista Lima-Pucusana.

Con respecto a la zonificación y ubicación de edificios públicos no creemos necesario hacer ninguna modificación de lo proyectado, por seguirse hasta el momento actual sin ninguna variación, lo contemplado en el estudio del año 1950

Todas las apreciaciones anteriores se han tenido en cuenta para la confección del plano regulador adjunto que regirá cuando menos hasta el año 2000. Dicho plano indica el plano regulador de 1950, el crecimiento de la ciudad hasta la actualidad (1971) y la expansión futura para el período de diseño.

#### I.- C.- MEJORAMIENTO DE CALLES.-

Desde el punto de vista urbanístico el mejoramiento de calles debe concretarse a lo que acabado se refiere, es decir pavimentación y construcción de



veredas, para de este modo poder definir el plano exacto de la localidad.

El ensanchamiento de las calles no se justifica por las razones que a continuación damos:

- 1) El tránsito vehicular es de poco volumen y por lo tanto muy fluído, el mismo que de acuerdo con el crecimiento orgánico de esta ciudad se mantendrá hasta el año 2000.
- 2) El perfil urbano está delimitado por casas construídas las mismas que mantienen una uniformidad de espacios urbanos y relaciones volumétricas.
- 3) Los gastos que se producirían a causa del ensanchamiento de calles, sobre todo los ocasionados por las expropiaciones, no justifican la inversión a realizar, aparte de que rompería la uniformidad de los espacios urbanos, ya que al tener calles de más o menos 10 mts. y alturas de las edificaciones de 2 pisos, mantendremos una unidad espacial.

## CAPITULO II

### DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

A.Período de diseño.-B.Estudio y estimación de la población a servir cálculo de la población.-C.Dotación.-D.Estudio de fuentes de abastecimiento.-E.Calidad del agua, análisis físico-químico, interpretación.-F.Reservorio.-G.Bombas e instalación.-H.Línea de consucción.-I.Red de distribución.-J.Especificaciones técnicas.-K.Presupuesto de la obra.-L.Tarifas.

II.- A.- DISEÑO DEL SISTEMA DEL AGUA POTABLE.-

El diseño del agua potable comprenderá:

- a.- Período de diseño
- b.- Estudio y estimación de la población a servir
- c.- Dotación, consumo diario y máximo horario
- d.- Estudio de las fuentes de abastecimiento
- e.- Calidad de agua
- f.- Línea de conducción
- g.- Reservorio
- h.- Bombas e instalación de equipos
- i.- Red de distribución
- j.- Presupuesto de la obra y financiamiento
- k.- Tarifas

Todos estos puntos se irán analizando conforme el desarrollo del presente estudio. Como punto de partida para determinación de los factores antes mencionados debemos establecer el período de diseño.

II.- A.- PERIODO DE DISEÑO .-

El período de diseño se estima teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

1.- Posibilidad de realizar la obra por etapas.-

1.1.- Costo e importancia de la obra de ingeniería:

Dentro de este aspecto pueden ser considerados las tuberías matríces, colectores primarios, reser

vorios, tratamiento o disposición final del desagüe etc., que por ser obras difíciles de ampliar y caras de reemplazar serán diseñados para su máxima capacidad y duración.

1.2.- Tipo de desarrollo de la población estudiada:

Si no estamos previendo crecimientos explosivos o muy acelerados, es conveniente fijar períodos de diseño relativamente largos.

Para el caso de ciudades como la del presente estudio; que han alcanzado un ritmo más o menos estable de crecimiento los períodos de diseño por etapas pueden ser dejados de lado por la magnitud de la obra, - que sólo nos obligaría a tener por muy corto tiempo, los anillos perimetrales sin uso efectivo; quedando las tuberías de relleno tanto de agua como de desagüe, susceptibles a ser instaladas según el crecimiento paulatino de la población.

1.3.- Otros estudios realizados:

La experiencia en el campo de la ingeniería sanitaria nos dá un rango de variación para la estimación de los períodos de diseño, que oscila entre 20 y 30 años para las obras cuya programación por etapas también comprenda: reservorios colectores primarios, ampliación del tratamiento e incluso nuevas fuentes de agua.

## 2.- Financiamiento de la obra.-

La necesidad de capital, el que generalmente proviene de las grandes compañías financieras, pone un plazo determinado para la amortización del préstamo, lo que determina la duración de las etapas o del período de diseño. Es decir, la obra no debe quedar obsoleta antes de terminar de pagarse, aunque no podamos considerar el criterio de autofinanciación, por el bajo estándar económico de los pobladores. Pero, por lo menos se evitará la doble carga a la economía del estado.

## 3.- Vida útil del equipo mecánico y obra de ingeniería:

3.1.- La duración de la obra civil nos da generalmente el límite máximo del tiempo de diseño (50 - años), pero como su durabilidad es siempre mayor que los períodos usuales de diseño no se presenta problemas.

3.2.- La duración de los equipos mecánicos es menor que la anterior, pero se consideran renovables al vencer su período de vida útil. En nuestro caso 10 ó 15 años según el cuidado que se tenga en su mantenimiento.

3.3.- La duración de las tuberías a instalarse en las redes de agua y desagüe se puede considerar como factor preponderante, a causa de las molestias que producen su deterioro y el elevado costo de reparación que podría utilizarse para el tendido de una nueva red

en el siguiente período de diseño.

CONCLUSION.-

Teniendo en cuenta los diversos aspectos anteriormente analizados, creemos conveniente elegir para la localidad de Chilca un período de diseño de 30 años, e ir ampliando los rellenos de los circuitos de agua o los colectores primarios, según los requerimientos de expansión de la población, quedando a criterio del municipio el solicitar las diversas ampliaciones.

II.- B.- ESTUDIO Y ESTIMADO DE LA POBLACION FUTURA.-

Para preveer el probable desarrollo demográfico de una población existen diversos métodos, siendo muy difícil que uno de ellos en forma aislada, nos pueda dar cifras exactas o aproximadas de población para los años futuros.

Es por este motivo que se procede a desarrollar todos los métodos conocidos y luego, con los resultados obtenidos, ver cual será la más probable población, teniendose muy presente el punto de vista económico, debido al papel preponderante de la existencia de fuentes de trabajo y energía y el potencial de la región, cuya integración puede ocasionar elevados índices de crecimiento.

El objetivo principal es el hallar una curva de variación en el tiempo, que nos indique el probable desarrollo de la población de la ciudad. Esta curva

será escogida a base de un estudio comparativo de las curvas, resultantes del empleo de los diversos métodos.

Es fundamental para este estudio tener cifras exactas de censos de población en años anteriores. Como el país sólo cuenta con tres censos Nacionales estamos limitados de datos y más aun, considerando que el censo de 1876 no puede ser utilizado por ser muy antiguo. Es por esto que para completar los datos censales de 1940 y 1961 hemos realizado un censo muestral en la zona. Se han censado 10.42 Hectáreas de las 50.46 Hectáreas, que componen el pueblo, es decir, aproximadamente un 20.6% para ello se consideró, la zona central del pueblo, de unas 18.36 Hectáreas, como la de mayor densidad de población, se hizo un muestreo representativo de esta zona, censándose 3.91 Hectáreas, es decir el 21.2% y se tomo como otro tipo de densidad la parte periférica del pueblo con 31.10 Hectáreas, estudiándose 7.51 Hectáreas que representa 23.3% del valor anterior.

1.- Cuadro del estudio de muestreo de población

a.- Zona central: 3.91 Ha.

<u>Manzana</u>	<u>Habitantes</u>	<u>Hab/Ha.</u>	<u>Lotes Hab</u>	<u>Total Lotes</u>
1.4 Ha	136 hab	98 hab	24	27
1.05Ha	124 hab	118 hab	24	24
1.00Ha	109 hab	109 hab	21	22
0.46Ha	42 hab	92 hab	8	19

$$\frac{98 + 118 + 109 + 92}{4} = 104.25 \text{ hab/Ha}$$

Total de habitantes en la zona:

$$18.36 \times 104.25 = 1,918 \text{ hab}$$

b.- Zona periférica:- 7.51 Ha

<u>Manzana</u>	<u>Habitantes</u>	<u>Hab/Ha</u>	<u>Lotes Hab.</u>	<u>Total Lotes</u>
1.3 Ha	25 hab	19	5	9
3.5 Ha	20 hab	6	3	3
0.74 Ha	31 hab	42	8	11
0.58 Ha	29 hab	50	5	8
0.61 Ha	10 hab	16	11	2
0.78 Ha	61 hab	78	11	17

Densidad Promedio:

$$\frac{19 + 6 + 42 + 50 + 16 + 78}{6} = 35.16 \text{ hab/Ha}$$

Total de habitantes en la zona:

$$32.1 \times 35.16 = 1,130 \text{ hab}$$

c.- Número de habitantes en el año 1970:

Del análisis anterior se desprende que el 100% de población de la Zona Central + 100% de población de la Zona Periférica nos dá la población actual es decir:

$$1,918 \text{ hab} + 1,130 \text{ hab} = 3,048 \text{ habitantes}$$

Consideramos que los resultados obtenidos son representativos por contener la apreciación con



ciente de la distribución de zonas, a causa de que se toman dos tipos de densidades. Esto nos dá un claro ajuste de la realidad existente pues la tendencia del pueblo es de centralizarse alrededor de su plaza debido a la cercanía de mercados, tiendas y amplitud de avenidas, colegios y otros; y mantener en la periferia densidades bastantes menores.

Por lo presente consideramos los datos de entrada para nuestro cálculo de población las siguientes cifras:

<u>AÑO</u>	<u>POBLACION</u>	<u>FUENTE DE INFORMACION</u>
1940	1,341 hab.	Censo Nacional
1961	2,415 hab.	Censo Nacional
1970	3,048 hab.	Muestreo de Población

## 2.- Cálculo de la Población Futura.-

Métodos empleados.-

### a) METODO DE CRECIMIENTO ARITMETICO:

Este método dá valores muy bajos. Para efecto de su aplicación se asume que la población aumenta como una progresión aritmética, cuya razón es el promedio de los incrementos de habitantes.

Nuestra fórmula será:

$$P = p + rt$$

En donde:

P = Población Futura

p = Población Actual

r = Promedio de incrementos

p = Tiempo transcurrido entre P y p, expresado en años

<u>AÑO</u>	<u>POBLACION</u>	<u>DIFERENCIAS</u>	<u>DIFERENCIAS POR AÑO</u>
1940	1,341		
1961	2,415	1074 en 21 años	51 hab.
1970	3,048	633 en 9 años	71 hab.

El promedio de diferencias por año:

$$r = \frac{51 + 71}{2} = 61 \text{ hab./año}$$

Tendremos:

$$P \text{ 1980} = 3,048 + (61 \times 10) = 3,658 \text{ hab.}$$

$$P \text{ 1990} = 3,658 + (61 \times 10) = 4,268 \text{ hab.}$$

$$P \text{ 2000} = 4,268 + (61 \times 10) = 4,878 \text{ hab.}$$

b) METODO DE INTERES COMPUESTO:

Para poblaciones que se encuentran en pleno desarrollo este método da resultados bastantes aproximados. Se compara en este método, el crecimiento de la población con el capital impuesto a interés compuesto, donde el interés representa el coeficiente de crecimiento por décadas - quedando el tiempo también expresado en décadas.

Nuestra fórmula será:

$$P = p (1 + r)^t$$

En donde:

P = Población futura

p = Población actual

r = Coeficiente de crecimiento por décadas

t = Tiempo en décadas

<u>AÑO</u>	<u>POBLACION</u>
1940	1,341 hab.
1961	2,415 hab.
1970	3,048 hab.

Hallamos el valor de r para cada incremento, y luego sacamos el promedio.

$$(1 + r)^{2.1} = \frac{2,415}{1,341}$$

$$1 + r = \sqrt[2.1]{1.8}$$

$$r = 1.32 - 1$$

$$r = 0.32$$

$$(1 + r)^{0.9} = \frac{3,048}{2,415} = 1.26$$

$$r = \sqrt[0.9]{1.26} - 1$$

$$r = 1.29 - 1 = 0.29$$

$$r \text{ promedio} = \frac{0.32 + 0.29}{2} = 0.305$$

Tendremos:

$$P \ 1980 = 3,048 (1 + 0.305)^1 = 3,940 \text{ hab.}$$

$$P \ 1990 = 3,048 (1 + 0.305)^2 = 5,180 \text{ hab.}$$

$$P \ 2000 = 3,048 (1 + 0.305)^3 = 6,710 \text{ hab.}$$

c) METODO DEL INCREMENTO VARIABLE:

Este método nos da valores intermedios entre -- los cálculos del incremento aritmético y del interés compuesto. Consiste en considerar que la población aumenta en forma variable, y que esta variación es constante.

Nuestra fórmula será:

$$P1 = P0 + nI + mV$$

$$P2 = P1 + nI + mV$$

En donde:

Po = Población Actual

P1 = Población que habrá al cabo de un tiempo

P2 = Población después de transcurrido un tiempo  
más

n = Tiempo en décadas

I = Incremento promedio

m = Tiempo en décadas transcurrido desde Po

V = Variación promedio del incremento

<u>AÑO</u>	<u>POBLACION</u>	<u>DIFERENCIAS</u>	<u>VARIACION DE LA DIFE</u> <u>RENCIAS POR DECADAS</u>
1940	1,341		

1950	1,703	362	280
1960	2,345	642	61
1970	3,048	703	

Observación:

Se ha hecho uso del índice de crecimiento del país.

Valores de I y V :

$$I = \frac{362 + 642 + 703}{3} = 569$$

$$V = \frac{280 + 61}{2} = 171$$

$$P_{1980} = 3,048 + (1 \times 569) + (1 \times 171) = 3,788 \text{ hab}$$

$$P_{1990} = 3,788 + (1 \times 569) + (2 \times 171) = 4,699 \text{ hab}$$

$$P_{2000} = 4,699 + (1 \times 569) + (3 \times 171) = 5,781 \text{ hab}$$

d) METODO DE LA PARABOLA DE 2º GRADO:

Este método da valores muy semejantes a los del método del interés compuesto, y considera que la población se incrementa siguiendo la forma de una parábola de 2º grado cuya ecuación es:

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

En donde:

y = Población Futura

x = Intervalos en años

A = Valor de la población en el dato más antiguo  
utilizado

B y C = Constantes a calcularse

<u>AÑO</u>	<u>POBLACION</u>	<u>INTERVALO</u> <u>EN AÑOS</u>	<u>Y</u>	<u>A</u>	<u>X</u>	<u>X<sup>2</sup></u>
1940	1,341	21	2415	1341	21	441
1961	2,415	9	3048	1341	30	900
1970	3,048					

Reemplazando en (I) obtendremos B y C de las ecuaciones

$$2,415 = 1,341 + 21B + 441C$$

$$3,048 = 1,341 + 30B + 900C$$

Despejando:

$$21B + 441C = 1,074 \dots (II)$$

$$30B + 900C = 1,707 \dots (III)$$

$$\text{de (II) : } B = \frac{1,074 - 441C}{21}$$

$$\text{en (III) : } 30 \frac{(1,074 - 441C)}{21} + 900C = 1,707$$

$$32,330 + 13,230 + 18,900C = 35,847$$

$$5670C = 3,627$$

$$C = \frac{3,627}{5,670} = 0.64$$

$$\text{en (II) : } B = \frac{1,074 - 441 \times 0.64}{21} = \frac{791}{21} = 37.6$$

Ecuación de la parábola:

$$y = 1,341 + 37.6x + 0.64x^2 \quad (II)$$

$$P_{1980} = 1,341 + (37.6 \times 40) + (0.64 \times 40^2) = 3,875$$

$$P_{1990} = 1,341 + (37.6 \times 50) + (0.64 \times 50^2) = 4,821$$

$$P_{2000} = 1,341 + (37.6 \times 60) + (0.64 \times 60^2) = 5,897$$

e) METODO DE LA CURVA LOGISTICA.-

Este método nos dá valores parecidos a los anteriores y nos permite determinar además, la población de saturación. En este método que considera que la población aumenta como una colonia de bacterias en una incubadora, y que este aumento está limitado por el área.

Fórmulas a emplearse:

$$m = \frac{P_1 - P_3}{P_2}$$

$$P_s = \frac{P_1 + P_3 - 2m}{1 - \frac{m}{P_2}}$$

$$N_x = \frac{P_x}{P_s} \quad \text{con } N_x \text{ hallamos } O_x \text{ en la tabla}$$

$$a = -20_1$$

$$b = \frac{a + 20_2}{t}$$

$$O_n = \frac{bt}{2} + O_{n-1} \quad \text{con } O_n \text{ hallamos } N_n \text{ en la tabla}$$

finalmente:

$$P = N_n P_s$$

En Donde:

P1, P2..... Px = datos de población

m = valor útil en cálculo

Ps = Población de saturación

t = Tiempo en décadas

a, b, Nx, Ox, etc = Valores útiles en el cálculo<sup>a</sup>

<u>AÑO</u>	<u>POBLACION</u>
P1 = 1950	1,703
P2 = 1960	2,345
P3 = 1970	3,048
m = $\frac{1,703 \times 3,048}{2,345}$	= 2,217

Población de saturación:

$$Ps = \frac{1,703 + 3,048 - (2 \times 2,217)}{1 - \frac{2,217}{2,345}}$$

$$Ps = \frac{317}{0.055} = 5,763$$

Observaciones:

No podemos seguir aplicando este método por darnos una población de saturación demasiado baja que nos impediría darles aceptabilidad a las proyecciones de población a lograrse. Consideramos que el error es producido por la interferencia del proceso migratorio que distorciona los parámetros considerados para el cálculo.

f) INDECE DE CRECIMIENTO DEL PAIS.-

Es el método de cálculo en el cual se emplea el crecimiento estimado de todo el país y que -



actualmente se considera en 2.7 % anual.

$$p = P_o (1 + r)^t$$

p = Población futura

P<sub>o</sub> = Población actual

t = Tiempo en años

r = Índice de crecimiento = 0.027

$$1980 = 3,048 (1 + 0.027)^{10} = 3,970$$

$$1990 = 3,048 (1 + 0.027)^{20} = 5,190$$

$$2000 = 3,048 (1 + 0.027)^{30} = 6,780$$

g) RESUMEN.-

Datos para los gráficos de curva de población:

- Método de crecimiento aritmético.-

<u>Año</u>	<u>Población</u>
1980	3,658 hab.
1990	4,268 hab.
2000	4,878 hab.

- Método de crecimiento de interés compuesto.-

<u>Año</u>	<u>Población</u>
1980	3,940 hab.
1990	5,180 hab.
2000	6,710 hab.

- Método de incremento variable.-

<u>Año</u>	<u>Población</u>
1980	3,788 hab.
1990	4,699 hab.

<u>Año</u>	<u>Población</u>
2000	5,781 hab.

- Método de la parábola de 2º grado:

<u>Año</u>	<u>Población</u>
1980	3,875 hab.
1990	4,821 hab.
2000	5,897 hab.

- Índice de crecimiento del País:

<u>Año</u>	<u>Población</u>
1980	3,970 hab.
1990	5,190 hab.
2000	6,780 hab.

Curva a emplearse:

Estudiando los gráficos de proyección de la población según los diversos métodos, (ver figura N° 1) y teniendo presente la realidad existente y la tendencia a un progreso mayor en el pueblo, consideramos la tendencia de una curva representativa que se aproxima a la curva de interés compuesto, la que es generalmente el límite superior de la tendencia de crecimiento. Además esta gráfica casi coincide con la gráfica obtenida de la aplicación del índice de crecimiento del país (2.7 %) y como Chilca es un pueblo que comienza a romper su estancamiento, su tendencia de crecimiento y desarrollo debe irse nivelando con el resto del país. A esto influye la creación de las nuevas urba

nizaciones y el deseo de los Chilqueños de empezar a reinvertir sus ganancias en el pueblo.

Se puede observar también que el método aritmético nos da el límite inferior de crecimiento, el método gráfico nos da una tendencia trazada a mano alzada y sin considerar evolución sobre el estado actual de desarrollo. De las curvas de la parábola de 2º grado y el incremento variable sacamos el parámetro inferior de comparación para nuestra curva real, por ser estos métodos de tendencia promedio y estar el pueblo en una actividad de desarrollo superior al mismo.

Finalmente, tenderemos nuestra curva real ubicada entre las curvas casi coincidentes de índice de crecimiento del país e interés compuesto y las dos curvas casi coincidentes de la parábola de 2º grado e incremento variable.

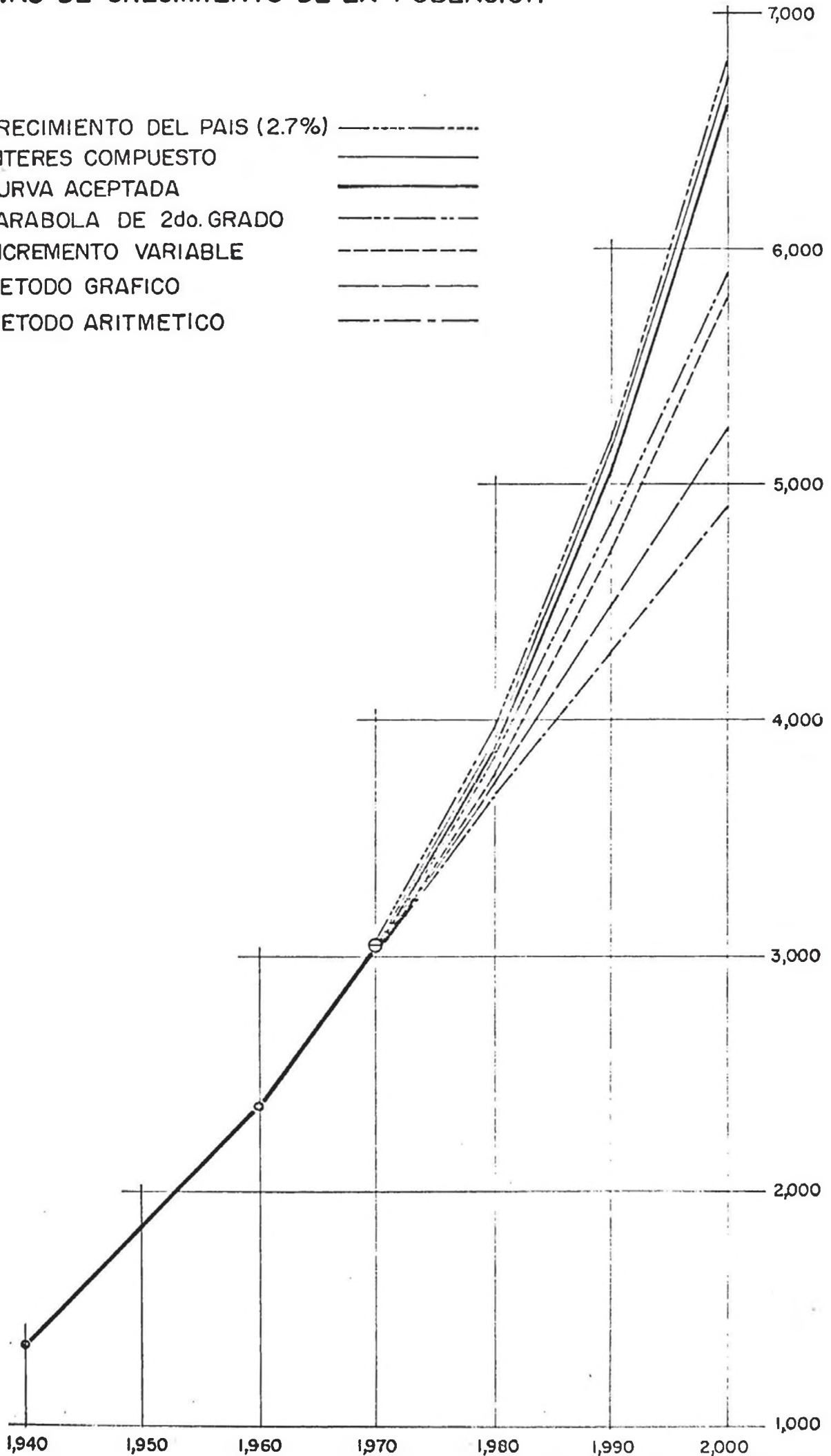
De estos límites, creemos que la curva real de crecimiento de población tenderá al límite superior por las razones ya anteriormente expuestas.

De la gráfica aceptada como más representativa, se obtiene los siguientes datos para las siguientes tres décadas:

<u>Año</u>	<u>Población</u>
1980	3,910 hab.
1990	5,050 hab.
2000	6,600 hab.

# CURVAS DE CRECIMIENTO DE LA POBLACION

- CRECIMIENTO DEL PAIS (2.7%)
- INTERES COMPUESTO
- CURVA ACEPTADA
- PARABOLA DE 2do. GRADO
- INCREMENTO VARIABLE
- METODO GRAFICO
- METODO ARITMETICO



## II.- C.- DOTACION.-

### 1.-Consideraciones previas al cálculo de dotación.-

#### Curva de usuarios:

De las investigaciones del abastecimiento de agua para las ciudades, se obtiene el criterio de la curva de población servida. Esta curva es la representativa del número de usuarios que se van conectando a la red a través de los años. Es un análisis de suma importancia para lograr un proyecto económico, pues el incremento de usuarios es siempre inferior al crecimiento de la población, dependiendo de la capacidad económica de los habitantes y del programa de conexiones que se ponga en marcha al proveer de agua a una ciudad.

Se sabe que al final del período de diseño (deducido del gráfico - ver figura N° 2 -), solamente un porcentaje determinado de la población abastecida por el sistema estará conectada al mismo. Es por esto la conveniencia de basar nuestro proyecto a la curva de usuarios y no a la población misma, para evitar el desperdicio de capital que de otro modo permecería "enterrado". Con este criterio se le da al estado mayor eficiencia en su inversión de capital como aporte social, pues no consideramos a la mayoría de nuestras ciudades con la capacidad de autofinanciación del gasto de los servicios de agua y desague.

Ante la carencia de estudios al respecto

procedimos a investigar en los archivos del Ministerio de Vivienda, en los proyectos efectuados por el antiguo Ministerio de Fomento y Obras Públicas, algunos datos de población conectada, muestreada en sus curvas por área, para ampliaciones de servicio en ciudades como Piura, Chiclayo, - Chimbote, Sullana, etc, que se efectuaron en zonas que ya tenían servicio. Estos datos sólo los consideramos por - referencia por la imprecisión que tendría para darnos cifras significativas en nuestra curva de usuarios.

Consideramos que el interés de este plan de conexiones además del ahorro de capital como anteriormente se expuso, es dar al municipio el ritmo de las conexiones que debe tener en cuenta en sus programas de edificación y - debiendo establecer cobros a plazo, prorrateando el costo de las conexiones a través de los meses según el estudio de tarifas, que se restructurará al cabo de los diez primeros años de puesto en funcionamiento el servicio.

Se considerará para los cinco primeros años, es decir hasta 1975 un 30 % de la población conectada; para el año 1980, un 45 %; para 1990 se conectará un 60 % y finalmente para el año 2000 la población conectada será del orden del 80 %.

Tal vez este valor se puede considerar un poco e levado, pero la previsión del desarrollo humano para esta época conllevaría a un mayor nivel de bienestar y nos hace

# CURVAS DE POBLACION EXISTENTE Y CONECTADA

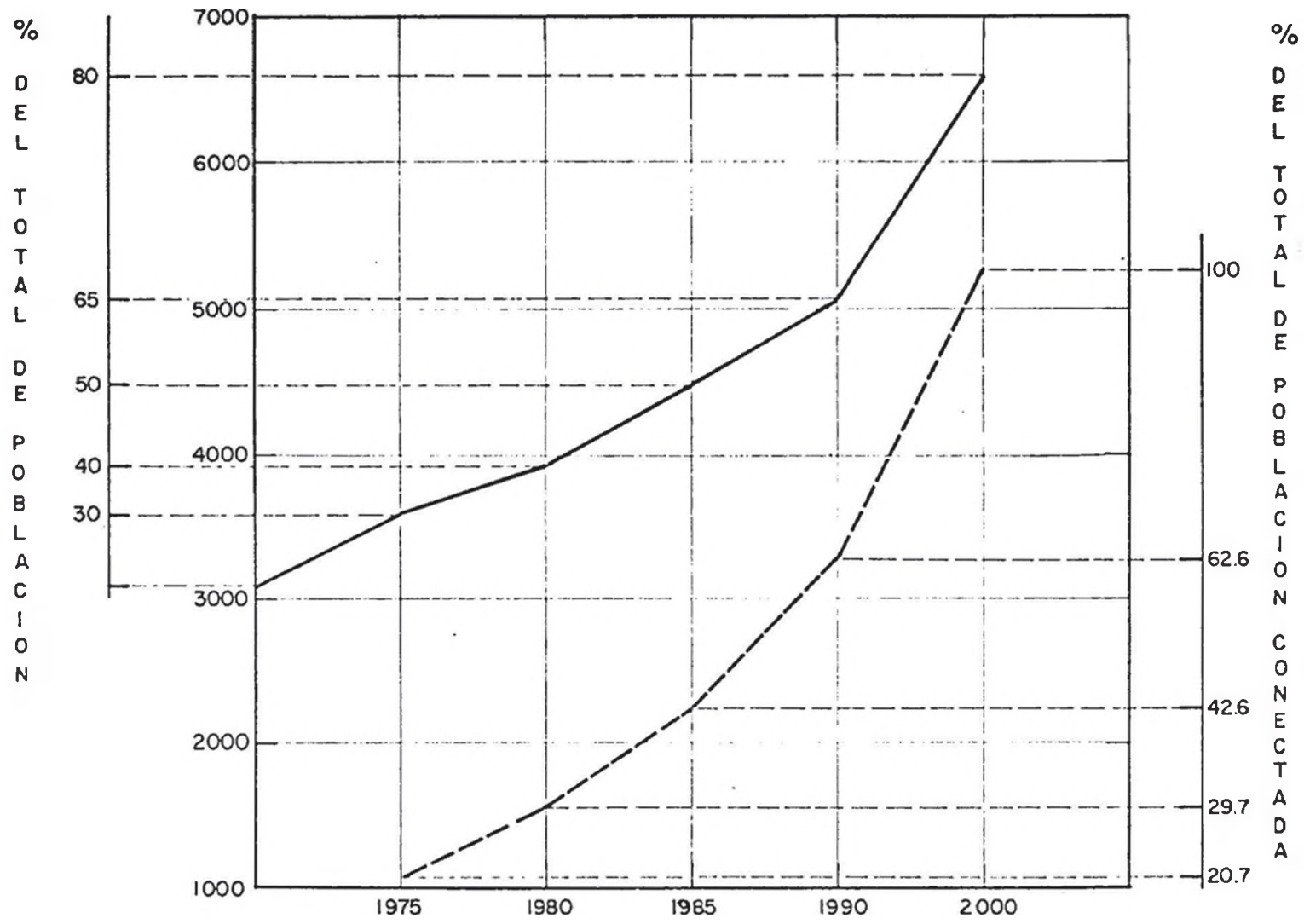


Fig.- 2

creer oportuno considerar este valor.

El tanto por ciento a conectarse en los diversos períodos servirá de pauta al Consejo Municipal para incrementar sus campañas de conecciones, y revisar o modificar las tarifas establecidas inicialmente.

Datos a graficarse:

<u>AÑO</u>	<u>POBLACION EXISTENTE</u>	<u>POBLACION CONECTADA</u>	<u>% DEL TOTAL DE POB.CONEC.</u>	<u>% TOTAL DE POB.</u>
1975	3,590	1,078	20.7	30.0
1980	3,910	1,564	29.7	40.0
1985	4,480	2,240	42.6	50.0
1990	5,050	3,370	62.2	65.0
2000	6,600	5,270	100.0	80.0

Como consecuencia de graficar estos datos se obtiene la figura N° 2 detallada en página anterior.

## 2.- Dotación:

Para el cálculo de la dotación o de la cantidad de agua atribuída por habitante por día, no tenemos datos propios, pues en la actualidad el suministro de agua para Chilca se hace por medio de camiones sisterna; por lo tanto adaptaremos la cifra de dotación basándonos en los estudios realizados al respecto por el actual Ministerio de Vivienda, en ciudades con características similares a la que es motivo del presente estudio; en el análisis rea-



lizado por el ingeniero Jorge Pflucker Holguín y en las tablas de cantidad de agua necesaria por función individual de la "Unión Alemana de Técnicas de Gas y Agua".

I.- En la revisión de los expedientes y de los trabajos impresos realizados encontramos que para ciudades de condiciones similares a las de Chilca el Ministerio de Vivienda asume una dotación promedio de 200 lts/hab./día.

- a) Es así que para Ilo provincia de Mariscal Nieto, Departamento de Moquegua, para una población de 30,000 habitantes da como dotación la cantidad mencionada.
- b) Para Moquegua, Provincia de Mariscal Nieto, Departamento de Moquegua con 16,000 habitantes, - asume la misma dotación.
- c) Y en el caso más similar, por la cercanía a la ciudad en estudio y población aproximada, el pueblo de San Andrés, en la costa del Departamento de Ica, con una población de 6,000 habitantes, considera la misma entidad, una dotación también de 200 lts/hab./día.

II.- El ingeniero Jorge Pflucker H. considera en su estudio las siguientes dotaciones:

TIPO DE DOTACION	MINIMA	MAXIMA	PROMEDIO
DOMESTICA	75	190-250	135
PUBLICA	20	55	40

Consideramos que Chilca estará con tendencia al rango máximo de dotación, por ser ciudad costera y por el grado de desarrollo que se espera.

III.- La "Unión Alemana de Técnica de Gas y Agua" considera:

Agua para bebida, limpieza, etc.:

- Por persona y por día	20 a 30 lts.
- Para lavado de ropa por habitante y por día	10 a 15 lts.
- Inodoro por habitante y por día	10 a 15 lts.
- Para ducha	<u>40 a 80 lts.</u>
- TOTAL	80 a 140 lts.

Utilizando los máximos de las cifras proporcionadas y considerando la descarga de inodoro por habitante y por día en 20 litros, por considerar la cifra estimada de 15 muy baja, tendremos que el requerimiento total de agua según esta fuente deberá ser de 145 litros/hab./día.

Esta dotación se debe elevar al considerar el gasto por riego de jardines, con lo cual se estima en 180 lts./hab./día el consumo promedio para Chilca.

#### CONCLUSION:

Del análisis efectuado y de las experiencias en el campo de la Ingeniería Sanitaria adoptamos como dotación la cifra de 180 lts/hab./día, dejando establecido que en los

primeros años la cifra efectiva será aún mayor por el bajo número de conexiones.

Para el futuro coincidimos en aceptar la misma cifra de dotación de 180lts/hab./día pues preveemos la - instalación de medidores con lo que disminuirá en forma notable el dispendio de agua por la restricción y cuidado del consumidor.

Fundamentamos nuestra ponencia basándonos en el estudio realizado por el ingeniero Mario Galindo y las pu blicaciones en el libro "Organización, Administración y O peración de Servicios de Agua Potable" editada por la Orga n ización Panamericana de la Salud.

Antes de pasar a transcribir los parámetros com- parativos recalcamos que la instalación de medidores no ha sido considerada desde el inicio del proyecto a fin de no recargar el costo de instalación de las conexiones domici- liarias de agua, y evitar un rechazo por el costo de las - mismas de parte de la población.

El ingeniero Galindo nos presenta gráficamente - un fenómeno observado en la ciudad de Bogotá entre los años 1939 y 1945 ante una campaña de instalación de medidores. A continuación presentamos un cuadro comparativo y su grafi cación en la figura N° 3 (página 34) consecuencia de las ob servaciones antes mencionadas.

EFECTO DE LOS MEDIDORES SOBRE EL CONSUMO DE AGUA

(Poblaciones pequeñas de Colombia)

POBLACION	AÑO	CON MEDIDOR	CONSUMO ANTES	LT/HAB/ DIA DESPUES	DIS MINU CION
Cosamanto	1961	0	381		70%
(Antioquia)	1964	100		114	
Marinilla	1962	0	624		82%
(Antioquia)	1964	100		108	
San Pedro	1960	0	404		71%
(Antioquia)	1962	100		116	
Valparaíso	1962	0	524		77%
(Antioquia)	1964	100		120	
Venezia	1961	0	390		63%
(Antioquia)	1963	100		142	

POBLACIONES U.S.A.

Falleteville	1910	0	380		34%
U.S.A.	1932	100		250	
Lewiston	1920	0	800		19%
U.S.A.	1932	100		650	

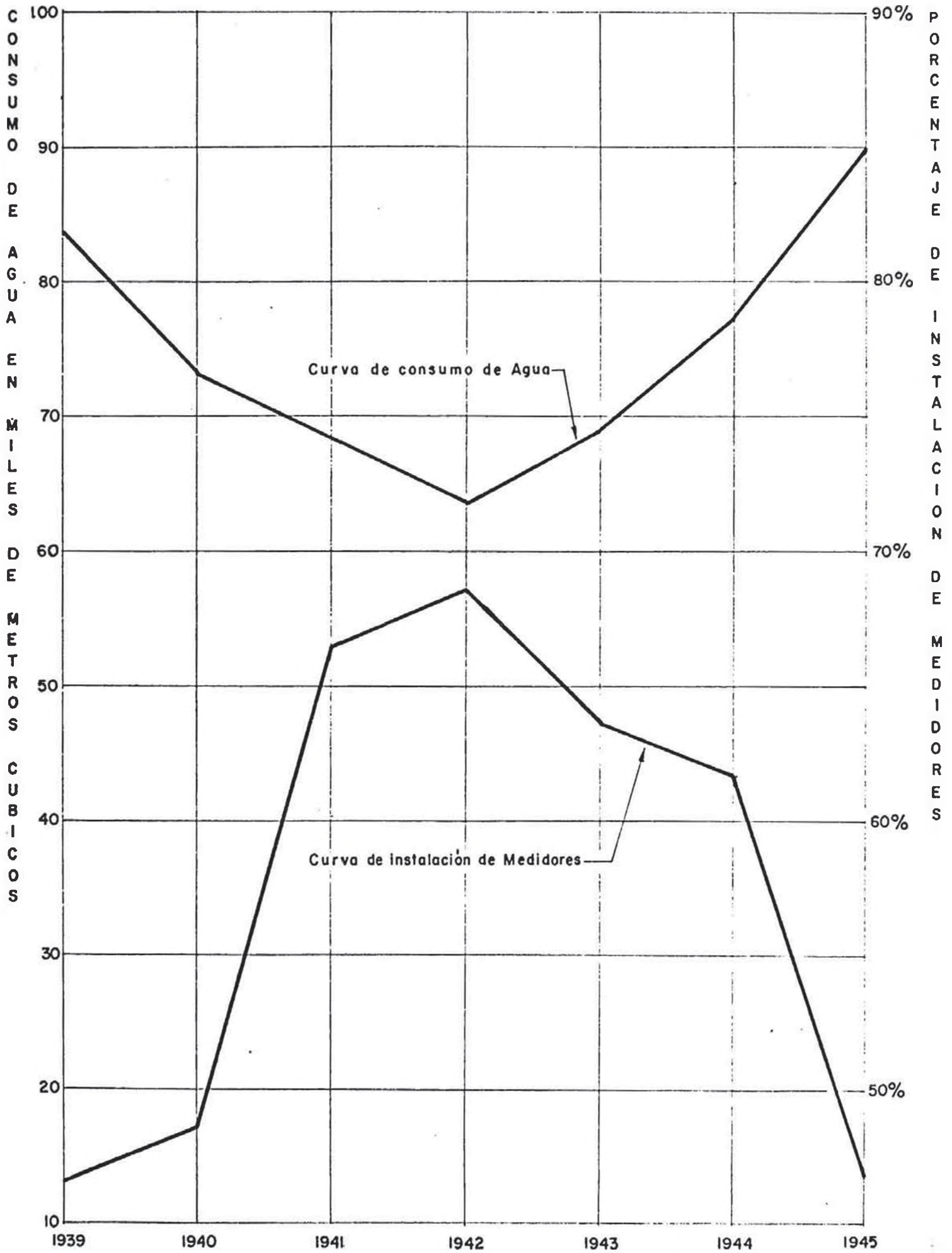


Fig. 3

### 3.- Máximo Diario y Máximo Horario.-

Basándose en estudios propios realizados y por analogía con el pueblo de San Andrés adoptamos como coeficiente de máximo diario 1.3 y de máximo horario 2.0 del máximo diario.

Estos coeficientes si bien es cierto no han sido obtenidos en el mismo lugar, es importante destacar la similitud que debe existir entre los pueblos que comparamos, siendo la población un determinante básico, pues a mayor población es menor la tendencia de los coeficientes a crecer; por la distribución uniforme del consumo durante todo el día.

$$\text{Gasto promedio} = 180 \times 5,270 = 11.00 \text{ lts/seg.}$$

$$\text{Gasto máximo diario} = 1.3 \times 11.0 = 14.3 \text{ lts/seg.}$$

$$\text{Gasto máximo horario} = 2.0 \times 14.3 = 28.6 \text{ lts/seg.}$$

Estos valores se tendrán en la etapa final del diseño.

### II.- D.- ESTUDIO DE FUENTES DE ABASTECIMIENTO.-

La carencia de agua superficial en el valle de Chilca cuyo río se presenta generalmente seco de cauce, trayendo agua solamente en los años de grandes lluvias en las serranías de la región, nos limita el estudio de las fuentes de abastecimiento, a la captación de aguas del subsuelo.

Por la quebrada del valle y a poca profundidad corre un gran río de agua subterránea que

alimenta el manto acuífero de la región.

Es a causa de la napa subterránea de agua, que ha proliferado el número de pozos perforados para uso doméstico y agrícola, cuyo bombeo indiscriminado esta deprimiendo mucho la napa.

El Ministerio de Agricultura, por intermedio de su departamento de Aguas Subterráneas, realizó un estudio de la explotación de las aguas subterráneas del valle de Chilca. El estudio en mención considera que la napa del Valle de Chilca esta sobre explotada en el sector del Valle Bajo. Esta sobre explotación - comprende una área de 50 km<sup>2</sup>, que abarca también el pueblo de Chilca y se evidencia por la depresión del nivel piezométrico, con cotas bajo el nivel del mar y salinización de las aguas subterráneas. La salinización gana progresivamente intensidad y avanza dentro del continente debido al "llamado" que se hace de las aguas de infiltración marina, al bombearse la napa existente por sobre las posibilidades de alimentación del acuífero.

Basándose en este informe, el estado por Resolución Suprema N° 003-69-Fo/AR vedó la perforación de nuevos pozos en Chilca.

Esta resolución suprema, justificada por el peligro inminente de salinización de la napa, nos delimita la posibilidad de escoger la fuente sub

terránea, pudiendo solamente tener en cuenta los pozos existentes, de los cuales sólo uno es de propiedad Municipal.

Este pozo municipal que debería alimentar las piletas de la ciudad, actualmente abastece el reservorio elevado en donde se almacena el agua para posteriormente ser vendida en camiones cisterna.

El pozo se construyó con una - profundidad de 55 mts., un nivel estático de 80 pies y un diámetro de 14".

Luego efectuado el bombeo y para una depresión de 10 pies se obtuvo un gasto de 60 lts/seg; rendimiento que hace posible pensar en el abastecimiento completo de la ciudad por medio de dicho pozo, - pues el máximo gasto requerido es 28.6 lts/seg.

Por lo expuesto, consideramos la utilización del pozo municipal para el abastecimiento de agua a la ciudad.

## II.- E.- CALIDAD DEL AGUA, ANALISIS FISICO-QUIMICO INTERPRETACION.-

Las características del manto acuífero son similares en toda la región como pudimos comprobar con los análisis físico-químico del agua muestreada en distintos pozos y que a continuación presentamos:



	CASA ROSADA (fuera del pueblo hacia Ica)	MUNICI- PALIDAD	SANTA MARIA # 7	LIMITES PERUANOS
CA <sup>++</sup> meg/lt	13.4	15.6	25.0	10.0
MG <sup>++</sup> meg/lt	4.8	17.1	15.0	12.5
NA <sup>++</sup> meg/lt	14.2	19.9	34.0	
CL <sup>-</sup> meg/lt	82.0	90.0	96.0	600
So <sub>4</sub> <sup>-</sup> meg/lt	2.0	8.4	12.6	8.4
HCo <sub>3</sub> meg/lt	1.0	1.0	0.8	
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> meg/lt	2.0	3.0	5.0	

Comparando la calidad del agua del pozo escogido con los estandares establecidos vemos - que está sobre los límites recomendados en cuanto a salinidad y dureza, pero al no haber posibilidad de otra fuente de agua se supone que la población habrá de soportar la - salobridad y dureza a los que la ciudad ya esta acostumbrada, pues consume esta agua desde tiempo atrás.

Para verificar la protección del pozo y para detectar cualquier contaminación se realizó el análisis bacteriológico en los tres pozos, más cercanos de los que se han presentado análisis físico-químicos.

Todas las muestras de agua (en total, 3 pozos) dieron ausencia de bacterias coli.

CONCLUSION:

Bacteriológicamente el agua de los pozos estudiados no presentan contaminación por bacterias coli y la calidad físico-química del agua la podemos considerar aceptable aunque sobrepasa ligeramente los límites reglamentados. Por ser estos constantes en toda la napa y al no existir la posibilidad de otra fuente de abastecimiento a escoger, se acepta la calidad de esta fuente.

II.- F.- RESERVORIO .-

Volumen de Reserva.-

El volumen de reserva se considera generalmente del 25 al 30% del gasto promedio diario en el caso de reservorios empotrados, y del 20% del gasto promedio para reservorios elevados, dado el alto costo de los mismos. En la actualidad existe en Chilca un reservorio elevado de 100 m<sup>3</sup> de capacidad de dimensiones aproximadas de 5 x 5 x 4 mts. y 18 mts del nivel del terreno, el cual es abastecido mediante bombeo desde el pozo.

La tubería de entrada es de  $\emptyset$  4". Existiendo además un puente (by-pass) para suministrar agua directamente a la población desde el pozo con salida de 4". Asimismo el tanque posee una tubería de rebose y limpieza de 6"  $\emptyset$ .

Para la demanda futura sería necesario un volumen de almacenamiento de 190 m<sup>3</sup>, lo que implicaría

caría la construcción de una torre adicional de 90 m<sup>3</sup> de capacidad. Si consideramos un costo aproximado de 4,000 soles el m<sup>3</sup> para un nuevo reservorio, el costo total de este equivaldría a 360,000 soles.

Este elevado costo y la abundancia del rendimiento esperado del pozo, nos hizo pensar en la posibilidad de usar la napa acuífera como volumen de reserva y la torre ya existente como reguladora de presión. Del estudio de dificultades económicas concluimos que la torre actual de niveladora de presión durante todo el período de diseño.

Actualmente la torre se encuentra en buen estado, haciéndose sólo necesario la eliminación de dos derivaciones en las montantes de descarga de la misma, que fueron instaladas por municipio para el abastecimiento a camiones cisterna y que quedarían obsoletas con el remplazo del actual sistema de abastecimiento de agua mediante camiones cisterna por un eficiente servicio domiciliario, quedará la nueva red a instalarse.

## II.- G.- BOMBAS E INSTALACION DE EQUIPOS.-

### 1.- Caseta de bombeo.-

La caseta de bombeo existe y tiene 41 m<sup>2</sup> de área techada, esta ubicada al pie de la torre y construida de material noble, razones que no hacen necesario la construcción de una nueva sino el uso de la existente en

el presente proyecto.

2.- Tiempo de bombeo y volumen de almacenamiento.-

Fijamos como tiempo máximo de bombeo, 14 horas ( de 6 de la mañana a 8 de la noche), por considerar que estas horas las de mayor consumo.

Con nuestro gasto promedio de 11 lts/seg, calculamos el gasto máximo diario que será de:

$$11 \text{ lts/seg} \times 1.3 = 14.3 \text{ lts/seg.}$$

Como vamos a bombear 14 horas por día la capacidad de la bomba deberá ser tal que permita un abastecimiento completo obtenido de el total de sus horas de trabajo, implicando que esta tenga una mayor capacidad que el gasto máximo diario, que deberá ser de:

$$14.3 \text{ lts/seg.} \times 24/14 = 24.51 \text{ l.p.s.,}$$

Para hallar el volumen de almacenamiento utilizamos el diagrama-masa, y que al no poder contar con datos propios asumimos el del pueblo de San Andrés y Palpa que son similares al de Chilca.

Con los datos obtenidos del consumo acumulado (según cuadro pág. siguiente), trazamos el diagrama-masa (Ver figura # 4); uniendo los puntos resultantes ten  
dremos la curva del consumo acumulado y la curva de entre  
ga de la bomba, partiendo con una línea recta de la hora 6 con gasto cero, hasta la hora 20 con el gasto total acu  
mulado o sea 169 lts.

Horas	% del promedio	Consumo c/2 hrs	Q bomba	Exeso	Defecto	Acumulado
0-2	50	7.2			7.2	7.2
2-4	41	5.7			5.7	12.9
4-6	51	7.3			7.3	20.2
6-8	126	18.0	24.5	6.5		38.2
8-10	112	16.0	24.5	8.6		54.2
10-12	160	22.7	24.5	1.8		76.9
12-14	147	21.0	24.5	3.5		97.9
14-16	137	19.3	24.5	5.2		117.2
16-18	102	14.4	24.5	10.1		131.6
18-20	116	15.6	24.5	8.9		147.2
20-22	89	12.7			12.7	159.9
22-24	70	<u>10.0</u>		<u>        </u>	<u>10.0</u>	169.9
		169.9		44.5	42.9	

El volumen de almacenamiento lo calculamos de las diferencias de los gráficos de la bomba y el consumo en los parámetros horarios 6 y 20, lo que sumado da un total de  $20.0 + 23.0 = 43.0$  lts/seg. cada 2 horas -  $43.0 \times 7200 = 310,000$  lts, o sea 310 m<sup>3</sup>.

Esto nos obligaría a la construcción de un reservorio adicional por la diferencia de:

$$310 - 100 = 210 \text{ m}^3$$

esto implicaría un costo aproximado ( a soles 4,000.00/m<sup>3</sup>):

$$210 \times 4,000.00 = 840,000.00 \text{ soles.}$$

# DIAGRAMA -M A S A

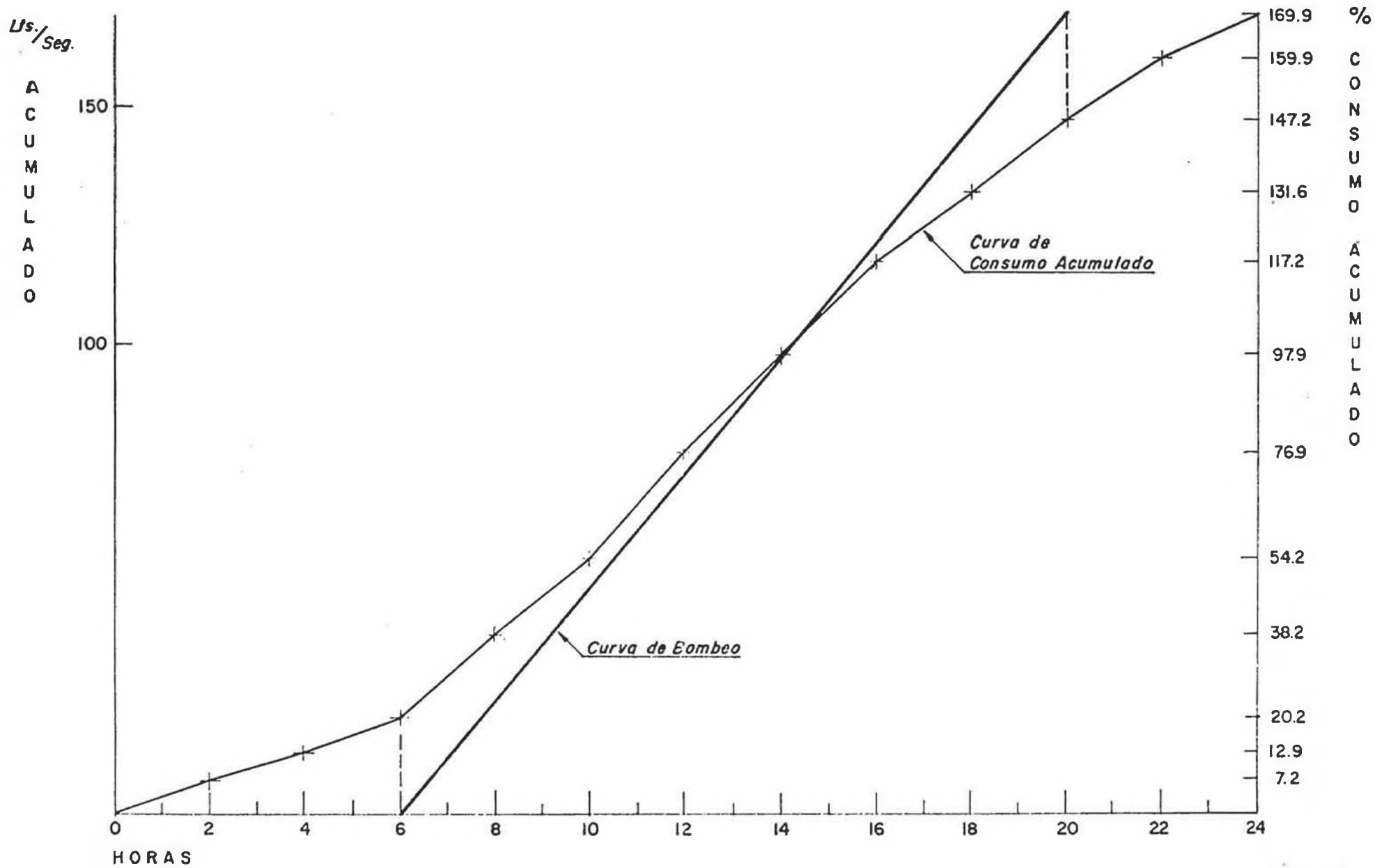


Fig. 4

Por lo expuesto preferimos *no mentar el tiempo de bombeo*, dado que el manto acuífero nos permite un mayor tiempo de bombeo, y estando el costo de las bombas - en incremento aritmético mientras que su capacidad sube en razón cuadrática.

El problema del volúmen de almacenamiento se puede solucionar también mediante la instalación de un control simultáneo de tiempo y nivel como veremos - más adelante en la parte correspondiente al cálculo del equipo de bombeo.

## II.- H.- LINEA DE CONDUCCION.-

Estando fijado el reservorio de regulación al pie del pozo la línea de conducción, de la captación a la red, será la tubería de impulsión de la bomba la que alimentará a la vez al reservorio y a la red.

La tubería de conducción del tanque elevado al inicio de la red de distribución se calculó - con los siguientes datos:

- Distancia del reservorio a la red
- Pérdida de carga por accesorios:

1 codo 45° 6"	8pies
2 codo 90° 6"	24pies
1 llave compuerta	5pies
TOTAL	<u>37pies</u> = 11 mts.

por lo tanto la longuitud total de tubería será de:

$$150 + 11 = 166 \text{ mts.}$$

En el monograma de Hazen y Williams para  $C = 140$ .

$$V = 1.6 \text{ mts/seg} \quad \text{para} \quad Q \text{ 29 l.p.s.}$$

$$S = 17 \text{ o/oo} \quad \quad \quad \phi \text{ 6"}$$

Pérdida de carga en metros  $1.7 \times 1.66 = 2.85 \text{ mts.}$

Nivel estático del agua al inicio de la red.-

Cota nivel mínimo de agua en el tanque = 18 mts.

Cota del terreno al pie del tanque = 31 mts.

Cota del terreno al inicio de la red = 30 mts.

Pérdida de carga = 2.85mts.

$$18 - (31 - 30) - 2.85$$

Nivel estático = 16.15 mts.

II.- I.- RED DE DISTRIBUCION.-

a) Consideraciones Previas.-

1.- Agua de incendio.-

El volúmen de agua necesaria para prevenir incendios representa dentro del consumo anual un tanto por ciento muy pequeño pero puede ejercer una marcada influencia en el consumo diario y más aun en el horario.

En general los factores que predominan en la determinación de la cantidad de agua necesaria, para la extensión de posibles incendios son los siguientes:



- a) Tamaño de la población
- b) Naturaleza de ella. En las ciudades industriales la demanda puede llegar a ser muy grande.
- c) Materiales de construcción:

Las poblaciones construidas con material noble no poseen un riesgo tan grande de producción y rápida propagación de un siniestro, como aquellos levantadas en su mayor parte de materiales de quincha, adobe o madera, y aun de esteras como en la costa del Perú.

d) Valor de la propiedad que por la misma razón puede ser considerada muy baja como el caso de Chilca.

En el estudio del gasto de diseño de los equipos y red de distribución, nos hallamos ante la alternativa que representa al abastecimiento de agua para combatir incendios.

En la solución de este problema tendremos en cuenta consideraciones técnicas y de factibilidad o justificación económica, que se explican a continuación:

#### I.- Consideración Técnica.

Presión.- El combate de un siniestro se realiza directamente por medio de hidrante o alimentando por medio de estos a una motobomba en el caso de tener presiones por debajo de 40 lbs/plg<sup>2</sup>.

La presión existente en Chilca es inferior a dicho límite, pues la carga estática, sin considerar pérdidas de carga, al incendio de la red es de 28 lbs/plg<sup>2</sup>, (20mtrs.) y al final de la misma de 42 lbs/plg<sup>2</sup> (30 mtrs.)

Es decir sería necesario el empleo de una motobomba que en el caso de Chilca y otros pueblos, ciudades pequeñas no existe.

Gasto.- Según normas americanas, - cuyo cálculo esta basado en una fórmula empírica de la National Boord of Fire Underwriters, el gasto Q será:

$$Q = 1020 P (1 - 0.01 P)$$

Donde:

P = es la población en miles que considera gran importancia a la dotación de incendio por el alto índice de frecuencia de los mismos en los Estados Unidos; en el Perú el índice de frecuencia es muy inferior y hasta podriamos afirmar que - la relación es de 100 a 1

## II.- Consideración Económica.-

En principio el abastecimiento de agua para ciudades pequeñas es de muy elevado costo (65 a 75% del costo total de la red), para grandes ciudades este porcentaje disminuye.

Según la fórmula de Metcolf el -  
tanto por ciento será:

$$\% = \frac{147}{X^{0.31}} - 12.1$$

Donde:

X = es la población dada en miles

Efectuando el cálculo para Chilca tendríamos una elevación del costo total de la red en:

$$\% = \frac{147}{(5.27)^{0.31}} - 12.1 = 75.9\%$$

En el caso de Chilca, el riesgo de incendio es mínimo por la carencia de centros industriales o fabriles y por ser la mayoría de las construcciones de material noble, dada la proximidad de buen número de -  
ladrilleras.

El poner grifos de agua en toda la red o en partes de ella nos obligaría aun sobredimensionamiento de la misma, o a no tener gasto ni presión de funcionamiento, caso qué haría inútil la colocación de dichos hidrantes.

En conclusión, por lo expuesto -  
anteriormente y ante el alto costo para países en desarrollo y pueblos pequeños, así como también el alto costo de oportunidad, no consideramos en el diseño de la red de agua para la localidad, materia de nuestro estudio, una -

dotación de agua de incendio.

## 2.- Presiones de diseño.-

La carga estática sobre la red en todos los casos está por debajo del límite máximo de 50 metros - de presión. El mayor valor de la carga estática en nuestra red es de 40 metros en su punto más bajo, según plano topográfico y altura de reservorio.

La presión de funcionamiento es el punto más alto de la red, descontando la pérdida de carga en la tubería será de 29 metros. Presión que será superada - en toda la ciudad ya que el tipo de construcción (no mayor de dos pisos), exige una presión en la toma de domiciliaria de 13 metros, que son el resultado de 9 metros necesarios para vencer la altura de la edificación y la presión mínima de salida en aparato; más 4 metros de pérdida de - carga adicional por medidor.

## 3.- Conexión domiciliaria.-

Las conexiones domiciliarias, aunque - no van comprendidas en los cálculos de la red, son incluídos en ella en cuanto a especificaciones de instalación.

De acuerdo a las normas vigentes dadas por el Ministerio de Fomento y Obras Públicas; se tiene - que para la derivación se emplea tubería de plomo que va desde la troncal hasta la caja de registro. Llevará un forro de tubería de concreto de 4" de diámetro; en el empal-

me de la tubería con la red de distribución se instalará una llave corporation, dejándose la caja de registro con tapa de fierro fundido para la posterior instalación del medidor, usandose un niple de fierro galvanizado que será retirado cuando se proceda a colocar el medidor respectivo.

Las derivaciones de la red para domiciliarias se harán en tuberías de 5/8" de diámetro.

b.- Diseño de la red de Agua Potable.-

El diseño de la red de Agua Potable ha sido calculado por el sistema Hardy Cross ante la necesidad de tener circuitos cerrados eliminando puntos muertos. Si se tiene en cuenta la gran cantidad de pozos existentes y el alto costo de la actual compra de agua se coincidirá en estimar que con una buena promoción municipal y un sistema de pagos a largo plazo conyugaría a un alto porcentaje de conexiones a la puesta de servicio de la red. Este criterio ya ha sido expuesto en la presente tesis al ejecutar el cálculo de dotación.

- Cálculos previos al diseño de la red.-

Densidad de habitantes por hectárea	100 hab/ha.
Gasto por habitantes	180 lts/día
Gasto promedio por hectárea 180x100	18,000 lts/día
Gasto promedio por hectárea en 1.p.s.	<u>18,000</u> lts/día =
	86,400 seg/día
0.208 lts/seg.	

Coeficiente de máximo diario = 1.3

Coeficiente de máximo horario = 2.6 (6 Qmd x 2)

Gasto máximo horario por hectárea = 0.208 x 2.6 = 0.53 lps

Número de frente por hectárea = 4 frentes

Gasto máximo horario por frente =  $\frac{0.53}{4} = 0.134$  l.p.s

de 100 mts.

- Cálculo de la red.-

Para el cálculo de la red se procedió a dividir a esta en 4 mallas, teniéndose un criterio daré el dimencionamiento de las mismas, en tener perdidas de carga significativas.

Los trabajos fueron ejecutados con el nomograma de Hozen Williams para tuberías de PVC y Eternit (C = 140) de la fórmula general  $Q = 0.0597 d^{2.63} S^{0.54}$  y

$$Q = 448 \frac{V^{4.174}}{S^{1.714}}$$

Donde:

Q = gastos en lt/seg

d = diámetro en pulgadas

S = pendiente en milésimos (o/oo)

V = velocidad en metros por segundo

- Resultados obtenidos.-

El resultado general del cálculo para entrar en la confección del metrado y presupuesto es el siguiente:

Tubería $\emptyset$ 3"	3,300 mts
Tubería $\emptyset$ 4"	2,200 mts
Tubería $\emptyset$ 6"	1,500 mts

Aunque del cálculo de la red efectuado en las siguientes páginas, se desprende la posibilidad de tender tuberías de 3"  $\emptyset$  en los anillos, consideramos el cambio a tubería de 4"  $\emptyset$  dado que este es el diámetro mínimo exigido por la Dirección de Obras Sanitarias para troncales de redes exteriores.

De donde resultaría:

Tubería  $\emptyset$  4" = 3,300 + 2,200 = 5,500 mts.

Tubería  $\emptyset$  6" = 1,500 mts.

De los chequeos del Hardy Cross, se determina que la condición de funcionamiento es optima, no siendo necesario el cálculo para el gasto mínimo, dado - que en ningun caso el nivel estático exede los 34 mts.

A continuación (pag. #53 en fig# 5) se muestra un esquema de la red, sobre el que se ha hecho el cálculo de Hardy Cross.

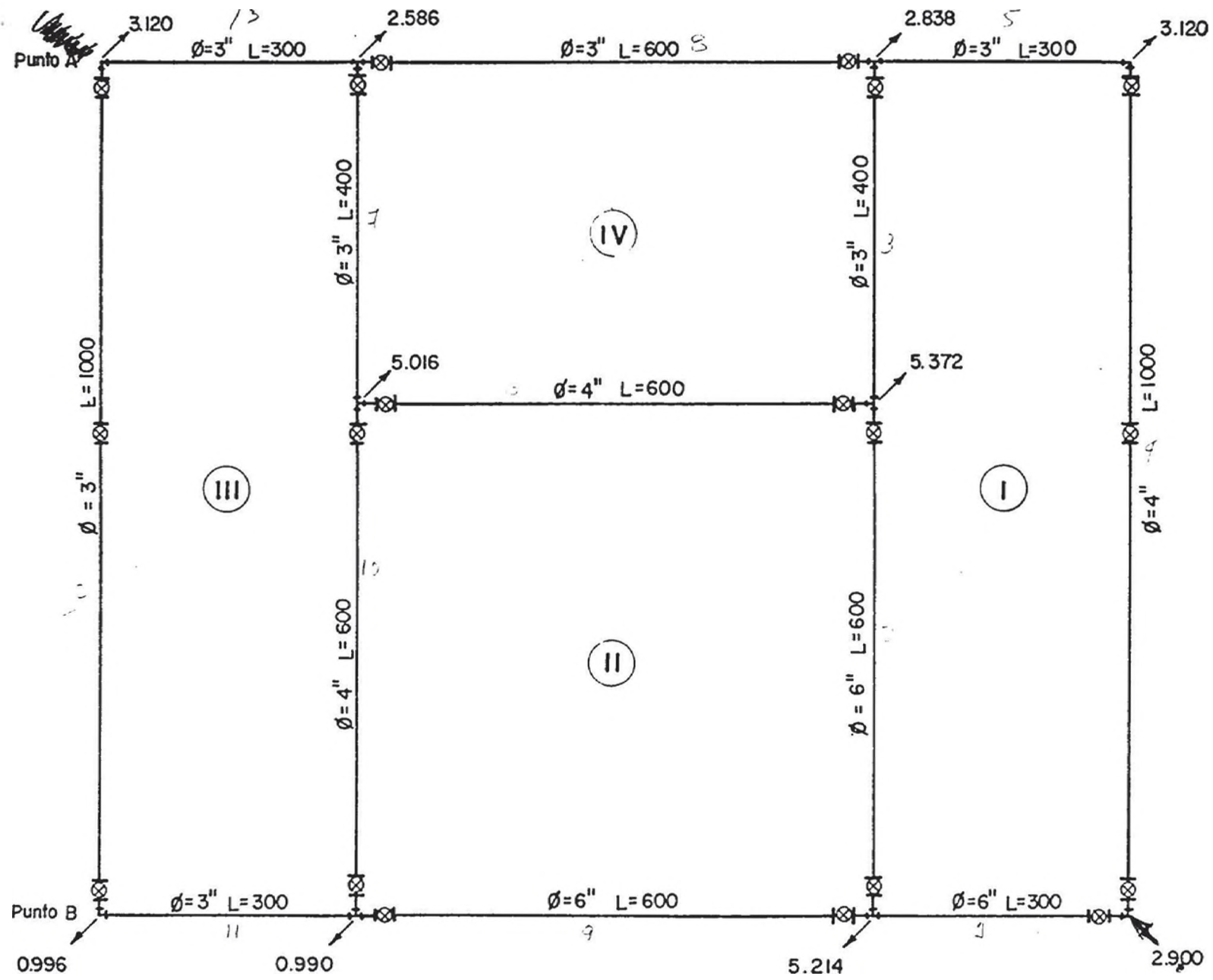


Fig.5



	TUBO N°	LONGITUD	∅	Q	So/oo	H	H/Q	$q^o = \frac{EH}{1.85 (EH/Q)}$
III	11	300	3"	+ 2.56	5.5	+1.65	0.645	+ 0.47
	123	1000	3"	+ 2.56	2.0	+2.00	1.280	+ 0.47
	10	600	4"	- 5.36	5.0	-3.00	0.560	+ 0.47 - 0.21
	7	400	3"	- 2.85	6.0	-2.40	0.842	+ 0.47 + 0.42
	13	300	3"	- 1.56	2.0	-0.60	0.385	+ 0.47
					<u>EH= - 2.35</u>	<u>E(H/Q)=2.712</u>		
IV	6	600	4"	+ 5.36	5.0	+3.00	0.560	- 0.42 - 0.21
	7	400	3"	+ 2.85	6.0	+2.40	0.842	- 0.42 - 0.47
	3	400	3"	- 2.71	5.8	-2.32	0.852	- 0.42 - 0.01
	8	600	3"	- 1.29	1.4	-0.84	0.650	- 0.42
					<u>EH= + 2.24</u>	<u>E(H/Q)=2.904</u>		
II	9	600	6"	+ 8.9	1.70	+1.02	0.116	+ 0.21
	10	600	4"	+ 5.36	5.00	+3.00	0.560	+ 0.21 - 0.47
	2	600	6"	-10.76	2.60	-1.56	0.146	+ 0.21 - 0.01
	6	600	4"	- 5.36	5.00	-3.00	0.560	+ 0.21 + 0.42
					<u>EH= - 0.54</u>	<u>E(H/Q)=1.382</u>		
I	1	300	6"	+24.87	12.00	+3.60	0.150	+ 0.01
	2	600	6"	+10.76	2.60	+1.56	0.146	+ 0.01 - 0.21
	3	400	3"	+ 2.71	5.8	+2.32	0.852	+ 0.01 + 0.42
	4	1000	4"	- 5.88	5.8	-5.80	0.980	+ 0.01
	5	300	3"	- 2.76	5.9	-1.77	0.620	+ 0.01
					<u>EH= -0.09</u>	<u>E(H/Q)=2.748</u>		

Perdidas de carga del inicio de la red  
al punto más alejado por diversas rutas. Puntos (A)

Ruta (a) tubos: 1,9,11,12 = 12.12 mts

Ruta (b) tubos: 1,9,10,7,13 = 10.62 mts

Ruta (c) tubos: 1,2,6,7,13 = 11.16 mts

Ruta (d) tubos: 1,2,3,8,13 = 8.92 mts

Ruta (e) tubos: 4,5,8,13 = 9.01 mts

Promedio  $51.93 : 5 = 10.38$

Máximas variaciones:

1.46 mts. mínimo

1.74 mts. máximo

Mínima presión al final de la red:

$$16.15 + (30-15) - 12.12 = 31.15 - 12.12 = 19 \text{ mts}$$

Presión en punto B:

ruta (a) tubos: 1,9,11 = 6.27

ruta (b) tubos: 4,5,8,13,12 = 11.01

Mínima presión en el punto B:

$$16.15 + (30-24) - 11 = 22.15 - 11 = 11.15 \text{ mts.}$$

P R I M E R - R E A J U S T E

	TUBO N°	LONGITUD	∅	Q	So/∞	H	H/Q	$q_0 = \frac{EH}{1.85 (EH/Q)}$
III	11	300	3"	3.03	6.0	+ 1.80	0.595	- 0.15
	12	1000	3"	2.03	3.2	+ 3.20	1.560	- 0.15
	10	600	4"	- 5.16	4.5	- 2.70	0.524	- 0.15 + 0.12
	7	400	3"	- 1.96	3.2	- 1.28	0.656	- 0.15 - 0.154
	13	300	3"	- 1.09	1.0	- 0.30	0.275	- 0.15
						EH +0.72	E(H/Q)=2.610	
IV	6	600	4"	+ 4.73	4.0	+ 2.40	0.510	+ 0.154 + 0.12
	7	400	3"	+ 1.96	3.2	+ 1.28	0.656	+ 0.154 + 0.15
	3	400	3"	- 3.14	8.0	- 3.20	1.020	+ 0.154 + 0.215
	8	600	3"	- 1.71	2.2	- 1.32	0.770	+ 0.154
						EH - 0.84	E(H/Q)=2.950	
II	9	600	6"	+ 9.11	2.0	+ 1.20	0.131	- 0.12
	10	600	4"	+ 5.10	4.5	+ 2.70	0.530	- 0.12
	2	600	6"	-10.56	2.4	- 1.44	0.136	- 0.12 + 0.215
	6	600	4"	- 4.73	3.8	- 2.18	0.465	- 0.12 - 0.154
						EH + 0.28	E(H/Q)=1.262	
I	1	300	6"	+24.88	12.0	+ 3.60	0.145	- 0.215
	2	600	6"	+10.56	2.4	+ 1.44	0.136	- 0.215 + 0.12
	3	400	3"	+ 3.14	8.0	+ 3.20	1.020	- 0.215 - 0.215
	4	1000	4"	- 5.87	5.6	- 5.60	0.965	- 0.215
	5	300	3"	- 2.75	5.7	- 1.71	0.620	- 0.215

Perdida de carga del inicio de la red

al punto más alejado por las diversas rutas. Punto (A).

Ruta (a) tubos: 1,9,11,12	: 3.60+1.80+3.20	= 9.80
Ruta (b) tubos: 1,9,10,7,13	: 3.60+1.28+1.20+2.70+0.30	= 9.08
Ruta (c) tubos: 1,2,6,7,13	: 3.60+1.33+2.18+1.28+0.30	= 8.90
Ruta (d) tubos: 1,2,3,8,13	: 3.60+1.44+3.20+1.32+0.30	= 9.86
Ruta (e) tubos: 4,5,8,13	: 5.60+1.71+1.32+0.30	= 8.93
		<u>46.57</u>

Promedio :  $46.57 : 5 = 9.31$  mts.

Mínima presión al final de la red:

$$16.15 + (30-15) - 9.31 = 31.15 - 9.31 = 21.74 \text{ mts}$$

Al punto B :  $16.15 + (30-24) - 9.31 = 22.15 - 9.31 = 12.72$

Dado que las condiciones de presión -  
tienden a mejorar y que el primer reajuste ya da errores  
insignificantes se concluye el cálculo de la red, con los  
valores y diámetros dados en este reajuste.

Como consecuencia de estos cálculos se  
procedió a dibujar el plomo que indica el recorrido y diá-  
metros de la red en mención y que figura en anexo al presente  
trabajo como plomo de "Red de Distribución".

II.- J.- ESPECIFICACIONES TECNICAS.-

1.- Desinfección.-

a) Desinfección del pozo.-

Tendida la red y antes de iniciar el servicio se procederá a desinfectar el pozo con HTH de - 70% de cloro útil. Para tal efecto se desmontará la transmisión de la bomba y se evitará una solución que nos deje 50 ppm. de cloro, luego se deja reposar de 12 a 24 - horas y una vez reinstalada la bomba, se bombea hasta que desaparezca el olor a cloro.

Cálculo de la cantidad HTH requerido.-

$$\text{volumen de agua} = R^2 h$$

$$h = 31.10 \text{ mts}$$

$$R = 7 \times 2.5 = 17.5 = 0.175 \text{ mts.}$$

$$x (0.175)^2 \times 31.10 = 2.95 \text{ m}^3$$

$$3 \times 50 = 150 \text{ gramos de cloro } 100\%$$

$$100 \text{ gramos HTH} \quad 70 \text{ gramos de cloro útil}$$

$$x \quad " \quad 150 \quad " \quad " \quad " \quad " \quad "$$

$$x = \frac{150 \times 100}{70} = 210.5 \text{ gramos de HTH}$$

Preparación de la solución madre: (5%)

$$1000 \text{ lts} - - - - 5 \text{ Kgs}$$

$$X \quad - - - - 0.2105 \text{ Kgs}$$

$$X = \frac{210.5}{5} = 42 \text{ lts.}$$

b) Desinfección del reservorio.-

Se hará mediante la acumulación del agua bombeada luego del período de reposo que se tuvo para desinfectar el pozo, agregandose el HTH necesario para tener en todo el volumen una concentración de 5 ppm.

$$100 \text{ m}^3 \times 5 = 500 \text{ gr. de cloro } 100\%$$

$$1 \text{ Kgr.HTH} - - - 700 \text{ gr. de cloro}$$

$$X - - - 500 \text{ gr. de cloro}$$

$$X = \frac{500}{700} = 0.72 \text{ Kgr. de HTH}$$

Solución madre:

Por las dificultades de acarreo de agua a la torre, se tendrá una solución lo más concentrada posible, considerándose en 10 ó 20 litros de agua como volumen para mezclar la cantidad de HTH requerido.

c) Desinfección de la red.-

Se hará en forma similar del reservorio elevado, dejándose correr el agua acumulada en el mismo hasta que aparezca olor a cloro en las griferías y cerrando luego estos por un período de 12 horas.

Finalmente, se deja correr el agua hasta que desaparezca el olor a cloro.

2.- Válvulas.-

a) Criterio de ubicación.-

Siendo el objeto de las válvulas el

interrumpir el flujo del agua en cualquier tramo de la red éstas deberían ir ubicadas en los cruces de cada dos calles. Dado su alto costo se les colocará a distancias de 200 a 300 metros, dependiendo de la longitud de las calles y por la poca densidad de población existente en Chilca; tratándose también de escoger para su instalación los diámetros más pequeños de la red.

Las tuberías principales podrán llevar válvulas cada 500 metros, pues en caso de rotura o reparación de todos modos habra que restringir el suministro de agua en grandes áreas. Su ubicación exacta se detalla en el plano de "Red de Distribución" en el anexo.

b) Material e Instalación.-

Las válvulas serán de compuerta, hechas en fierro fundido, montadas en bronce y con guarniciones de este mismo metal, con dado cambiabile y tornillo interior para una presión de trabajo de 150 lts/plg<sup>2</sup>.

Estarán protegidas mediante cajas especiales de fierro fundido, que permitan el acceso a la válvula desde la parte superior del terreno maniobrando las mismas en forma facil atravez de un vástago.

c) Regulación.-

La regulación de las válvulas permite el control de la presión y del gasto para determinadas zonas de la red. Debe tenerse en cuenta el número de vuel

tas totales de la válvula, el número de vueltas locas, el número de vueltas de servicio y el sentido de las mismas.

d) Control.-

Para el eficiente funcionamiento del sistema es imprescindible conocer el lugar exacto y las características de funcionamiento en que están las válvulas dentro de la red, para lo cual es indispensable llevar un registro de las mismas por zonas o sectores y de este modo conocer los tramos interrumpidos al accionar determinadas válvulas.

II.- K.- PRESUPUESTO DE LA RED DE AGUA.-

Para el cálculo del presupuesto de la red seguiremos el sistema del análisis unitario. Es decir analizar cada partida según todas las actividades de mano de obra realizadas y materiales requeridos.

Valorizaremos así cada una de ellas según el personal y tiempo requerido en realizarse, o costo de material empleado.

De esta forma se analizaron los costos de las siguientes partidas:

- a) Tubería de Eternit Mazza clase 150 por diámetro y metro lineal colocado en la red.
- b) Conexión domiciliaria de agua
- c) Válvulas y accesorios



1.- Consideraciones Previas.-

a) El exceso de tubería requerida por rotura y desperdicio considerada por experiencia del orden del 5%, se tomará como un punto más en el presupuesto.

b) Cuando la actividad ya sea de hombre o máquina no tomé todo el día para la unidad de trabajo, se tomará como fracción de hombre o fracción de máquina. El denominador de la fracción indicará el número de estas unidades que se realizan al día y el numerador de la misma indicará el número de hombres que la realizan.

c) Las fracciones de horas/hombre u horas máquina considerados en la partida de mano de obra del análisis de los costos unitarios ha sido obtenido de las "Jornadas minimas de Trabajo", de la Cámara Peruana de la Construcción, y de la experiencia obtenida en este campo.

d) Para el cálculo de los jornales se ha tomado los datos de la "Dirección General de Trabajo", División de Construcción Civil; los que a la letra dicen: "Salarios y otros beneficios del trabajador de Construcción Civil de la Provincia de Lima R.S.D. 025 del 12-3-71 confirmada por RDM N° 46-71 DRTL del 13-4-71.

Esta considerada la semana completa de trabajo incluido el Dominical y las Bonificaciones por

Desgaste de Herramientas (R.M. 918 del 6-8-65) y Bonificaciones por movilidad (DS. 25-7-59).

e) Para el cálculo del tanto por ciento de Leyes Sociales se han considerado todos los pagos y obligaciones del patrono.

2.- Análisis Unitarios de las Partidas.-

(Ver cuadros en las páginas siguientes)

referencia: Tubería Eternit Mazza C 150 x 4 mts <sup>4"</sup> .....partida.....

materiales	Tubos 1/4		a \$/ 465.50	116.37	
	Unión 1/4		a \$/ 32.00	8.00	
	Anillos 2/4		a \$/ 26.00	13.00	
	Cemento	0.08 bls	a \$/ 50.00	4.00	
	Arena	0.01 m3	a \$/ 52.00	0.52	
	Retroexcavadora	1.00 ml	a \$/ 25.00	25.00	
	Bulldozer (relleno super)	0.005 hora	a \$/ 300.00	1.50	
	Compactadora (pato)	0.004 hora	a \$/ 40.00	1.60	
	Rodillo	0.01 hora	a \$/ 210.00	2.10	
	Agua (pruebas y relleno)	0.01 camión cisterna	a \$/ 200.00	2.00	
				174.09	
mano de obra	Trazo	1/200 peón	a \$/ 154.00	0.77	
	Refine costado y fondo	1/50 peón	a \$/ 154.00	3.08	
	Tendido y colocación	1/120 alba. \$/ 202.22 + 1/120 ofic. a \$/ 169.11		3.10	
	Relleno y compactación inferior	1/25 peón	a \$/ 154.00	6.10	
	Pruebas y arreglos	1/240 alb. a \$/202.22 + 1/240 ofc. a \$/ 169.11		1.55	
	Transporte tubos de almacen a pie de zanja	1/60 peón	a \$/ 154.00	2.57	
			17.17		
L.S.	73 %		12.53	203.89	

observaciones:

Excavación de zanjas a 1.00 mt. de profundidad

El 5% de tubería se debe considerar en el metrado de desperdicios

referencia: Tubería Eternit Mazza C 150 de 6" x 4 mt ..... partida.....

materiales	Tubo 1/4		a \$/ 882.00	220.50	
	Unión 1/4		a \$/ 56.00	14.00	
	Anillo 2/4		a \$/ 41.50	20.75	
	Cemento	0.08 bls	a \$/ 50.00	4.00 <sup>a</sup>	
	Arena	0.01 m3	a \$/ 52.00	0.52	
	Retroexcavadora	1.00 ml	a \$/ 25.00	25.00	
	Bulldozer (relleno superior)	0.005 horas	a \$/ 300.00	1.50	
	Compactadora (pato)	0.04 horas	a \$/ 40.00	1.60	
	Rodillo	0.01 horas	a \$/ 210.00	2.10	
	Agua (Prueba y resane)	0.01	a \$/ 200.00	2.00	
				291.97	
mano de obra	Trazo	1/200 peón	a \$/ 154.00	0.77	
	Refine, costados	1/50 peón		3.08	
	Tendido y colocación	1/120 alb. a \$/202.22 +, 1/120 ofc. a \$/ 169.11		3.10	
	Relleno y compactación inferior	1/25 peón	a \$/ 154.00	6.16	
	Pruebas y arreglos	1/240 alb. a \$/202.22 + 1/240 ofc. a \$/ 169.11		1.55	
	Transporte tubos almacen pie de zanja	1/60 peón	a \$/ 154.00	2.57	
				17.17	
L.S.	73%			12.53	321.67

**observaciones:**

Excavación de zanja a 1.00 mt de profundidad

El 5% de desperdicio de tubería debe ser considerada en el metrado

referencia: Conexión Domiciliaria de Agua ..... partida.....

materiales	Abrazadera de 4", 6"			90.00	
	Corporation de 5/8"			112.50	
	Base corporation y ajuste tapa			12.50	
	Caja de señal \$/70.00 + marco y tapa Fo.Fo. \$/71.50			149.50	
	2 llaves medidor \$/95.00 c/u = 190			190.00	
	Niples galvanizados 3 a \$/ 7.00 c/u			21.00	
	Niples bronce 2 a \$/ 12.00 c/u			24.00	
				599.50	
mano de obra	Excavación	1/2 peón	a \$/ 154.00	77.00	
	Relleno	1/10 peón	a \$/ 154.00	15.40	
	Instalación 1/6 op. a \$/202.22 +	1/12 peón	a \$/ 154.00	46.53	
	Colocación tapa 1/6 alb. a \$/202.22 +	1/24 peón	a \$/ 154.00	40.12	
				179.05	
L.S.	73%			93.60	872.21
observaciones:					

N°	ITEM	unid.	cantidad	precio unitario	sub-total	TOTAL
A.-	OBRAS PRELIMINARES					
I	Instalaciones provisionales					
o1	Caseta de guardián, almacén y oficinas	Global			8,000.00	
o2	Guardiana durante la obra	Global			10,000.00	
o3	Limpieza general	Global			7,000.00	25,000.00
B.-	OBRAS SANITARIAS					
I	Red de agua comprendiendo provisión tendido y colocación de tubería de Eternit, tipo mazza clase 150, incluyendo excavación relleno y compactación de zanjas así como pruebas:					
	a) tubo 4"	m1	20,400.00	203.79	4,157,316.00	
	b) tubo 6"	m1	1,470.00	321.67	459,624.90	
II	Provisión y colocación de accesorios y válvulas:					
	a) Válvulas 4" Mazza 150	U	14.00	1,600.00	22,400.00	
	b) Válvulas 6" Mazza 150	U	5.00	2,400.00	12,000.00	
	c) Accesorios:					
	1.- Codo 4" x 90°	U	4.00	189.00	756.00	
	2.- Codo 4" x 45°	U	2.00	189.00	378.00	



II.- L.- TARIFAS.-

Para el cálculo de las tarifas se hará un recuento de los gastos por hacer para el buen funcionamiento del sistema y luego dividido entre el número de predios beneficiarios del mismo.

La tarifa que se ha calculado regirá hasta el año 1980 en que se estima será necesaria la compra de otro equipo de bombeo, y las exigencias de agua y número de habitantes abastecidos cambiará en forma algo considerable.

Datos Utilizados.-

Población conectada hasta 1980	1564 hab.
Total de predios (5 hab/predio)	315
Dotación	180 lts/hab/día
Costo gasolina	\$/ 9.00 galón
Costo hipoclorito	\$/ 9.50 Kgrs.
Potencia de motor	10 HP
Caudal de bombeo	6.1 lts/seg.
Costo del equipo existente	\$/ 52,000.00
Costo de la red	\$/ 4'653,209.90
Jornal del personal especializado	\$/ 300.00

Considerando 5 habitantes por predio - tendremos un volumen mensual de consumo:

$$V = 315 \text{ predios} \times \frac{5 \text{ hab}}{\text{predio}} \times \frac{180 \text{ lts}}{\text{Habxdía}} = 281,500 \text{ lts.}$$



$$V = 281,500 \text{ lts/día} = 281.5 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$V \text{ mensual} = 281.5 \times 30 = 8,445 \text{ m}^3$$

1.- Análisis de Partidas.-

a) Gastos de Administración y Operación.-

I.- Asignación al Administrador-Operador

Por no ser función a tiempo completo, se evalúa por jornales al mes, correspondiente ésta al jornal promedio que se paga en la zona. El número de jornadas depende del tipo de sistemas:

a) Gravedad sin Planta de Tratamiento

5 a 6 jornadas al mes

b) Gravedad con Planta de Tratamiento

6 a 8 jornadas al mes

c) Bombeo con Planta de Tratamiento

11 a 13 jornadas al mes

En el presente caso, consideramos 11 jornadas al mes.

$$\text{El jornal promedio} = \$/ 90.00$$

$$11 \text{ jornadas } 90 \times 11 = 990 = \$/ 1,000.=$$

II.- Productos Químicos.-

Gastos por hipoclorito de calcio necesario para la desinfección del agua

$$\text{Costo mensual} = \frac{V_m \times C}{150}$$

$V_m$  = Volúmen mensual en  $m^3$

C = Costo por Kg. de hipoclorito al 15%

*s/. 9.50/kg.*

En nuestro caso:

$$\text{Costo} = \frac{8,445 \times 9.5}{150} = 534.85 = \text{\$/} 535.00$$

### III.- Combustible y Lubricante.-

Se considera en sistema con equipo de bombeo con motor a gasolina o petróleo.

Datos a considerar:

- a) El consumo de gasolina es de 2.5 galones por H.P. de potencia en 24 horas de funcionamiento.
- b) El consumo de petróleo es de 105 galones por H.P. de potencia en 24 horas de funcionamiento.
- c) El costo de lubricante es el 25% del costo del combustible.

En nuestro caso, que se tiene equipo con motor a gasolina:

Tiempo de bombeo al día:

$$T = \frac{281,500 \text{ lts.}}{6.1 \text{ lts/seg.}} = \frac{281,500 \text{ seg.}}{6.1 \times 3600 \text{ seg/lts.}} = 12.82 \text{ hrs.}$$

Con este valor y el de la potencia, obtendremos el consumo de gasolina por día:

$$\frac{2.5 \text{ gal}}{\text{HP} \times 24\text{h}} \times 10 \text{ HP} \times 12.82 \text{ h} = 13.31 \text{ galones}$$

En un mes:

$$13.31 \times 30 = 399.3 \text{ galones.}$$

Por el costo de la gasolina, se deberá tener en cuenta que esta será del tipo extra.

Costo de la gasolina:  $399.3 \times 9 = \$/ 3,593.70$  al mes

Costo de lubricante :  $0.25 \times 3,593.70 = \$/ 898.42$  al mes

Total de esta partida:  $\$/ 4,492.12$  al mes  $\pm 4,495.00$

IV.- Consumo de energía eléctrica.-

Para sistemas con equipo de bombeo eléctrico, se debe considerar la potencia del motor y la tarifa vigente de la empresa administradora del servicio eléctrico.

El consumo de energía eléctrica en Kilo - watts es igual a:

$$Kw = HP \times 0.746$$

V.- Otros (partes, papelería, fletes).-

Para esta subpartida se deberá realizar un cálculo aproximado de las necesidades de formatos para todo el año y de acuerdo a los precios fijados por la Oficina Central, se puede obtener el costo por año y, en consecuencia el costo por mes. A este valor se le agregará el 10% por concepto de fletes, partes y otros útiles.

En nuestro caso, esta subpartida V, es de  $\$/ 70.00$

b) Mantenimiento.-

I.- Pago a personal especializado.-

Depende del tipo de sistema y para cada caso se harán las consideraciones siguientes:

Sistema por gravedad sin planta de tratamiento.-

El mantenimiento se reduce a la limpieza e inspección de válvulas. Por esta razón se considera el pago de  $\frac{1}{2}$  jornal al mes, siendo este jornal el correspondiente a un peón.

Sistemas por gravedad con planta de tratamiento.-

Considerando las labores de mantenimiento en la planta de tratamiento, además del resto del sistema, se ha asumido que el pago de 2 jornales de un peón al mes subirá los gastos por este concepto.

Sistema por bombeo sin planta de tratamiento.-

Los trabajos de mantenimiento consistirán en el cambio de bujías y platinos, el afinamiento, la inspección de válvulas, etc., para lo cual es necesaria la intervención de un obrero especializado, habiéndose estimado este gasto en un jornal al mes .

Bombeo en planta de tratamiento.-

Las labores de mantenimiento demandan un gasto de por lo menos  $1\frac{1}{4}$  de jornal al mes de un obrero especializado.

Además para todos los sistemas se deberá considerar  $\frac{1}{3}$  de jornal de un gasfitero al mes, para financiar posibles reparaciones de tubería.

En el ejemplo se tendría:

Pago a personal para el mantenimiento del equipo y el sistema:  $1 \times 300 = \$/ 300.00$

Pago a personal por reparación de redes

$$\frac{1}{3} \times 300 = \$/ 100.00$$

Costo total de esta partida = \$/ 400.00

II.- Repuestos.-

Son repuestos requeridos para el sistema en general.

Las partes del sistema más susceptibles a estos requerimientos son las redes de distribución, las líneas de conducción y los equipos de bombeo.

El monto de estos gastos se calcula como sigue:

- Para redes:

30% del costo de la tubería y accesorios instalados en la red será reparada durante el período de diseño (9 años)

En nuestro caso:

Costo de Tubería:

$$20,400 \text{ mts. } \phi 4" \times \$/ 116.37 = 2'373,948.00$$

$$1,470 \text{ mts. } \phi 6" \times \$/ 220.50 = \underline{324,135.00}$$

$$2'698,083.00$$

Costo de Accesorios:

$$\text{Costo Estimado } \$/ 36,269.00$$

$$\text{Total} \dots\dots\dots 2'734,352.00$$

$$\text{Para red} = \frac{2'734,352 \times 0.3}{12 \times 30} = 2,278.62$$

$$\text{Para equipos} = \frac{\$/ 52,000 \times 0.3}{12 \times 9} = 144.44$$

Costo total de esta subpartida = \$/ 2,423.06

III.- Depreciación.-

El monto se calcula de acuerdo a la fórmula siguiente:

$$D = \frac{\text{Costo del equipo}}{\text{Período del diseño} \times 12}$$

En nuestro caso:

$$D = \frac{52,000}{9 \times 12} = 481.48 = \text{aprox. } \$/ 485.00$$

RESUMEN DE PARTIDAS

a.- Gastos de administración y operación	\$/	
1.- Asignación al administrador-operador	\$/	1,000.00
2.- Productos Químicos	\$/	535.00
3.- Combustible y Lubricantes	\$/	4,495.00
4.- Consumo de energía eléctrica	\$/	00.00
5.- Otros (partes, papeleria, fletes)	\$/	70.00
		<hr/>
		6,100.00
b.- Mantenimiento		
1.- Pago a personal especializado	\$/	400.00
2.- Repuestos	\$/	2,423.06
3.- Depreciación	\$/	485.00
		<hr/>
		9,408.06

2.- Tarifa.-

Costo total deberá ser integralmente financiado por los usuarios.

$$\text{Tarifa} = \frac{\text{Monto total}}{\text{Nº de predios}} = \frac{9,408.06}{315} = 29.86$$

Además se debe tener en cuenta un cierto porcentaje de morosidad que no permitirá recaudar el 100 % cada mes sino un porcentaje de 80% aproximadamente.

Luego:

$$\text{Tarifa definitiva} = \$/ 29.86 \times 1.2 = \$/ 35.83$$

### 3.- Derecho a Conexión Domiciliaria.-

La tarifa calculada en el ítem anterior no incluye el costo de la conexión domiciliaria que será abonada una sola vez al solicitar el interesado su servicio de agua potable.

El costo de la misma se ha calculado en \$/ 872.21, (Ver cuadro de análisis de costos unitarios pag 66)

A este costo neto le agregamos un 10% de gastos generales, transportes de materiales e imprevistos.

Finalmente obtenemos que el derecho a conexión domiciliaria será de \$/ 872.21 x 1.10 = \$/ 959.43

Derecho a conexión domiciliaria de agua \$/ 960.00. (pago Unico).

### CAPITULO III

#### ESTUDIO Y DISEÑO DEL SERVICIO DE ALCANTARILLADO

A.Aspectos técnicos y dotación.-B.Materiales a emplearse.-  
C.Cálculo de la red de desagües, diseño.-D.Tratamiento de  
desagüe;lagunas de estabilización.-E.Presupuesto.-F.Tari-  
fas.



### III.- A.- ASPECTOS TECNICOS Y DOTACION

El alcantarillado tiene como finalidad - la eliminación de las materias residuales de muchos poblados mediante un sistema que permita el acarreo de las mismas a una zona adecuada o a su posterior tratamiento.

Como en la zona costera del Perú, en la cual esta ubicada la localidad de Chilca, no existen precipitaciones pluviales o su incidencia es mínima, la red de alcantarillado será exclusivamente de uso doméstico.

Conviene desterrar los pozos o fosos de excretas que estaban siendo empleados por los moradores, tratando que el máximo de la población se conecte a la red asumiéndose que el habitante que cuenta con servicio de agua con el tiempo será el que utilice la red de desagüe.

#### Capacidad y volúmen total.-

Hemos considerado un caudal promedio por persona equivalente al 80% de la dotación de agua, justificando esta cifra por la consideración de porcentaje que el restante está en pérdidas en el servicio de agua, en utilización del agua para limpieza de domicilio, para riego de jardines, etc.

Así tenemos que el caudal por persona es:

$$180\text{lt/hab./día} \times 0.8 = 144 \text{ lts./hab/día de promedio}$$

El caudal máximo horario:

$$144 \text{ lts/hab/día} \times 2.00 = 288 \text{ lts/hab/día}$$

En el día de máximo de consumo el aporte por habitante será:

$$144 \times 1.3 \times 2 = 374 \text{ lts/hab/día}$$

Con este valor y con densidades adoptadas se procederá al cálculo del ingreso de agua servida al colector por hectárea.

En caso de existir industrias, su caudal de desagüe se calcularía mediante el empleo de la población equivalente, es decir la relación que tiene con el desagüe doméstico. Un distinguo muy importante es el que se refiere al O.D., que mientras que en el desagüe doméstico se debe a los procesos bioquímicos (D.B.O), en la industria se debe a las reacciones químicas producidas o con posibilidad de producirse o sea D.Q.O.

Comparando el Q máximo que tendríamos al reunir la dotación de desagüe de 80% la del agua, con el Q máximo de la fórmula de Harmon para poblaciones de 1,000 a 1'000,000 de habitantes, tendremos:

$$180 \times 0.8 \times 1.3 \times 2.0 = 3.74$$

Según Harmon:

$$Q \text{ máximo} = q \frac{14}{4 + p^{0.5}}$$

$$Q \text{ máximo} = \frac{180 \times 14}{4 + (5.27)^{0.5}} = 401$$

Donde:

q = gasto promedio anual

p = población en miles

Si se hubiera aceptado el 90% de entrada de la dotación de agua, estaríamos ligeramente por encima del valor hallado por la ecuación de Harmon, pero por la distorsión producida en nuestras consideraciones anteriores, admitimos como cierto el primer cálculo.

El sistema a emplearse en el diseño de la red, será el sistema de interceptores y colectores con buzones ubicados de acuerdo a los criterios siguientes:

- 1º Cambios de pendiente
- 2º Cambios de dirección
- 3º Cambios de diámetro
- 4º Intersecciones de calles
- 5º Distancias mayores de 60 metros

### III.- B.- MATERIALES A EMPLEARSE.-

#### 1.- Tuberías.-

Los conductos de desagüe suelen construirse de arcilla o de concreto. También pueden usarse para su construcción materiales como fierro fundido, acero, madera, asbesto, cemento, hebra biterminada, plástico y otros, pero sólo bajo condiciones especiales. Entre los factores importantes que hay que tener en cuenta al ele-

gir el material para la construcción de una atarjea, figuran la resistencia a la corrosión, la resistencia mecánica, la duración, el peso, las propiedades hidráulicas, la impermeabilidad y el costo.

Debido a la capacidad de corrosión de las aguas negras, la resistencia a la corrosión suele ser factor de primordial importancia al igual que la erosión, puesto que si las aguas negras escurren a gran velocidad y llevan arena, la constante abrasión erosiona el material inclusive a los mas duros.

En nuestro caso las condiciones desfavorables mencionadas anteriormente no se van a presentar en grado tal, que produzca problemas. Nuestros factores de elección se reducirán entonces al costo, impermeabilidad, duración, resistencia estructural, y que van a estar enterrados.

Para estas condiciones, la tubería de concreto es la ideal, observando en su confección los siguientes factores:

- a) Buenos agregados bien clasificados y buen cemento
- b) Tener baja relación agua-cemento
- c) Estar formado por una mezcla bien planeada
- d) Unidos con una colocación cuidadosa para producir densidad.
- e) Tener una *fragua* adecuada.

a.- Forma del Conducto.-

La forma usual de la sección es la circular prefiriéndose ésta por ser superior desde el punto de vista hidráulica, estático y económico por existir en gran cantidad en el mercado.

b.- Diámetro mínimo.-

La consideración de un diámetro mínimo no está basado en la necesidad de evitar o disminuir en lo posible el riesgo de atracos que ocasionan los solidos que llevan diversos cuerpos extraños que se introducen o que son introducidos al desagüe por falta de cultura.

En el Perú el Ministerio de Fomento y Obras Públicas considera un diámetro mínimo de 8" que no nosotros consideramos razonable pues como se dijo anteriormente, dependemos de la cultura e idiosincracia del poblador o usuario.

c.- Profundidad.-

Varios son los criterios que hay que tener en cuenta al seleccionar la profundidad de los tubos de desagüe.

En primer lugar estan las razones de orden sanitario que no permiten tener la tubería de desagüe sobre las tuberías de agua; en segundo lugar la protec - ción de las cargas externas, y en tercer lugar, deben poder drenar el aparato sanitario más bajo.

Se recomienda que la profundidad mínima sea de 1.20 mts. pues alturas menores de 1.00 mt. en suelos arcillosos y arenosos, aun con ligero trafico pue de causar problemas.

d.- Velocidad.-

El estudio de la velocidad en las tuberías de desagüe ha de contemplar los dos extremos: la velocidad mínima para que no se produzca sedimentación y la velocidad máxima para no producir erosión...

Se sabe que a partir de 0.3 m/seg se produce la sedimentación de arenas muy finas, tomándose como límite inferior velocidades de 0.6 mts/seg que nos garantizan el acarreo de los sólidos.

La velocidad máxima se estima para el concreto en 2.40 m/seg.

Velocidades mayores, debido a los sólidos y a las partículas de arena que arrastran el desagüe, ocasionaran la destrucción del ducto.

e.- Pendiente.-

La pendiente que determina el colector debe tratar de aprovechar al máximo la pendiente del terreno considerando que el ir contra el declive natural del terreno nos obligará a profundidades mucho mayores y a costos execivos.

Las curvas topográficas de Chilca nos muestra generalmente una pendiente uniforme con tendencia al S.O.

f.- Zanjas. -

La excavación de zanjas se harán como mínimo a 0.80 metros de profundidad desde la parte superior del tubo, siendo el ancho mínimo de zanja de 0.60 cmts., y en todo caso más ancho que el diámetro de la tubería en 0.30 cms.

Se proveerá un ancho total adicional para dar facilidad de trabajo en las uniones e instalaciones de válvulas y derivaciones. La nivelación del fondo de la zanja se hará cuidadosamente para conseguir que la tubería repose a la largo de su generatriz inferior.

En caso de encontrarse sectores de suelos sozo se procederá a una sobre-excavación de 0.25 cms. que será rellena con hormigón bien aprisionado.

h.- Instalación.-

La colocación de los tubos en las zanjas es fundamental para el buen funcionamiento del sistema, debiendo colocar las campanas hacia aguas arriba se les centrara y acoplara cuidadosamente y luego se rellenará el vacío en estopo de una sola pieza y sin alquitranar; debe darse el colofateo apropiado y conveniente, usando mortero de cemento y arena en proporciones de 1 a 1

teniéndose la mezcla poco tiempo preparada (máximo 30 minutos).

Debe calafatearse en cantidad suficiente, cubriendo la campana y formando una especie de tronco de cono con generatriz inclinada  $45^\circ$  sobre el eje del tubo.

i.- Prueba de la Tubería.-

Se deben probar las tuberías antes de efectuarse el relleno de las zanjas, haciéndose las pruebas de alineamiento y carga hidráulica.

La primera de ellas consistirá en hacer pasar por todos los tramos una bola o esfera cuyo diámetro tenga los valores siguientes de acuerdo a la tabla:

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

En caso de que la bola no pase libremente, se hará los trabajos necesarios y se somete el tronco a una nueva prueba.

La prueba hidráulica se harán en tramos comprendidos entre buzones consecutivos. La prueba durará como mínimo 30 minutos, siendo la carga de agua, la -



producida por el buzón aguas arriba completamente lleno hasta el nivel del techo mismo.

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

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

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

En donde:

V = Volumen de agua de filtración en cm<sup>3</sup>/hora

F = Superficie de filtración en cm<sup>2</sup>

P = Presión hidrostática máxima en Kg/cm<sup>2</sup>

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

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

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

Si se pasara esta especificación, se deberá localizar la fuga y repararla.

Solamente una vez constatado el correcto resultado de las pruebas, se procederá al relleno de las zanjás.

Relleno de Zanjás:

Se empezará a rellenar con hormigón hasta alcanzar medio tubo, teniéndose cuidado en la buena distribución y compactación de la grava en los primeros 0.15 mts., continuándose por capas iguales hasta llegar a medio tubo. Luego se rellenará hasta cubrir la tubería en 0.30 mts, con una capa del material extraído finamente pulverizándolo sin piedras ni raíces, también en capas de 0.15 mts; completándose el relleno de la zanja con el material extraído en capas de 0.30 mts. de espesor bien apisonadas y compactadas.

2.- Buzones.-

Los buzones serán del tipo Standard - adoptados por el Ministerio de Fomento y Obras Públicas - de 1.20 m. de diámetro interior y paredes de 0.15 m. de espesor, de concreto 1:3:6.

Los buzones de más de 1.50 m. de profundidad estarán provistos de escalines de fierro de 3/4" espaciados cada 0.30 m. El fondo será de concreto 1:2:4, y en el se construirán las canaletas directoras de flujo las cuales serán, en la parte inferior de sección semi-circular y de igual diámetro que las tuberías que converjan al

buzón; luego las paredes se harán verticales hasta completar la altura del diámetro de la tubería. Los falsos fondos o bermas tendrán una pendiente de 2% hacia el ó los ejes de los colectores.

La pared circular de los buzones de profundidad mayor de 2.50 mts. será armada con fierro de 3/8" de diámetro cada 15 cms. en ambos sentidos.

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

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

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

Las tapas y marcos de fierro fundido a colocarse serán de 110 kg. de peso total, y se colocarán de la siguiente manera:

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

b.- En los buzones en donde hay conver-

gencia de colectores ( en las esquinas) la charnela se -  
colocará paralela a la bisectriz de los ángulos formados  
por los colectores.

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

d.- En los buzones de más de 1.50 mts.  
de profundidad ( que llevan escalines), las tapas irán tan  
gentes al muro del buzón y sobre la línea vertical en que  
están los escalines.

Ver planos de detalles en anexo de pla  
nos a la presente tesis.

### III.- C.- CALCULO DE LA RED DE DESAGUE.-

#### Introducción.-

El diseño de la red de desagüe fue eje  
cutado calculando el diámetro de tubería, velocidad y per  
dida de carga en el abaco de la fórmula de Kuttler, para  
tuberías de concreto:  $Q = \frac{5925 d^3 S}{3598 + d}$

El gasto considerado fué de 0.8 del con  
sumo máximo horario de agua y el diámetro mínimo para la -  
tubería de 8"  $\emptyset$  ( según reglamentación del Ministerio de  
Vivienda).

El pueblo con una gradiente de terreno  
uniforme hacia el mar y la reducida emisión de desagües -

no presento mayores problemas para el cálculo resultando dos variables con valor constante, por lo que han sido - excluidas de los cuadros de cálculo detallados a continuación.

Estos valores constantes corresponden al diámetro mínimo asumido en 8" y el gasto a tubo lleno considerado en 30 lts/seg.

Como complemento de los cuadros de cálculo (pág. 91 a 109) acompañamos en el anexo de planos - los correspondientes a los perfiles de la red de desagüe a través de todas las calles de la ciudad.

Cálculo del colector desde el último buzón hasta la laguna de oxidación.-

Llegados los desagües hasta el buzón N° 168, seguirán la dirección de la Av. Mariano Ignacio Prado, hacia la playa.

Se ha considerado el uso de tubería - (a lo largo del lado Sur de la pista que lleva a la playa, ver esquina en pág. 111) y buzones, pues dan mayores seguridades y condiciones sanitarias que un canal descubierto; ya que este por acción de los agricultores puede ser disminuido de su caudal y desviadas sus aguas para riego, antes de cumplir su tratamiento biológico en la laguna de oxidación.

Del cálculo (Pág.112) resulta una tubería de 10" con 8 Buzones intermedios desde el buzón N° 168 de la red hasta la entrada a la cámara de rejillas previa a la laguna.

BUZON		COTA SUPERFICIE		COTA FONDO		LONGITUD	PENDIENTES %		PROFUNDIDAD	
del	al	superior	inferior	superior	inferior		terreno	tuberia	superior	inferior
239	267	30.30	30.00	29.10	28.35	75	4.0	10	1.20	1.65
267	268	30.30	29.80	28.35	28.75	75	6.7	10	1.65	2.20
268	269	29.80	29.40	27.60	26.95	65	6.2	10	2.20	2.45
269	270	29.40	28.40	26.95	26.25	70	14.2	10	2.45	2.15
270	265	28.40	28.00	26.25	25.50	75	5.3	10	2.15	2.50
268	241	28.00	28.10	25.50	24.75	75	1.3	10	2.50	3.35
269	266	29.40	29.20	28.20	27.50	70	2.7	10	1.20	1.70
266	240	29.20	29.10	27.50	26.75	75	1.3	10	1.70	2.35
239	240	30.30	29.10	29.10	27.90	65	18.5	55	1.20	1.20
240	241	29.10	28.10	26.75	26.00	75	13.2	10	2.35	2.10
239	238	30.30	29.90	29.10	28.50	55	6.9	10	1.20	1.40
238	208	29.90	29.50	28.50	27.95	60	6.9	10	1.40	1.55
208	209	29.50	28.60	27.95	27.40	55	16.3	10	1.55	1.20
240	237	29.10	28.85	27.90	27.30	60	4.4	10	1.20	1.45
237	209	28.85	28.60	27.30	26.75	55	4.4	10	1.45	1.85
209	210	28.60	27.70	26.75	26.10	65	16.4	10	1.85	1.60
241	236	28.10	27.90	26.90	26.30	60	3.3	10	1.20	1.60
236	210	27.90	27.70	26.30	25.70	60	3.3	10	1.60	2.00
208	207	29.50	29.30	28.30	27.85	45	4.5	10	1.20	1.55
207	180	29.30	29.10	27.85	27.40	45	4.5	10	1.55	1.70
180	181	29.10	28.20	27.40	26.75	65	13.8	10	1.70	1.45

BUZON		COTA SUPERFICIE		COTA FONDO		LONGITUD	PENDIENTES %		PROFUNDIDAD	
del	al	superior	inferior	superior	inferior		terreno	tuberia	superior	inferior
209	206	28.60	28.40	27.40	26.90	50	4.7	10	1.20	1.50
206	181	28.40	28.20	26.90	26.45	45	4.7	10	1.50	1.75
181	182	28.20	27.10	26.45	25.80	45	17	10	1.75	1.30
210	205	27.70	27.40	25.70	25.20	50	6.3	10	2.00	2.20
205	182	27.40	27.10	25.20	24.75	45	6.3	10	2.20	2.35
180	179	29.10	29.00	27.90	27.40	50	1.9	10	1.20	1.60
179	153	29.00	28.90	27.40	26.85	50	1.9	10	1.60	2.05
153	154	28.90	27.90	26.85	26.25	60	16.8	10	2.05	1.65
181	178	28.20	28.05	27.00	26.45	55	2.8	10	1.20	1.60
178	154	28.05	27.90	26.45	25.95	50	2.8	10	1.60	1.95
154	155	27.90	27.20	25.95	25.30	65	11.5	10	1.95	1.90
182	177	27.10	27.00	24.75	24.20	55	-0.95	10	2.35	2.80
177	155	27.00	27.20	24.20	23.70	50	-0.95	10	2.80	3.50
241	242	28.10	26.90	24.75	24.40	30	34.0	10	3.35	2.50
271	264	28.00	27.45	26.80	26.55	75	7.4	10	1.20	1.20
264	242	27.45	26.90	26.55	25.30	75	7.4	10	1.20	1.60
242	243	26.90	26.25	24.40	24.00	40	13.7	10	2.50	2.25
243	244	26.25	25.60	24.00	23.55	45	13.7	10	2.25	2.05
271	272	28.00	26.60	26.80	25.40	65	21.5	21.5	1.20	1.45
272	263	26.60	26.10	25.40	24.65	75	6.7	10	1.45	1.20
263	244	26.10	25.60	24.65	23.90	75	6.7	10	1.20	1.70



BUZON		COTA SUPERFICIE		COTA FONDO		LONGITUD	PENDIENTES %		PROFUNDIDAD	
del	al	superior	inferior	superior	inferior		terreno	tuberia	superior	inferior
244	245	25.60	24.95	23.55	23.00	60	11.3	10	2.05	1.95
245	246	24.95	24.30	23.00	22.40	55	11.3	10	1.95	1.90
246	247	24.30	23.55	22.40	21.90	45	15.8	10	1.90	1.65
247	248	23.55	22.80	21.90	21.45	40	15.8	10	1.65	1.35
232	248	23.00	22.80	21.80	21.05	75	2.6	10	1.20	1.75
248	249	22.80	22.30	21.05	20.75	30	16.7	10	1.75	1.55
249	250	22.30	21.20	20.75	19.80	60	16.7	10	1.75	1.40
250	251	21.20	20.10	19.80	18.90	60	16.7	10	1.40	1.20
230	251	20.20	20.10	19.00	18.30	70	11.4	10	1.20	1.80
278	261	21.10	20.60	19.90	19.20	70	6.9	10	1.20	1.40
261	251	20.60	20.10	19.20	18.45	75	6.9	10	1.40	1.65
251	252	20.10	19.65	18.30	17.75	55	8.2	10	1.80	1.90
252	253	19.65	19.20	17.75	17.20	55	8.2	10	1.90	2.00
280	260	20.40	19.80	19.20	18.45	75	8.0	10	1.20	1.35
260	253	19.80	19.20	18.45	17.70	75	8.0	10	1.35	1.50
253	254	19.20	18.80	17.20	16.80	45	9.4	10	2.00	2.00
254	255	18.80	18.40	16.80	16.35	40	9.4	10	2.00	2.05
282	259	19.90	19.15	18.70	17.95	75	10.0	10	1.20	1.20
259	255	19.15	18.40	17.95	17.20	75	10.0	10	1.20	1.20
255	256	18.40	17.70	16.35	15.85	55	15.2	10	2.05	1.85
256	257	17.70	17.00	15.85	15.30	50	15.2	10	1.85	1.70

BUZON		COTA SUPERFICIE		COTA FONDO		LONGITUD	PENDIENTES %		PROFUNDIDAD	
del	al	superior	inferior	superior	inferior		terreno	tuberia	superior	inferior
272	273	26.60	25.45	25.40	24.25	70	16.4	16.4	1.20	1.20
273	274	25.45	24.30	24.25	23.10	70	16.4	16.4	1.20	1.20
274	275	24.30	23.15	23.10	21.95	70	17.7	17.7	1.20	1.20
275	276	23.15	22.00	21.95	20.80	60	17.7	17.7	1.20	1.20
249	262	22.30	22.15	21.10	20.25	75	2.0	10.	1.20	1.90
262	276	22.15	22.00	20.25	19.60	75	2.0	10	1.90	2.40
276	277	22.00	21.55	19.60	19.30	60	7.5	5	2.40	2.25
277	278	21.55	21.10	19.30	19.00	60	7.5	5	2.25	2.10
278	279	21.10	20.75	19.00	18.70	50	6.7	5	2.10	2.05
279	280	20.75	20.40	18.70	18.45	55	6.7	5	2.05	1.95
280	281	20.40	20.15	18.45	18.42	40	12.5	5	1.95	1.73
281	282	20.15	19.90	18.42	18.40	40	12.5	5	1.73	1.50
282	283	19.90	18.75	18.40	17.40	55	22.0	19	1.50	1.35
283	284	18.75	17.60	17.40	16.40	50	22.0	19	1.35	1.20
284	256	17.60	17.30	16.40	15.70	70	4.2	10	1.20	1.60
258	257	17.30	17.00	15.70	14.95	75	4.2	10	1.60	2.05
211	235	27.20	27.05	26.00	25.40	60	-2.4	10	1.20	1.65
235	242	27.05	26.90	25.40	24.75	65	-2.4	10	1.65	2.15
211	212	27.20	26.30	26.00	25.10	50	18.0	18	1.20	1.20
212	213	26.30	25.40	25.10	24.20	50	18.0	18	1.20	1.20
244	234	25.60	25.50	24.40	23.70	70	1.5	10	1.20	1.80

BUZON		COTA SUPERFICIE		COTA FONDO		LONGITUD	PENDIENTES %		PROFUNDIDAD	
del	al	superior	inferior	superior	inferior		terreno	tuberia	superior	inferior
234	213	25.50	25.40	28.70	23.05	65	1.5	10	1.80	2.35
213	214	25.40	24.00	23.05	22.30	75	18.7	10	2.35	1.70
246	233	24.30	24.15	23.10	22.40	70	2.2	10	1.20	1.65
233	214	24.15	24.00	22.40	21.75	65	2.2	10	1.65	2.25
214	215	24.00	23.30	21.75	21.35	40	17.5	10	2.25	1.85
215	216	23.30	22.60	21.35	20.95	40	17.5	10	1.85	1.65
232	216	23.00	22.60	21.80	21.10	70	5.7	10	1.20	1.50
167	202	22.80	22.70	21.60	21.20	45	2.4	10	1.20	1.50
202	216	22.70	22.60	21.20	20.75	40	2.4	10	1.50	1.85
216	217	22.60	22.10	20.75	20.50	25	20.0	10	1.85	1.60
249	231	22.30	22.20	21.20	20.45	75	1.3	10	1.20	1.85
231	217	22.20	22.10	20.45	19.70	75	1.3	10	1.85	2.40
217	218	22.10	21.00	19.70	19.00	65	15.7	10	2.40	2.00
218	219	21.00	19.90	19.00	18.30	75	15.7	10	2.00	1.60
201	219	20.00	19.90	18.80	18.65	15	6.7	10	1.20	1.25
219	220	19.90	19.90	18.30	18.10	20	0	10	1.60	1.80
230	220	20.20	19.90	19.00	18.30	70	4.3	10	1.20	1.60
220	221	19.90	19.25	18.10	17.60	55	12.4	10	1.60	1.65
221	222	19.25	18.60	17.60	17.05	50	12.4	10	1.65	1.55
190	201	20.80	20.00	19.60	18.80	65	13.0	13.0	1.20	1.20
201	200	20.00	19.70	18.80	18.10	50	13.4	13.4	1.20	1.20

BUZON		COTA SUPERFICIE		COTA FONDO		LONGITUD	PENDIENTES %		PROFUNDIDAD	
del	al	superior	inferior	superior	inferior		terreno	tuberia	superior	inferior
200	199	19.30	18.60	18.10	17.40	55	13.4	13.4	1.20	1.20
192	199	18.80	18.60	17.60	17.10	50	4.0	10	1.20	1.50
199	222	18.60	18.60	17.10	16.65	45	0	10	1.50	1.95
253	229	19.20	18.90	18.00	17.30	70	4.5	10	1.20	1.60
229	222	18.90	18.60	17.30	16.65	65	4.5	10	1.60	1.95
222	223	18.60	18.30	16.65	16.25	40	7.5	10	1.95	2.05
223	224	18.30	18.00	16.25	15.65	40	7.5	10	2.05	2.15
194	198	17.80	17.90	16.60	16.10	50	2.0	10	1.20	1.80
198	224	17.90	18.00	16.10	15.60	50	2.0	10	1.80	2.40
255	228	18.40	18.20	17.20	16.55	65	3.0	10	1.20	1.65
228	224	18.20	18.00	16.55	15.90	65	3.0	10	1.65	2.10
224	225	18.00	16.90	15.60	15.05	55	18.2	10	2.10	1.85
225	226	16.90	15.80	15.05	14.50	55	18.2	10	1.85	1.30
257	227	17.00	16.40	14.95	14.65	65	9.3	5	2.05	1.75
227	226	16.40	15.80	14.65	14.30	65	9.3	5	1.75	1.50
226	197	15.80	15.80	14.50	14.25	50	0	5	1.50	1.55
197	196	15.80	15.80	14.25	14.00	50	0	5	1.55	1.80
211	204	27.20	26.95	26.60	25.55	50	5.3	10	1.20	1.40
204	182	26.95	26.70	25.55	25.05	45	5.3	10	1.40	1.65
156	176	26.70	26.70	25.50	25.00	55	0	10	1.20	1.70
176	182	26.70	26.70	25.00	24.45	50	0	10	1.70	2.25

BUZON		COTA SUPERFICIE		COTA FONDO		LONGITUD	PENDIENTES %		PROFUNDIDAD	
del	al	superior	inferior	superior	inferior		terreno	tuberia	superior	inferior
182	184	26.70	26.30	24.45	23.90	60	14.3	10	2.25	2.40
184	185	26.30	25.90	23.90	23.30	55	14.3	10	2.40	1.80
213	203	25.40	25.75	24.20	27.75	45	3.1	10	1.20	2.00
203	185	25.75	25.10	27.75	23.25	50	3.1	10	2.00	1.85
158	175	25.00	25.05	23.80	23.40	45	-1.05	10	1.20	1.65
175	185	25.05	25.10	23.40	22.95	40	-1.05	10	1.65	2.15
185	186	25.10	23.95	22.95	22.25	65	17.7	10	2.15	1.70
186	187	23.95	22.80	22.25	21.60	65	17.7	10	1.70	1.20
160	174	23.60	23.20	22.40	22.00	40	10	10	1.20	1.20
174	187	23.20	22.80	22.00	21.60	40	10	10	1.20	1.20
187	188	22.80	22.10	21.60	20.90	50	12.5	12.5	1.20	1.20
188	189	22.10	21.45	20.90	20.25	60	12.5	12.5	1.20	1.20
189	190	21.45	20.80	20.25	19.60	50	12.5	12.5	1.20	1.20
173	190	21.30	20.80	20.10	19.75	35	14.3	14.3	1.20	1.20
190	191	20.80	19.80	19.60	18.60	55	18.2	18.2	1.20	1.20
191	192	19.80	18.80	18.60	17.60	55	18.2	18.2	1.20	1.20
171	192	18.90	17.70	17.30	17.30	40	2.5	10	1.20	1.50
192	193	18.80	18.30	17.30	16.90	40	12.5	10	1.50	1.40
193	194	18.30	17.80	16.90	16.50	40	12.5	10	1.40	1.30
170	194	18.20	17.80	17.00	16.60	40	10	10	1.20	1.20
194	195	17.80	16.80	16.50	15.55	60	17.4	16.6	1.30	1.25

BUZON		COTA SUPERFICIE		COTA FONDO		LONGITUD	PENDIENTES %		PROFUNDIDAD	
del	al	superior	inferior	superior	inferior		terreno	tuberia	superior	inferior
195	196	16.80	15.80	15.55	14.60	55	17.4	16.6	1.25	1.20
196	169	15.80	15.90	14.00	13.80	40	- 2.1	5	1.80	2.10
169	168	15.90	16.00	13.80	13.57	45	- 2.1	5	2.10	2.43
163	173	21.30	21.30	20.10	19.65	45	0	10	1.20	1.65
173	172	21.30	20.10	19.65	18.70	55	21.2	17.6	1.65	1.40
172	171	20.10	18.90	18.70	17.70	55	21.2	17.6	1.40	1.20
165	171	14.20	18.90	18.00	17.50	50	6.0	10	1.20	1.40
171	170	18.90	18.20	17.50	16.75	75	9.3	10	1.40	1.45
170	166	18.20	17.20	16.75	16.30	45	8.9	10	1.45	1.50
153	128	28.90	28.70	27.70	26.95	75	2.7	10	1.20	1.75
128	127	28.70	28.50	26.95	26.20	75	2.7	10	1.75	2.30
127	126	28.50	27.50	26.20	25.60	60	16.7	10	2.30	1.90
154	130	27.90	27.80	26.70	26.15	50	2.5	10	1.20	1.65
130	129	27.80	27.65	26.15	25.65	60	2.5	10	1.65	2.00
129	126	27.65	27.50	25.65	25.10	50	2.5	10	2.00	2.40
126	125	27.50	26.70	25.10	24.45	65	12.3	10	2.40	2.25
155	131	27.20	26.95	26.00	25.25	75	3.3	10	1.20	1.70
131	125	26.95	26.70	25.25	24.50	75	3.3	10	1.70	2.20
125	111	26.70	26.45	24.45	23.95	50	5	10	2.25	2.50
111	106	26.45	26.20	23.95	23.45	50	5	10	2.50	2.75
127	109	28.50	28.10	27.30	26.75	55	7.3	10	1.20	1.35

BUZON		COTA SUPERFICIE		COTA FONDO		LONGITUD	PENDIENTES %		PROFUNDIDAD	
del	al	superior	inferior	superior	inferior		terreno	tuberia	superior	inferior
109	108	28.10	27.70	26.75	26.20	55	7.3	10	1.35	1.50
108	107	27.70	26.90	26.20	25.60	60	13.3	10	1.50	1.30
126	110	27.50	27.20	26.30	25.75	55	5.5	10	1.20	1.45
110	102	27.20	26.90	25.75	25.20	55	5.5	10	1.45	1.70
102	106	26.90	26.20	25.20	24.55	65	10.7	10	1.70	1.55
106	92	26.20	26.05	23.45	23.25	40	3.5	5	2.75	2.80
92	87	26.05	25.90	23.25	23.00	45	3.5	5	2.80	2.90
108	90	27.70	27.50	26.50	26.00	45	4.2	10	1.20	1.50
90	89	27.50	27.30	26.00	25.55	50	4.2	10	1.50	1.75
107	91	26.90	26.70	25.70	25.25	45	4.5	10	1.20	1.45
91	88	26.70	26.50	25.25	24.80	45	4.5	10	1.45	1.70
89	88	27.30	26.50	25.55	24.95	60	13.3	10	1.75	1.55
88	87	26.50	25.90	24.80	24.15	65	10.8	10	1.70	1.75
87	26	25.90	25.20	23.00	22.65	35	20.0	10	2.90	2.55
155	156	27.20	26.70	23.70	23.35	35	14.3	10	3.50	3.35
156	157	26.70	25.85	23.35	23.10	55	15.4	5	3.35	2.75
157	158	25.85	25.00	23.10	22.80	55	15.4	5	2.75	2.20
158	159	25.00	24.30	22.80	22.20	70	12.2	10	2.20	2.10
159	160	24.30	23.60	22.20	21.65	45	12.2	10	2.10	1.95
160	161	23.60	22.80	21.65	21.20	50	16.3	10	1.95	1.60
161	162	22.80	22.05	21.20	20.60	60	16.3	10	1.60	1.45

BUZON		COTA SUPERFICIE		COTA FONDO		LONGITUD	PENDIENTES %		PROFUNDIDAD	
del	al	superior	inferior	superior	inferior		terreno	tuberia	superior	inferior
162	163	22.05	21.30	20.60	20.05	50	16.3	10	1.45	1.25
163	164	21.30	20.25	20.05	19.05	55	17.7	10	1.25	1.20
164	165	20.25	19.20	19.05	18.00	55	17.7	10	1.20	1.20
165	166	19.20	17.80	18.00	16.60	75	18.70	18.70	1.20	1.20
166	167	17.80	16.90	16.30	15.55	55	16.4	16.4	1.50	1.35
167	168	16.90	16.00	15.55	14.80	55	16.4	16.4	1.35	1.20
156	132	26.70	26.60	25.50	24.75	75	1.3	10	1.20	1.85
132	124	26.60	26.50	24.75	24.00	75	1.3	10	1.85	2.50
124	123	26.50	25.25	24.00	23.75	75	17.7	10	2.50	1.50
123	122	25.25	24.00	23.75	22.50	75	17.7	10	1.50	1.50
133	122	24.80	24.00	23.60	22.80	50	16.0	16.0	1.20	1.20
122	121	24.00	22.60	22.50	21.40	70	16.7	16.7	1.50	1.20
121	120	22.60	21.40	21.40	20.20	70	16.7	16.7	1.20	1.20
120	119	21.40	20.20	20.20	19.00	70	16.7	16.7	1.20	1.20
158	152	25.00	24.20	23.80	23.60	20	5	10	1.20	1.30
152	151	24.90	24.20	23.60	22.95	60	12.0	12.0	1.30	1.25
151	150	24.20	23.50	22.95	22.30	55	12.0	12.0	1.25	1.20
160	150	23.60	23.50	22.40	22.05	35	2.8	10	1.20	1.45
150	149	23.50	22.60	22.05	21.20	50	17.5	17.5	1.45	1.40
149	148	22.60	21.65	21.20	20.35	60	17.5	17.5	1.40	1.30
148	147	21.65	20.70	20.35	19.50	50	17.5	17.5	1.30	1.20



BUZON		COTA SUPERFICIE		COTA FONDO		LONGITUD	PENDIENTE S ‰		PROFUNDIDAD	
del	al	superior	inferior	superior	inferior		terreno	tuberia	superior	inferior
163	147	21.30	20.70	20.10	19.50	60	10	10	1.20	1.20
147	146	20.70	20.50	19.50	19.30	15	13.3	13.3	1.20	1.20
146	145	20.50	19.50	19.30	18.30	50	21.0	21.0	1.20	1.20
145	144	19.50	18.50	18.30	17.30	45	21.0	21.0	1.20	1.20
165	144	19.20	18.50	18.00	17.30	70	10	10	1.20	1.20
144	143	18.50	17.50	17.30	16.30	75	13.4	13.4	1.20	1.20
166	143	17.80	17.50	16.60	15.95	75	4.0	10	1.20	1.55
143	140	17.50	17.15	15.95	15.50	40	8.2	10	1.55	1.65
140	116	17.15	16.80	15.50	15.05	45	8.2	10	1.65	1.75
144	139	18.50	18.45	17.30	16.90	40	1.2	10	1.20	1.55
139	117	18.45	18.40	16.90	16.45	45	1.2	10	1.55	1.95
147	138	20.70	20.50	19.50	19.20	30	6.7	10	1.20	1.30
152	134	24.90	24.85	23.70	23.20	50	1.0	10	1.20	1.65
134	133	24.85	24.80	23.20	22.70	50	1.0	10	1.65	2.10
133	135	24.80	23.80	22.70	21.90	60	15.2	15.2	2.10	1.90
135	136	23.80	22.70	21.90	21.00	50	15.2	15.2	1.90	1.70
136	137	22.70	21.60	21.00	20.10	60	15.2	15.2	1.70	1.50
137	138	21.60	20.50	20.10	19.20	60	15.2	15.2	1.50	1.20
138	119	20.50	20.20	19.30	18.40	60	5	10	1.30	1.80
119	118	20.20	19.30	18.40	17.80	45	20.0	15.6	1.80	1.50
118	117	19.30	18.40	17.80	17.20	45	20.0	15.6	1.50	1.20

BUZON		COTA SUPERFICIE		COTA FONDO		LONGITUD	PENDIENTES %		PROFUNDIDAD	
del	al	superior	inferior	superior	inferior		terreno	tuberia	superior	inferior
97	117	18.40	18.40	17.20	16.65	55	0	10	1.20	1.75
117	116	18.40	16.80	16.45	15.60	75	32.0	11.3	1.95	1.20
124	112	26.50	26.15	25.30	24.80	50	7.0	10	1.20	1.35
112	105	26.15	25.80	24.80	24.30	50	7.0	10	1.35	1.50
105	104	25.80	24.90	24.30	23.50	50	15.6	13.8	1.50	1.40
104	103	24.90	24.10	23.50	22.80	60	15.6	13.8	1.40	1.30
103	102	24.10	23.30	22.80	22.10	50	15.6	13.8	1.30	1.20
122	113	24.00	23.65	22.88	22.40	45	7.8	10	1.20	1.25
113	102	23.65	23.30	22.40	21.90	45	7.8	10	1.25	1.40
102	101	23.30	22.10	21.90	20.75	70	17.2	11.4	1.40	1.35
101	100	22.10	20.90	20.75	19.60	70	17.2	11.4	1.35	1.30
100	99	20.90	19.70	19.60	18.50	70	17.2	11.4	1.30	1.20
119	99	20.20	19.70	19.00	18.25	75	6.7	10	1.20	1.45
80	99	20.20	19.70	19.00	18.25	75	6.7	10	1.20	1.45
99	98	19.70	19.05	18.25	17.65	45	15.3	11.8	1.45	1.40
98	97	19.05	18.40	17.65	17.20	40	15.3	11.8	1.40	1.20
78	97	19.40	18.40	18.20	17.20	75	13.3	13.3	1.20	1.20
97	96	18.40	16.80	17.20	15.60	75	22.8	22.8	1.20	1.20
77	96	18.10	16.80	16.90	15.60	75	18.7	18.7	1.20	1.20
96	116	16.80	16.80	15.60	15.10	50	0	10	1.20	1.70
116	115	16.80	16.10	15.05	14.45	60	11.6	10	1.70	1.65

BUZON		COTA SUPERFICIE		COTA FONDO		LONGITUD	PENDIENTE S ‰		PROFUNDIDAD	
del	al	superior	inferior	superior	inferior		terreno	tuberia	superior	inferior
115	114	16.10	15.40	14.45	13.85	60	11.6	10	1.65	1.55
102	94	23.30	23.20	22.10	21.70	40	2.5	10	1.20	1.50
94	83	23.20	23.10	21.70	21.30	40	2.5	10	1.50	1.80
105	93	25.80	25.50	24.60	24.20	40	7.0	10	1.20	1.30
93	86	25.50	25.20	24.20	23.80	45	7.0	10	1.30	1.40
86	85	25.20	24.50	22.65	22.05	50	13.1	10	2.55	2.45
85	84	24.50	23.80	22.05	21.55	60	13.1	10	2.45	2.25
84	83	23.80	23.10	21.55	21.05	50	13.1	10	2.25	1.95
83	82	23.10	22.05	21.05	20.35	60	10	10	1.95	1.60
82	81	22.05	21.10	20.35	19.70	70	10	10	1.60	1.40
81	80	21.10	20.20	19.70	19.00	70	10	10	1.40	1.20
80	79	20.20	19.80	19.00	18.60	45	9.5	10	1.20	1.20
79	78	19.80	19.40	18.60	18.20	40	9.5	10	1.20	1.25
78	77	19.40	18.10	18.15	16.90	70	17.8	17.8	1.25	1.20
77	76	18.10	16.55	16.90	15.35	60	27.0	27.0	1.20	1.20
76	75	16.55	15.00	15.35	13.80	55	27.0	27.0	1.20	1.20
89	65	27.30	26.90	26.10	25.60	55	7.6	10	1.20	1.30
65	64	26.90	26.50	25.60	25.05	50	7.6	10	1.30	1.45
64	63	26.50	25.70	25.05	24.35	70	11.4	10	1.45	1.30
88	66	26.50	26.10	25.30	24.80	50	7.6	10	1.30	1.35
66	63	26.10	25.70	24.80	24.25	55	7.6	10	1.20	1.45

BUZON		COTA SUPERFICIE		COTA FONDO		LONGITUD	PENDIENTES %		PROFUNDIDAD	
del	al	superior	inferior	superior	inferior		terreno	tuberia	superior	inferior
63	62	25.70	25.00	24.25	23.65	60	11.6	10	1.45	1.35
87	67	25.90	25.45	24.60	24.10	50	8.6	10	1.20	1.35
67	62	25.45	25.00	24.10	23.55	55	8.6	10	1.35	1.45
64	47	26.50	25.90	25.30	24.70	60	10	10	1.20	1.20
47	44	25.90	25.30	24.70	24.10	60	10	10	1.20	1.20
44	45	25.30	24.50	24.10	23.30	65	12.3	12.3	1.20	1.20
63	48	25.70	25.10	24.50	23.90	50	11.4	11.4	1.20	1.20
48	45	25.10	24.50	23.90	23.30	55	11.4	11.4	1.20	1.20
45	46	24.50	23.70	23.30	22.50	60	13.3	13.3	1.20	1.20
62	49	25.00	24.35	23.55	23.05	50	10.5	10.5	1.20	1.30
49	46	24.35	23.70	23.05	22.50	50	10.5	10.5	1.30	1.20
44	43	25.30	24.95	24.10	23.50	55	6.7	10	1.20	1.45
43	16	24.95	24.60	23.50	22.95	60	6.7	10	1.45	1.65
16	17	24.60	23.80	22.95	22.30	65	12.3	10	1.65	1.50
45	42	24.50	24.15	23.30	22.70	55	6.0	10	1.20	1.45
42	17	24.15	23.80	22.70	22.15	60	6.0	10	1.45	1.65
17	18	23.80	23.10	22.15	21.55	60	11.6	10	1.65	1.55
46	41	23.70	23.40	22.50	21.95	55	5.4	10	1.20	1.45
41	18	23.40	23.10	21.95	21.40	55	5.4	10	1.45	1.70
16	15	24.60	24.40	23.30	22.90	40	4.7	10	1.20	1.50
15	1	24.40	24.20	22.90	22.45	45	4.7	10	1.50	1.75

BUZON		COTA SUPERFICIE		COTA FONDO		LONGITUD	PENDIENTES %		PROFUNDIDAD	
del	al	superior	inferior	superior	inferior		terreno	tuberia	superior	inferior
1	2	24.20	23.50	22.45	21.80	65	10.8	10	1.75	1.70
17	14	23.80	23.65	22.60	22.15	45	3.3	10	1.20	1.50
14	2	23.65	23.50	22.15	21.70	45	3.3	10	1.50	1.80
2	3	23.50	22.80	21.70	21.10	60	11.6	10	1.80	1.70
3	13	22.80	22.95	21.10	20.45	45	3.3	10	1.70	2.45
13	18	22.95	23.10	20.45	20.20	45	3.3	10	2.45	2.90
18	19	23.10	22.90	20.20	19.90	30	6.7	10	2.90	3.00
86	68	25.20	24.90	24.00	23.50	50	5.7	10	1.20	1.40
68	61	24.90	24.60	23.50	22.95	55	5.7	10	1.40	1.65
61	60	24.60	23.80	22.95	22.30	50	15.0	15	1.65	1.50
60	59	23.80	23.00	22.30	21.65	60	15.0	15	1.50	1.35
59	58	23.00	22.20	21.65	21.00	50	15.0	15	1.35	1.20
83	59	23.10	23.00	21.90	21.65	50	9.0	10	1.20	1.35
69	58	23.00	22.20	21.65	20.90	50	9.0	10	1.20	1.30
58	57	22.20	21.40	20.90	20.10	60	13.5	13.5	1.30	1.30
57	56	21.40	20.60	20.10	19.35	65	13.5	13.5	1.30	1.25
56	55	20.60	19.80	19.35	18.60	60	13.5	13.5	1.25	1.20
80	70	20.20	20.00	19.00	18.80	45	15.5	15.5	1.20	1.20
70	55	20.00	19.80	18.80	18.60	45	15.5	15.5	1.20	1.20
55	71	19.80	19.25	18.60	18.05	40	13.8	13.8	1.20	1.20
71	54	19.25	18.70	18.05	17.50	40	13.8	13.8	1.20	1.20

BUZON		COTA SUPERFICIE		COTA FONDO		LONGITUD	PENDIENTES %		PROFUNDIDAD	
del	al	superior	inferior	superior	inferior		terreno	tuberia	superior	inferior
78	72	19.40	19.05	18.20	17.80	45	8.3	10	1.20	1.25
72	54	19.05	18.70	17.80	17.35	40	8.3	10	1.25	1.35
54	53	18.70	17.40	17.35	16.20	65	20.0	17.7	1.35	1.20
77	73	18.10	17.75	16.90	16.45	45	7.8	10	1.20	1.30
73	53	17.75	17.40	16.45	16.00	45	7.8	10	1.30	1.40
53	62	17.40	16.40	16.00	15.10	60	16.0	14.4	1.40	1.30
62	50	16.40	15.40	15.10	14.20	65	16.0	14.4	1.30	1.20
53	31	17.40	16.95	16.20	15.60	60	7.5	10	1.20	1.35
31	27	16.95	16.50	15.60	15.00	60	7.5	10	1.35	1.50
54	32	18.70	18.10	17.50	16.85	65	9.3	10	1.20	1.25
32	26	18.10	17.50	16.85	16.20	65	9.3	10	1.25	1.50
55	33	19.80	19.00	18.60	17.80	70	11.4	11.4	1.20	1.20
58	36	22.20	21.70	21.00	20.25	75	6.7	10	1.20	1.45
61	50	24.60	24.00	23.40	22.80	45	12.7	12.7	1.20	1.80
50	34	24.00	23.40	22.80	22.20	50	12.7	12.7	1.80	1.20
39	38	23.40	22.55	22.20	21.35	75	11.3	11.3	1.20	1.20
38	36	22.55	21.70	21.35	20.50	75	11.3	11.3	1.20	1.20
36	35	21.70	20.80	20.25	19.40	60	14.6	13.2	1.45	1.40
35	34	20.80	19.90	19.40	18.60	65	14.6	13.2	1.40	1.30
34	33	19.90	19.00	18.60	17.80	60	14.6	13.2	1.30	1.20
33	24	19.00	19.00	17.80	17.05	75	0	10	1.20	1.95

BUZON		COTA SUPERFICIE		COTA FONDO		LONGITUD	PENDIENTES %		PROFUNDIDAD	
del	al	superior	inferior	superior	inferior		terreno	tuberia	superior	inferior
36	37	21.70	21.45	20.50	20.00	45	5.3	10	1.20	1.45
37	21	21.45	21.20	20.00	19.55	50	5.3	10	1.45	1.65
39	40	23.40	23.15	22.20	21.70	50	4.7	10	1.20	1.45
40	19	23.15	22.90	21.70	21.15	55	4.7	10	1.45	1.75
19	20	22.90	22.05	19.90	19.58	70	12.6	5	3.00	2.47
20	21	22.05	21.20	19.58	19.20	65	12.6	5	2.47	2.00
21	22	21.20	20.40	19.20	18.60	60	12.6	10	2.00	1.80
22	23	20.40	19.70	18.60	17.95	55	12.6	10	1.80	1.75
23	24	19.70	19.00	17.95	17.45	60	12.6	10	1.75	1.55
21	11	21.20	21.60	20.00	19.55	45	2.2	10	1.20	2.05
11	6	21.60	21.00	19.55	19.10	45	2.2	10	2.05	1.90
19	12	22.90	22.75	21.70	21.20	45	3.2	10	1.20	1.55
12	4	22.75	22.60	21.20	20.75	50	3.2	10	1.55	1.85
4	5	22.60	21.80	20.75	20.10	60	12.8	10	1.85	1.70
5	6	21.80	21.00	20.10	19.50	65	12.8	10	1.70	1.50
6	7	21.00	20.40	19.10	18.60	60	10.6	10	1.50	1.80
7	8	20.40	19.80	18.60	18.00	50	10.6	10	1.80	1.80
8	9	19.80	19.20	18.00	17.40	60	10.6	10	1.80	1.80
9	10	19.20	19.10	17.40	17.15	50	2.1	5	1.80	2.10
10	24	19.10	19.00	17.15	16.90	45	2.1	5	2.10	2.10
24	25	19.00	18.25	16.90	16.50	40	18.8	10	2.10	1.75







### III.- D.- TRATAMIENTO DE DESAGUES-LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Este punto, es de primordial importancia para no tener un peligro potencial; ni para la salud - ni para las condiciones del curso de agua o fuentes receptoras, caso de no ser factible la disposición por dilución como en el presente.

En caso de proceder a tratamiento del afluente, debe analizarse la solución con criterio técnico y económico y un punto sumamente trascendente que es - el del criterio social o de idiosincracia.

#### 1.- ¿ QUE ES UNA LAGUNA DE ESTABILIZACION?

Se conoce con el nombre de "Laguna de Estabilización" a un sistema de lagunas en las que se lleva a cabo un proceso de depuración biológica de las aguas residuales. Reciben, no obstante, otros nombres que no los califican correctamente, como son: laguna de oxidación lagunas de aguas negras, estanques de oxidación; pero básicamente todas están referidas a un sistema de agua residual y que opera con una pequeña inversión inicial y a bajos costos de operación. Dentro del sistema se observan varios tipos de lagunas, distinguiendose básicamente las que dan un tratamiento primario que reduce la DBO en gran porcentaje, y otro tipo, el secundario o de acabado.

#### a.- Tratamiento previo.-

Se pensó utilizar en un principio tan-

ques Inhoff, no sólo para dar tratamiento primario a las lagunas sino para que éste sea el método de tratamiento para el caso que nos ocupa. Esta idea, sin embargo se tuvo que deshechar dado el elevado costo de construcción del mismo, aparte de que un tanque de este tipo implica la disposición de los lodos e ~~centros~~ digeridos que hace más oneroso el tratamiento, además de incluir el factor de olor.

La experiencia ha demostrado que las lagunas funcionan de manera muy eficiente sin necesidad de una etapa previa. Por ejemplo, se puede citar casos en que el desagüe se sometió a una sedimentación previa y luego se encontró que la remoción de la demanda bioquímica de oxígeno y la remoción bacterial, fueron mayores cuando la laguna trabajo sin sedimentación previa.

b.- Cálculo y Elementos de diseño de las Lagunas.-

Por tratarse el presente caso de una red de cloacas que se acaba de construir en una población no todas las casas se conectan en forma inmediata, sino que hay un período de conexión, que según las circunstancias puede llegar a durar varios años. Para esto nos referimos en el estudio de conexiones de agua que hemos hecho previamente.

En este caso el uso de varias lagunas

(según su necesidad), es ventajoso, pues cuando el caudal sanitario es poco se pone a trabajar sólo una de las lagunas con lo que se logra rápidamente establecer el nivel de operación previsto. En cambio, si hubiéramos planeado una sola laguna grande, se hubiera tenido muchas dificultades, y existiría el peligro de que el fondo de la laguna se llenará de hierbas, pues la profundidad de agua no es adecuada, o al exceso de área en relación a la infiltración, presentándose malos olores, mosquitos etc.

El diseño de una laguna de estabilización debe considerar varios factores de funcionamiento que hacen variar su condición y eficiencia. Para el presente diseño han tenido en cuenta los siguientes factores:

- Selección del lugar
  - Forma de la laguna
  - Carga de trabajo
  - Temperatura
  - Iluminación
  - Profundidad
  - Estructura de entrada y salida ( rejillas)
  - Sistemas de varias lagunas
- Selección del Lugar.-

La ubicación de una laguna es una consideración primordial, tanto para evitar molestias a la población, como para aprovechar los factores ambientales

que gobiernan su eficiencia (temperatura, viento, iluminación).

Se ha establecido como distancia mínima por lo menos a 800 mts. de la comunidad más cercana y a 400 mts. de la residencia más próxima (Departamento de Salud de los Dakotas EE.EE.UU.), esto evitará los fuegos por olores ( poco frecuentes) o las quejas psicológicas no fundadas.

El lugar escogido para nuestro caso - es la zona Oeste, en dirección al mar azotada por el viento y topografía especial.

- Forma de la laguna.-

En la zona escogida para su ubicación (Entre la ciudad y el mar) existen una serie de depresiones naturales del terreno de forma más o menos rectangular que se pueden completar formando un ambiente y a los que únicamente habría que acondicionar los diques y terraplenes que los circundan.

Los diques deben ser impermeables y en la parte superior deben tener ancho de 3 a 4 mts. de modo de permitir el paso de un vehículo de limpieza. La altura del dique debe ser tal que la cresta este por lo menos 0.70 mt. más alta que el nivel máximo de las aguas, sin ser excesivas para no perjudicar la acción del viento.

Los taludes del dique se construirán - en la relación 1:3 ( uno vertical por tres horizontales).

Las orillas de la laguna deberán siempre estar libres de hierbas y malezas.

- Area.-

Este es el factor donde interviene el criterio del diseñador netamente, Depende de la carga permisible, o sea de la demanda Bioquímica de Oxígeno que se permite aplicar por unidad de área diariamente. Comunmente esta tasa de trabajo se expresa en kilogramo de D.B.O., - por día por hectárea. También se acostumbre espresar las tasas de trabajo en número de habitantes servidos por unidad de área.

- Carga de trabajo.-

Se ha escogido la carga de 100 kg. D.B. O./día/Ha, que podría parecer un poco alta si se siguen - las normas americanas, pero que por las condiciones del - lugar nos hacen pensar que es perfectamente permisible, - dados los factores de temperatura e iluminación plenamen- te satisfactorios y relativamente constante a través del año.

El promedio de la D.B.O. de las aguas- servidas es de 80 mgr/lts, según varias pruebas realizadas. (En tesis de Bachiller).

Cabe destacar que se trata únicamente

CURVA IDEALIZADA DE CONTINUAS MEDICIONES DE Ph I OXIGENO  
 DISUELTO DEL EFLUENTE DE UNA LAGUNA DE ESTABILIZACION

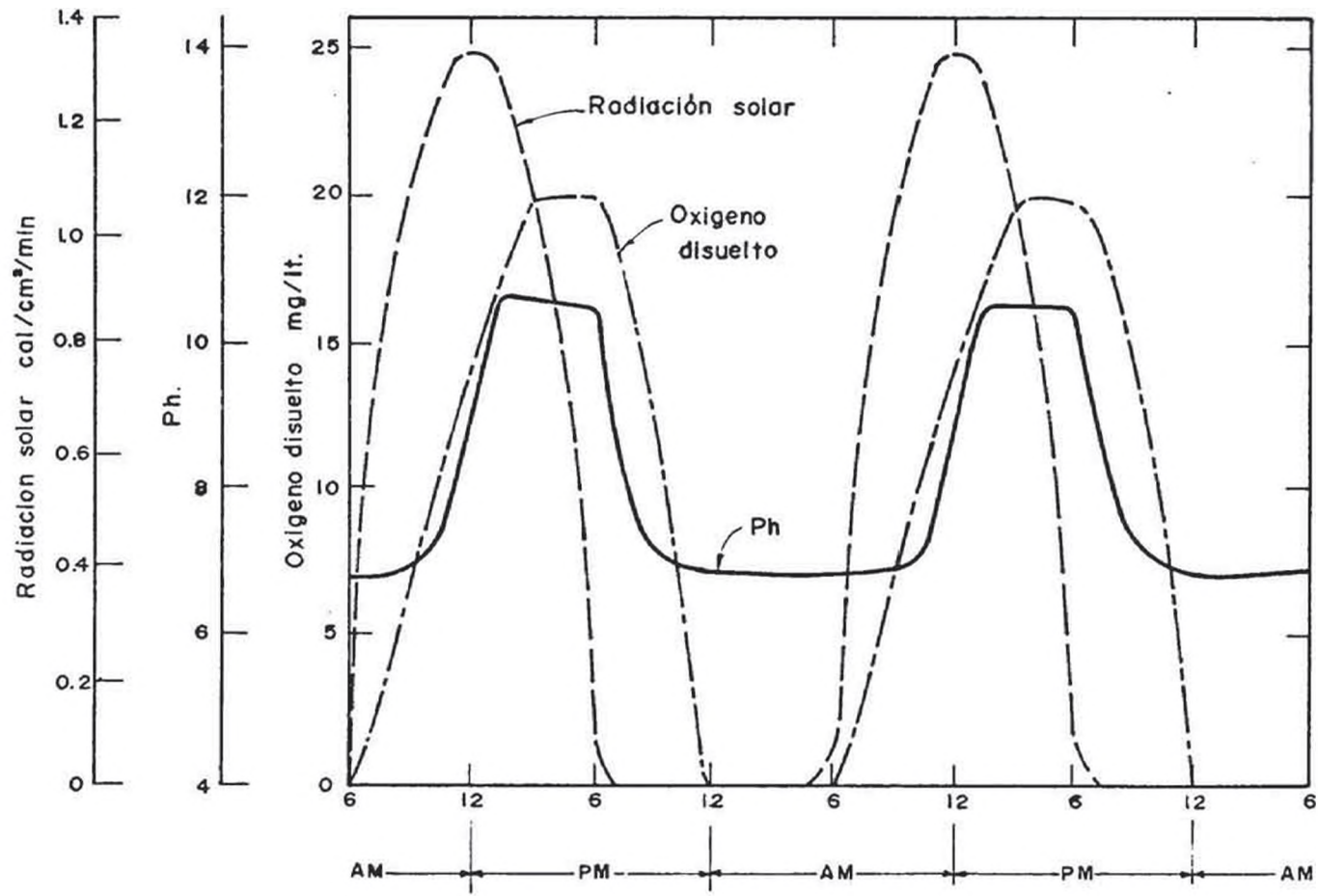


Fig. 7.

y O.D., (sin contar con temperatura y ph), podemos afirmar que los altos y bajos diarios de la concentración de O.D. resulta principalmente de los cambios ocurridos en la intensidad de la luz.

En nuestro caso podemos afirmar que Chilca cuenta con 6 horas de sol al día durante casi todo el año, lo cual hace óptimo el tratamiento por lagunas de estabilización, en las que la iluminación solar es de gran importancia.

- Profundidad.-

Como la zona escogida tiene buena iluminación e insolación, podría bastar la profundidad mínima a usarse en este tipo de lagunas, que es 1.00 mts. La profundidad para nuestro caso nos permite evitar el crecimiento de vegetación emergente, y aprovechar en parte las depresiones del terreno sin usar rellenos en algunas zonas.

La profundidad escogida (1.30 mts.), nos permite calificar la laguna como facultativa; ya que las aeróbicas sólo cuentan con unos pocos centímetros de altura de agua, totalmente atravezados por la luz solar. Las laguna anaeróbicas tienen una profundidad que va de los 2.00 mts hasta los 3.00 mts., como máximo.

Lo que se necesita determinar, es la mejor profundidad y el máximo de carga orgánica que pueda



dar satisfactorios resultados en las lagunas facultativas bajo las condiciones de la costa peruana. Por ello dado que la más alta carga orgánica se va a registrar al ingreso de desagüe crudo, favoreciendo a un incremento de lodos alrededor de la entrada se ha pensado en dar una mayor - profundidad en esta zona. Por lo menos 1.5 mts, alrededor del ingreso del liquido crudo favorecerán una mejor digestión anoeróbica de los lodos y una reducción de olores - fétidos.

Conviene además que el nivel del agua oscile unos 0.50 mts en intervalos de 10 a 15 dias para eliminar el crecimiento de larvas en las orillas.

- Rejilla.-

Antes de entrar los desagües a la laguna, estos pasarán por una rejilla que tiene por finalidad el impedir la llegada a la planta de tratamiento de material sólido extraño, como son palos, trapos, etc.

La rejilla estará instalada en una caja con fondo de concreto y paredes de ladrillo revestidos con mortero. El fondo de la caja estará provisto de canaletas y las rejillas serán de fierro de  $\phi$  1/2" separadas - 1 1/2" centro a centro.

En caso de que el material grueso obstruya completamente la rejilla impidiendo el paso del desagüe líquido, se ha previsto la construcción de un canal

by-pass, cuyo fondo estará a un diámetro de tubería más - alto que el fondo de la canaleta de paso normal.

Tanto la canaleta en donde irá ubicada la rejilla como el by-pass, se construirán dentro de una caja de concreto de forma exagonal. El fondo y cimientos de esta caja serán de concreto 1:3:6 y las paredes de ladrillo revestidas con mortero 1:3.

- Estructuras de entrada y salida.-

Entrada.- no presenta ninguna dificultad en el diseño, pues es la más simple de realizar.

La descarga en la laguna puede ser superficial, a media altura, o apoyada en el fondo y con la boca de descarga lejos de la orilla (más o menos 15 mts.) cuando la laguna es grande.

En nuestro caso por tratarse de una laguna chica; se puede escoger una descarga a media altura (como se indica en la fig. 8).

Se ha observado que alrededor de la laguna de descarga se acumulan sólidos sedimentables y la profundidad en este punto se reduce. Por esta razón y para evitar atoros y dificultades en la descarga de una mayor profundidad para poder acoger a los sólidos sedimentables que se acumulan en esta zona como se indica en la figura 8.

En cuanto a la localización, se debe -

# DIAGRAMA ESQUEMATICO DE UNA LAGUNA DE ESTABILIZACION FACULTATIVA

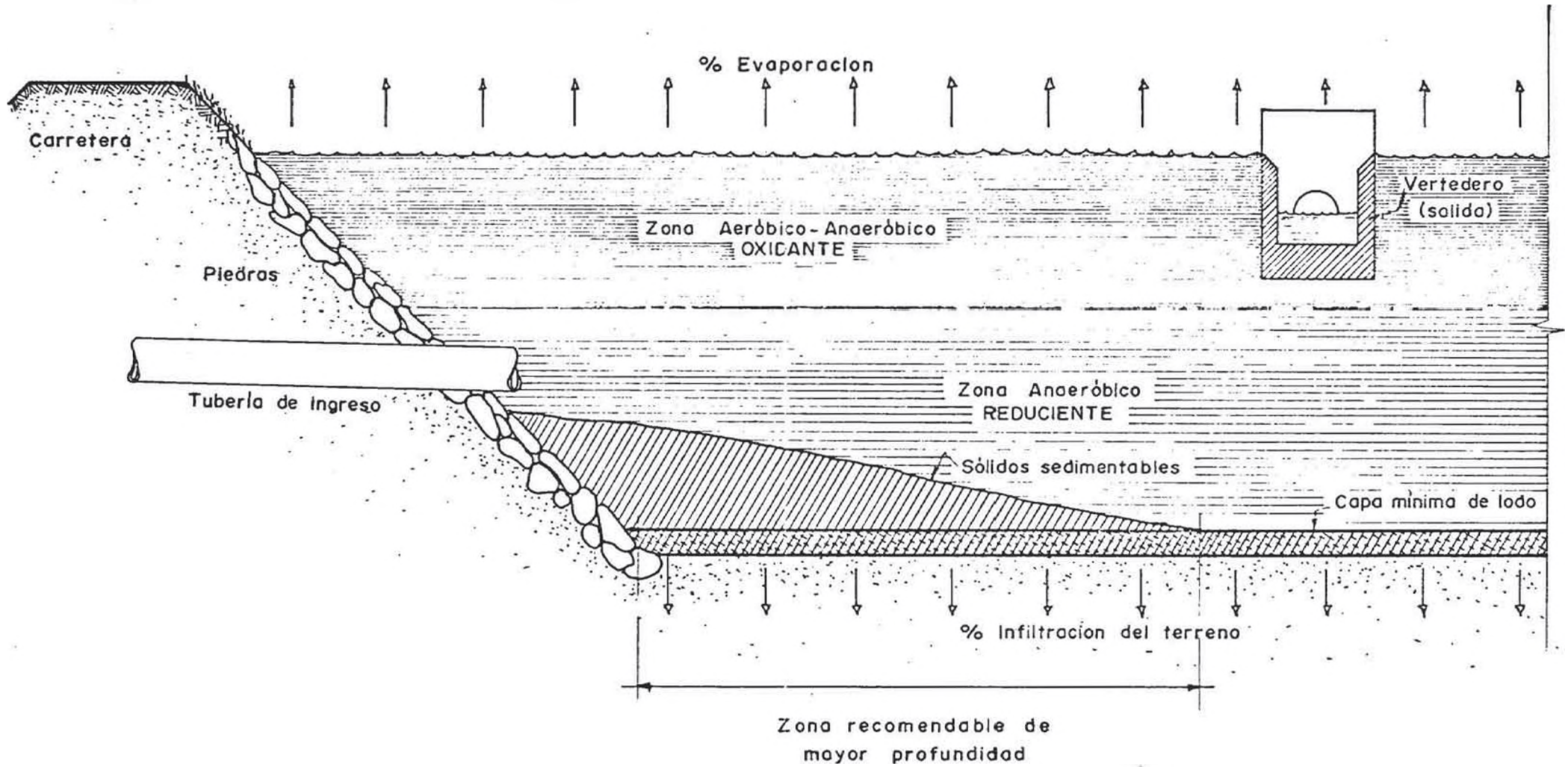


Fig.: 8.-

considerar la acción del viento en la parte posterior a la descarga para que ayude a la dispersión de los sólidos que eviten estancamientos en la zona de descarga.

Salida.- Consta de un vertedero regulable que permite la descarga del líquido en la parte superior considerado con el mayor porcentaje de remoción de DBO y mayor aereación por estar directamente en contacto con el aire.

Este vertedero debe estar situado en una de las orillas para facilitar su control, inspección y manipuleo. En cuanto a la ubicación dentro de la laguna, debe ser un sitio alejado u opuesto a la estructura de entrada, (en caso de lagunas rectangulares), de manera de evitar los cortos circuitos.

Existen otros métodos, pero el vertedero es el más recomendable pues nos permite regular con facilidad el período de retención y el nivel de superficie de la laguna.

- Sistema de varias lagunas.-

Como el período inicial de nuestra laguna coincide con el período inicial del sistema de alcantarillado, se presenta la situación más difícil de la vida de la laguna, pues son grandes las pérdidas por infiltración, debido a que el terreno absorbe mucha agua mientras logra saturarse, situación que va desapareciendo con el -

tiempo y la tendencia de disminución de permeabilidad del terreno por efecto de los sólidos depositados por las aguas negras. Esta situación hace difícil el logro del nivel de operación adecuado de la laguna, pudiendo echar a perder la estructura con el crecimiento de las plantas en el fondo de las mismas y que en algunos casos son difíciles de eliminar, situación que puede empeorar con el secado total de la laguna y producción de los malos olores.

Estos problemas se pueden evitar de dos formas: el primero no aplicable en nuestro caso, que consiste en una fuente adicional de agua adicionada al agua cloacal, que por lo dicho en capítulos anteriores es muy difícil encontrar en Chilca. La segunda solución y la más lógica y recomendable, es el empleo de varias lagunas esta solución nos permite utilizar en un comienzo área - proporcional a la carga que se recibe en una primera etapa de diseño.

Como área final tentativa para las lagunas, considerando que se va a servir a unas 6,000 personas se estima en 2.5 hectáreas. Como al entrar en funcionamiento la red se conectarán poco más de 1,000 habitantes; el área necesaria será muy pequeña. Por lo tanto, se construirá una laguna del área necesaria para trabajar en la etapa inicial.

El uso de varias lagunas tiene venta-

jas en el servicio continuo que pueden prestar en los ca sos de ser necesarios reparaciones, pues si la reparación demanda secar la laguna se puede enviar el caudal sanitario a otras lagunas mientras una de ellas se seca para ser reparada.

Con lagunas diseñadas para operar en paralelo, es posible poner sólo una operación cuando el sistema es puesto a trabajo por primera vez. De esta ma nera se logra reducir el período de llenado de la laguna con lo que se evita principalmente el problema del creci miento de hierbas.

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 producir sobre el dique, - pero es desfavorable a la mezcla que debe haber del contenido de la laguna.

## - 2.- Cálculo de la Laguna.-

En el período inicial de funcionamiento de la red, sólo habrá una pequeña población conecta da, por lo que calcularemos para esta condición, evitando así un gasto fuerte inicial por este concepto.

A continuación analizaremos la posibilidad de uso de esta laguna durante todo el diseño has ta 1980.

- Condiciones de Diseño.-

Población Conectada	(P)	1078 hab.
D.B.O.		80 mgr/lt
Carga / Ha/ día	(Yo)	100 Kgr
Profundidad de Laguna	(h)	1.30 mt
Dotación de Desagüe	(q)	144 lts
(0.8 Dot.agua)		

Gasto Diario Total (Q).-

$$Q = q \times P = \frac{144 \text{ lts} \times \text{día}}{\text{hab}} \times 1078 \text{ hab} = 152,232 \text{ lt/}$$

día.

Carga Diaria.-

$$Yo = Q \times \text{DBO} = \frac{152,232 \text{ lts}}{\text{día}} \times \frac{80 \text{ seg}}{\text{lts}} = 12,178,560$$

$$Yo = 12.2 \text{ Kgr/día}$$

Area necesaria para el tratamiento.-

$$\text{Area} = \frac{Yo}{100} = \frac{12.2 \text{ Kgr}}{100} \text{ Ha} = 0.122 \text{ Ha}$$

$$\text{Area} = 1220 \text{ m}^2$$

para tener una laguna rectangular en la relación de 2:3 consideramos los lados de 30 y 45 mts, que nos dá una - área de 1350 mts.

$$\text{- Período de Retención} = \frac{\text{Val}}{Q} = \frac{\text{Area} \times h}{Q}$$

$$\text{P.R.} = \frac{1350 \text{ m}^2 \times 1.3 \text{ mts}}{152.2 \text{ me/día}} = 11.2 \text{ dias}$$

Chequeo para 1980

Población Conectada            1564 hab

$$Q = 1564 \text{ hab} \times 144 \text{ lts} = 226 \text{ m}^3$$

$$\text{P.R.} = \frac{1350 \times 1.3}{226} = 7.75 \text{ dias}$$

Es decir que la laguna inicial servira hasta el año 1980, que será necesaria la utilización de otra laguna similar que servira para 1985.

Población conectada            2240 hab

$$Q = q \times P = 144 \times 2240 = 322,560 \text{ lts/día}$$

$$Y_0 = Q \times \text{DBO} = 322,560 \times 80 = 25,804,800$$

$$Y_0 = 25.8$$

$$\text{Area} = \frac{Y_0}{100} = 0.258 \text{ Ha}$$

Por lo expuesto se recomienda la ejecución de dos lagunas de 1350 mts de área y una profundidad de 1.30 de sección transversal similar a un tronco de Pirámide. ( Como en Fig. 8 ).

Estas dos lagunas servirán en un principio como primaria y secundaria, luego podrán usarse ambas como primarias; así prestaran servicios por un período de 15 años en que se recalculará y construirá otras lagunas para atender a la población conectada, que ha incrementado a esa fecha considerablemente.



### III.- E.- PRESUPUESTO RED DE DESAGUE

Para el cálculo del presupuesto de la obra de desagüe, seguiremos también el método del sistema unitario usado para calcular el costo de la red de agua.

(Cap. II.-K.)

De tal forma analizaremos las siguientes partidas.-

- a) Metro lineal de tubería de concreto normalizado instalada a una profundidad promedio de 1.50 mt.
- b) Buzones de una profundidad promedio de 150 mts.
- c) Conexiones domiciliarias de desagüe, (solo se consideran los lotes que se conectarían a la red en primera instancia).

#### 1.- Consideraciones Previas.-

- a) El exeso de tubería requerida por rotura y desperdicio considerada por experiencia del orden del 5%, se tomará como un punto más en el presupuesto.
- b) Cuando la actividad ya sea de hombre o máquina no tomé todo el día para la unidad de trabajo, se tomará como fracción de hombre o fracción de máquina. El denominador de la fracción indicará el número de estas unidades

que se realizan al día y el numera  
dor de la misma indicará el número  
de hombres que la realizan.

- c) Las fracciones de horas/hombre u -  
horas máquina considerados en la  
partida de mano de obra del análi-  
sis de los costos unitarios ha si-  
do obtenido de las "Jornadas míni-  
mas de Trabajo", de la Cámara Pe -  
ruana de la Construcción, y de la  
experiencia obtenida en este campo.
- d) Para el cálculo de los jornales se  
ha tomado los datos de la "Direc -  
ción General de Trabajo", División  
de Construcción Civil; los que a  
la letra dicen: "Salarios y otros  
Beneficios del Trabajador de Cons-  
trucción de la Provincia de Lima -  
R.S.D. 025 del 12-3-71 confirmada  
por RDM N° 46-71 DRTL del 13-4-71.  
Está considerada la semana completa  
de trabajo incluido el Dominical y  
las Bonificaciones por Desgaste de  
Herramientas (r.M. 918 del 6-8-65)  
y Bonificaciones por movilidad (DS

25-7-59).

- e) Para el cálculo del tanto por cient  
to de Leyes Sociales se han consi-  
derado todos los pagos y obligacion  
es del patrono.

2.- Análisis Unitario de las Partidas.-

(Ver cuadros)

referencia: Tubería de desagüe CN. 8" x 1.50 mts

partida.....

materiales	Retroexcavadora	1.00 ml	a \$/ 33.00	33.00	
	Tubería C.N. a 67.20/tubo	1.00 ml	a \$/ 50.85	50.85	
	Cemento	0.10 bls	a \$/ 50.30	5.03	
	Arena	0.011 m3	a \$/ 52.00	0.58	
	Compactadora de plancha	0.4 hs	a \$/ 40.00	1.60	
	Bulldozer (relleno superior)	0.1 hs	a \$/ 300.00	30.00	
	Rodillo	0.1 hs	a \$/ 210.00	21.00	
	Agua pruebas y relleno	0.02	a \$/ 200.00	4.00	
				146.06	
mano de obra	Nivelación previa	1/125 peón	a \$/ 154.00	1.23	
	Refines costados y fondo	1/50 peón	a \$/ 154.00	3.8	
	Tendido de tubos 1/150 of.\$/169.11 + 1/50 peón		a \$/ 154.00	4.93	
	Relleno	1/25 peón	a \$/ 154.00	7.60	
	Calofoteo	1/50 albañil	a \$/ 202.22	4.04	
	Prueba 1/200 albañil \$/202.22 + 1/200 peón		a \$/ 154.00	1.78	
				23.38	
L.S.	73%			17.07	179.51

observaciones:

- Excavación de zanja considerada a 1.50 mt. de profundidad
- El 5% de desperdicio de tubería se debe considerar en metrado

referencia: Buzones de Concreto h= 1.50 mts.

partido.....

materiales	Cemento	13.5 bls	a \$/ 50.00	675.00	
	Hormigón	2.5 m3	a \$/ 65.00	163.00	
	Arena	0.5 m3	a \$/ 55.00	27.50	
	Piedra Chancada	0.4 m3	a \$/ 105.00	42.00	
	Fierro	16.0 Kgrs.	a \$/ 12.00	192.00	
	Madera	3.0	a \$/ 13.00	39.00	
	Clavos	300.0 grs	a \$/ 17.00	5.10	
	Alambre	300.0 grs	a \$/ 17.00	5.10	
	Tapa Fo. Fundido	0.60 mts	a \$/ 767.00	767.00	
				1,915.70	
mano de obra	Perfilado, vaciado, loza, fondo, desencofrado	11/8 peones	a \$/ 154.00	211.75	
	Encofrado	1/8 operario	a \$/ 202.22	25.28	
	Tarrajeo costado canaleta	1/2 operario + 1/3 operario	a \$/ 202.22	152.44	
	Techo y tapa	1/4 carpintero \$/202.22 + 1/2 peón	a \$/ 154.00	127.56	
	Retoque final	1/10 albañil	a \$/ 202.22	20.22	
	Prueba	1/25 peón + agua 200		14.16	
					551.41
L.S.	73%			402.53	2,869.64
observaciones:					

referencia: Conexión Domiciliaria de Desagüe

partida.....

materiales	Tubería C.N. 6"	9.00 ml	a \$/ 23.90	305.10	
	Caja de concreto			150.00	
	Tapa y marco 12"x24"		a \$/ 97.00	115.00	
	Cemento	1 bls		50.00	
	Arena	1/10 m3	a \$/ 60.00	6.00	
	Compactador de plancha	0.08 h	a \$/ 40.00	5.00	
				631.10	
mano de obra	Excavación	1/peón=1 domc, 1 día 1/1	a \$/ 154.00	154.00	
	Colocar tubos	1 alb + 1 peón = 6domc. 1/6	(202.22 + 154.00)	59.37	
	Calafeteo y colocación cajas	1 alb. + 1 peón 1/6		59.37	
	Relleno	peón 1/6	a \$/ 154.00	25.66	
	Pruebas resanes	1 alb + 1 peón 1/22	(202.22 + 154.00)	16.19	
			314.59		
L.S.			229.65	1,175.34	

observaciones:

N°	ITEM	unld.	cantidad	precio unitario	sub-total	TOTAL
A.-	<u>OBRAS PRELIMINARES</u>					
I	Instalaciones Provisionales					
o1	Caseta de guardián almacén y oficinas	Global			8,000.00	
o2	Guardiana durante la obra	Global			10,000.00	
o3	Limpieza general	Global			7,000.00	25,000.00
B.-	<u>OBRAS SANITARIAS</u>					
I	Redes de desagüe					
o1	Colectores generales en tubería de concreto normalizado de 8" y 10 lbs plg2 comprendiendo el trazo nivelación refine tendido colocación, calafateo y prueba de tubería; relleno y cernido y compactado hasta - 0.50 mt., del fondo de zanja relleno y esparcido de material sobrante	m1	21,400.00	179.51	3,841,514.00	
o2	Buzones standard de concreto simple y tarrajado interiormente; con techo de concreto armado y tapa de fierro fundido de 110 kgrs. x 0.60 mt de diámetro	U	284.00	2,869.64	814,977.76	

N°	ITEM	unid.	cantidad	precio unitario	sub-total	TOTAL
o3	Por 5% de desperdicios en tubería	ml	1,070.00	23.90	25,573.00	4,682,064.76
C.-	<u>PLANTA DE TRATAMIENTO DE DESAGUE</u>					
o1	Línea de conducción a planta de tra					
	tamiento idem item o1 pero con tube-					
	ría C.N. 10" Ø	ml	800.00	210.20	168,160.00	
o2	Buzones igual a detalles en item B-					
	o2	U	8.00	2,869.64	22,957.12	
o3	Lagunas de oxidación					
	a) Trazado, excavación y eliminación					
	de desmonte en 2 lagunas	m3	3,510.00	30.00	105,300.00	
	b) Refine de perfiles de la laguna					
	empedrado de anillos	ml	150.00	85.00	12,750.00	
	c) Estructuras de Entrada y Salida	U	4.00	540.00	2,260.00	
o4	Obras exteriores, huella de acceso -					
	desde carretera, sembrado de grass y					
	arborización	Estimado			12,000.00	323,427.12
						5,030,491.88
	Gastos Generales y Dirección Técnica 5%					251,524.59
	TOTAL GENERAL .....					5,282,016.47
	SON: CINCO MILLONES DOSCIENTOS OCHENTIDOS DIECISEIS CON 47/100 SOLES ORO.-					







III.- F.- TARIFAS.-

Para el cálculo de la red de desagüe se considerará los gastos de mantenimiento de la red y gastos de operación y control de la planta de las lagunas de oxidación en el primer período de trabajo, es decir, hasta el año 1980.

1.- Análisis de Partidas.-

a.- Gastos de Operación.-

Por ser necesaria la presencia de un hombre durante todos los días del mes en el área que ocupa la laguna, se evalúa este gasto como jornales al mes. Correspondiendo los mismos al jornal promedio que se paga en la zona. Este jornal cubre las necesidades de control, mantenimiento y guardiana de la planta.

Jornal promedio = \$/ 90.00

30 jornales/mes x 90.00 = \$/ 2,700.00 al mes.

b.- Mantenimiento.-

1.- Pago de Personal Especializado.-

Para el control de la planta; se estima el trabajo de una persona especializada en el control de caudales de ingreso a la laguna, lo cual se estima debe representar una hora diaria de trabajo, que hacen más o menos 4 jornales al mes a razón de \$/ 300.00 el jornal .  
Pago a personal de inspección de la planta

4 jornales x 300.00 = \$/ 1,200.00 al mes.

Para el mantenimiento de la red se considerará  $\frac{1}{3}$  de jornal de gasfitero al mes para financiar posibles reparaciones de tuberías.

Pago de personal de mantenimiento:

$$\frac{1}{3} \text{ jornal} \times \$/ 300.00 = \$/ 100.00 \text{ al mes}$$

Materiales.- Se ha considerado que el 30% de las tuberías serán reparadas durante el período de diseño (30 años).

$$\text{Costo de tubería} = \$/ 21,400.00 \times 23.90 \text{ ml.} = \$/ 451,460.00$$

$$\text{Costo de materiales} = \frac{451,460 \times 0.3}{12 \times 30} = 376.20$$

c.- Resumen de Partidas.-

- Gastos de Operación	\$/ 2,700.00
- Control	\$/ 1,200.00
- Mantenimiento	\$/ 100.00
- Materiales	\$/ <u>376.20</u>
- TOTAL	\$/ 4,376.20

2.- Tarifa.-

Como el costo deberá ser financiado - por los usuarios tomamos como referencia el N° de predios conectados hasta 1980 (315 predios)

$$\text{Tarifa} = \frac{\text{Monto Total}}{\text{N° predios}} = \frac{4,376.20}{315.00} = 13.89$$

Además se debe tener en cuenta un cierto porcentaje de morosidad que no permitirá recaudar el - 100% de las tarifas cada mes, sinó aproximadamente un 80%

de ellos.

Por consiguiente la tarifa definitiva será  $13.89 \times 1.2 = 16.68$ . Consideramos como cifra redonda \$/ 17.00

### 3.- Derecho a Conexión Domiciliaria.-

La tarifa calculada en el ítem anterior no incluye el costo de la conexión domiciliaria que será abonada una sola vez al solicitar el interesado su servicio de desagüe.

El costo del mismo se ha calculado en \$/ 1,175.34 (Ver cuadro de análisis de costos unitarios Pág. Nº ).

A este costo le agregamos un 10% de gastos generales, transportes de materiales e imprevistos.

Finalmente obtenemos que el derecho de conexión será  $1,175.34 \times 1.10 = 1,292.87$ .

Derecho a Conexión Domiciliaria de Desagüe \$/ 1,295.00

### 4.- Resumen de Tarifas de Agua y Desagüe.-

Los usuarios pagarán como total de tarifas de agua y desagüe \$/ 28.00 + \$/ 17.00 respectivamente, que hacen un total de \$/ 45.00 al mes.

Como derecho a Conexión Domiciliaria de agua y desagüe \$/ 960.00 + \$/ 1,295.00 respectivamente, que hacen un total de \$/ 2,255.00 pago inicial y único durante el uso de estos servicios.

## BIBLIOGRAFIA

- 1) "Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales"  
Fair Geyer y Okun
- 2) "Abastecimiento de Agua y Alcantarillado"  
E.W. Steel
- 3) "Abastecimiento de Agua y Alcantarillado"
- 4) "Urbanización, Planificación y Diseño"  
A. Gallión
- 5) Copias del Curso de Alcantarillado y Drenaje Pluvial  
dictado por el Ing. Alfonso Zavala 1970
- 6) Copias del Curso de Abastecimiento de Agua  
dictado por el Ing. Pflucker 1964
- 7) "Union Alemana de Técnicos de Gas y Agua"
- 8) Organización, Administración y Operación de Servicios  
de Agua Potable  
O.P.S. Ing. Galindo
- 9) "Expedientes diversos del Ministerio de Fomento y Obras  
Públicas y Ministerio de Agricultura"