

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE  
INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
AMBIENTAL**



**ESTUDIO DEFINITIVO DE AMPLIACION Y  
MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE  
AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE  
LA CIUDAD DE MALA**

**TESIS**

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE**

**INGENIERO SANITARIO**

**SANTOS ANYOSA LUJAN**

**SEVERIANO MACEDONIO ORE FALCON**

**LIMA - PERU**

**1992**

## AGRADECIMIENTO

Nuestro más sincero agradecimiento a la invalorable orientación del Ingeniero Alberto Díaz Noel, por el asesoramiento y guía para la elaboración del proyecto en estudio.

De igual forma a los Ingenieros Jorge Olivares Vega, Jorge Delgado Pérez, Guillermo León, por su apoyo y colaboración.

A la Señora Rosa Huapaya Vega, por la invalorable colaboración en los estudios de Campo, tan igual a nuestro amigo Julio César Cuba Mora, por el gran aporte en el tipeo del presente estudio.

## A mis Padres

Cesareo y Maxima, por su apoyo constante, comprensión y la orientación moral que dio a mi persona la formación que siempre anhelé.

Santos

A mis Padres:

Arturo y Esperanza que todo lo dieron para lograr mis metas, a mis hermanos, en especial a mi hermana Marcelina que siempre fue el apoyo constante en mi formación profesional.

Severiano

## SUMARIO

El presente estudio ve la problemática actual sobre el abastecimiento de agua potable y alcantarillado de la localidad de Mala, para la cual se hace un análisis del estudio de Mercado en donde se puede observar las características de la forma de vida de la población.

Evalúa las condiciones actuales de los Sistemas de Abastecimiento para, luego proyectar el diseño complementario.

Estudia las fuentes de abastecimiento para luego realizar el análisis de alternativas y determinar cual resulta más económico satisfaciendo la demanda actual del abastecimiento.

Luego de los estudios previos, se realiza el diseño final de todos los componentes del Sistema de Abastecimiento de Agua y Alcantarillado de la Ciudad de Mala, incluyendo los periodos óptimos de diseño de cada estructura, los metrados, presupuestos y la fórmula polinómica de los componentes finales.

## INDICE

### ESTUDIO DEFINITIVO DE MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD DE MALA

CAPITULO I : ANTECEDENTES Y OBJETIVOS DEL PROYECTO	11
1.1 Denominación	12
1.2 Ubicación	12
1.3 Naturaleza	12
1.4 Extensión	12
1.5 Definición de la situación, problemas y concepción del proyecto como solu - ción del mismo.	15
1.6 Objetivo del proyecto	16
CAPITULO II: ESTUDIO DE MERCADO	17
2.1 Area de Influencia	19
2.1.1 Hidrología	19
2.1.2 Clima	19
2.1.3 Vías de Comunicación	20
2.2 Estudios de la población	20
2.3 Censos	23
2.4 Indices de crecimiento de la población	24
2.5 Desarrollo urbano	25

2.5.1 Estructura físico urbana	26
2.5.2 Esquema de desarrollo	28
2.6 Morbilidad y Mortalidad	31
2.7 Estudio socio económico de la población	32
2.7.1 Estructura ocupacional	33
2.7.2 Ingresos	38
2.7.3 Vivienda	42
2.7.4 Salud	46
2.7.5 Educación	47
2.7.6 Conclusión	49
2.8 Principales servicios públicos con que cuenta la ciudad de Mala	49
2.9 Energía eléctrica de la ciudad de Mala	51
2.10 Información sobre el sistema actual del servicio de agua potable y alcantari - llado	51
2.10.1 Agua Potable	54
2.10.2 Alcantarillado	60
2.11 Estudio del déficit previsto	64
<b>CAPITULO III: DATOS BASICOS DE DISEÑO</b>	<b>71</b>
3.1 Periodo tentativo de diseño	72
3.2 Cobertura	96
3.3 Variaciones de consumo	96
3.4 Cálculo de la dotación	101
3.5 Cálculo de la demanda contra incendio	102

3.6	Cálculo del volumen de reserva	103
3.7	Cálculo del volumen de almacenamiento	103
3.8	Demanda total, proyecciones y caudales de diseño	104
CAPITULO IV : ESTUDIO DE ALTERNATIVAS		108
4.1	Cuenca del río Mala	109
4.2	Aguas superficiales	112
4.2.1	Registro de datos	112
4.2.2	Análisis de la información disponible	115
4.2.3	Rendimiento seguro	125
4.2.4	Calidad de Agua	127
4.2.5	Proyectos futuros	129
4.2.6	Conclusiones	130
4.3	Aguas subterráneas	131
CAPITULO V : DESARROLLO DE ALTERNATIVAS		133
5.1	Alternativa de fuentes de agua	134
5.1.1	Manantiales	134
5.1.2	Aguas superficiales	135
5.1.3	Agua subterránea	142
CAPITULO VI : ANALISIS DE ALTERNATIVAS		145
6.1	Vida útil	146
6.2	Tasa de interés	147
6.3	Alternativa de agua superficial	147



6.4	Alternativa de agua subterranea	148
6.5	Comparación de alternativas	155
6.6	Conclusión	166
CAPITULO VII : PERIODO OPTIMO DE DISEÑO		167
7.1	Determinación del periodo óptimo de diseño de la linea de impulsión y aducción	170
7.2	Determinación del periodo óptimo de diseño para la perforación del pozo tubular	172
7.3	Determinación del periodo óptimo de diseño para la red de distribución	174
7.4	Determinación del periodo óptimo de diseño para los colectores de desague de concreto simple normalizado	176
7.5	Determinación del periodo óptimo de diseño para el reservorio apoyado	178
7.6	Determinación del periodo óptimo de diseño para Laguna de Estabilización.	180
CAPITULO VIII: ANTEPROYECTO		182
8.1	Fuente de Abastecimiento	183
8.2	Linea de impulsión	184
8.3	Reservorio	184
8.4	Red de distribución	185
8.5	Recolección	201
8.6	Planta de tratamiento	216

CAPITULO IX	: METRADO, PRESUPUESTO Y FORMULA FOLI - NOMICA DELA ALTERNATIVA SELECCIONADA	236
9.1	Estación de Bombeo	241
9.2	Línea de Impulsión	244
9.3	Almacenamiento	247
9.4	Red de distribución	250
9.5	Colectores troncales	255
9.6	Colectores de relleno	258
9.7	Planta de tratamiento de desagues	262
CAPITULO X	: ORGANIZACION DEL SISTEMA	264
10.1	Administración del Sistema existente	265
10.2	Administración del Sistema proyectado	268
CONCLUSIONES		272
BIBLIOGRAFIA		277

CAPITULO I  
ANTECEDENTES Y OBJETIVOS DEL  
PROYECTO

1.1 Denominación.

1.2 Ubicación.

1.3 Naturaleza.

1.4 Extensión.

1.5 Definición de la situación, problemas y concepción del  
proyecto como solución del mismo.

1.6 Objetivos del Proyecto.

## CAPITULO I

### ANTECEDENTES Y OBJETIVOS DEL PROYECTO

#### 1.1 DENOMINACION

El presente trabajo tiene por finalidad optar la Tesis de Grado presentando el "Estudio Definitivo del Proyecto de Ampliación y Mejoramiento de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado para la Ciudad de Mala".

#### 1.2 UBICACION

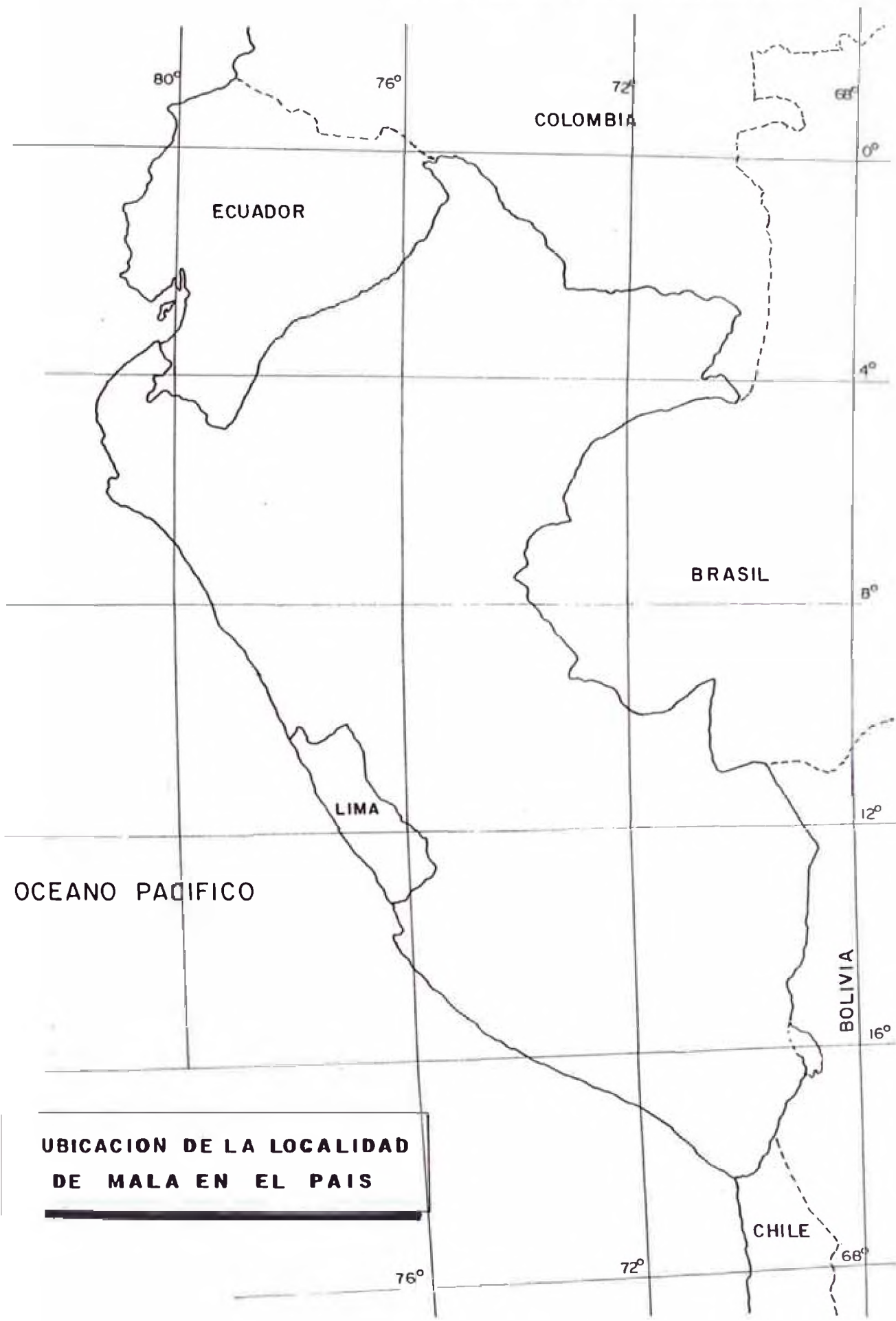
La ciudad de Mala está situada en la región de la Costa, es la capital del mismo nombre, pertenece a la provincia de Cañete del departamento de Lima.

#### 1.3 NATURALEZA

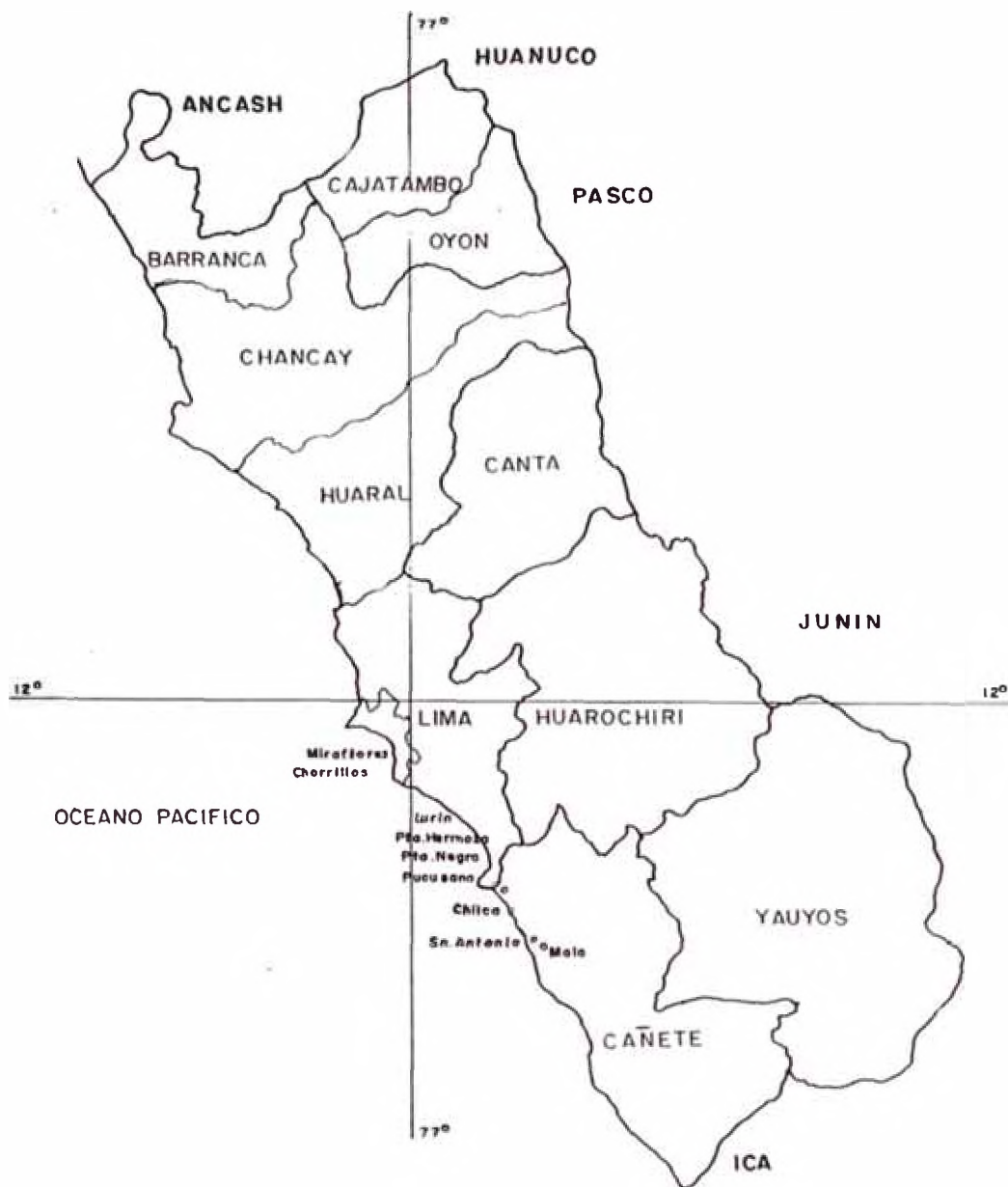
El estudio analiza la realidad existente del servicio de agua potable y alcantarillado, así mismo diseña su ampliación y mejoramiento de acuerdo a la proyección del plano regulador y de expansión urbana de la ciudad.

#### 1.4 EXTENSION

El estudio abarca la evaluación de la situación actual del Pozo, Línea de Impulsión, Reservorio, Red de Distribución, Redes Colectoras y Planta de Tratamiento de Desague así como también las proyecciones para el futuro.



**UBICACION DE LA LOCALIDAD  
DE MALA EN EL PAIS**



**UBICACION DE LA LOCALIDAD DE MALA  
EN EL DEPARTAMENTO DE LIMA**

#### 1.5 DEFINICION DE LA SITUACION, PROBLEMAS Y CONCEPCION DEL PROYECTO COMO SOLUCION DEL MISMO.

El sistema actual de abastecimiento de agua y alcantarillado de la localidad de Mala no cubre los requerimientos mínimos de la población ya que aproximadamente sólo el 50% y 30% de la población posee agua potable y alcantarillado, respectivamente

El sistema de agua esta constituido por un pozo tubular, donde se bombea a razón de 25 Lps. a un reservorio apoyado de 400M<sup>3</sup> de capacidad de donde se distribuye el Agua Potable al área central de la localidad a través de tuberías de 6" y 4". El sistema de alcantarillado está conformado por una red de colectores de 8" y un emisor de 10" que descarga sus desagües sin tratar al río Mala, 400 Mt. antes de su desembocadura al mar, contaminando las playas adyacentes.

El proyecto está basado en el estudio definitivo para cubrir el déficit actual y satisfacer la demanda de agua potable y alcantarillado de Mala para los próximos 20 años, por lo cual, se solucionará principalmente la urgente necesidad de contar con dichos servicios en los asentamientos humanos "Dignidad Nacional y Santa Rosa", que por su ubicación alta están fuera de las zonas de servicio del reservorio actual, y a su vez el tratamiento

final de los desagües domésticos para evitar la contaminación.

#### 1.6 OBJETIVO DEL PROYECTO

El objetivo del presente proyecto es aplicar los conocimientos adquiridos durante la carrera universitaria y profesional para la ejecución del Proyecto Definitivo de la Ampliación y Mejoramiento de Agua Potable y Alcantarillado de Mala satisfaciendo las necesidades básicas requeridas de calidad, cantidad, oportunidad y costo para cuyo propósito se le dará el enfoque técnico necesario tratando de minimizar los porcentajes de capacidad ociosa del proyecto a fin de optimizar su solución por los lados de la oferta y la demanda.



CAPITULO II  
ESTUDIO DE MERCADO

2.1 Area de Influencia

2.1.1 Hidrología

2.1.2 Clima

2.1.3 Vías de comunicación

2.2 Estudio de la población

2.3 Censos

2.4 Índice de crecimiento de la población

2.5 Desarrollo urbano

2.5.1 Estructura físico urbana

2.5.2 Esquema de desarrollo

2.6 Morbilidad y Mortalidad

2.7 Estudio Socio Económico de la población

2.7.1 Estructura ocupacional

2.7.2 Ingresos

2.7.3 Vivienda

2.7.4 Salud

2.7.5 Educación

2.7.6 Conclusión

2.8 Principales servicios públicos con que cuenta la ciudad de Mala

2.9 Energía Eléctrica de la ciudad de Mala

2.10 Información sobre el Sistema Actual del Servicio de

Agua Potable y Alcantarillado.

2.10.1 Agua Potable

2.10.2 Alcantarillado

2.11 Estudio del déficit previsto

## CAPITULO II

### ESTUDIO DE MERCADO

#### 2.1 AREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

La localidad de Mala es un poblado urbano que se encuentra a 80 km al sur de Lima, en la costa peruana. Ocupa una extensión de 180 Ha., incluyendo chacras y huertos dentro del perímetro urbano. Tiene una vía principal de comunicación a la carretera Panamericana que une a toda la costa peruana, posee además una carretera hacia el interior que comunica con la población de Calango.

##### 2.1.1 HIDROLOGIA

La cuenca hidrológica del río Mala tiene una extensión de 2,250 km<sup>2</sup>, contando con 1,585 km<sup>2</sup> de zona húmeda donde se producen precipitaciones apreciables en la parte alta, y los 665 km<sup>2</sup> restantes, de zona árida, debajo de la cota 460 msnm aproximadamente. El río Mala presenta un régimen irregular y torrencioso, como la mayoría de los ríos de la costa.

##### 2.1.2 CLIMA

Esta localidad por encontrarse a lo largo de la costa peruana tiene un clima templado que es semejante a las localidades que se encuentran a

alrededor, variando sus temperaturas mínimas y máximas de la forma siguiente:

	<u>mínima</u>	<u>máximas</u>
temperatura	15°C	24°C

### 2.1.3 VIAS DE COMUNICACION

Tiene una vía principal de comunicación a la carretera Panamericana que une a toda la costa del Perú, posee además una carretera hacia el interior que comunica con la población de Calango. Existen líneas de transporte que recorren desde la capital hacia el centro de la ciudad.

## 2.2 ESTUDIO DE LA POBLACION (Rural, Urbana, Total)

El distrito de Mala tiene una población total de 10659, según el censo de 1981, de estos, 8310 Hab. pertenecen al pueblo propiamente dicho y el resto a los campamentos mineros Raúl y Condestable, ubicados fuera del pueblo de Mala.

El distrito ha sufrido un proceso de crecimiento demográfico explosivo en los últimos 20 años. En el lapso comprendido por los años 1961 - 1972 la población urbana creció a una tasa de 7.8% anual y en el período de 1972 - 1981 a una tasa de 6.5% . Esta tasa es mayor aún que la

registrada en la provincia de Lima que fue de 3.8% .

En cuanto a la población rural, se registro una tasa negativa de (-2.8%), en el último periodo intercensal, lo que demuestra que existe un traslado masivo de la gente del campo a la ciudad. El comportamiento irregular de la dinámica demográfica del distrito de Mala, fue motivo de una exhaustiva investigación en la zona, basada en testimonios e informes de entidades e instituciones representativos, como el municipio, el Ministerio de Trabajo, las cooperativas agrarias y el Instituto Nacional de Estadística. Las conclusiones principales de dicha investigación son las siguientes:

- El fuerte crecimiento urbano registrado en la década del 60 se debe a la inmigración de personas en su mayoría de fuera de la provincia, para ocupar los puestos de trabajo de los asentamientos mineros de Condestable y Raúl, así como la de la fábrica de cemento Chilca. En la época del 70, debido al proceso de reforma agraria, el campesinado de la costa, en especial de los valles ricos como Cañete y Mala, experimenta una mejora en su economía, que a su vez los induce a buscar mejores condiciones de vida, esto da lugar a la migración de los campesinos hacia los centros urbanos en busca de vivienda, que es acentuada en el caso de Mala por la



proximidad de las haciendas agrícolas, algunas de las cuales prácticamente están dentro del medio urbano.

- El proceso de migración va decreciendo progresivamente y se estabiliza aproximadamente en el año 1974.
- El proceso de migración tiene lugar dentro de los límites de la provincia de Cañete, cuyo crecimiento global fue de 3%, que equivale a un incremento vegetativo alto, propia de las condiciones socio-económicas y culturales de la zona.

Para la proyección de la población futura consideramos improbable que se originen los brotes de crecimiento explosivo que ocurrieron en el pasado por un carácter coyuntural, pero debido a la carencia de una política agresiva de control de la natalidad, la alta tasa de crecimiento vegetativo, será mantenida por largo tiempo. Por las razones expuestas, consideramos que la tasa del 3%, igual a la provincia de Cañete, es la más recomendable para el cálculo de la población futura de Mala, según informaciones obtenidas.

### 2.3 CENSOS:

Población urbana censada de Mala.

<u>Censo</u>	<u>población</u>	<u>tasa de crecimiento</u> <u>media anual</u>
1940	1500	-----
1961	2646	2.7%

1972	6065	7.8%
1981	8310	6.5%

población urbana y rural a nivel de departamento provincia y distrito (1972 - 1981)

	<u>Dpto. de Lima</u>	<u>Prov. de Cañete</u>	<u>Distr. de Mala</u>
1972 Total	3472564 (100%)	90559 (100%)	9904 (100%)
Urbana	3241051 (93.3%)	47218 (52.12%)	6065 (61.2%)
Rural	231513 (6.7%)	43341 (47.9%)	3839 (38.8%)
<hr/>			
1981 Total	4745877 (100%)	118126 (100%)	10659 (100%)
Urbana	4542911 (95.7%)	79887 (69.5%)	8310 (77.86%)
Rural	202966 (4.3%)	38239 (30.5%)	2349 (22.04%)

#### 2.4 INDICE DE CRECIMIENTO DE LA POBLACION:

Tasa de crecimiento intercensal

( 1972 - 1981 )

	<u>Total</u>	<u>Urbano</u>
Perú	2.6	3.6
Departamento de Lima	3.7	3.8
Provincia de Lima	3.9	3.8
Provincia de Cañete	3.0	6.1
Distrito de Mala	3.7	6.5



Tasa media anual en población urbano y rural a nivel de Departamento-Provincia-Distrito

Tasa media anual	Dpto. de Lima	Prov. Cañete	Distr. de Mala (#)
total	3.7	3.0	3.7
urbana	3.8	6.1	6.5
rural	-1.2	-2.2	-2.8

(#) Estos valores incluyen los poblados mineros de Condestable y Raúl ubicados fuera del pueblo de Mala.

2.5 DESARROLLO URBANO: No existe en Mala un plan de ordenamiento o expansión debidamente aprobado que sirva de guía para el crecimiento actual y futuro de este asentamiento y de base para la ejecución de otros estudios como el actual. Para suplir esta deficiencia se ha efectuado un estudio primario de desarrollo urbano para plantear un esquema de expansión que sirva de apoyo al estudio definitivo del agua potable y alcantarillado de la localidad. Este esquema no pretende eximir la necesidad urgente que tiene el municipio de Mala de contar con un plan regulador.

Para la ejecución del esquema se efectuaron

visitas a la ciudad, con el fin de visualizar el comportamiento de su estructura físico espacial, detectar las tendencias de su crecimiento físico y poblacional, comprobar las posibilidades y limitaciones de las áreas de expansión y su factibilidad de integrarlas a la estructura urbana existente. Asimismo se ha analizado la información socio económica, censal y de crecimiento urbano, en los últimos años como base para proyectar las posibilidad de expansión y ocupación territorial.

**2.5.1 ESTRUCTURA FISICO-URBANA:** La ciudad de Mala desde el punto de vista físico, se encuentra en el valle del río del mismo nombre, en la delta de su descarga al mar y rodeada de áreas agrícolas. El área actualmente ocupada es del orden de 152.23 Ha , con una densidad promedio de 70.02 hab/Ha que puede subdividirse en cuatro zonas, una correspondiente al área central con una densidad promedio de 95.10 Hab/Ha , un área periférica aún en proceso de consolidación, con una densidad media de 205 Hab/Ha , asentamientos humanos marginales en la parte alta de la ciudad con una densidad de 108.18 Hab/Ha y una franja a lo largo de la pista que conecta la ciudad con la nueva autopista, donde se observa escasas construcciones, con una densidad de

52.81 Hab/Ha .

La conformación urbana se estructura en base al damero central, donde confluía la Panamericana Norte, pero debido a la construcción de la nueva autovía que pasa por fuera de la ciudad, aquella ha quedado realizada como pista de tráfico interno. Existe igualmente una pista, asfaltada en parte, a la sierra y que corre paralela al río Mala hacia las localidades de Calango y Pasaca.

Al interior del área central la gran mayoría de las calles se encuentran pavimentadas y coincide con el área con estructura de servicios de agua y alcantarillado. En cambio en las zonas restantes que están en proceso de consolidación no se encuentran implementadas la estructura de servicios ni la pavimentación. Las nuevas áreas están creciendo en forma desordenada, por la carencia de un instrumento de ordenamiento urbano y de una administración que vele por su cumplimiento.

El área circundante al casco central posee poca densidad debido a que existen gran cantidad de casas huertas. Las partes altas de la ciudad donde se encuentran los asentamientos humanos Dignidad Nacional y Santa Rosa, están limitadas como áreas de expansión por la topografía. En cuanto a

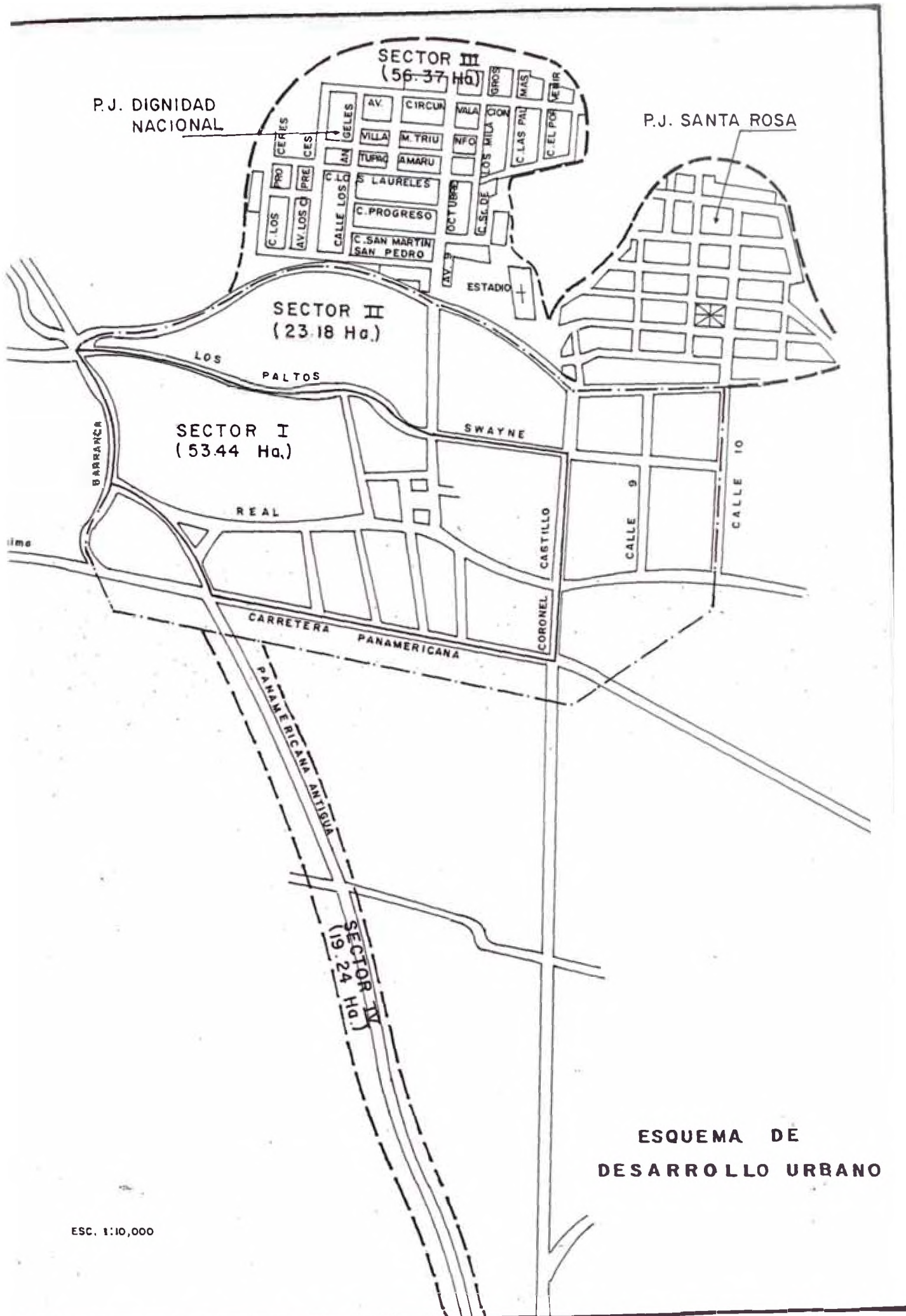
equipamiento urbano, existe el colegio nacional Dionicio Manco donde se imparte la educación secundaria, además de 6 escuelas estatales y 3 particulares de nivel primario. En el sector de salud funciona una posta médica y un centro de salud, otros equipamientos importantes lo constituyen el mercado de abastos, el estadio, el cementerio y diversos establecimientos públicos y privados. Cabe destacar que los equipamientos vienen prestando un servicio aceptable a nivel urbano y se suplementan con los servicios de las ciudades vecinas como Lima y Cañete.

**2.5.2 ESQUEMA DE DESARROLLO:** Para definir los diferentes sectores urbanos planteados en el esquema se han tomado como base la actual reestructuración de la ciudad de Mala. Así el área urbana establecida en el esquema comprende cuatro sectores residenciales:

- El sector I, comprende el área central tradicional, la cual cuenta casi en su totalidad con la infraestructura básica de servicio. Esta zona comprende un área aproximada de 53.44 Ha que con una densidad de saturación de 58.34 Hab/Ha albergará a una población total de 5322 habitantes, es decir el 30% del total de la

población de Mala a largo plazo.

- El sector II, está constituido por el área circundante al casco central, actualmente en proceso de consolidación donde es necesaria la implementación de obras de infraestructura básica. Esta zona comprende un área de 23.18 Ha , que con una densidad de 125.55 Hab/Ha albergará a una población de 4,967 Hab que representa el 28% de la población total a largo plazo.
- El sector III, comprende los asentamientos urbanos marginales, de rápido crecimiento donde es prioritaria la implementación de obras de saneamiento básico. Esta zona comprende un área de 56.37 Ha que con una densidad de saturación de 66.38 Hab/Ha , albergará 6386 personas, es decir el 36% del total de la población en el largo plazo.
- El sector IV, la constituye un área natural de expansión a ambos lados de la carretera de entrada y salida de Mala a la autopista Lima - Cañete, tiene un área estimada en 19.24 Ha que con una densidad de 32.41 Hab/Ha , albergará a 1064 habitantes que equivale al 6% de la población de Mala en el largo plazo.



**ESQUEMA DE  
DESARROLLO URBANO**

ESC. 1:10,000

2.6 MORBILIDAD Y MORTALIDAD: La localidad de Mala como otras ciudades del País se encuentran sumidos en las deficiencias en los servicios básicos como es el agua potable y su sistema de alcantarillado, lo cual trae consigo que la población adulta y niñez estén propensos a contraer enfermedades que luego van a dar con la muerte. Información recogida en las entidades de Mala muestran lo siguiente:

Indice de Morbilidad (censo 1981)

Enfermedades	Nº de casos	Porcentajes
Tifoidea	63	12.4
Disentería	29	5.7
Hepatitis Infecciosa	18	3.5
Brucelosis	19	3.7
Helmintiasis	20	3.9
Tuberculosis	94	18.4
Respiratorias agudas	90	17.6
Sarampión	63	12.4
Tos ferina	41	8.0
Varicela	43	8.5
Otros	30	5.9
total		100.0

El número de casos presentados de morbilidad y mortalidad en la localidad de Mala del mes de Enero a Setiembre de 1990

- Casos de enfermedad diarreica aguda:

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET
96	26	131	82	51	64	41	29	31

- Casos de deshidratación:

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET
0	0	0	0	0	1	1	1	0

- Defunciones por enfermedades diarreicas:

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET
20	20	50	32	19	16	30	13	18

2.7 ESTUDIO SOCIO ECONOMICO DE LA POBLACION: El estudio socio-económico de la localidad de Mala se ha efectuado en base a los datos del censo de 1981 y a la información obtenida de los organismos oficiales, de las cooperativas agrarias y de las asociaciones pro-vivienda, complementadas por una encuesta hecha en 100 viviendas distribuidas en el casco urbano y en los pueblos jóvenes Dignidad Nacional, Santa Rosa y la Rinconada; el muestreo realizado equivale aproximadamente al 5% del universo



estudiado.

2.7.1 ESTRUCTURA OCUPACIONAL: El análisis de la estructura ocupacional de Mala, tiene por objeto proporcionar información básica de las características particulares de la población orientadas a conocer la condiciones de la fuerza laboral existente.

La población económicamente activa, según criterios convencionalmente aceptados está constituida por todas las personas dedicadas a realizar alguna labor productiva, a los que se suman los sub-ocupados y los desocupados, a partir de los 6 hasta los 70 años de edad.

En el distrito de Mala, la población económicamente activa es de 4001 personas correspondiendo al 80% al elemento masculino y apenas el 20% al sector femenino, lo cual demuestra la poca participación de las mujeres en el trabajo, que a su vez se debe a la escasez de puestos adecuadamente remunerados y permanentes. La problemática ocupacional reviste características especiales puesto que la tercera parte de la población se dedica a la agricultura, 14.4% a la minería, 15.3% al comercio, solo 6% a la industria y apenas 5.6% a la construcción. Esto indica el

**POBLACION ECONOMICAMENTE ACTIVA POR OCUPACION PRINCIPAL  
DEL DISTRITO DE MALA  
( CENSO 1981 )**

	<b>OCUPACION</b>	<b>POBLAC.</b>	<b>%</b>
1.-	Profesionales, tecnicos y trabajadores asimilados	243	6.1
2.-	Funcionarios publicos superiores y gerentes	8	0.2
3.-	Personal administrativo y trabajadores asimilados	288	7.2
4.-	Comerciantes, vendedores y afines	510	12.8
5.-	Trabajadores de los servicios	246	6.1
6.-	Trabajadores agricolas, forestales y pescadores	1267	31.7
7.-	Trabajadores no agricolas choferes, etc.	1191	29.8
8.-	Ocupacion no especificada	108	2.7
9.-	Buscan trabajo por primera vez	140	3.5
10.-	<b>Total</b>	<b>4001</b>	<b>100.00</b>

**SERVICIO DE DESAGUE EN EL DISTRITO DE MALA  
( CENSO 1981 )**

	<b>TIPO DE SERVICIO</b>	<b>VIVIENDA</b>	<b>HABIT</b>	<b>%</b>
1.-	Por red publica, servicio dentro de la vivienda	587	3,377	31.8
2.-	Por red publica, servicio fuera de la vivienda pero dentro del edificio	158	818	7.7
3.-	Pozo negro o letrina	542	2,818	26.5
4.-	No tiene	737	3,607	34.0
		<b>2,024</b>	<b>10,620</b>	<b>100</b>

POBLACION ECONOMICAMENTE ACTIVA POR CATEGORIA DE OCUPACION DEL DISTRITO DE MALA  
( CENSO 1981 )

CATEGORIA	HOMBRES	MUJERES	TOTAL	PORCENTAJE
1.- Obrero	1504	155	1659	41.5
Sector publico	339	4	343	
Sector privado	836	52	888	
Sector social	326	91	417	
Sector no especificado	3	2	5	
2.- Empleado	361	176	537	13.4
Sector publico	207	124	331	
Sector privado	136	46	182	
Sector social	18	6	24	
3.- Trabajador independiente	1083	289	1372	34.3
4.- Empleado o patrono	22	5	27	0.7
5.- Trab. familiar no remunerado	39	25	64	1.6
6.- Trabajador del hogar	4	47	51	1.3
7.- Categoria no especificada	114	37	151	3.7
8.- Buscan trabajo por primera vez	74	66	140	3.5
	3,201 (80%)	800 (20%)	4001	100

POBLACION ECONOMICAMENTE ACTIVA  
DEL DISTRITO DE MALA  
( CENSO 1981 )

EDAD	OCUPAD.	DESOCUPAD.	TOTAL
------	---------	------------	-------

POBLACION URB	11	1	12
De 6 a 14			
De 15 a 64	2,732	171	2,903
De 65 a mas	120	1	121
POBLACION RURAL	9	-	9
De 6 a 14			
De 15 a 64	840	34	874
De 65 a mas	82	-	82
	3,794 (95%)	207 (5%)	4,001 (100%)

POBLACION ECONOMICAMENTE ACTIVA SEGUN  
RAMAS DE ACTIVIDAD DEL DISTRITO DE MALA  
( CENSO 1981 )

ACTIVIDAD	POBLAC	%
1.- Agricultura, ganaderia	1,304	32.6
2.- Mineria	575	14.4
3.- Industrias Manufactureras	238	6.0
4.- Electricidad y agua	10	0.2
5.- Construccion	223	5.6
6.- Comercio hoteles	613	15.3
7.- Transporte, comunicaciones	170	4.2
8.- Bancos	55	1.4
9.- Servicios Personales, Domesticos	572	14.3
	4,001	100.00

incipiente desarrollo industrial de la región siendo la única fábrica importante Cemento Chilca S.A., que se encuentra paralizada y en proceso de liquidación desde hace 5 años. En general se afirma que la industria es solo de carácter artesanal.

Con relación a la minería esta gravita principalmente en base a las minas de cobre Raúl y Condestable, venidas a menos por la baja cotización de dicho metal en el mercado internacional.

Respecto a la agricultura, el valle de Mala es uno de los más fértiles de la costa, se siembra principalmente algodón, frutales y pan llevar, según información de las cooperativas agrarias, los agricultores obtienen buenos ingresos de sus cosechas.

El comercio es el normal de todo pueblo que vive del agro. Los restaurantes, cafeterías, fruterías y chicharronerías que en el pasado tuvieron mucha acogida por la carretera Panamericana, está desapareciendo progresivamente debido a que la nueva autopista pasa fuera de la ciudad. En general de acuerdo a datos estadísticos la población económicamente activa ocupada abarca el 91%, mientras que la subocupación alcanza el 4% y la desocupación el 5%, lo cual indica que el efecto de

la crisis económica del País no es acentuada en ese distrito, esto es explicable debido a que la población depende mayormente de la agricultura y muy poca de la industria. La distribución de la población económicamente activa ocupada y desocupada de acuerdo a la categoría ocupacional está mayoritariamente integrada por obreros con 41.5%, continúa en importancia los trabajadores independientes con el 34.3% y en tercer lugar los empleados con 13.4%. Cabe destacar que las dos primeras categorías laboran principalmente en el sector agrícola de la zona y los empleados en el sector comercio y en las diferentes reparticiones estatales. Las demás categorías dado el carácter eventual y poco remunerativo que representan, de acuerdo a los cuadros que se adjuntan a continuación.

2.7.2 INGRESOS: En el área de proyectos se ha detectado mayormente grupos sociales de los estratos medios y bajos, cuyos ingresos provienen principalmente del sector primario (agricultura y minería) y del sector terciario (comercio, gobierno, servicios). El sector industrial es incipiente y prácticamente se reduce a la

**PERFIL DE INGRESOS POR ESTRATOS  
( CENSO 1981 )**

ESTRATOS (I/.)	PUEBLO JOVEN	CIUDAD
menor a 56'000,000	22.2	14.4
56'000,000 a 65'000,000	30.0	36.2
65'000,000 a 102'000,000	28.2	30.4
102'000,000 a 185'000,000	12.2	13.2
185'000,000 a 370'000,000	1.4	1.8
370'000,000 a mas	0.2	0.6
No especificado	6.0	3.4
	100.0	100.0
<b>INGRESO PROMEDIO</b>	<b>83,000,000</b>	<b>90,000,000</b>

**DISTRIBUCION DEL GASTO PROMEDIO MENSUAL POR FAMILIA**

RUBRO	GASTO ABSOL.	PORCENTAJE
Alimentacion	2,702,681	44.5
Vestuario	1,414,391	2.9
Vivienda	4,681,908	9.6
Educacion	2,194,719	4.9
Combustible	1,853,249	3.8
Electricidad	1,365,574	2.8
Agua	243,898	0.5
Medicina	2,487,250	5.1
Transporte	4,389,816	9.0
Diversiones	3,365,212	6.9
Otros gastos y ahorros	4,876,990	10.0
	48,770,084	100.00

manufactura casera y artesanal, de acuerdo a la información obtenida en los pueblos jóvenes Dignidad Nacional, Santa Rosa y La Rinconada, que no cuentan en su mayoría con servicios de agua y desagüe el 22.2% percibe menos de I/ 56'000000, el 30% percibe entre I/ 65'000000 y I/ 102'000000, el 12.2% entre I/ 85'000000 y I/ 185'000000. El ingreso promedio mensual por un individuo ocupado es de 83'000000 en dichos pueblos jóvenes, mientras que en el casco urbano antiguo es de 90'000000. El salario mínimo vital en la localidad de Mala es de I/. 38'000000. El promedio de personas que trabajan por vivienda según datos obtenidos es de 1.9.

Con el objeto de proporcionar una visión general de la utilización de los ingresos de acuerdo a la información obtenida en la encuesta, se ha estimado una canasta familiar en función al ingreso promedio familiar y su distribución según el tipo de gasto de una familia típica del pueblo joven Dignidad Nacional, Santa Rosa y La Rinconada, sectores que carecen de servicios de saneamiento. Para esta canasta se ha considerado que contribuyen a la economía del hogar 1.9 personas, valor obtenido de la información proporcionadas por las entidades respectivas.



ABASTECIMIENTO DE AGUA EN EL DISTRITO DE MALA

(CENSO 1981)

TIPO DE ABASTECIMIENTO	VIVIENDA	HABITANTE	%
- Por red pública, servicio dentro de la vivienda	1, 049	5, 807	54.7
- Por red pública, servicio fuera de la vivienda pero dentro del edificio	14	52	0.5
- Pilon público	770	3, 883	36.5
- Pozo propio	139	676	6.4
- Camión tanque	23	109	1.0
- Río, acequia, manual	6	20	0.2
- Otros	23	73	0.7
	2, 024	10, 620	100.0

La distribución del gasto promedio familiar se presenta en el cuadro 2.8, de la página donde el mayor porcentaje (44.5%) de los ingresos es destinado a la alimentación, seguido en importancia con el 9.6%, el gasto por vivienda que incluyen alquileres, amortizaciones, muebles y artefactos, asimismo dedican 9.0% para transporte, 6.9% para diversiones que incluyen fiestas, cinemas etc. El 10% para gastos no determinados y pequeños ahorros.

Por el uso del pilón público de agua aportan en promedio I/ 243,899. Se estima que el volumen mensual usado es de 6M3 por familia a razón de I/40,000 el metro cúbico, como comparación debemos señalar que un usuario con conexión domiciliaria de agua de la zona del casco antiguo paga en promedio de I/646,000 mensuales.

Las personas que no poseen servicios de agua y desague han expresado su interés para que se les instalen dichos servicios y están dispuestos a pagar I/500,000 mensuales en promedio. Sin embargo se considera que las poblaciones sin servicios poseen la suficiente capacidad económica para dedicar un 5% de sus ingresos mensuales sin mayores problemas.

**2.7.3 VIVIENDA:** El distrito de Mala cuenta con un total de

VIVIENDAS POR POBLADOS URBANOS DEL DISTRITO DE MALA

(CENSO 1981)

PUEBLO DE MALA	CAMPAMENTO	CONDESTABLE	CAMPAMENTO	RAUL	MALA	TOTAL DIST
Viviendas	1,920	163	350	2,433		
Viviendas Ocupadas	1,623	107	294	2,024		
Habitantes	8,310	512	1,798	10,620		
Promedio hab/vivienda	5.1	4.8	6.1	5.2		

**VIVIENDAS SEGUN MATERIAL DE CONSTRUCCION  
DISTRITO DE MALA**

( CENSO 1981 )

MATERIAL	No DE UNID.	%
Ladrillo o Bloque de Cemento	571	28.2
Piedra, Cal Sillar	16	0.8
Adobe o tapia	1,182	58.4
Quincha	196	9.7
Piedra con barro	16	0.8
Madera	22	1.1
Estera	16	0.8
Otros	5	0.2
	2,024	100.00

**SERVICIOS PRINCIPALES DENTRO DE LA VIVIENDA  
PROVINCIA - CANETE**

( CENSO 1981 )

SERVICIOS	No DE VIVIEND.	%
1.- Agua, Desague y luz	4,109	18.2
2.- Agua y Desague	393	1.7
3.- Agua y luz	1,718	7.6
4.- Solo Agua	1,146	5.1
5.- Solo luz	5,029	22.2
6.- Sin Servicios	10,216	45.2
	22,611	100.00

## ALUMBRADO EN EL DISTRITO DE MALA

( CENSO 1981 )

TIPO DE ALUMBRADO	VIVIENDA	HABIT.	%
Electricidad	1,679	9,227	86.9
Kerosene	194	836	7.9
Vela	149	549	5.2
Otros	2	8	0.0
	2,024	10,620	100.00

## TIPO DE VIVIENDAS DEL DISTRITO DE MALA

( CENSO 1981 )

TIPO	No DE UNIDADES	%
Casa Independiente	2,351	96.6
Dpto en edificios	1	—
Vivienda en Quinta	14	0.6
Vivienda en Casa Vecindad	53	1.4
Vivienda Improvisada	22	0.9
No Construccion para Viv.	12	0.5
	2,433	100.00

2433 viviendas, de las cuales 1920 corresponden al pueblo propiamente dicho y el resto a los campamentos mineros Condestable y Raúl. Casi la totalidad de las viviendas son casas independientes (96.6%), las quintas y casas vecinas apenas hacen el 2%. La mayoría de ellas están construídas de adobe, siguen las de ladrillo con 28.2% y quincha con 9.7% hay muy pocas viviendas de esteras que hacen apenas el 0.8%.

El número de habitantes por vivienda es de 5.2 en el distrito y de 5.0 en la localidad de Mala.

Con relación a los servicios públicos, el 86.9% cuenta con electricidad, el 50% con agua potable y el 30% con servicios de desague, entendiéndose que en estos dos últimos casos mediante conexiones a la red pública. La población sin servicios, se abastece principalmente de las piletas públicas y en menor grado del pozo propio, sus excretas las evacúan usando letrinas o llevándolas hacia las acequias que pasan circundantes hacia la ciudad.

**2.7.4 SALUD:** Los servicios de salud para la ciudad de Mala están a cargo del área hospitalaria de Cañete, dependiente de la región de salud sur medio. En Mala

funciona una posta médica y un centro de salud deficientemente equipados y que no se abastecen para la atención de las enfermedades ambulatorias y accidentes de los pobladores, que en los casos de urgencia tienen que acudir a la capital o a Cañete.

Debido al deficiente saneamiento ambiental existe un alto índice de enfermedades infecto contagiosas, transmisibles por el agua como la tifoidea (12.4%), disentería (5.7%), hepatitis (3.5%), brucelosis (3.7%) y helmintiasis (3.9%). Así mismo se ha detectado un alto índice de tuberculosis (18.4%) y de enfermedades respiratorias agudas (17.6%), especialmente entre los trabajadores mineros.

**2.7.5 EDUCACION:** La estructura del sistema educativo está conformada por los niveles de primaria y secundaria, no existen centros de educación superior. La educación primaria es impartida en 6 escuelas estatales y 3 particulares en conjunto totalizan 76 aulas y cuentan con un cuerpo docente y auxiliar de 85 personas, para impartir educación a 3400 alumnos matriculados.

La educación secundaria es impartida en el colegio nacional Dionisio Manco que cuenta con 15

NIVEL DE EDUCACION, PROVINCIA CANETE

( CENSO 1981 )

EDAD	POBLACION TOTAL	SIN NIVEL	INICIAL HASTA 4to PRIMARIA	PRIMARIA COMPLETA	PRIMARIA INCOMPLETA	SECUNDARIA COMPLETA	SECUNDARIA INCOMPLETA	SUPERIOR COMPLETA	SUPERIOR INCOMPLETA
5 - 14	32,281	3,854	21,208	3,230	508	---	3,318	---	2
15 - 24	23,715	394	3,338	3,990	357	4,248	9,769	303	1,116
25 - 34	15,458	624	3,153	3,741	382	2,704	3,087	816	690
35 - 44	10,910	986	3,514	3,154	313	855	1,142	510	181
45 - 54	8,237	940	3,127	2,408	286	449	533	222	57
55 - 64	5,173	748	2,245	1,234	199	203	251	72	27
65 - 8 años ms	5,252	956	2,447	1,059	203	103	172	36	14
TOTAL	101,026	8,502	39,032	18,816	2,248	8,562	18,272	1,959	2,087
%	100.00	8.4	38.6	18.6	2.2	8.5	18.1	1.9	2.1



aulas, 42 personas entre profesores y auxiliares y 462 alumnos matriculados. El índice de analfabetismo de la población de Mala es de 8.4%

2.7.6 CONCLUSION: Desde el punto de vista económico y socio cultural, la población sin servicios de agua potable y desague de Mala, está apta para recibir dichos servicios mediante conexiones domiciliarias. No se recomienda la evacuación de excretas por letrinas, debido a que la población no se encuentra en esa etapa de saneamiento dado que ha superado, por lo que no constituirán formas de mejoramiento en su calidad de vida.

## 2.8 PRINCIPALES SERVICIOS PUBLICOS CON QUE CUENTA LA CIUDAD DE MALA

La ciudad de Mala por encontrarse a pocas horas de la ciudad de Lima cuenta con la mayoría de sus servicios que poseen las grandes ciudades, entre ellos podemos citar los siguientes:

EMISORES DE RADIO: Todas las emisoras que posee la ciudad de Lima también se transmiten a la localidad de Mala.

CANALES DE TELEVISION: Los canales que se transmiten en la ciudad de Lima llegan con claridad hacia la localidad de Mala tales como el canal 5, canal 4, canal 2, canal 7,

canal 9, canal 11, canal 13, etc.

DIARIOS: Llegan todos los diarios.

CORREOS, ENTEL: Existe un solo correo para la ciudad y un centro telefónico para llamadas de larga distancia.

LINEAS DE TRANSPORTE: Para el desplazamiento tanto hacia Lima o al sur existen las siguientes líneas de transporte.

- Transportes "San Martín S.A.", cuyo recorrido es (Lima - Mala - Lima).
- Transportes "JOSE HUAFAYA S.A.", cuyo recorrido es (Lima - Mala - Lima)
- Transportes "SAN PEDRO DE MALA S.A.", cuyo recorrido es (Lima - Mala - Calango - Viscas - Lima)
- Comité de colectivos que recorren la ciudad de Mala hacia el "peaje", esto queda en la localidad de Bujama, en este lugar se puede abordar vehículos hacia el sur, o hacia Lima.

BANCOS, COOPERATIVAS: Para el movimiento monetario existen una serie de agencias bancarias entre ellas tenemos al Banco Agrario, Banco Popular, Banco de la Nación, Bancoop, Interbanc, Cooperativas San Pedro Lta. y Mutual Perú.

DEPENDENCIAS DE MINISTERIOS: Existen dependencias de los ministerios de Agricultura y de Salud.

MERCADO DE ABASTOS: Para el abastecimiento de la población existen dos mercados de abastos, ellos son: el mercado modelo recientemente formado y el mercado cooperativo que

fue el primero en la localidad de Mala.

OTROS: Existen también puestos policiales, cines y hoteles.

## 2.9 ENERGIA ELECTRICA DE LA CIUDAD DE MALA

La ciudad de Mala es una de las pocas ciudades que cuentan con casi el 96% de eficiencia de la energía eléctrica tanto en operación, mantenimiento y suministro. La energía eléctrica para la ciudad de Mala es alimentada por el sistema inter-conectado del Mantaro de la central hidroeléctrica "ANTUNEZ DE MAYOLO". Según una de las últimas estadísticas proporcionadas por Electro-Lima de la ciudad de Mala se tiene la siguiente información:

- Nº de usuarios                    1784
- Vatios - Mes                    101,710
- Kwh - Mes                    2'554,749
- Importe total                    53'469'644,582 (incluido los decretos legislativos )

Las tarifas que se cobran son de acuerdo a las que disponen el Ministerio de Energía y Minas y son publicadas periódicamente en el diario oficial El Peruano.

## 2.10 INFORMACION SOBRE EL SISTEMA ACTUAL DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

En esta parte se tratará de explicar en forma detallada de

DERECHA : SECTOR II, SECTOR I  
IZQUIERDA : SECTOR III (A.A.H.H. DIGNIDAD NACIONAL, SANTA ROSA)

LOCALIDAD DE MALA



DERECHA : SECTOR IV, AAHH LA RINCONADA

IZQUIERDA : SECTOR I

LOCALIDAD DE MALA



cual es la situación actual de los sistemas de agua potable y alcantarillado. Desde el momento que fueron instalado los servicios han transcurrido varios años, el cual se ha deteriorado debido al descuido de los mismos pobladores al no tener capacitación suficiente para la operación y mantenimiento del sistema, al igual que la administración no se preocupó por tenerlo a la custodia. En la actualidad la administración del sistema de Agua Potable y Alcantarillado la tiene SENAPA.

#### 2.10.1 AGUA POTABLE

POZO: La fuente de abastecimiento está constituida por un pozo de 30 mt de profundidad y 16" de diámetro, la extracción del agua se realiza mediante un equipo de bombeo provisto de un motor eléctrico de 60 HP, el nivel estático está a 2.25 mt y el dinámico a 4.5 mt de la superficie, el equipo de bombeo envía el líquido elemento hacia el reservorio con una presión de salida en la bomba de 95 P.S.I. Para casos de que falle la electricidad existe un motor a petróleo que se encuentra en buen estado pero que no tiene la suficiente potencia como para enviar el caudal adecuado hacia el reservorio. Cuando se realizó el aforo hacia el reservorio con válvulas a la población cerrada y en pleno bombeo se



ESTACION DE BOMBEO ACTUAL

No cuenta con automatización de encendido y apagado lo cual hace que el agua excedente se pierda por el rebose del reservorio

obtuvo un caudal de 25 lps, la bomba es encendida por lo general a las 5 a.m. y apagada a las 9 p.m., siendo esto flexible y a veces no se cumple con las horas fijadas, por lo cual existen horas de bombeo cambiante, el sistema de bombeo es operado por dos operadores de pozos en dos turnos.

El sistema de bombeo y la caseta se encuentran en regulares condiciones.

LINEA DE IMPULSION: La línea de impulsión consta de 350 mt de tubería de fierro fundido de 6" de diámetro, esta línea no posee una válvula de alivio para casos del fenómeno de golpe de ariete, tan solo cuenta con una válvula check que constantemente recibe los golpes en las paradas.

RESERVORIO: El reservorio está ubicado en el cerro de la Cruz bajo una cota de 72.10 m.s.n.m., es de concreto armado y tiene un volumen de 400 m<sup>3</sup>, su diámetro interior es de 13 mt y la altura neta de agua es de 3.00 mt. Exteriormente el reservorio no tiene ninguna protección existiendo basuras en su alrededor, por otro lado la caseta de válvulas se encuentra sin ninguna seguridad y cuidados.

Interiormente debido a la falta de limpieza se encuentra con sedimentos en el fondo,

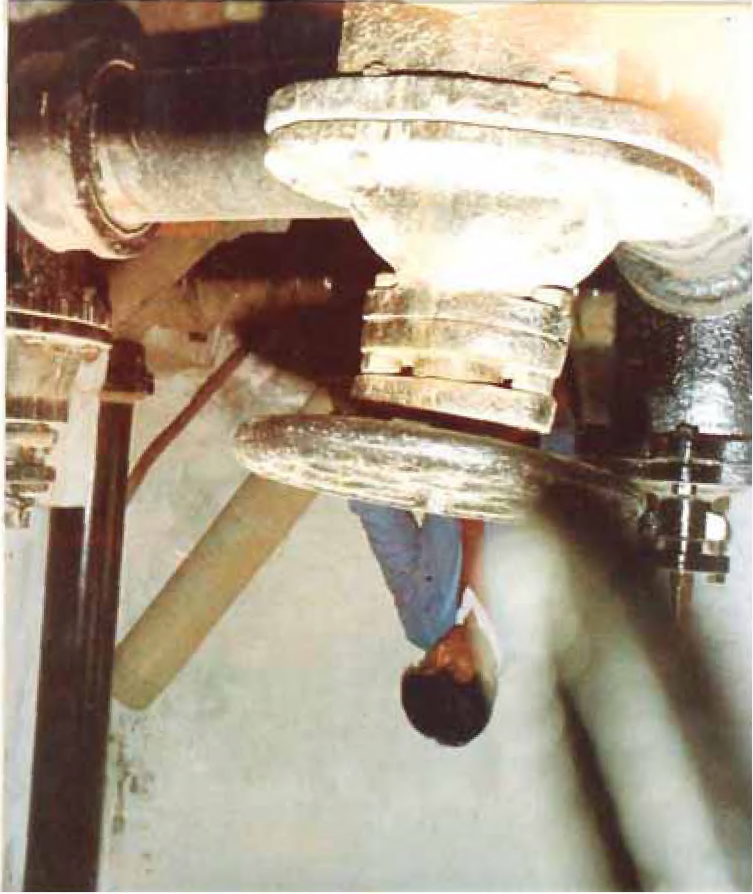


- Sin dispositivo de encendido y apagado
- Techos y paredes con fisuras
- Contorno de la parte externa llenos de basura
- Sin limpieza en el fondo del reservorio
- No cuenta con los cuidados necesarios

### RESEVORIO ACTUAL



### CASITA DE VALVIAS DEL RESERVOIRIO ACTUAL



- No cuenta con la seguridad para su

ingreso

- Interior lleno de basura

- Fuga de agua por falta de mantenimiento

a las valvulas

### PILETAS PUBLICAS



- Las piletas abastecen a las partes bajas de los

A.A.H.H. Dignidad Nacional y Santa Rosa

- El agua llega sin la presión necesaria

- Desperdicio por grifos malogrados



respecto al sistema de encendido y apagado automático, este se encuentra malogrado por lo cual el operador tiene que acercarse hacia el reservorio para ver el nivel del agua, de esta forma él apagará o proseguirá el bombeo. No posee sistema de cloración solo lo hacen con dosificaciones preparadas por los mismos operadores, agregándole un balde de hipoclorito de calcio en las mañanas y otra en la tarde, pero este cloro residual en la red, es absorbido de manera inmediata por lo cual la población consume agua sin cloro por muchas horas perjudicando así la salud de la población, la falta del apagado automático hace que el agua se pierda por el rebose sobre todo en las horas de mínimo consumo que por lo general se presenta de las 22 horas a la 1 a.m.

LINEA DE ADUCCION: Del reservorio sale una línea de aducción y de la caseta de válvulas salen dos líneas de aducción hacia la localidad de Mala, una que se dirige directamente al asentamiento humano Dignidad Nacional que es de asbesto-cemento de 6" de diámetro con una longitud de 75 mt y la otra con igual diámetro que se dirige a la misma ciudad con una longitud de 68 mt.

RED DE DISTRIBUCION: Las redes de distribución estan

formadas por tuberías de asbesto cemento de 6" y 4", los ramales largos de 2", 1", 3/4" y 1/2" de PVC instalados provisionalmente para dar solución rápida a la demanda de los pueblos jóvenes Dignidad Nacional y Santa Rosa.

Al mes de octubre de 1990 el número de conexiones fue de 1152 contando todas con medidor, de estas siete sirven a los pilones públicos de los pueblos jóvenes Dignidad Nacional, Santa Rosa y la Rinconada. Las conexiones están divididas en:

Dignidad Nacional	:	4 conexiones con 3 piletas
Santa Rosa	:	2 conexiones con 3 piletas
Rinconada	:	1 conexión con 1 pileta

De registros encontrados en la Municipalidad de Mala tiene una densidad de 5.0 habitantes/vivienda, la población servida con agua potable es de 5,862 habitantes es decir 55% de la población total estimada en 10,659 a la fecha indicada. En la actualidad existen 5918 mt de redes de distribución de agua potable.

#### 2.10.2 ALCANTARILLADO

La red de alcantarillado fue construida en el año de 1968, funcionando totalmente por gravedad, sirve principalmente al casco antiguo de la ciudad,

consta de 7630 ml de tubería de concreto simple normalizado de diámetro 8" y de 1819 mt de emisor de un diámetro de 10", el mismo descarga sus desagues sin tratamiento al río Mala a unos 400 mt antes de que este desemboque al mar contaminando las playas adyacentes.

El número de conexiones en servicio fue de 576 al mes de octubre de 1990 desdoblados de la forma siguiente:

Doméstico 397 conexiones

Comercial 175 conexiones

Industrial 4 conexiones

Existen además 246 conexiones instaladas pero no conectadas, la población servida es de 2938 habitantes equivalentes aproximadamente al 30% de la población total en la actualidad. El número actual de conexiones de desague equivale a 50% de agua, sin embargo con las redes existentes se puede llegar al 72% de la población servida.

El mayor caudal aforado en el emisor de desague fue de 17.93 lps tomado el 7 de noviembre de 1990, que representa el 70% del consumo promedio de agua, su calidad físico químico muestra que se trata de un efluente netamente doméstico de concentración orgánica media.

LOS DESAGUES PROVENIENTES DE LA CIUDAD  
SON DESCARGADOS DIRECTAMENTE SIN PREVIO  
TRATAMIENTO AL RIO MALA



LAS AGUAS DEL RIO CONTAMINADAS POR LOS DESAGUES  
DE LA LOCALIDAD DE MALA SON DESCARGADAS HACIA EL  
MAR PRODUCIENDO LA CONTAMINACION DE LAS PLAYAS



## 2.11 ESTUDIO DEL DEFICIT PREVISTO

A partir de la capacidad instalada de las estructuras existentes y con la proyección de la demanda, se han determinado el déficit que ocurrirá en los próximos años si es que no se ejecutan las obras de ampliación correspondiente.

FUENTE DE ABASTECIMIENTO DE AGUA : El equipo de bombeo actual tiene una capacidad de 25 lps y está funcionando con déficit desde hace 6 años tal como indica los cálculos realizados en la proyección de la demanda de Agua del Capítulo Tres. La perforación y equipamiento de un nuevo pozo o el desarrollo de otra fuente de agua con un rendimiento superior al actual no sólo servirá para cubrir el déficit en los próximos 20 años, si no que dará seguridad y eficiencia al servicio, evitando interrupciones y permitiendo la aplicación de programas de mantenimiento preventivo.

TUBERIA DE IMPULSION : Desde el punto de vista económico su capacidad está limitada a 17 lps bajo consideración de una velocidad máxima de 1.0 mt/seg, por lo tanto si la bomba incrementa su velocidad solo podrá abastecer de aquí a 2 ó 3 años más.

Los cálculos para estas estimaciones son los siguientes:



$$- D = 1.2 \frac{(X)^{0.25}}{24} \times \sqrt{Qb} \quad (\text{Por BRRESSE})$$

$$- 6 \times 0.0254 = 1.2 \frac{(16)^{0.25}}{24} \sqrt{Q}$$

$$D = 20 \text{ lps}$$

$$- Q = V \times A \quad 0.020 = V \times \frac{\pi (6 \times 0.0254)^2}{4}$$

$$V = 1 \text{ mt/seg}$$

RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO : Presenta en la actualidad un déficit de 246 m<sup>3</sup> que acentuará a 490 m<sup>3</sup> dentro de 20 años, los cálculos se muestran en el cuadro de demanda de Agua del Capítulo 3. Es probable por la cota en que se encuentran las poblaciones Dignidad Nacional y Santa Rosa que el reservorio se ubique a una cota mayor que el actual.

TUBERIA DE ADUCCION : Como los asentamientos humanos se encuentran en las partes altas, lo que se debe de tener presente es que la pérdida de carga en la tubería de aducción sea lo mínimo posible y tan solo llevar un caudal de 14 lps con una velocidad de 0.8 mt/seg.

CONEXIONES DOMICILIARIAS : El número de conexiones es el indicador más directo de la situación deficitaria en el aspecto de cobertura. En la actualidad solo el 55% cuenta con conexiones de agua y el 30% con conexiones de desague. Para 1995 se requerirán 272 nuevas conexiones de agua y 136 nuevas conexiones de desague, para lograr

coberturas deseadas.

EMISOR DE DESAGUE : Cada año que pasa, la capacidad del emisor irá disminuyendo para lo cual solo cubrirá hasta ciertos años según indican los cuadros de demanda del Capítulo Tres; sin embargo la descarga final del emisor es directamente al río Mala, que a su vez desemboca al mar 400 mt después, ocasionando problemas de contaminación a las playas.

### AFORO DE DESAGUES

Lugar : Emisor de desague de Mala

Fecha : 7 de Noviembre de 1990

Método : Sección Transversal

---

HORA	CAUDAL
7.30 a.m.	15.31 lps
8.00 a.m.	16.37 lps
9.00 a.m.	15.81 lps
10.00 a.m.	16.18 lps
11.00 a.m.	16.12 lps
12.00 m.d.	15.89 lps
13.00 p.m.	17.39 lps
14.00 p.m.	15.21 lps
15.00 p.m.	15.60 lps
16.00 p.m.	14.19 lps
17.00 p.m.	14.33 lps
18.00 p.m.	14.33 lps
22.00 p.m.	6.88 lps
23.00 p.m.	9.74 lps
24.00 p.m.	9.02 lps

---

Este cálculo fueron realizados por el método de la Sección

Transversal, teniendo presente la longitud, el tiempo en recorrer dicha longitud y el promedio de tirantes a lo largo de la sección.

ANALISIS FISICO QUIMICO BACTEREOLÓGICO DEL AGUA POTABLE  
DEL RIO MALA

Lugar de muestreo : Administración del Servicio de agua potable.

Fecha : 5 de Mayo de 1987

---

Conductividad eléctrica a 25° C	0.85 mm hos/cm
Ph a 25° C	7.2 mm hos/cm
Dureza total (CO <sub>3</sub> Ca)	258.0 ppm
Calcio (Ca <sup>++</sup> )	88.0 ppm
Magnesio (Mg <sup>++</sup> )	18.0 ppm
Sodio (Na <sup>+</sup> )	80.0 ppm
Cloruros (Cl <sup>-</sup> )	90.0 ppm
Sulfatos (SO <sub>4</sub> =)	130.0 ppm
Carbonatos (CO <sub>3</sub> =)	12.0 ppm
Bicarbonatos (HCO <sub>3</sub> =)	88.0 ppm
Residuo seco	544.0 ppm
N.P.M. prueba presuntiva	Negativo

---

ANALISIS FISICO QUIMICOS DE DESAGUES

Lugar : Emisor de desagues de Mala

Fecha : 5 de Mayo de 1987

Muestra: Compuesta

---

PARAMETRO	CANTIDAD DE CONCENTRACION
Temperatura	24°C
PH	6.9
DBO 5 días	168.0 ppm
Sólidos suspendidos	242.0 ppm
Grasa	24.0 ppm

---

## CAPITULO III

### DATOS BASICOS DE DISEÑO

- 3.1 Período tentativo de diseño.
- 3.2 Cobertura.
- 3.3 Variación de Consumo.
- 3.4 Cálculo de la Dotación.
- 3.5 Cálculo de la demanda contra Incendio.
- 3.6 Cálculo del Volumen de Reserva.
- 3.7 Cálculo del Volumen de Almacenamiento.
- 3.8 Demanda total y Caudales de Diseño.

## CAPITULO III

### DATOS DE DISEÑO

#### 3.1 PERIODO TENTATIVO DE DISEÑO :

Para proyectar las necesidades de la población, se ha establecido tentativamente un horizonte de 20 años. Para los fines del presente proyecto se contempla básicamente el diseño a partir de 1992.

El análisis poblacional tiene por finalidad proporcionar información básica para el conocimiento de las principales tendencias y características demográficas orientadas a conocer las condiciones de existencias de esta población.

Para estimar la población futura se recurre a una serie de procedimientos denominados "análisis poblacional".

Se han desarrollado una serie apreciable de estudios definidos como "leyes de crecimiento" cuyas expresiones matemáticas usuales se expondrán a continuación, insistiendo en el éxito en la predicción de la población depende básicamente del acierto en la selección del modelo matemático que más se ajusta al crecimiento poblacional real de la comunidad, además conociendo la perspectiva de la ciudad.



Para el desarrollo del siguiente proyecto analizaremos los siguientes métodos:

- Método geométrico.
- Método de la parábola de 2º grado.
- Método del interés simple.
- Método de los incrementos variables.
- Método de la mejor adherencia.
- Método del crecimiento geométrico del Perú.

Para el análisis de los métodos se tendrá presente los censos de los años anteriores.

#### CENSOS

Año	Población censada
1940	1500
1961	2646
1972	6065
1981	8310

#### A.- METODO GEOMETRICO

$$P_f = P_o (1+i)^t$$

en donde  $P_f$ = población futura al cabo de t años

$P_o$ = población inicial

i= tasa de crecimiento

t= tiempo en años entre  $P_o$  y  $P_f$

despejando la tasa de crecimiento se tiene:

$$i = ( Pf/Po )^{1/t} - 1$$

1.- Tomando los años 1940 y 1961

$$i = (2646/1500)^{1/21} - 1 = 2.74\%$$

2.- Tomando los años 1961 y 1972

$$i = (6065/2646)^{1/11} - 1 = 7.83\%$$

3.- Tomando los años 1972 y 1981

$$i = (8310/6065)^{1/9} - 1 = 3.56\%$$

4.- Tomando los años 1940 y 1972

$$i = (6065/1500)^{1/32} - 1 = 4.46\%$$

5.- Tomando los años 1940 y 1981

$$i = (8310/1500)^{1/41} - 1 = 4.26\%$$

5.- Tomando los años 1961 y 1981

$$i = (8310/2646)^{1/20} - 1 = 5.89\%$$

7.- Tomando el promedio de los  $i$  más representativos:

$$i \text{ 1940 - 1961 , } i \text{ 1961 - 1972 , } i \text{ 1972 - 1981}$$

$$i = \sqrt[3]{(2.74 \times 7.83 \times 3.56)} = 4.24$$

Ordenando los valores obtenidos de las tasas

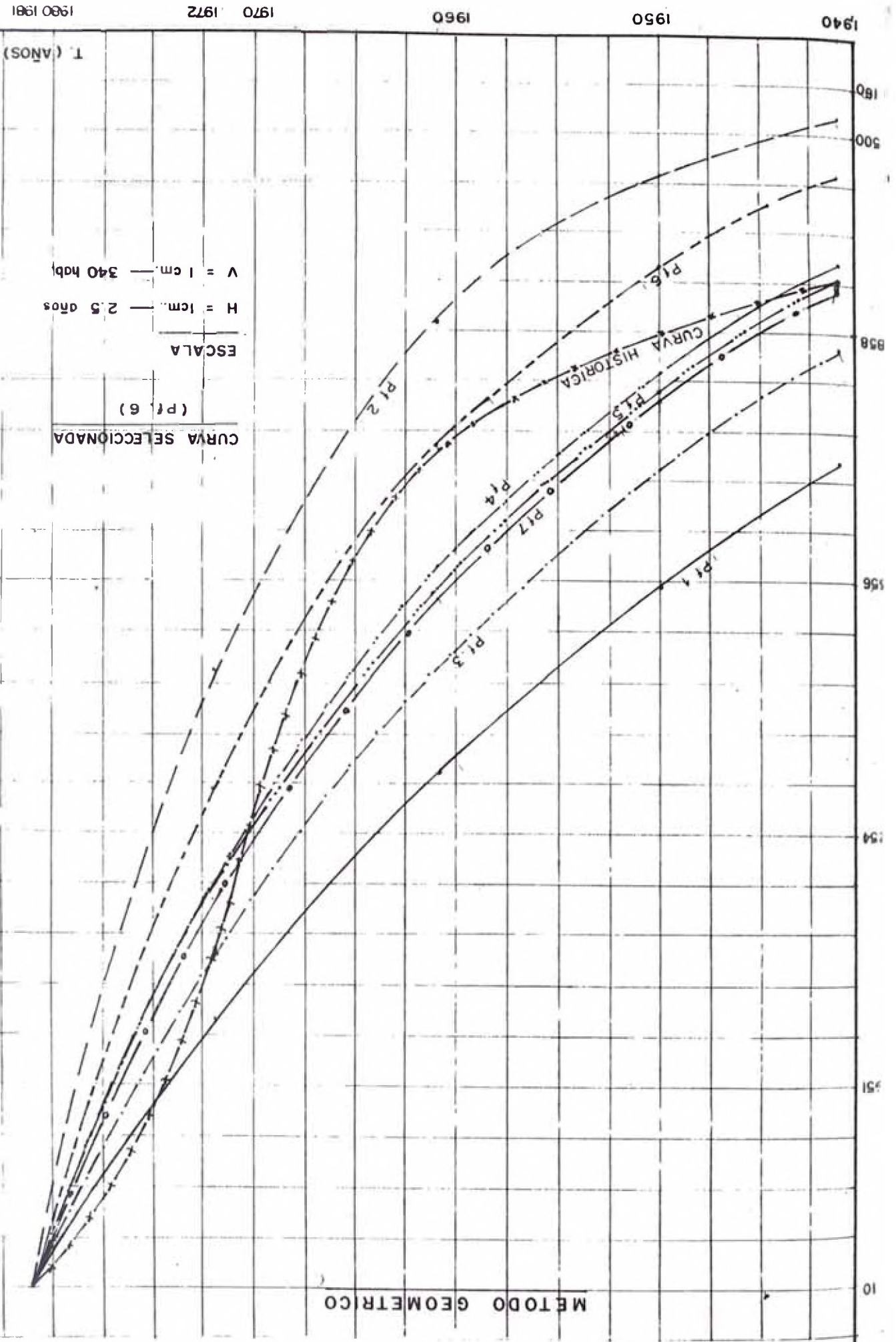
$$Pf1 = 8310 ( 1 + 0.0274 )^t$$

$$Pf2 = 8310 ( 1 + 0.0783 )^t$$

$$Pf3 = 8310 ( 1 + 0.0356 )^t$$

POBLACION

METODO GEOMETRICO



$$Pf4 = 8310 ( 1 + 0.0446 )^t$$

$$Pf5 = 8310 ( 1 + 0.0426 )^t$$

$$Pf6 = 8310 ( 1 + 0.0589 )^t$$

$$Pf7 = 8310 ( 1 + 0.0424 )^t$$

LA POBLACION PROGRESIVA SERA:

Año	t años	Población censada	Pf1	Pf2	Pf3	Pf4	Pf5	Pf6	Pf7
1981	0	8310	8310	8310	8310	8310	8310	8310	8310
1972	-9	6065	6515	4216	6066	5611	5709	4965	5719
1961	-20	2646	4840	1840	4128	3472	3608	2645	3622
1950	-31	--	3595	803	2810	2149	2280	1410	2294
1940	-40	1500	2743	378	1980	1389	1502	795	1514

Del análisis de curvas (ver gráfico Método Geométrico), se elige la curva  $Pf6 = 8310 ( 1 + 0.0589 )^t$

#### B.- METODO PARABOLA DE SEGUNDO GRADO

Método basado en el crecimiento poblacional mediante la ecuación:

$$Y = A + BX + CX^2 \quad \text{donde}$$

Y = población en el año X

X = número de años en el intervalo considerado

A = población en el año base

B, C = parámetros a determinarse

Considerando las variaciones de los años censales tenemos:

I

Año censal	X	X <sup>2</sup>	Y
1940	0	0	1500
1961	21	441	2646
1972	32	1024	6065

para 1940,  $1500 = A + B(0) + C(0)$        $A = 1500$

para 1961,  $2646 = 1500 + 21 B + 441 C$  .....(1)

para 1972,  $6065 = 1500 + 32 B + 1024 C$  .....(2)

resolviendo (1) y (2) se tiene:

$$B = -113.64$$

$$C = 8.01$$

entonces se tiene:

$$Y_1 = 1500 - 113.64 X + 8.01 X^2$$

II

Año censal	X	X <sup>2</sup>	Y
1940	0	0	1500

1961	21	441	2646
1981	41	1681	8310

para 1940,  $1500 = A + B(0) + C(0)$        $A = 1500$

para 1961,  $2646 = 1500 + 21 B + 441 C$  .....(1)

para 1981,  $8310 = 1500 + 41 B + 1681 C$  .....(2)

resolviendo (1) y (2) se tiene:

$$B = - 119.73$$

$$C = 8.30$$

entonces se tiene:

$$Y_2 = 1500 - 119.73 X + 8.3 X^2$$

### III

Año censal	X	X <sup>2</sup>	Y
1940	0	0	1500
1972	32	1024	6065
1981	41	1681	8310

para 1940,  $1500 = A + B(0) + C(0)$        $A = 1500$

para 1972,  $6065 = 1500 + 32 B + 1024 C$ .....(1)

para 1981,  $8310 = 1500 + 41 B + 1681 C$ .....(2)

resolviendo (1) y (2) se tiene.

$$B = 59.46$$

$$C = 2.6$$

luego se tiene:

$$Y_3 = 1500 + 59.46 X + 2.6 X^2$$

IV

Año censal	X	X <sup>2</sup>	Y
1961	0	0	2646
1972	11	121	6065
1981	20	400	8310

para 1961,  $2646 = A + B(0) + C(0)$        $A = 2646$

para 1972,  $6065 = 2646 + 11 B + 121 C$ .....(1)

para 1981,  $8310 = 2646 + 20 B + 400 C$ .....(2)

resolviendo (1) y (2) se tiene:

$$B = 344.15$$

$$C = -3.03$$

luego se tiene:

$$Y_4 = 2646 + 344.15 X - 3.03 X^2$$

RESUMIENDO LAS CURVAS SE TIENE

$$Y_1 = 1500 - 113.64 X + 8.01 X^2$$

$$Y_2 = 1500 - 119.73 X + 8.30 X^2$$

$$Y_3 = 1500 - 59.46 X + 2.60 X^2$$

$$Y_4 = 2646 + 344.15 X - 3.03 X^2$$

POBLACION

METODO DE LA PARABOLA DE 2° GRADO

1310  
134  
33  
13  
392  
300

CURVA HISTORICA

Y3

Y1

Y2

CURVA SELECCIONADA

(Y1)

ESCALA

H = 1 cm. — 2.5 años

V = 1 cm. — 364 hab.

T (AÑOS)

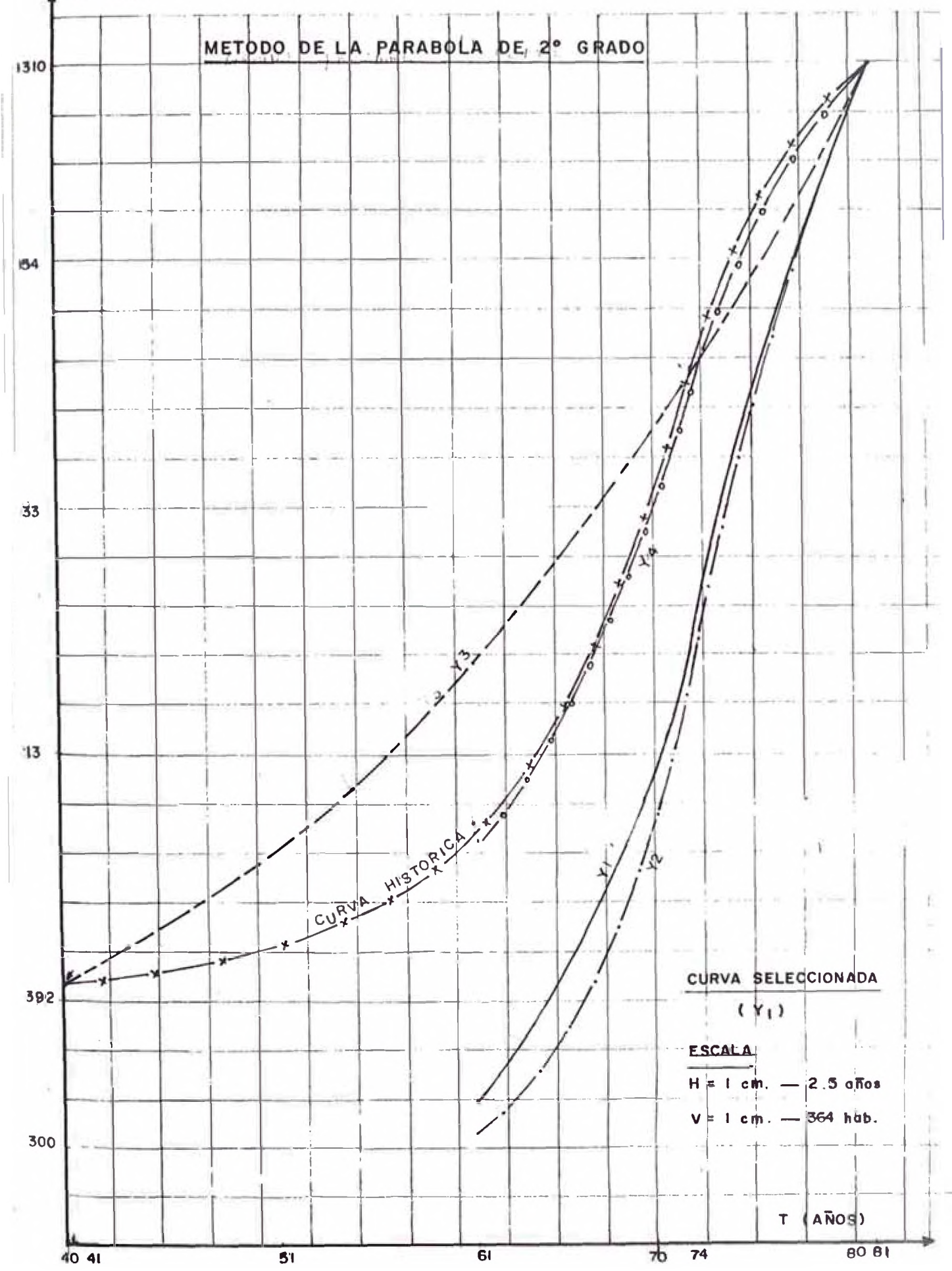
40 41

51

61

70 74

80 81

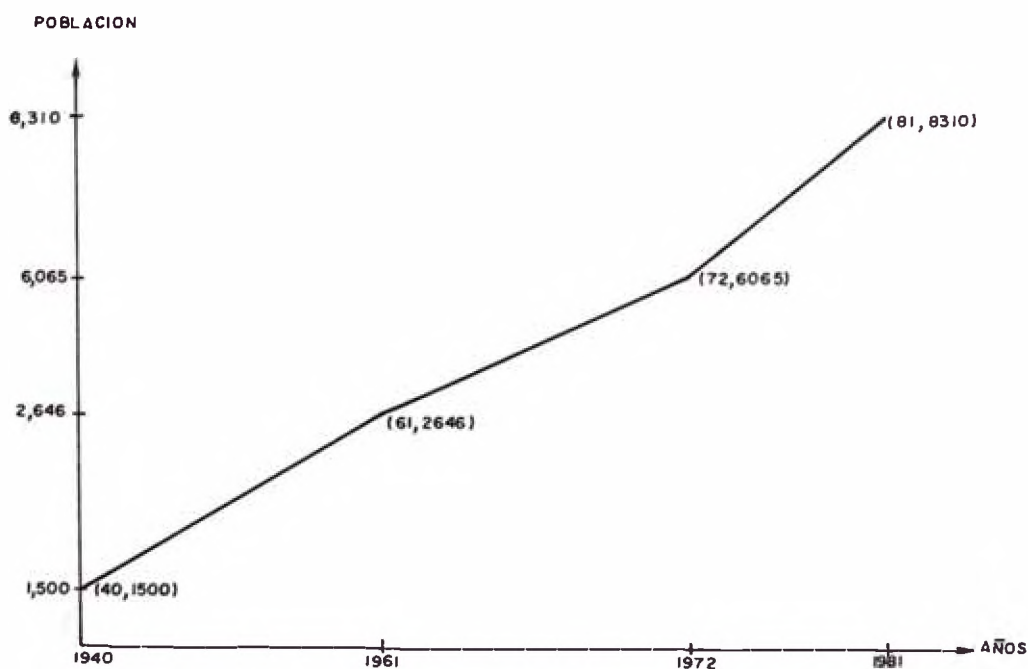




AÑO	T	Población Censado	$Y_1$	Corregido Base 81	$Y_2$	Corregido Base 81	$Y_3$	Corregido Base 81	AÑO	$Y_4$	Corregido Base 81
1940	0	1500	1500	-496	1500	-733	1500	1502	-21	-5917	-5924
1950	10	---	1165	-831	1133	-1100	2355	2357	-11	-1506	-1513
1961	21	2646	2646	650	2646	413	3895	3897	0	2646	2639
1972	32	6065	6066	4070	6168	3935	6065	6067	11	6065	6058
1981	41	8310	10306	8310	10543	8310	8308	8310	20	8317	8310

Del análisis de curvas (ver gráfico Parábola de 2º Grado) se elige la curva  $Y_1 = 1500 - 113.64 X + 8.01 X^2$

C.- METODO DE LOS INCREMENTOS VARIABLES



de la gráfica se puede sacar las siguientes rectas:

1.- 1940 y 1961

$$\frac{X-40}{Y-1500} = (61 - 40) / (2646 - 1500)$$

de donde :

$$Y_1 = 54.57X - 682.86$$

2.- 1961 y 1972

$$(X-61)/(Y-2646) = 11/3419$$

de donde :

$$Y_2 = 310.82 X - 16313.91$$

3.- 1972 y 1981

$$(X-72)/(Y-6065) = 9/2245$$

de donde :

$$Y_3 = 249.44 X - 11895$$

En la ecuación Y1

$$Y_{1941} = 54.57 (41) - 682.86 = 1555$$

$$Y_{1951} = 54.57 (51) - 682.86 = 2100$$

$$Y_{1961} = 54.57 (61) - 682.86 = 2646$$

En la ecuación Y2

$$Y_{1971} = 310.82 (71) - 16313.91 = 5754 \dots\dots(a)$$

En la ecuación Y3

$$Y_{1971} = 249.44 (71) - 11895 = 5815 \dots\dots(b)$$

de los valores de (a) y (b) se puede deducir que:

$$Y_{1971} = (5754 + 5815) / 2 = 5785$$

De donde se puede deducir que:

año	tiempo	población censada
1941	-4	1555
1951	-3	2100
1961	-2	2646
1971	-1	5785
1981	0	8310

(m)

La ecuación del método de los incrementos variables es como sigue a continuación :

$$P_t = P_n + P \times m + P \frac{m(m+1)}{2}$$

en donde  $1P = (P_n - P_0) / (n-1)$

$$2P = ( ( P_n - P_{n-1} ) - ( P_1 - P_0 ) ) / (n-2)$$

tales que:

$P_0$  = población inicial

$P_n$  = población en el último año

n = número de veces

reemplazando se tiene lo siguiente:

$$1P = ( 8310 - 1555 ) / ( 5 - 1 ) = 1689$$

$$2P = ( (8310 - 5785) - (2100 - 1555) ) / (5-2) = 660$$

Reemplazando en la ecuación general se tiene:

$$Pt = 8310 + 1689 m + 330 m(m + 1) \quad , m \text{ en décadas}$$

sustituyendo se tiene:

año	tiempo	población censada	Pt
1941	-4	1555	5514
1951	-3	2100	<u>5223</u>
1961	-2	2646	5592
1971	-1	5785	6621
1981	0	8310	8310
	(m)		

#### D.- METODO DE INTERES SIMPLE

$$Pf = Po ( 1 + i t )$$

de donde se obtiene:

$$i = ( Pf/Po - 1 )/t$$

Considerando los años siguientes:

$$1.- 1940 - 1961: i = (( 2646/1500)-1 )/21 = 0.0364$$

$$2.- 1961 - 1972: i = (( 6065/2646)-1 )/11 = 0.1175$$

$$3.- 1972 - 1981: i = (( 8310/6065)-1 )/9 = 0.0411$$

$$4.- 1940 - 1972: i = (( 6065/1500)-1 )/32 = 0.0951$$

$$5.- 1940 - 1981: i = (( 8310/1500)-1 )/41 = 0.1107$$

$$6.- 1961 - 1981: i = (( 8310/2646)-1 )/20 = 0.1070$$

7.- Promedio ponderado:

$$i = ( 0.0364 + 0.1175 + 0.0411 )/3 = 0.0650$$

8.- Promedio ponderado:

$$i = ( 0.0951 + 0.1107 + 0.1070 )/3 = 0.1043$$

Reemplazando en la fórmula:

$$Pf1 = 8310 ( 1 + 0.0364 t )$$

$$Pf2 = 8310 ( 1 + 0.1175 t )$$

$$Pf3 = 8310 ( 1 + 0.0411 t )$$

$$Pf4 = 8310 ( 1 + 0.0951 t )$$

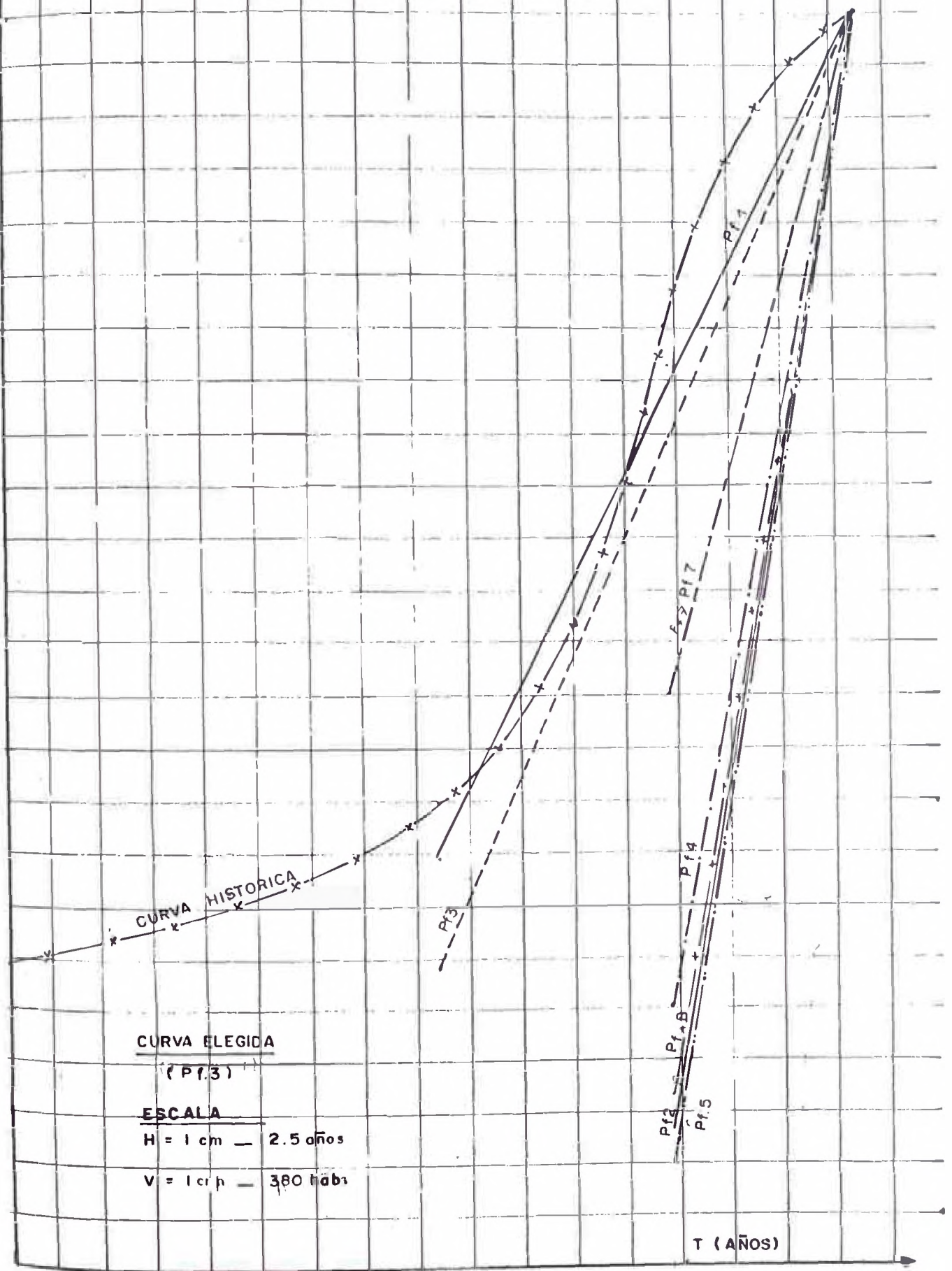
$$Pf5 = 8310 ( 1 + 0.1107 t )$$

$$Pf6 = 8310 ( 1 + 0.1070 t )$$

$$Pf7 = 8310 ( 1 + 0.0650 t )$$

$$Pf8 = 8310 ( 1 + 0.1043 t )$$

METODO DEL INTERES SIMPLE



CURVA ELEGIDA

(P1.3)

ESCALA

H = 1 cm — 2.5 años

V = 1 cm p — 380 hab.

T (AÑOS)

40 41

50

60 61

70 72

80 81

Año	t años	Pobl. Censada	Población progresiva							
			Pf1	Pf2	Pf3	Pf4	Pf5	Pf6	Pf7	Pf8
1981	0	8310	8310	8310	8310	8310	8310	8310	8310	8310
1972	-9	6065	5788	----	5236	1197	31	307	3449	509
1961	-20	2646	2260	----	1479	----	----	----	----	----
1950	-31	----	----	----	----	----	----	----	----	----
1940	-41	1500	----	----	----	----	----	----	----	----

Nota: Los (----) representan valores negativos.

Del análisis de curvas ( ver gráfico Interés Simple) se elige la curva:

$$Pf3 = 8310 ( 1 + 0.0411 t )$$

#### E.- METODO CRECIMIENTO GEOMETRICO DEL PERU

Considerando los datos siguientes:

Año	Población censada
1940	6'207,967
1961	9'906,746
1972	13'539,208
1981	17'005,210

Considerando la siguiente ecuación geométrica:

$$P_f = P_o ( 1 + i )^t \quad ; \quad i = (P_f/P_o)^{(1/t)} - 1$$

Considerando los años siguientes:

1.- 1940 - 1961

$$i = (9'906,746/6'207,967)^{(1/21)} - 1 = 0.0225$$

2.- 1961 - 1972

$$i = (13'539,208/9'906,746)^{(1/11)} - 1 = 0.0288$$

3.- 1972 - 1981

$$i = (17'005,210/13'539,208)^{(1/9)} - 1 = 0.0256$$

4.- Tomando el promedio geométrico

$$i = \sqrt[4]{(0.0225 \times 0.0288 \times 0.0256)} = 0.0255$$

Aplicando esta última tasa a los datos de la ciudad de Mala en base al año 1981 se tendrá lo siguiente:

$$P_f = 8310 ( 1 + 0.0255 )^t$$

Año	Población censada	Tiempo	Población
1940	1500	-41	2960
1950	-----	-31	3807
1961	2646	-20	5022
1972	6065	-9	6625
1981	8310	0	8310



F.- METODO DE LA MEJOR ADHERENCIA

Su expresión general es :

$$P_f = A \times B^{t^t} \quad , \text{ en donde:}$$

A,B son constantes

Tomando logaritmos a ambos miembros.

$$\log P_f = \log ( A \times B^{t^t} ) \quad : \log P_f = \log A + t \times \log B$$

Aproximando a una regresión lineal se tiene:

$$Y = \log P_f$$

$$a = \log A$$

$$x = t$$

$$b = \log B$$

de esto se tiene:  $Y = a + b X$

Año	Pf	X=t	Y=log Pf	X <sup>2</sup>	X Y
1940	1500	0	3.1761	0	0
1961	2646	21	3.4266	441	71.8746
1972	6065	32	3.7828	1024	121.0496
1981	8310	41	3.9196	1681	160.7036
		94	14.3011	3146	353.6278

Se tiene las siguientes relaciones :

$$\Sigma Y = n a + b \Sigma X$$

$$\sum XY = a \sum X + b \sum X^2$$

Reemplazando los valores se tiene:

$$14.3011 = 4 a + 94 b \dots\dots\dots(1)$$

$$353.6278 = 94 a + 3146 b \dots\dots\dots(2)$$

Resolviendo (1) en (2) se tiene:

$$a = 3.1351$$

$$b = 0.0187$$

De los valores de "a" y "b" obtendremos las constantes:

$$A = \text{anti log } a = \text{anti log } 3.1351 = 1364.81$$

$$B = \text{anti log } b = \text{anti log } 0.0187 = 1.044$$

La ecuación finalmente quedará:

$$P_f = 1365 \times ( 1.044 )^t$$

#### RESUMEN DE CURVAS SELECCIONADAS

1.- Método geométrico:

$$P_{f6} = 8310 ( 1 + 0.0589 )^t$$

2.- Método de la parábola de segundo grado:

$$Y_1 = 1500 - 113.64 X + 8.01 X^2$$

3.- Método de los incrementos variables:

$$P_t = 8310 + 1689 m + 330 m(m + 1)$$

4.- Método del interés simple:

$$P_f3 = 8310 ( 1 + 0.0411 t )$$

5.- Método de crecimiento geométrico del Perú:

$$P_t = 8310 ( 1 + 0.0255 )^t$$

6.- Método de la mejor adherencia:

$$P_o = 1365 x (1.044)^t$$

#### CALCULOS PARA LA PROYECCION DE 1981 A 2012

1.- Método geométrico:

año	t	población
1981	0	8310
1990	9	13909
2000	19	24651
2012	31	48981

2.- Método de la parábola de segundo grado:

año	t	población
1981	41	8310
1990	50	15843
2000	60	23517
2012	72	34842

3.- Método de los incrementos variables:

año	t	población
1981	0	8310
1990	1	10659
2000	2	13668
2012	3	17740

4.- Método del interés simple:

año	t	población
1981	0	8310
1990	9	11383
2000	19	14799
2012	31	18897

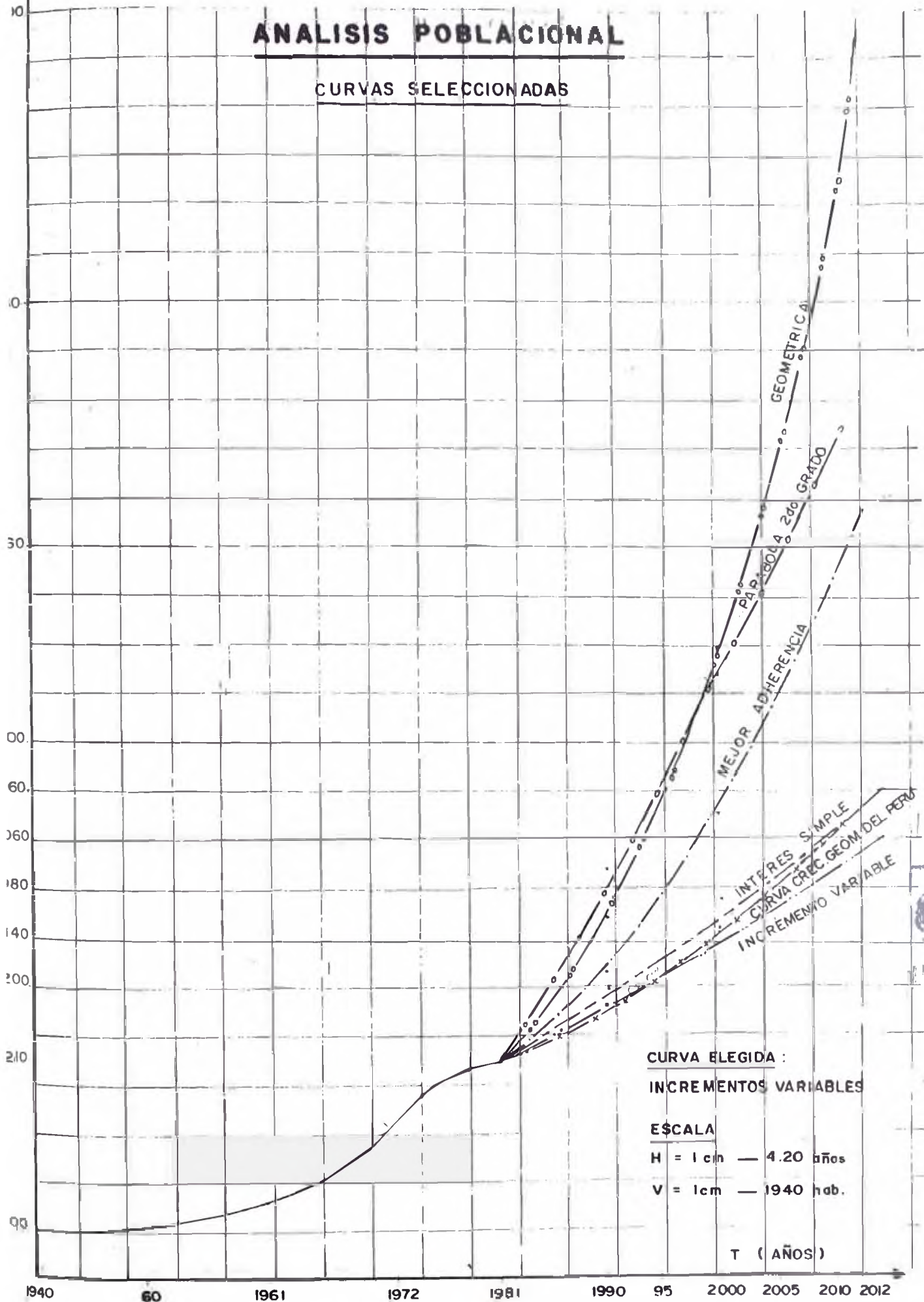
5.- Método de crecimiento geométrico del Perú:

año	t	población
1981	0	8310
1990	9	10424
2000	19	13408
2012	31	18139

POBLACION

# ANALISIS POBLACIONAL

## CURVAS SELECCIONADAS



1940      60      1961      1972      1981      1990      95      2000      2005      2010      2012

6.- Método de la mejor adherencia:

año	t	población
1981	41	8310
1990	50	11753
2000	60	18078
2012	72	30308

Luego de graficar las seis curvas y comparado con la curva censada se llega a la conclusión que, la curva más representativa es la de "incrementos variables", ya que esta es la que más se ajusta a la curva de crecimiento histórico de Mala.

El siguiente cuadro nos mostrará la proyección demográfica correspondiente.

Ecuación seleccionada:

$$P_t = 8310 + 1689xm + 330 m(m + 1)$$

año	población
1940	1500
1961	2646
1972	6065
1981	8310
1982	8515
1983	8727

1984	8945
1985	9170
1986	9402
1987	9640
1988	9885
1989	10136
1990	10394
1991	10659
1992	10930
1993	11208
1994	11492
1995	11783
1996	12081
1997	12385
1998	12696
1999	13013
2000	13337
2001	13668
2002	14005
2003	14349
2004	14699
2005	15056
2006	15420
2007	15790
2008	16167

2009	16550
2010	16940
2011	17337
2012	17740

### 3.2 COBERTURA:

La cobertura de los servicios que se considerará es de 90% para el agua potable y para el sistema de alcantarillado.

### 3.3 VARIACIONES DE CONSUMO:

Para los efectos de la determinación de variaciones de consumo se han realizado aforos en el reservorio actual que abastece a la localidad de Mala. El procedimiento seguido fue la toma de medida de variación del tirante de agua que consume la población con y sin bombeo durante las 24 horas, este aforo se realizó a las 21 horas del 02/11/90 hasta las 21 horas del 03/11/90.

nota: volumen máximo de agua en el reservorio 400 M3

tiempo (horas)	volumen de agua en reservorio (M3)	tiempo (horas)	volumen de agua en reservorio (M3)
9.00 pm	400	9.00 am	157
9.30 pm	370	9.30 am	159
10.00 pm	349	10.00 am	162



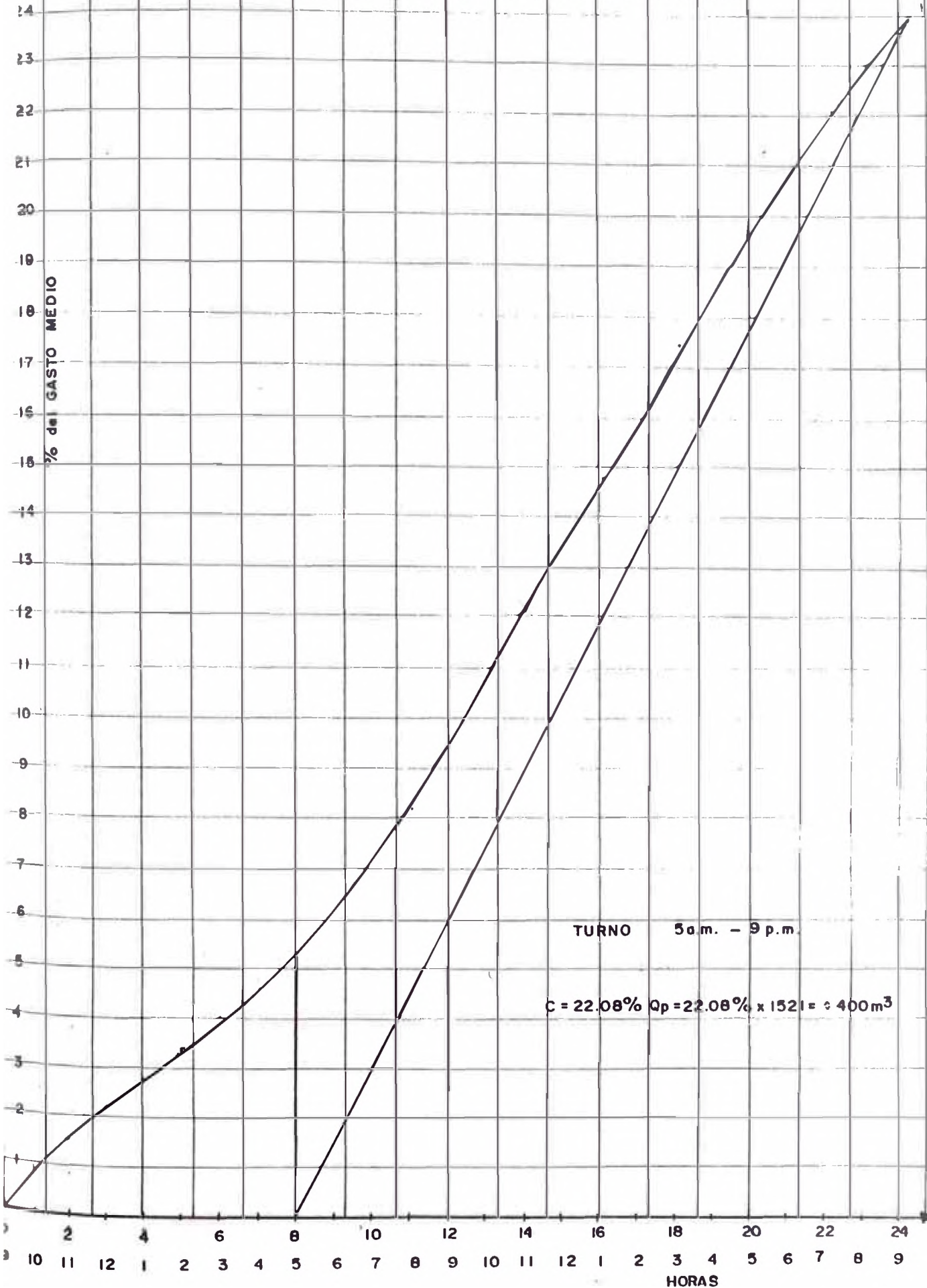
10.30 pm	324	10.30 am	167
11.00 pm	303	11.00 am	170
11.30 pm	280	11.30 am	175
12.00 mn	260	12.00 md	174
12.30 am	239	12.30 md	178
1.00 am	220	1.00 pm	181
1.30 am	201	1.30 pm	187
2.00 am	182	2.00 pm	198
2.30 am	165	2.30 pm	186
3.00 am	146	3.00 pm	193
3.30 am	128	3.30 pm	198
4.00 am	108	4.00 pm	207
4.30 am	90	4.30 pm	213
5.00 am arranca bombeo	72	5.00 pm	220
5.30 am	99	5.30 pm	227
6.00 am	119	6.00 pm	236
6.30 am	130	6.30 pm	244
7.00 am	140	7.00 pm	254
7.30 am	146	7.30 pm	268
8.00 am	152	8.00 pm	283
8.30 am	154	8.30 pm	301
		9.00 pm	319

Los consumos acumulados serán:

tiempo (horas)	volumen que sale a la ciudad (m <sup>3</sup> )	volumen acumulado (m <sup>3</sup> )	gasto (lps)
9.00	0	0	0
9.30	30	30	17
10.00	21	51	12
10.30	25	76	14
11.00	21	97	12
11.30	23	120	13
12.00	20	140	11
12.30	21	161	12
1.00	19	180	11
1.30	19	199	11
2.00	19	218	11
2.30	17	235	9
3.00	19	254	11
3.30	18	272	10
4.00	20	292	11
4.30	18	310	10
5.00	18	328	10
5.30	18	346	10
6.00	25	371	14
6.30	34	405	19

7.00	35	440	19
7.30	39	479	22
8.00	39	518	22
8.30	43	561	24
9.00	42	603	23
9.30	43	646	24
10.00	42	688	23
10.30	40	728	22
11.00	42	770	23
11.30	40	810	22
12.00	46	856	26
12.30	41	897	23
1.00	42	939	23
1.30	39	978	22
2.00	34	1012	19
2.30	57	1069	32
3.00	38	1107	21
3.30	40	1147	22
4.00	36	1183	20
4.30	39	1222	22
5.00	38	1260	21
5.30	38	1298	21
6.00	36	1334	20
6.30	37	1371	21
7.00	35	1406	19

# CURVA DE CONSUMOS ACUMULADOS Y TIEMPO DE BOMBEO



TURNO 5 a.m. - 9 p.m.

$C = 22.08\% \quad Q_p = 22.08\% \times 1521 = 400m^3$

7.30	31	1437	17
8.00	30	1467	17
8.30	27	1494	15
9.00	27	1521	15

---

### 3.4 CALCULO DE LA DOTACION

Del gráfico "diagrama de masa" se obtiene el caudal promedio de la forma siguiente:

$$Q_p = \text{consumo acumulado/día} = 1521 \text{ m}^3 / \text{día}$$

De igual forma la dotación la podemos determinar de la forma siguiente:

$$\begin{aligned} \text{Dot} &= Q_p / \text{población servida} = (1521 \text{ m}^3 / \text{día}) / (10394 \times 90\% \text{ hab}) \\ &= 163 \text{ Lt/hab/día} \end{aligned}$$

Para la determinación del factor máximo anual de la demanda horaria (K2) se hace necesario el cuadro de las variaciones horarias lo cual se presenta en el cuadro anterior, donde se puede observar que el máximo consumo horario es de 32 lps.

$$\begin{aligned} Q_{mh} &= K_2 Q_p : K_2 = Q_{mh} / Q_p = (115 \text{ m}^3 / \text{hora}) / (63.375 \text{ m}^3 / \text{hora}) \\ K_2 &= 1.8 \end{aligned}$$

Los valores calculados para la dotación y el factor del máximo anual de la demanda horaria son obtenidos en forma puntual tomados en el campo durante un día, lo cual se

tomará como valor aproximado para el presente proyecto.

Para la determinación del factor  $K_1$ , se tendrá que considerar como 1.3, debido a que no se cuenta con variaciones del consumo diario. Este valor se obtiene de las experiencias realizadas por SENAPA cuyos factores principales es la población, clima, etc.

La dotación de 163 Lt/hab/día se considerará tan solo en los primeros años, luego irá disminuyendo llegando a un promedio de 150 Lt/hab/día, como consecuencia de que la población tendrá mejora en los servicios de agua, por lo cual el consumo será más restringido.

De los datos obtenidos podemos concluir lo siguiente:

- Dotación de la localidad de Mala 163 Lt/hab/día
- Factor de máximo consumo diario ( $K_1$ ) 1.3
- Factor de máximo consumo horario ( $K_2$ ) 1.8

### 3.5 DEMANDA CONTRA INCENDIO

Para determinar la demanda contra incendio tomaremos como referencia el reglamento del Servicio Nacional de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado (SENAPA), el cual considera que para poblaciones de 10,000 a 100,000 deberá preverse este servicio, de acuerdo a las características propias de la localidad, considerándose la ocurrencia de un siniestro como máximo en cualquier punto

de la red, atendido por un grifo con dos hidrantes simultaneamente.

El volumen contra incendio estará definido por la siguiente:

$$V_{ci} = 2 \text{hidrantes} \times 2 \text{horas} \times (8 \text{ lt/seg} / \text{hidrante}) = 115 \text{ m}^3$$

### 3.6 VOLUMEN DE RESERVA:

Ante la eventualidad de que en la línea de impulsión o conducción pueda ocurrir daños que mantendría una situación de déficit en el suministro del agua mientras que se hacen las reparaciones pertinentes, es aconsejable un volumen adicional que de oportunidad a restablecer la conducción del agua hasta el reservorio, por lo general se considera un periodo de interrupción de 3 horas del gasto medio de consumo, pero por el reglamento de SENAPA se considera el 7% del caudal máximo diario.

$$V_{reserva} = 7\% Q_{md} = 7\% ( 1.3 \times 1521 ) = 140 \text{ m}^3$$

### 3.7 VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO:

Los reservorios de almacenamiento juegan un papel importante para el diseño del sistema de distribución del agua tanto desde el punto de vista económico, así como por su importancia en el funcionamiento hidráulico del sistema y en el mantenimiento de un servicio eficiente. Un reservorio de almacenamiento cumple tres propósitos

fundamentales.

- Compensar las variaciones de consumo que se producen durante el día.
- Mantener las presiones de servicio en la red de distribución
- Mantener almacenada cierta cantidad de agua para atender situaciones de emergencia tales como incendio, interrupciones o daños en la tubería de alimentación al reservorio.

Por lo explicado anteriormente el volumen de reservorio será igual al volumen de regulación más el volumen contra incendio más el volumen de reserva.

$$\begin{aligned} V_{\text{reservorio}} &= V_{\text{regulación}} + V_{\text{ci}} + V_{\text{reserva}} \\ &= 400 \text{ m}^3 + 115 \text{ m}^3 + 140 \text{ m}^3 = 655 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Para la determinación de cuadro de la demanda total, el volumen de regulación se establecerá como el 25% del caudal promedio.

### 3.8 DEMANDA TOTAL, PROYECCIONES Y CAUDALES DE DISEÑO

En el cuadro siguiente se determina la demanda del agua en los diferentes años tan igual los caudales de diseño para luego proyectar el almacenamiento futuro. En el cuadro se puede observar que en el año 2012 se necesitará un



almacenamiento de 906 m<sup>3</sup> pero como ya existe 400 m<sup>3</sup> del reservorio existente, se tendrá que proyectar un reservorio cuya capacidad sea de  $(906 - 400) = 506 \text{ m}^3 \approx 500\text{m}^3$

PROYECCION DE LA DEMANDA DE AGUA, CAUDALES DE DISEÑO, ALMACENAMIENTO Y CONEXIONES

AÑO	COBERTURA %	POBLACION		DOT lt/hab/dia	DEMANDA		CAUDALES DE DISEÑO			VOLUMEN DE RESERVORIO (m <sup>3</sup> ) 25%Q <sub>p</sub> + 255	PROYECCION DE CONEXIONES
		TOTAL	SERVIDA		m <sup>3</sup> /mes	m <sup>3</sup> /año	Q <sub>p</sub>	Q <sub>md</sub>	Q <sub>mh</sub>		
1971	73%	6,621	4,833	163	23,633	283,600	9.12	11.86	16.42	452	967
1972	73%	6,760	4,935	163	24,132	289,586	9.31	12.10	16.76	456	987
1973	73%	6,906	5,041	163	24,650	295,806	9.51	12.36	17.12	460	1008
1974	73%	7,058	5,152	163	25,193	302,319	9.72	12.64	17.49	465	1030
1975	73%	7,217	5,268	163	25,760	309,126	9.93	12.91	17.87	469	1054
1976	73%	7,383	5,389	163	26,352	316,226	10.17	13.22	18.31	475	1078
1977	73%	7,555	5,515	163	26,968	323,620	10.40	13.52	18.72	480	1103
1978	73%	7,734	5,646	163	27,609	331,308	10.65	13.84	19.17	485	1129
1979	73%	7,919	5,781	163	28,269	339,229	10.90	14.17	19.62	490	1156
1980	73%	8,111	5,921	163	28,953	347,444	11.17	14.52	21.08	496	1184
1981	73%	8,310	6,066	163	29,663	355,953	11.44	14.87	20.59	503	1213
1982	73%	8,515	6,216	163	30,396	364,755	11.72	15.24	21.09	508	1243
1983	73%	8,727	6,370	163	31,149	373,792	12.02	15.63	21.64	515	1274
1984	73%	8,945	6,530	163	31,932	383,180	12.32	16.02	22.17	521	1306
1985	73%	9,170	6,694	163	32,734	392,804	12.63	16.42	22.73	528	1339
1986	73%	9,410	6,860	163	33,589	403,073	12.96	16.85	23.33	535	1374
1987	73%	9,640	7,037	163	34,410	412,931	13.27	17.25	23.88	542	1407
1988	73%	9,885	7,216	163	35,286	423,435	13.61	17.69	24.49	549	1443
1989	73%	10,136	7,399	163	36,181	434,173	13.96	18.15	25.13	557	1480
1990	73%	10,394	7,608	163	37,203	446,437	14.35	18.66	25.84	564	1522

PROYECCION DE LA DEMANDA DE AGUA, CAUDALES DE DISEÑO, ALMACENAMIENTO Y CONEXIONES

ANO	COBERTURA	%	POBLACION		DOT	DEMANDA		CAUDALES DE DISEÑO		VOLUMEN DE RESERVORIO (m <sup>3</sup> ) 25 <sup>QD</sup> + 255	PROYECCION DE CONEXIONES
			SERVIDA	TOTAL		m <sup>3</sup> /mes	m <sup>3</sup> /año	Qp	Qmd		
1991	90%	10,659	9,593	163	46,910	562,917	18.09	23.53	32.58	646	1919
1992	90%	10,930	9,837	163	48,103	577,235	18.56	24.13	33.40	656	1967
1993	90%	11,208	10,087	150	45,391	544,698	19.03	24.74	34.25	666	2017
1994	90%	11,492	10,342	150	46,539	558,468	19.51	25.36	35.12	676	2068
1995	90%	11,783	10,605	150	47,723	572,670	20.01	26.01	36.01	687	2121
1996	90%	12,081	10,873	150	48,929	587,142	20.51	26.67	36.92	698	2175
1997	90%	12,385	11,147	150	50,162	601,938	21.03	27.34	37.85	709	2229
1998	90%	12,696	11,426	150	51,417	617,004	21.56	28.02	38.80	720	2285
1999	90%	13,013	11,712	150	52,704	632,448	22.09	28.72	39.77	732	2342
2000	90%	13,337	12,003	150	54,013	648,162	22.64	29.44	40.76	744	2401
2001	90%	13,668	12,301	150	55,354	664,254	23.21	30.17	41.77	756	2460
2002	90%	14,005	12,605	150	56,723	680,670	23.78	30.91	42.80	769	2521
2003	90%	14,349	12,914	150	58,113	697,356	24.36	31.67	43.85	781	2583
2004	90%	14,699	13,224	150	59,531	714,366	24.95	32.44	44.92	794	2648
2005	90%	15,056	13,550	150	60,975	731,700	25.56	33.23	46.01	807	2710
2006	90%	15,420	13,878	150	62,451	749,412	26.18	34.04	47.13	820	2776
2007	90%	15,790	14,211	150	63,949	767,394	26.81	34.85	48.26	834	2842
2008	90%	16,167	14,550	150	65,475	785,700	27.45	35.68	49.41	848	2910
2009	90%	16,550	14,895	150	67,027	804,330	28.10	36.53	50.58	862	2979
2010	90%	16,940	15,246	150	68,607	823,284	28.76	37.39	51.77	876	3049
2011	90%	17,337	15,603	150	70,214	842,562	29.44	38.27	52.98	890	3121
2012	90%	17,740	15,966	150	71,847	862,164	30.12	39.16	54.22	906	3193

## CAPITULO IV

### ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

4.1 Cuenca del río Mala.

4.2 Aguas Superficiales.

4.2.1 Registros de Datos.

4.2.2 Análisis de la Información disponible.

4.2.3 Rendimiento seguro.

4.2.4 Calidad del Agua.

4.2.5 Proyectos futuros..

4.2.6 Conclusiones.

4.3 Aguas subterráneas.

## CAPITULO IV

### ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

#### 4.1 CUENCA DEL RIO MALA:

La fuente de abastecimiento disponible y más cercana constituye el río Mala, en cuyo valle está ubicada la localidad del mismo nombre. En la cuenca del mencionado río existe abundante cantidad de agua superficial como agua subterránea, que es usado principalmente en la agricultura y en menor grado para los fines de agua potable. El río Mala tiene su origen en una serie de lagunas ubicadas, en las partes más altas de su cuenca, las que alimentan primordialmente sus cursos de agua con las precipitaciones estacionales que caen en las alturas del flanco occidental de la cordillera de los Andes, así también de los deshielos en los picos más altos de la misma cordillera.

Tanto las precipitaciones como los deshielos originan básicamente a los ríos Quinches (afluente margen izquierda) y San Lorenzo (afluente margen derecha), los cuales con su confluencia, aguas arriba de la localidad Viscas, originan el río Mala, nombre con el cual desemboca en el Océano Pacífico.

Los afluentes principales, el formador Quinches, con los ríos Huañec y Ayaviri y del formador San Lorenzo los ríos Facomata, Aguaquiri y Acacache.

El río Mala cuenta con área de drenaje total de 2,250 Km<sup>2</sup> y una longitud de recorrido, desde sus nacientes de 124 Km, presenta una pendiente promedio de 4%, la que aumenta en ciertos sectores. El valle de Mala tiene una extensión total global de 6,680 Ha, siendo de 4,340 Ha el área agrícola neta; esta diferencia se debe en parte a que el recurso superficial discurrante no abastece en su totalidad los requerimientos del valle, debiendo recurrirse, en época de estiaje, como un paleativo, a la explotación del agua del subsuelo, no existiendo en la cuenca estructuras de regulación con fines de desarrollo agrícola, ni nevados de importancia que contribuyan a mejorar en época de estiaje, el escurrimiento natural del río, siendo en consecuencia la precipitación estacional la única fuente creadora de los recursos hídricos del área. El escurrimiento superficial del río Mala se origina en las precipitaciones que ocurren en la cuenca alta, las cuales se presentan concentradas durante los meses de diciembre a marzo; el deshielo de los nevados ubicados dentro de la cuenca tienen muy poca incidencia en el escurrimiento, ya que estos son bastante escasos. El área total de nevados cubre una extensión de aproximadamente 19 Km<sup>2</sup> y las más importantes cabe mencionar a los de Colleque pucro, Vicuñita y Suiricocha, siendo el más alto el primero de los nombrados, que alcanza un altura de 5,650 m.s.n.m.

El río Mala cuenta con una estación de aforos de tipo limnigráfico, denominada la Capilla, ubicada al pie de la localidad del mismo nombre y de la carretera de acceso a la cuenca alta. Esta sección de control mide los recursos provenientes de una cuenca colectora de 1,585 Km<sup>2</sup> de extensión, siendo el área de la cuenca total hasta dicho punto de 2,035 Km<sup>2</sup>. Su ubicación es buena tanto desde el punto de vista del control de las descargas como por su accesibilidad ya que mide la totalidad del recurso superficial discurriente al hallarse localizada en la cabecera del valle y denominado la totalidad de la cuenca húmeda. La estación en referencia cuenta con registros de descargas diarias desde el mes de Mayo de 1938; sin embargo para efectuar el análisis hidrológico se ha considerado tan solo el período comprendido entre octubre de 1939 y setiembre de 1972 inclusive empleándose el criterio del año hidrológico y no el del año calendario.

El análisis de esta información pone de manifiesto que el río Mala al igual que la mayoría de los ríos de la costa, presenta características propias torrencias, observándose marcadas diferencias en sus parámetros extremos; así la descarga máxima controlada ha sido de 264 m<sup>3</sup>/seg y la mínima de 0.36 m<sup>3</sup>/seg siendo la media anual de aproximadamente 16.51 m<sup>3</sup>/seg, que equivale a un volumen medio de 521'143,000 m<sup>3</sup>

Las descargas normalmente se concentran en alto

grado durante los meses de Enero a Marzo, presentando una acentuada escasez en los meses de Julio a Octubre. Así mismo se ha establecido que el rendimiento medio anual de la cuenca húmeda es de 328,800 m<sup>3</sup>/Km<sup>2</sup>.

## 4.2 AGUAS SUPERFICIALES

### 4.2.1 REGISTROS DE DATOS

El río Mala cuenta con una estación de aforos, la de Capilla, situada al pie de la localidad del mismo nombre y a la carretera que va a la cuenca alta y aproximadamente 25 mt aguas arriba del puente que une la citada carretera con la localidad de la Capilla. Su funcionamiento se halla bajo el control del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) disponiéndose de registros de descargas diarias desde el mes de Mayo del año 1938.

Esta estación de tipo limnigráfico, se encuentra ubicado en un tramo recto del río, pero de gran pendiente, presentando un ancho en la sección de 14 mt; dispone de dos miras de fierro enlozado de 3 mt de alto cada una las que se hallan fijadas en el pozo del limnógrafo, una en el inferior y la otra en el exterior.

La mira exterior no cuenta con el primer tramo inferior el que debe ser destruido por efecto de la corriente, que en este tramo es fuerte, la



estación se halla localizada en las coordenadas geográficas 76°30' de longitud oeste y de 12°32' de latitud sur y a una altura de 463 m.s.n.m.. Domina un área de cuenca de 2,035 Km<sup>2</sup> de la cual corresponde a la cuenca húmeda, sector limitado por la cota de los 2,500 m.s.n.m., una extensión de 1,595 Km<sup>2</sup>.

La ubicación de la extensión de aforos de la Capilla es buena ya que le permite registrar íntegramente el caudal total producido por la cuenca disponible en la cabecera del valle, siendo prácticamente despreciable las captaciones que se producen en su parte alta. Por su accesibilidad, su localización también es buena, ya que se halla al pie de la carretera que desde la carretera Panamericana Sur se dirige a la cuenca alta.

La estación de aforos cuenta con el siguiente equipo:

- 1.- Limnógrafo, marca A-OTT, con hojas para 32 días de registro como máximo. La caseta de producción es rectangular y de concreto.
- 2.- Pozo de limnógrafo, de captación directa ubicada en la margen izquierda.
- 3.- Mira exterior de fierro enlozado, de 3 mt de alto, localizado en la margen izquierda.
- 4.- Correntómetro para el control y calibración de

la estación, marca A-OTT. Dispone de dos hélices para distintas velocidades y escandallo de 25 Kg.

Debe señalarse en cuanto al estado de la estación, que la mira exterior a perdido su primer tramo inferior de 1 mt de longitud, no pudiendo medirse caudales bajos; asimismo el pozo del limnógrafo tiene una boca de captación cuadrada de 0.30 mt de lado, demasiado grande lo que permite el ingreso de material de arrastre, el que rellena el pozo y en caudales bajos anula la acción del flotador impidiendo el buen funcionamiento del limnógrafo.

La sección de control, localizada a la altura del pozo del limnógrafo es relativamente buena estando definida por taludes estables formados por relleno aluvial y protegidos por vegetación natural. El fondo del cauce presenta piedras grandes, lo que dificulta el proceso de aforos y una fuerte pendiente, lo que da origen a una gran fuerza de arrastre y a cambios sensibles en sus características.

El procedimiento de aforo es variable, efectuándose las mediciones para un caudal de 8 m<sup>3</sup>/seg, y en verticales localizadas a cada 1 mt; las verticales citadas se hallan marcadas en un alambre galvanizado que cruza el río a lo ancho y que en la

sección de control mide aproximadamente 14 mt, para caudales menores los aforos se realizan por suspensión desde el puente antes citado, ubicado a 25 mt. Aguas abajo del pozo del limnigrafo y en verticales localizadas a cada 1.00 mt; empleándose para este caso un lastre de 25 Kg. Las descargas medias diarias se obtienen del promedio de cuatro observaciones de mira al día, efectuándose un aforo diario por la calibración de la sección.

La administración técnica de aguas del río Mala tiene una sección de control localizada a 25 mt aguas arriba de la de SENAMHI; habiéndose extendido un alambre entre ambos Márgenes dividido en segmentos de 1.0 mt, con el fin de estimar el caudal diario discurrente. Esta sección de control no cuenta con ningún tipo de elemento de medición, empleándose en la actualidad la información de aforos producida por la estación de la Capilla y realizándose las lecturas de mira en la estructura existente en la misma estación citada.

#### 4.2.2 ANALISIS DE LA INFORMACION DISPONIBLE

##### (1) INFORMACION DISPONIBLE

La información hidrológica utilizada en el estudio ha constituido en los registros de descarga diaria controladas en la estación de aforos de la Capilla, del año de 1939 a 1972,

que es la que existe disponible.

La citada estación cuenta con registros de descargas diarias desde el mes de Mayo del año 1938; sin embargo, para efectuar el análisis hidrológico, se ha considerado tan solo el período citado. Antes de procederse al análisis la información fue revisada con el fin de verificar su autenticidad e eliminar los errores saltantes que pudiera contener, efectuándose en los casos necesarios, las correcciones pertinentes.

## (2) ANALISIS GENERAL

El valle de Mala cubre en forma parcial sus requerimientos de agua empleando básicamente el recurso hídrico superficial que consiste únicamente, en las descargas naturales de la cuenca hidrográfica ya que en esta no existe obras de regulación de importancia ni de derivación de cuencas aledañas que mejoren su régimen natural y aseguren la disponibilidad total y oportuna del recurso. Es por ello que la cuantificación y evaluación del recurso hídrico se hace imprescindible como base para la elaboración de cualquier programa racional de aprovechamiento del mismo.

El análisis de la evaluación de la

hidrología del río Mala ha sido efectuado utilizando los registros de descargas diarias del período 1939 - 1972, en la suposición de que las características de esta muestra se ha de mantener en forma permanente. Las descargas del río Mala han sido analizadas con diferentes técnicas estadísticas en las que la variable ha sido, según el caso, la descarga anual, la mensual o la diaria así como los parámetros obtenidos con un procesamiento previo a estas variables. Para los fines del análisis, se ha considerado el año hidrológico y no el calendario, por considerarse que dicho período se ajusta al comportamiento típico del ciclo hidrológico para este caso, se considera que el ciclo se inicia en el mes de Octubre concluyendo en el mes de Setiembre del año calendario siguiente. Con la finalidad de establecer, a nivel generalizado, el comportamiento del río Mala, en el cuadro NO 4.1, se muestra una relación cronológica de los parámetros anuales más importantes del mismo, tales como las descargas máximas y mínimas y media anuales y las masas totales anuales. El citado cuadro permite hacer notar que la descarga máxima maximorum registrada ha sido de 264 m<sup>3</sup>/seg

## INFORMACION ANUAL DEL RIO MALA

ANO	VOLUMEN TOTAL ANUAL MMC	DESCARGA MEDIA ANUAL m3/seg	COEFICIENTE DE VARIACION	DESCARGA MAXIMA m3/seg	DESCARGA MINIMA m3/seg
1939-1940	486.796	15.49	1.146	165.39	2.00
1940-1941	368.227	11.78	1.364	140.25	1.12
1941-1942	431.071	13.86	1.223	166.53	0.75
1942-1943	533.103	17.29	1.351	135.84	0.87
1943-1944	561.780	17.82	1.247	177.79	1.37
1944-1945	432.784	13.77	1.316	154.89	1.21
1945-1946	1252.534	40.07	1.367	252.10	1.18
1946-1947	488.243	15.49	1.072	118.34	1.34
1947-1948	433.777	13.75	1.103	100.66	1.15
1948-1949	458.985	14.63	0.958	102.90	1.40
1949-1950	454.840	14.61	1.251	87.00	0.90
1950-1951	686.347	21.87	1.178	176.08	1.19
1951-1952	757.731	24.05	1.047	264.00	1.04
1952-1953	984.791	31.64	1.285	199.11	1.20
1953-1954	715.755	23.04	1.296	179.36	1.40
1954-1955	534.456	17.01	1.057	163.73	1.11
1955-1956	507.118	16.28	1.503	136.47	1.45
1956-1957	390.010	12.60	1.381	81.62	0.90
1957-1958	190.244	6.07	1.179	32.17	0.96
1958-1959	406.190	13.01	1.713	154.07	1.00
1959-1960	221.708	7.04	1.154	53.46	0.80
1960-1961	407.315	13.08	1.223	64.06	0.82
1961-1962	664.226	21.17	1.056	169.55	0.79
1962-1963	617.838	19.77	1.268	162.73	1.02
1963-1964	549.621	17.49	1.121	102.09	1.32
1964-1965	334.092	10.86	1.537	165.63	0.81
1965-1966	248.015	7.90	1.419	155.80	0.51
1966-1967	729.895	23.71	1.470	199.00	1.02
1967-1968	152.351	4.82	1.868	22.80	0.45
1968-1969	186.775	5.94	1.366	75.98	0.36
1969-1970	433.746	13.73	1.170	280.54	0.39
1970-1971	352.134	23.81	1.523	120.52	0.90
1971-1972	743.496	26.51	1.235	158.00	0.84

M.M.C. : Millones de metros cubicos

(1951-1952) y la mínima minimorum de 0.36 m<sup>3</sup>/seg (1968-1969); así mismo, que el volumen máximo anual se presentó en el año de (1945-1946), con una masa total de 1,252'534,000 m<sup>3</sup>, y que el volumen mínimo anual fue de 152'351,000 m<sup>3</sup>, registrado en el año de (1967-1968). Una inspección de las cifras consignadas pone de manifiesto la irregularidad de las descargas y las características de torrente que tipifican a la mayoría de los ríos de la costa; debe señalarse que el río Mala, aunque no se seca, presenta descargas mínimas bastante bajas, en su mayoría del orden de 1.0 m<sup>3</sup>/seg y que en el año de mínima masa anual registrada, el caudal mínimo fue de 0.45 m<sup>3</sup>/seg.

Para fines de una evaluación preliminar a nivel mensual, en el cuadro Nº 4.2 se muestra los módulos del río Mala, entendiéndose por tales a los caudales promedio de cada mes del año, calculados para el periodo de registro considerado, este cuadro presenta además los caudales máximos y mínimos medios mensuales, registrados por cada mes durante 32 años que comprende el periodo estudiado, también se muestran las cifras correspondientes a las descargas máximas y mínimas diarias de cada mes.

CARACTERÍSTICAS MENSUALES Y ANUALES DE LA DESCARGA DEL RIO MALA

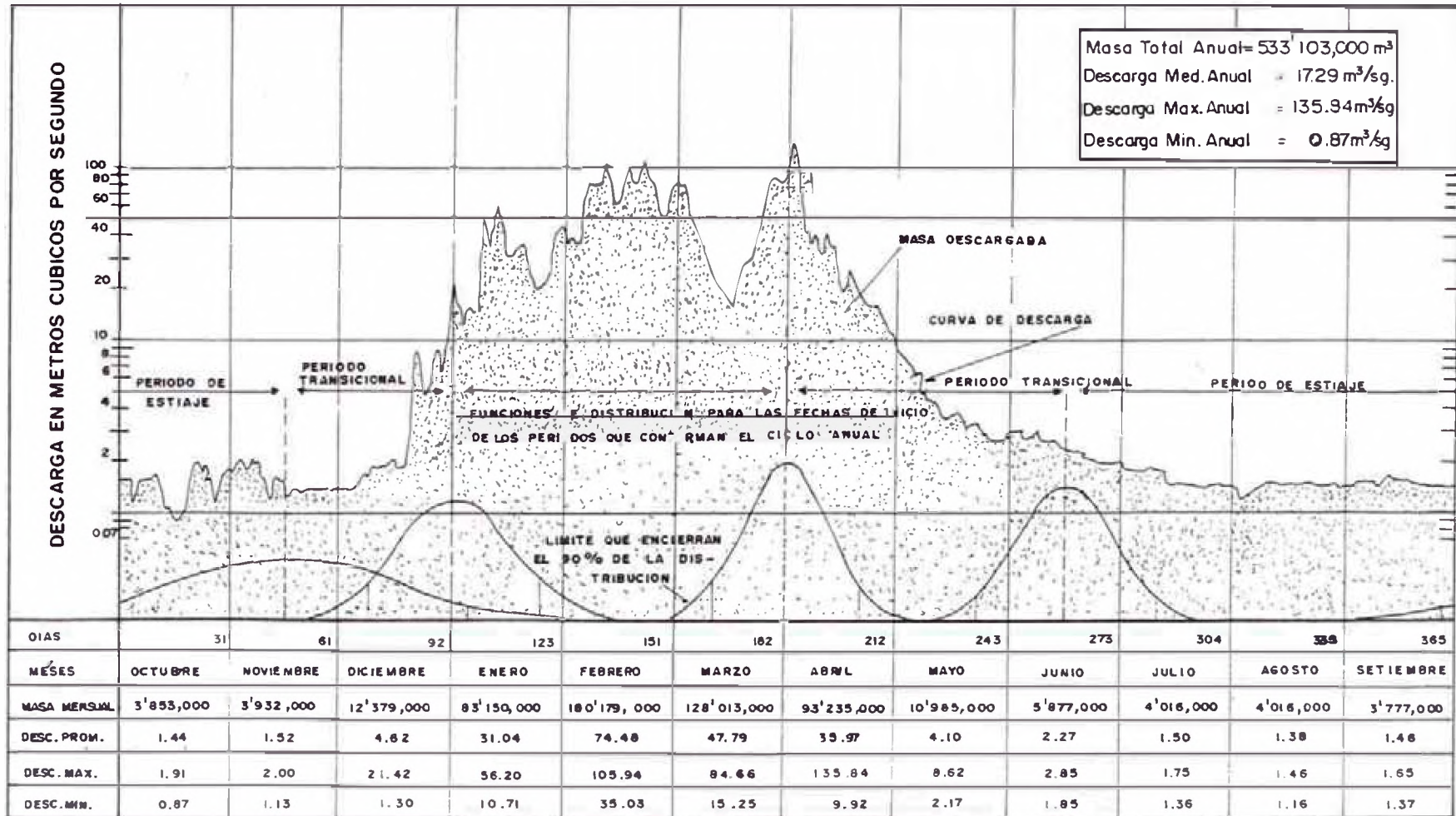
Estacion de aforos  
 Ubicación: Longitud 76°30'  
 Latitud 12°32'  
 Altura: 462 m.s.n.m.  
 Extension de la cuenca hasta la estacion de aforos  
 Area total : 2,036 km<sup>2</sup>  
 Area Humeda : 1,585 km<sup>2</sup>

Periodo de registro considerando 32 años (oct 1939 - set 1972)

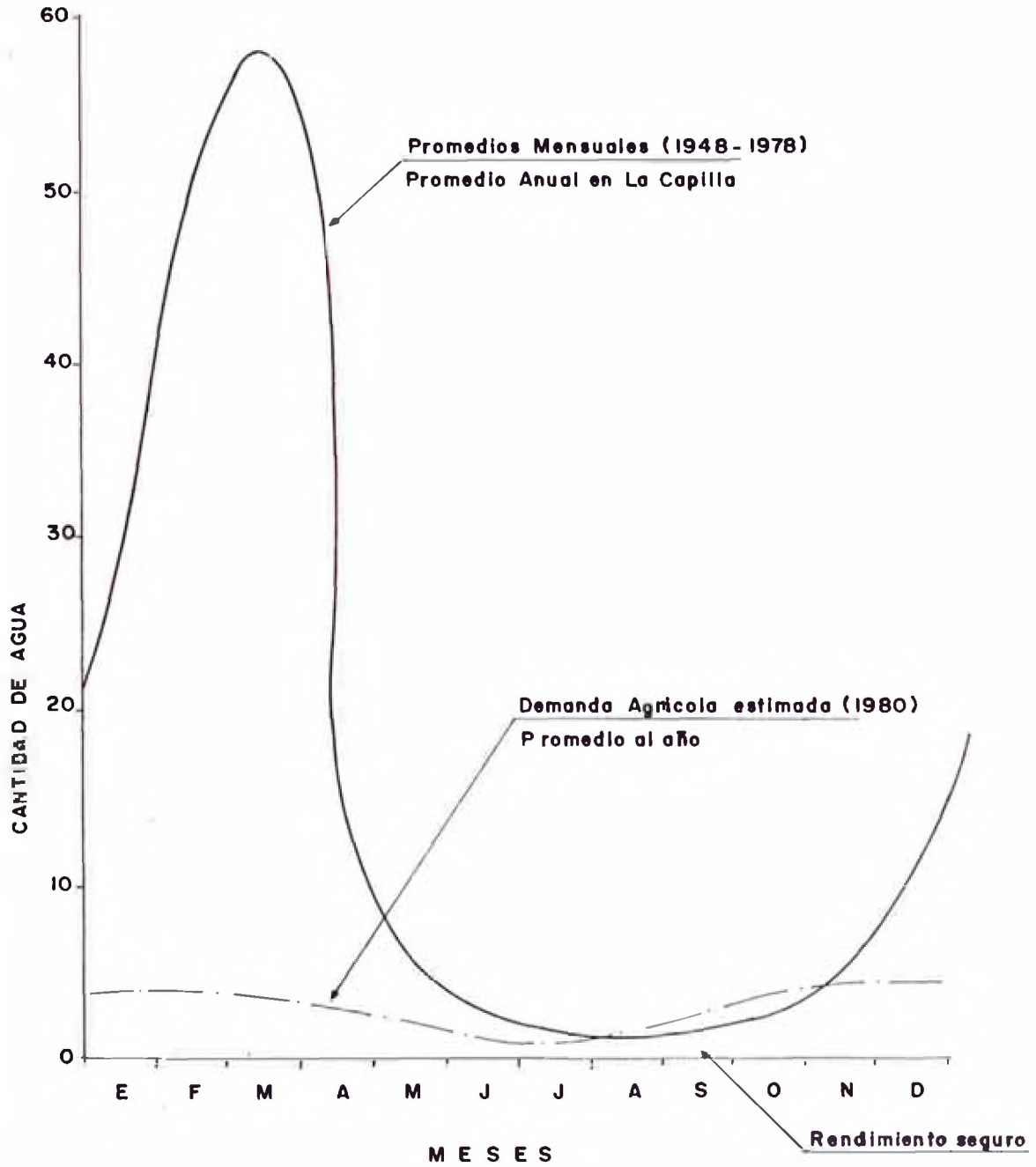
DESCRIPCION		UNIDAD	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGOS	SET
Minimo medio diario	0.39	m <sup>3</sup> /seg	0.74	0.75	0.90	3.15	6.91	1.41	1.27	0.91	0.136	0.43	0.39	0.56
Minimo medio mensual	0.81	"	1.31	0.92	1.73	8.67	13.36	2.87	1.84	1.10	0.80	0.64	0.56	1.42
Modulo mensual	2.66	"	5.11	13.29	32.61	49.17	59.89	23.57	6.34	2.62	1.84	1.47	1.42	2.69
Maximo medio mensual	13.26	"	28.92	47.26	76.13	118.87	179.13	67.31	16.22	5.29	3.42	2.21	2.69	8.43
Maximo medio diario	50.04	"	59.36	95.50	250.54	232.57	264.00	191.36	34.56	11.05	3.82	3.23	8.43	2.13
Diferencia de medidos mensuales extremos	12.45	"	27.61	46.34	74.40	110.20	165.77	64.44	14.38	4.19	2.62	1.57	2.13	
Modulo anual : 16.51 m <sup>3</sup> /seg Maximo medio anual : 40.07 m <sup>3</sup> /seg Minimo medio anual : 4.82 m <sup>3</sup> /seg Maximo maximum : 264 m <sup>3</sup> /seg Minimo minimum : 0.36 m <sup>3</sup> /seg			Volumen medio anual : 521143,000 m <sup>3</sup> Volumen maximo anual : 1,264513,000 m <sup>3</sup> Volumen minimo anual : 1527108,000 m <sup>3</sup>											
Rendimiento Medio Anual : Cuenca total 231,600 m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> Cuenca Humeda 328,800 m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup>														



**HIDROGRAMA DE DESCARGAS DIARIAS DEL RIO MALA**  
 (Estacion de Aforo La Capilla)  
 (Año 1942-1943)



# FLUJO PROMEDIO DEL RIO MALA EN LA ESTACION LA CAPILLA



El análisis de estos parámetros permite apreciar el grado de irregularidad del régimen de descargas del río Mala a nivel mensual, es decir, el rango de oscilación de los valores de las descargas en cada uno de los meses del año, notándose que la diferencia entre los valores extremos se hace mayor en los meses de mayores descargas, para reducirse en los meses de mayores descargas más bajas. Asimismo incluyen información sobre el volumen medio anual descargando que es aproximadamente 521'143,000 m<sup>3</sup>, equivalente a un módulo anual de 16.51 m<sup>3</sup>/seg, la descarga máxima media anual es de 40.07 m<sup>3</sup>/seg y la mínima media anual de 4.82 m<sup>3</sup>/seg. Relacionando el volumen medio anual con el área de la cuenca húmeda se ha obtenido el rendimiento medio anual del río Mala que es de 328,800 m<sup>3</sup>/seg.

### (3) COMPORTAMIENTO ESTACIONAL DEL RIO MALA

Las variaciones estacionales del régimen de descargas del río Mala son una consecuencia directa del comportamiento de las precipitaciones que ocurren en su cuenca alta pues como ya se ha mencionado, no existe en la cuenca alta nevados de importancia que contribuyan, por efecto del deshielo, a

modificar el discurrimiento superficial, ni tampoco obras de regulación.

Mediante el análisis de los hidrogramas de descargas diarias han sido posible dividir el régimen natural en cuatro períodos, que conforman un ciclo anual en las variaciones; un período de estiaje, uno de avenidas y dos transicionales entre los dos anteriores.

El período de avenidas, de acuerdo al criterio establecido, se considera que se inicia con la presencia de los primeros repuntes notables y que finaliza al presentarse el último pico del hidrograma que antecede a la curva de agotamiento del río. El período transicional entre avenidas y estiaje al finalizar el período de avenidas y termina con la curva de agotamiento, osea al hacerse esta notoriamente. El período de estiaje empieza con el fin de la curva de agotamiento y termina en la fecha en que se producen las primeras aguas nuevas. El período transicional entre estiaje y avenidas empieza al presentarse los primeros incrementos de caudal y termina al manifestarse los repuntes importantes que indican el inicio de la época de avenidas.

Como resultado del análisis se ha

establecido que la fecha de inicio para cada uno de estos periodos conforman variables, independientes entre sí, que se ajustan bastante bien a la función de distribución normal. Para mayor detalle en el cuadro 4.3, se presentan los parámetros estadísticos de cada una de las distribuciones y los rangos de distribución y los rangos de variación que encierran el 90% de probabilidad de ocurrencia, así como otros datos explicativos adicionales. Analizando el cuadro citado, se destaca que el río Mala descarga el 70% de su volumen promedio anual durante el período de avenidas y solo el 6% durante el período de estiaje. El gráfico 4.1 ilustra claramente sobre el comportamiento típico de la descarga del río Mala y representa el hidrograma de descargas diarias correspondientes al año hidrológico (1942-1943), es escogido por sus semejanzas con las características promedio del período estudiado; en dicho gráfico se presentan también las funciones de distribución obtenidas para las fechas de inicio de cada uno de los cuadros períodos del ciclo anual, marcándose en ellas sus valores medios y los límites que encierran el 90% de los casos.

#### 4.2.3 RENDIMIENTO SEGURO

PERIODO QUE COMPRENDE EL CICLO HIDROLOGICO DEL RIO MALA

DESCRIPCION	PERIODO DE AVENIDAS		PERIODO TRANSICIONAL		PERIODO DE ESTAJE		PERIODO TRANSICIONAL	
	INICIO	FINAL	INICIO	FINAL	INICIO	FINAL	INICIO	FINAL
Fecha Promedio	31 Dic	31 Mar	15 Jun	15 Nov	31 Dic	31 Dic	15.24	80.03
Desviación Estandar (dias)	15.24	11.52	13.37	80.03	8 Dic	8 Dic	15.24	15.24
Fecha anterior al (95%)	8 Dic	11 Mar	22 May	26 Set	8 Dic	8 Dic	8 Dic	8 Dic
Fecha posterior al (95%)	23 Ene	20 Abr	9 Jul	4 Ene	23 Ene	23 Ene	23 Ene	23 Ene
Rango de Variación (90%)	46 dias	40 dias	48 dias	100 dias	46 dias	46 dias	46 dias	46 dias
Duracion Media	3 meses	2.5 meses	5 meses	1.5 meses	3 meses	3 meses	3 meses	1.5 meses
Volumen desahogado (%)	70	16	6	8	70	70	70	8
Modulo (m3/sec)	47.16	12.41	2.25	10.62	47.16	47.16	47.16	10.62

Para estimar el rendimiento seguro a largo plazo, se han obtenido los promedios mensuales de 39 años de registro, a los que se les ha restado la extracción para la agricultura, de acuerdo a la información suministrada por el Ministerio de Agricultura, ver cuadro 4.4. La demanda total de agua presente y proyectada en la cuenca de Mala, que es destinada casi toda a fines agrícolas, es substancialmente menor que el caudal promedio a largo plazo del río. El caudal anual promedio del río es de 15.7 m<sup>3</sup>/seg en tanto que la demanda estima actual es de 2.9 m<sup>3</sup>/seg, osea 18% se esta cantidad.

Como se puede apreciar en el gráfico 4.2, durante el período de Diciembre a Marzo se presentan, caudales substancialmente excesivos, pero no existe disponibilidad de agua en los meses de Setiembre a Octubre, debido a que la demanda agrícola es mayor que el caudal del río. Este fenómeno solo podrá ser subsanado mediante obras de regulación.

#### 4.2.4 CALIDAD DEL AGUA

La calidad físico - químico del agua es adecuada para el consumo humano, previo tratamiento mediante sedimentación, filtración y desinfección, ello se debe a que el río Mala, como todos los de la costa del Perú presenta durante las épocas de avenidas

PROYECCION DEL CAUDAL DISPONIBLE EN EL RIO MALA

DESCRIPCION	CAUDAL PROMEDIO MENSUAL (m <sup>3</sup> /seg)												PROMEDIO
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGOS	SET	OCT	NOV	DIC	
Caudal promedio en la Capilla 1940 - 1978	29.8	48.0	58.5	22.3	6.3	2.7	1.9	1.5	1.4	2.4	4.8	11.3	15.7
Extraccion para la Agricultura													
1980	4.0	4.0	3.9	3.0	1.7	0.8	0.6	1.2	2.7	3.9	4.3	4.6	2.9
1985	3.8	3.9	3.7	2.7	1.6	0.8	0.7	1.1	2.7	3.7	4.0	4.3	2.8
1990	3.7	3.8	3.5	2.5	1.5	0.9	0.9	1.0	2.7	3.5	3.8	4.1	2.7
2000	3.5	3.7	3.2	2.1	1.4	1.0	1.2	0.7	2.7	3.1	3.4	3.6	2.5
Caudal Disponible													
1980	25.8	44.0	54.6	19.3	4.6	1.9	1.3	0.3	---	---	0.5	6.7	12.8
1985	26.0	44.1	54.8	19.6	4.7	1.9	1.2	0.4	---	---	0.8	7.0	12.9
1990	26.1	44.2	55.0	19.8	4.8	1.8	1.0	0.5	---	---	1.0	7.2	13.0
2000	26.1	44.2	55.0	19.8	4.8	1.8	1.0	0.5	---	---	1.4	7.7	13.2



altas turbiedades, del orden de 20,000 ppm, originados por los deslizamientos de tierras (huaycos).

Se ha investigado la posibilidad de contaminación del río por relaves mineros, encontrándose que esta es remota por cuanto las minas que en la actualidad existen; Condestable y Raúl, se encuentran fuera del cauce del río y en la parte baja de la cuenca.

#### 4.2.5 PROYECTOS FUTUROS

Existen estudios básicos para incrementar los actuales recursos del río en épocas de estiaje, a fin de cubrir el actual déficit de agua existente en el valle de Mala sin descuidar los derechos de agua de los usuarios de la cuenca alta. Estos esquemas plantean la autoregulación de las siguientes lagunas ubicadas en las nacientes del río Mala y que se han considerado como las importantes desde el punto de vista hidrológico y geológico:

- Regulación de la laguna Chumpicocha	4.6 MMC
- Regulación de la laguna Suyoc	7.3 MMC
- Regulación de la laguna Cochatupe	2.9 MMC
- Regulación de la laguna Huascacochatanta	1.5 MMC
- Regulación de la laguna Huascacocha	
Ayaviri	10.9 MMC
	-----
TOTAL	27.2 MMC

Además, la derivación de los deshielos provenientes de los nevados Collque pucro prácticamente reguladas con una masa anual de 43.3 MMC por medio de un canal de 6.85 Km, que captaría los deshielos de la margen derecha al que se adicionará otro de 2.5 Km el cual aportará los recursos de la margen izquierda. Todos los aportes suman una masa total anual de 73.5 MMC.

#### 4.2.6 CONCLUSIONES

El río Mala posee un caudal disponible a largo plazo, que permite excedentes durante 10 meses del año. Debido a la extracción para fines agrícolas se presentan déficit durante los meses de Setiembre y Octubre, que solamente puede ser subsanado mediante obras de regulación.

Sin embargo las necesidades futuras de agua potable, que son del orden de 20 lps, comparada con el volumen requeridos por la agricultura, resultan insignificantes y por lo tanto no tienen ningún efecto sobre esta. Además de acuerdo a la ley general de aguas, el uso de aguas para consumo humano tiene prioridad sobre los demás usos.

En conclusión es posible la utilización de las aguas superficiales del río Mala para fines de agua potable, sin mayor interferencia para la agricultura.

#### 4.3 AGUAS SUBTERRANEAS

La ciudad de Mala es abastecida por un pozo profundo desde hace 20 años. Debido a la importancia de esta fuente se ha realizado un estudio hidrológico de las aguas subterráneas del lugar en donde se ha investigado en forma exhaustiva y profunda la posibilidad de seguir utilizando dicho recurso. Las conclusiones de dicha investigación son las siguientes.

- Existen condiciones hidrológicas favorables, en las zonas adyacentes al pozo actual, para la perforación de nuevos pozos.
- Dicho acuífero, que está ubicado a la margen izquierda del río Mala, es alimentado por este río.
- La cantidad que se pueda obtener supera largamente las necesidades de la población más allá del horizonte fijado.
- La calidad del agua es buena y adecuada para el consumo humano sin ningún tratamiento.
- En el pozo existente puede aumentarse la producción, hasta una cantidad cuya determinación dependerá de una prueba de equipos de bombeo de gasto variable. Por el poco abatimiento de la napa actual, es posible que el caudal pueda duplicarse sin mayores problemas.
- La profundidad recomendable para el pozo proyectado es de 90 mt.
- La distancia mínima que debe existir entre un pozo

proyectado y el existente es de 165 mt.

## CAPITULO V

### DESARROLLO DE ALTERNATIVAS

5.1 Alternativas de fuentes de Agua.

5.1.1 Manantiales.

5.1.2 Aguas Superficiales.

5.1.3 Aguas Subterráneas.

## CAPITULO V

### DESARROLLO DE ALTERNATIVAS

Para obtener la solución técnica del menor costo se han planteado todas las alternativas viables, para un período de 20 años. En los que se refiere a la fuente de abastecimiento de agua es necesario obtener 25 lps como caudal máximo diario, para atender la demanda que se presentará en los próximos 20 años. Existen dos posibilidades, una es la captación de aguas subterráneas y la otra el uso de las aguas superficiales del río Mala.

Tratándose de una localidad pequeña de topografía suave, sin problemas de cimentación, ni de napas freáticas altas, las soluciones para los otros componentes del sistema de agua y desague, no ofrecen mayores variantes que puedan ser objeto de un análisis de alternativas.

#### 5.1 ALTERNATIVA DE FUENTES DE AGUA

Las alternativas que se plantean, parten de la condición de entregar el agua a un reservorio ubicado en la cota 95.00 para abastecer a las zonas altas de la ciudad.

##### 5.1.1 MANANTIALES

Se han detectado varios manantiales en la cuenca del río Mala entre las más importantes está el Fuquio La Isla con rendimiento de 2 lps y que abastece a la población de Santa Cruz de Flores ubicada a la

margen derecha del río mencionado. Otro manantial importante es el de Santa Rosa, en la margen izquierda, cuyas aguas proceden de unas galerías filtrantes que drenan las tierras de la hacienda San José, de rendimiento estimado de 8 lps. El uso de este manantial como posible fuente ha sido descartado por su caudal insuficiente.

#### 5.1.2 AGUAS SUPERFICIALES

Con el objeto de utilizar las aguas del río Mala, se ha estudiado su infraestructura de riego, en especial los canales y acequias cuya capacidad, cercanía y cota adecuada, permitan ubicar la toma de la planta de tratamiento de agua.

Los principales canales son: San Andrés, Tutumo, Aspitia, Pitao, Bujama y San Antonio.

##### (1) CANAL SAN ANDRES

La estructura de captación del canal de San Andrés es de construcción permanente; es la más importante construida sobre el río Mala y sirve a la irrigación San Andrés, de una extensión de 472 Ha. La estructura de captación está ubicada a 700 m aguas abajo de la localidad de Calango; es de concreto; carece de barraje y consta básicamente de los siguientes elementos.

- Dos muros de encauzamiento de concreto,

ubicados paralelamente al río presentando el muro de la margen izquierda dos aberturas con sus respectivas ranuras verticales para permitir colocar compuertas eventuales, funcionando como reguladoras.

- Muro de compuertas de captación, ubicado perpendicularmente a los muros de encauzamiento y transversalmente al río, con tres orificios de fondo y puente de maniobras donde se encuentra una llave que maneja a la única compuerta metálica que existe en el orificio central.

Inmediatamente a esta estructura, se inicia el canal de derivación, que cuenta en un primer tramo con una sección rectangular revestida de una longitud aproximada de 8.0 mt, continuando luego con una sección en tierra, en toda su longitud restante.

A unos 400.0 mt aguas abajo de la captación se dispone de un botador, con una compuerta metálica de 1.00 mt de ancho por 1.5 de alto, que desempeña la función de un mecanismo de limpia; en el cruce de la carretera a la localidad de Calango, se ha construido un medidor tipo Farshall.

El canal de San Andrés tiene una



longitud aproximada de 24.5 Km. en su tramo principal, con una capacidad máxima de 0.60 m<sup>3</sup>/seg; su sección es en tierra con dimensiones que varían de 1.20 a 1.90 mt de ancho por 0.80 a 1.40 mt de alto, encontrándose con tramos arenados y con vegetación en los bordes. Al final del canal principal existe un repartidor que da origen a tres laterales importantes: Arenal, La Cruz, y Rinconada.

(2) CANAL TUTUMO

La captación del canal Tutumo se halla ubicada en la margen izquierda del río Mala, aproximadamente, 1.5 Km aguas abajo del puente de corre viento; la toma consiste en un barraje rústico de ramas y piedras, ubicado en el lecho del río. Proporciona riego principalmente al fundo Tutumo, regando una extensión de 1.30 Ha.

El canal Tutumo tiene una longitud aproximada de 10.5 Km en su tramo principal, con una capacidad máxima estimada en 0.25 m<sup>3</sup>/seg; su tramo inicial discurre junto a un brazo del río Mala, entre árboles y arbustos y en topografía plana, desarrollándose luego a media ladera hasta llegar al fundo Tutumo, siendo su sección irregular con tendencia a lo trapezoidal y con dimensiones que varían de 0.6 a 1.00 de ancho en

su base menor, de 1.50 a 1.80 mt de ancho en su base mayor y de 1.30 mt de tirante.

(3) CANAL ASPITIA

Proporciona riego a una extensión de 156 Ha aproximadamente la toma se encuentra ubicada en la margen derecha del río Mala y es de tipo firme, consistiendo en dos columnas de concreto, entre las cuales se ha colocado una compuerta metálica de 0.6 mt de ancho por 1.7 mt de alto, encontrándose en un buen estado de conservación. Capta las aguas mediante un barraje rústico, construido de piedras y palizadas.

Su recorrido se desarrolla en ladera rocosa, con una pendiente uniforme de 0.001 y una sección irregular, cuyas dimensiones promedio varían de 1.20 a 1.30 mt de ancho por 0.9 a 1.3 de alto. Dispone de tres canales laterales, los mismos que cuentan con tomas si compuertas para el servicio de los sublaterales. Su capacidad es de 0.20 m<sup>3</sup>/seg.

(4) CANAL PITAO

Su captación se halla ubicado en la margen derecha del río Mala a, aproximadamente, 7.2 Km aguas arriba del puente de la Carretera Panamericana, proporcionando riego a una extensión de 191 Ha. El sistema de captación es

de concreto, con una compuerta deslizante de 1.50 mt de ancho por 1.50 mt de alto. El barraje también es de concreto, pero está en proceso de destrucción, por cuyo motivo en época de estiaje se utilizan costales de arena y palizada para facilitar la captación. El canal de salida es de concreto, disponiendo de un medidor tipo Farshall(W-4). La referida toma está protegida por un muro de concreto localizado en su lado exterior izquierdo, ya que en épocas decrecientes, del río Mala, puede sufrir deterioros.

El canal Pitao discurre por el pie de la carretera a Calango, habiéndose construido en su margen muros de concreto para protegerlo de la acción del río; tiene una sección que tiende a rectangular, cuya dimensión promedio en la plantilla fluctúa entre 1.2 y 1.4 mt y con profundidades entre 1.5 y 1.80 mt. Presenta tramos arenados y en mal estado de conservación. Su capacidad estimada es de 0.30 m<sup>3</sup>/seg.

(5) CANAL BUJAMA

Es el canal más importante del valle de Mala, ya que sirve a una extensión de 2,019 Ha, contando con una capacidad máxima estimada de 1.70 m<sup>3</sup>/seg. Su captación se halla ubicada sobre la

margen izquierda del río Mala, a una altura de la cooperativa agraria San José.

Su toma, de tipo permanente, se encuentra abandonada al centro del lecho del río, contando con un muro de concreto donde se aprecian dos ventanas de 1.15 mt de ancho que se encuentran rellenas de arena; a unos 50 mt de esta estructura, se encuentra un medidor tipo Farshall (W-7), el mismo que se encuentra abandonado por haberse cambiado la posición de la toma.

La captación en la actualidad se realiza mediante una toma rústica ubicada a 150 mt aguas arriba de la toma antigua antes descrita; éste tiene un barraje rústico de piedras y palos.

El canal principal es de tierra y tiene una longitud de 19.30 Km, siendo su sección rectangular; a una distancia de 300 mt de la captación, tiene una caja de 4.0 mt de ancho por 1.20 de tirante y a una altura de la localidad de Mala se reduce ésta de 2.2 mt de ancho por 1.30 de profundidad.

En su recorrido, nace una serie de laterales que captan el agua para los fundos mediante tomas con compuertas, la mayoría metálicas.

Este canal carece de una buena labor de conservación, estando en la actualidad cubierto parcialmente de vegetación y sirviendo como canal de desague a los pueblos jóvenes de la ciudad de Mala, que carece actualmente del servicio de agua potable y desague, constituyéndose para los habitantes en un foco de infección para los habitantes e impidiendo el cultivo de hortalizas. Los laterales más importantes de este canal son los de Escala Baja, Santa Enriqueta y Repartición.

(6) CANAL SAN ANTONIO

La captación del canal San Antonio se halla ubicada sobre la margen izquierda del río Mala a, aproximadamente, 5.70 Km aguas arriba del puente de la carretera Panamericana. La alimentación del canal se efectúa a través de una toma rústica la misma que reemplaza a la toma antigua, ubicada a 300 mt aguas arriba. La toma antigua es de tipo firme, constituida por dos muros de concreto y su respectiva compuerta metálica de 1.20 mt de ancho por 1.8 de alto.

La longitud del canal principal es de 18.6 Km y su capacidad máxima calculada es de 0.20 m<sup>3</sup>/seg; su sección es irregular y variable. En época de estiaje, aprovecha las aguas

provenientes del manantial la Isla.

### CONCLUSIONES

De estos canales el que ofrece mayores ventajas, es el de Tutumo, por tener la cota más alta y la distancia más corta, con relación a la localidad de Mala. La captación tendrá lugar en la cota 142 m.s.n.m. aguas arriba de la hacienda Tutumo en la zona de Aymarà, a una distancia corta se ubicaría la planta de tratamiento en la cota 141. El agua tratada sería conducida mediante una tubería de 10,500 mt de longitud al reservorio de regulación ubicado en la cota 95.00 mt.

#### 5.1.3 AGUAS SUBTERRANEAS

De acuerdo al estudio hidrogeológico, existen buenas posibilidades para explotar las aguas subterráneas en la zona de la margen izquierda del río Mala.

En dicha zona está ubicada el pozo que en la actualidad abastece de agua a la población, lo que constituye un buen indicio, en cuanto a la calidad y a la cantidad del acuífero, cuya explotación sería ampliada, mediante la perforación de un nuevo pozo.

Siguiendo las recomendaciones del estudio y considerando la ubicación del nuevo reservorio, se ha escogido el pozo proyectado Nº 2 por su mayor

cercanía.

Una de las ventajas de las aguas subterráneas, estriba en que su uso no interfiere con el riego agrícola, que sí sucede en el caso de aprovechamiento de las aguas superficiales del río Mala. Para esta alternativa de aguas subterráneas se requerirá de una estación de bombeo para elevar el agua, al reservorio proyectado en la cota 95.00, a través de una tubería de 1157 mt de longitud, La altura dinámica total es de 100 mt.

## CAPITULO VI

### ANALISIS DE ALTERNATIVAS

6.1 Vida útil.

6.2 Tasa de interés.

6.3 Alternativa de Agua Superficial.

6.4 Alternativa de Agua Subterránea.

6.5 Comparación de alternativas.

6.6 Conclusión.



## CAPITULO VI

### ANALISIS DE ALTERNATIVAS

De acuerdo a lo planteado existen dos posibles alternativas, por gravedad usando las aguas superficiales del río Mala y por bombeo de las aguas subterráneas.

Como base para la comparación económica de ambas alternativas se han utilizado los precios unitarios y costos indicados en las páginas siguientes, así como los parámetros y consideraciones que a continuación se explican.

#### 6.1 VIDA UTIL

Dependerá de la resistencia física del material a factores adversos por desgaste u obsolescencia. La vida estimada es valor promedio, con un mantenimiento excepcional puede ser prolongada considerablemente, con un mantenimiento mínimo su valor sería significativamente menor.

Los períodos de vida estimados son como sigue:

<u>estructura</u>	<u>vida útil (años)</u>
- Tuberías, canales, túneles	50
- Estaciones de bombeo	30
- Bombas de desagüe	20
- Instalación de cloradores	15
- Diques de gaviones	30

## 6.2 TASA DE INTERES

La tasa de descuento o tasa de oportunidad de capital para el presente proyecto se ha fijado en 12% .

## 6.3 ALTERNATIVA DE AGUA SUPERFICIAL

Consiste en la captación del río Mala en el canal de riego "TUTUMO", en la cota 142, en la zona denominada Aymara. luego son purificados en una planta de tratamiento para luego ser conducido mediante una tubería de 10,500 mt de longitud a un reservorio de regulación ubicado en la cota 95.

Para la determinación del diámetro de la tubería de conducción se evaluó de la forma siguiente:

$$Q = 0.000426 \times C \times D^{2.63} \times S^{0.54} \text{ (ecuación de Hazzen y Williams)}$$

Q : caudal máximo diario (lps)

C : coeficiente de H y W (140)

D : diámetro (pulg)

S : pendiente (mt/Km)

reemplazando:

$$25 = 0.000426 \times 140 \times D^{2.63} \times \frac{(142-95)^{0.54}}{10.5}$$

de donde  $D = 8$ " A.C,  $Q_{md} = 25$  (Caudal en el Sistema. Proyectado)

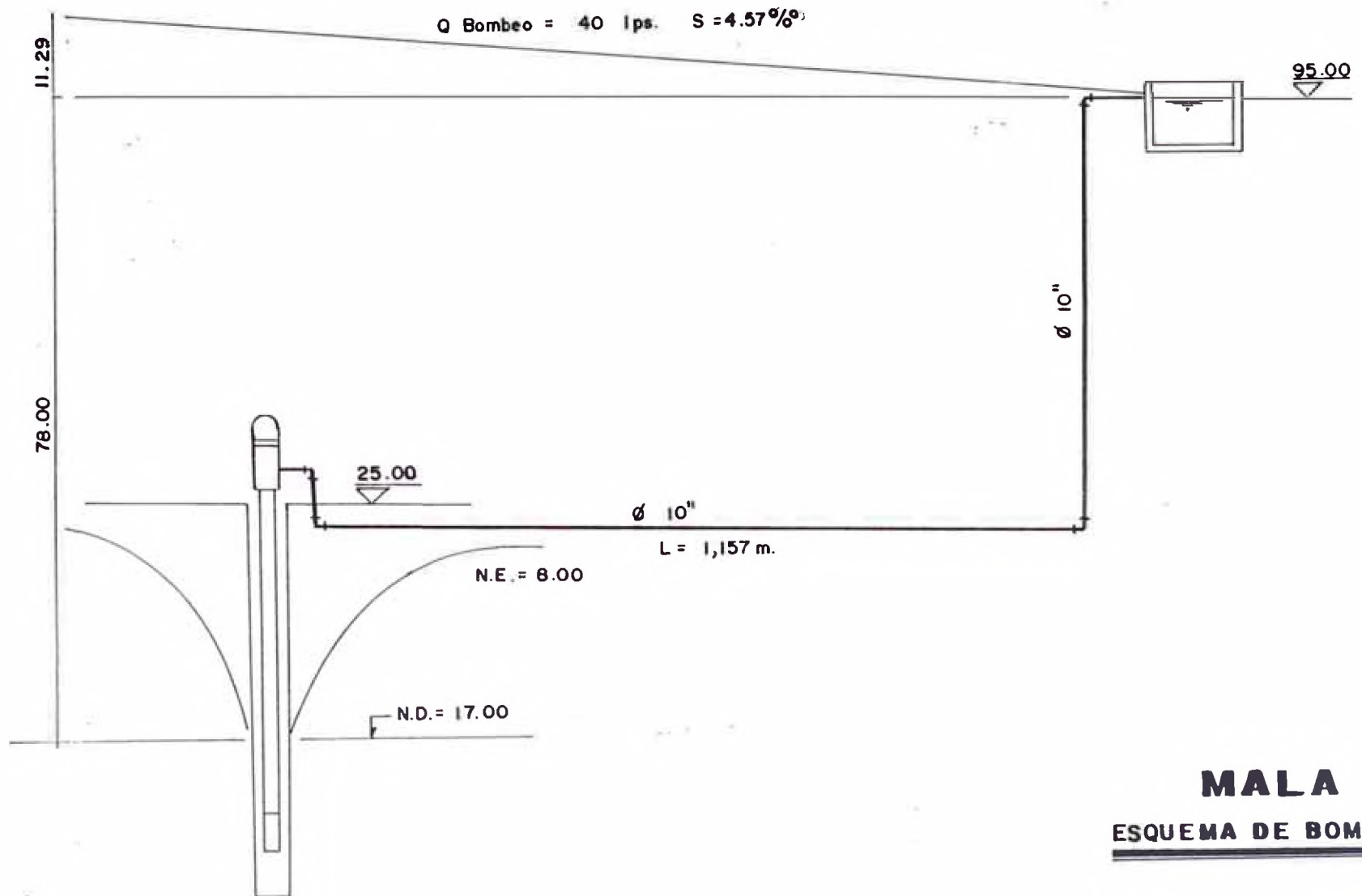
Por la diferencia de costos entre la captación y el reservorio (47 mt), se escogerá una tubería capaz de soportar las presiones hidrostáticas. Por lo cual la clase de tubería seleccionada será A - 5.

La Planta de Tratamiento de Agua más adecuada para el tipo y calidad de las aguas a tratar, así como para las condiciones locales de la misma, es la de filtros rápidos de tipo convencional de manejo manual con los siguientes procesos: mezcla rápida, coagulación, floculación, filtración y desinfección.

#### 6.4 ALTERNATIVA DE AGUA SUBTERRANEA

Consiste en la construcción de un pozo tubular de 90 mt de profundidad, con rejilla de acero negro de 12" de diámetro, tal como indica el cuadro 2-310-3, equipado con bomba de pozo profundo y motor eléctrico para un caudal de 40 lps y una altura dinámica total de 100 mt. El agua es bombeada a través de una tubería de impulsión de 1157 mt de longitud cuyo diámetro óptimo es de 10", los cálculos se muestran posteriormente, el material de la tubería será de fierro fundido por estar en la zona de cerros. A continuación se muestra los cálculos realizados para la determinación de la potencia.

- Población a ser abastecida por el reservorio proyectado..  
La distribución de la población en las diferentes zonas



**MALA**  
**ESQUEMA DE BOMBEO**

ha sido determinado anteriormente, en el Capítulo Dos, es como consecuencia de las áreas de influencia. El pozo proyectado abastecerá a las zonas II y III tal como se indicará a continuación.

- Pzona III = 36% (16940) = 6098 Hab
  - Pzona II = 28% (16940) = 4743 Hab
  - P2012 = 16,940 (período óptimo de diseño de la red de distribución).
  - Ptotal = 10841 Hab
  - Qp = 10,841 hab x 150 lt/hab/día = 18.82 lps
  - Qmd = Qp x 1.3 = 18.82 x 1.3 = 24.47 lps
  - Qbombeo = Qmd x  $\frac{24}{\text{horas de bombeo}}$  = 24.47 x  $\frac{24}{16}$
- = 36.70 lps

- Cálculo del diámetro de la línea de impulsión:

Aplicando la fórmula de Bresse

$$D = 1.2 X^{1/4} \sqrt{Qb} \quad ; D, \text{ diámetro de la línea de impulsión (mt)}$$

$$X, \frac{N\text{º de horas de bombeo por día}}{24}$$

$$Qb = \text{caudal de bombeo (m}^3\text{/seg)}$$

reemplazando:

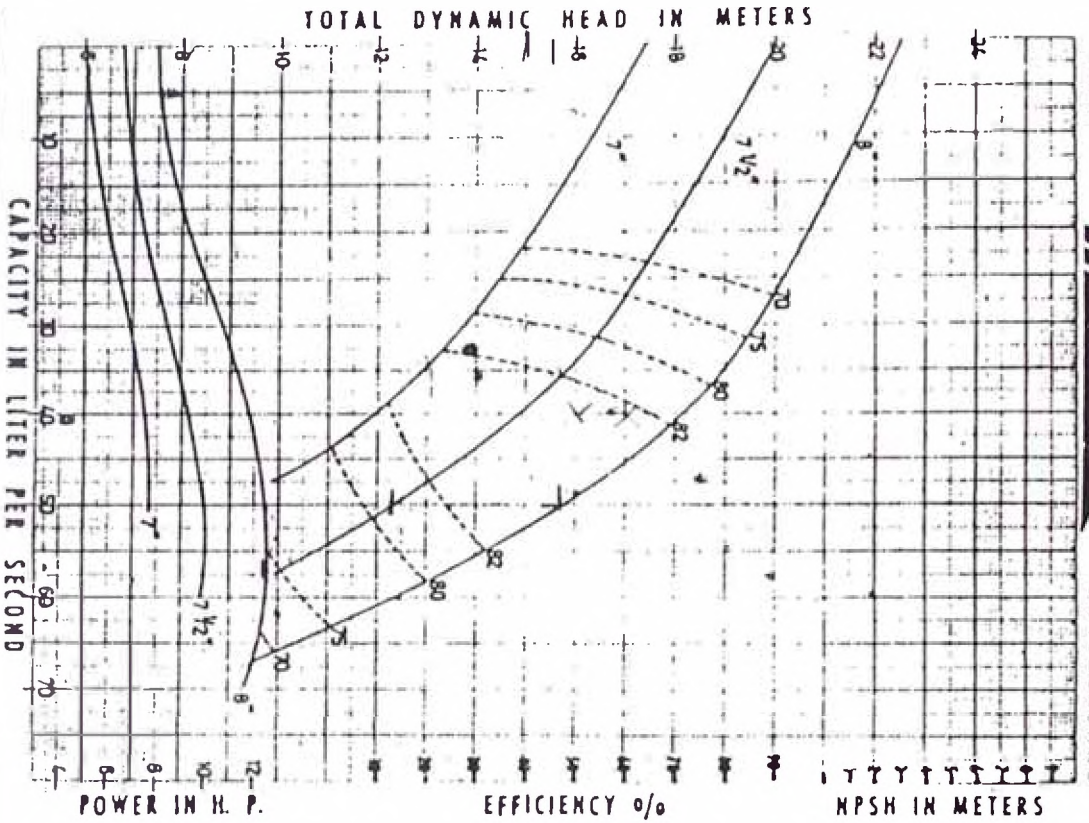
$$D = 1.2 \times (16/24)^{1/4} \times \sqrt{(0.0367)} = 0.21 \text{ mt} = 10''$$

- Cálculo de la altura dinámica total

LIMA  
PERU

**Hydrostal**

8213 NEUNKIRCH  
SWITZERLAND



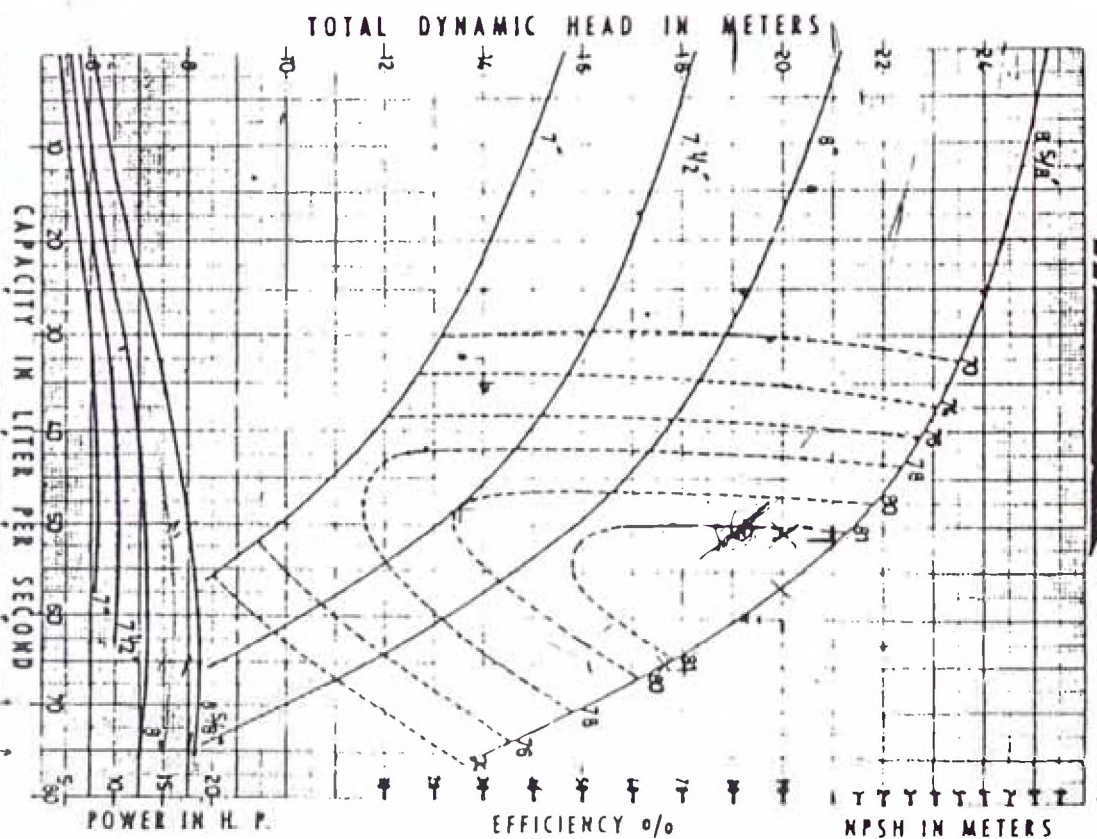
CALCULUS No. \_\_\_\_\_ R.P.M. \_\_\_\_\_ YANE SIZE \_\_\_\_\_ MM  
 DATE 5-1-71 IMPELLER Ø DIA \_\_\_\_\_ MM YANE NUMBER 7

PUMP TYPE \_\_\_\_\_ SHEET NO. \_\_\_\_\_  
 12 GL 20019

LIMA  
PERU

**Hydrostal**

8213 NEUNKIRCH  
SWITZERLAND



CALCULUS No. \_\_\_\_\_ R.P.M. \_\_\_\_\_ YANE SIZE \_\_\_\_\_ MM  
 DATE 5-1-71 IMPELLER Ø DIA \_\_\_\_\_ MM YANE NUMBER 7

PUMP TYPE \_\_\_\_\_ SHEET NO. \_\_\_\_\_  
 12 GL 20019

TABLA PARA PRESELECCIONAR CUERPO BOMBA  
TIPO "G"

TIPO	DIAMETRO EXTERIOR TAZONES	G.P.M.	DIAMETRO INTERIOR MINIMO POZO	DIAMETRO INTERIOR PREFERIDO POZO
5.5G	5. 1/8"	25-160	6"	7"
6 G	5. 3/4"	85-430	6"	7"
8 G	7. 1/2"	150-450	8"	10"
10G	9. 1/2"	350-900	10"	12"
12G	11. 1/2"	600-1500	12"	14"
14G	13. 1/2"	1000-2500	14"	16"
16G	15. 1/2"	1500-3750	16"	18"

Cuerpo Bombas 5.5G, 6G, 8G

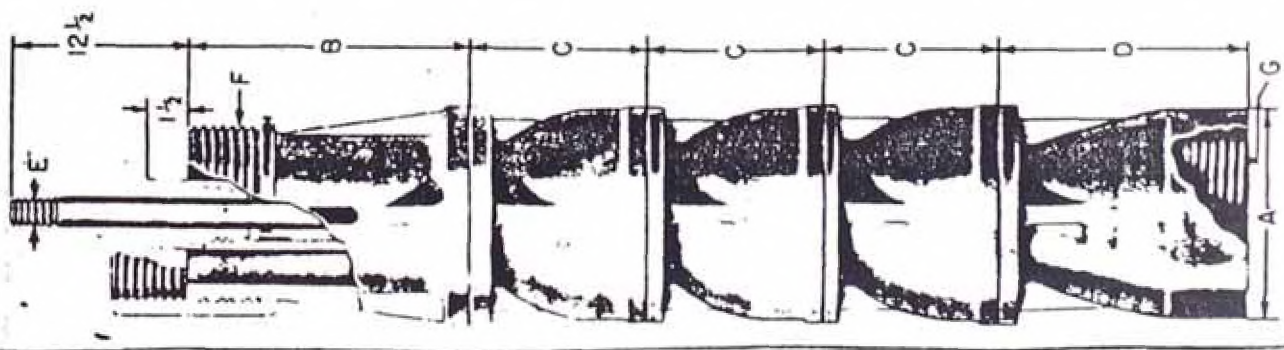
Uniones Roscadas

Cuerpo Bombas 10G, 12G, 14G, 16G

Uniones Emperradas

CUERPO DE BOMBA TIPO "G"

TIPC	5.5G	6G	8G	10G ↓	12G	14G	16G
A	5.1/8"	5.1/8"	7.1/2"	9.1/2"	11.1/2"	13.1/2"	15.1/4"
B	8"	11.2/16"	8.15/16"	8.5/8"	10.1/16"	11.1/2"	17.3/8"
C	5"	5.1/8"	5.7/8"	7.3/4"	9.7/16"	11.1/8"	13.15/16"
D	8"	5.11/16"	7.1/8"	11"	12"	12"	10.7/8"
Lgo. una etapa	21"	21.15/16"	21.15/16"	27.3/8"	31.1/2"	34.5/8"	28.1/4"
Lgo. etapa adicional	5"	5.1/8"	5.7/8"	7.3/4"	9.7/16"	11.1/8"	13.15/16"
E	13/16"	1"	1.3/16"	1.7/16"	1.11/16"	1.15/16"	2.3/16"
F	4"	4"	6"	6"	8"	10"	10"
G	4"	4"	6"	8"	8"	10"	10"
Peso en Lbs. una etapa	55	47	110	165	230	355	375
Peso etapa adicional	11	19	33	54	90	130	215
Peso impulsor	2		3	6	8	16	26
Juego Libre	5/8"	5/16"	3/8"	3/8"	9/16"	5/8"	7/8"





- a) altura de reservorio = cota de fondo + altura de agua + 0.5  

$$= 95 + 6 + 0.5$$

$$= 101.5 \text{ mt}$$
- b) cota de Pozo = 25 mt
- c) nivel estático = 8 mt
- d) nivel dinámico = 17 mt
- e) altura estática de impulsión =  $101.5 - 25 = 76 \text{ mt}$
- f) altura estática en la succión = 17 mt
- g) pérdida de carga por fricción en la línea de impulsión por Hazzen y Williams (VER ESQUEMA DE BOMBEO)
- $$Q_b = 0.000426 \times C \times D^{2.63} \times S^{0.54}$$
- $$36.70 = 0.000426 \times 100 \times (10)^{2.63} \times S^{0.54}$$
- de donde:  $S = 3.67 \text{ mt/Km} = \frac{H_f}{\text{Longitud equivalente (Le)}}$
- $Le = 1157 + \text{pérdida de carga por los accesorios}$
- $$Le = 1157 + 14 (10" \times 20 \times 0.0254) = 1228 \text{ mt}$$
- $$= 1.228 \text{ Km}$$
- reemplazando en la ecuación anterior se tiene:
- $$H_f = 3.67 \times 1.228 = 4.51 \text{ mt}$$
- h) altura dinámica en la succión
- $$H_{ds} = 17 + \text{pérdida de carga en la succión} = 17 + 0 = 17 \text{ mt}$$
- i) altura dinámica en la impulsión
- $$H_{di} = H_{est i} + H_{f i} = 76 + 4.51 = 80.51 \text{ mt}$$
- j) altura dinámica total
- $$H_{dt} = H_{ds} + H_{di} = 17 + 80.51 = 97.51 \text{ mt} \approx 100 \text{ mt}$$

k) potencia de bomba

- del gráfico 20019: del caudal determinamos que el tipo de bomba es 12G con un tipo de impulsor L, la bomba quedará definida de la forma 12GL

- del gráfico 20019: para una eficiencia del 82% su altura dinámica parcial es de 18.0 mt.

$$\# \text{impulsores} = \frac{Hdt}{18.0} = \frac{100}{18.0} = 5.5 \approx 6$$

- la bomba quedará definido como 12GM-6

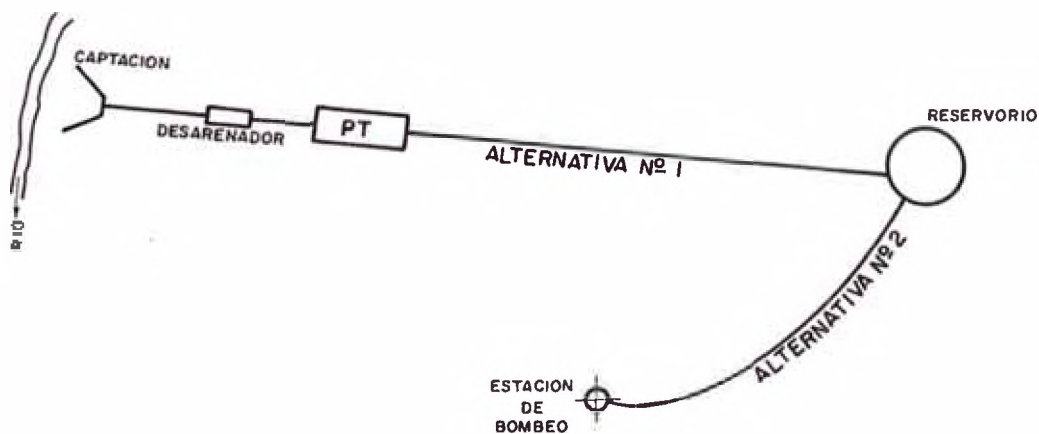
$$\text{potencia parcial} = \frac{(40 \text{ lps}) \times (18.0 \text{ mt})}{0.82 \times 75} = 11.70 \text{ Hp}$$

$$\text{potencia bomba} = 6 \times 11.70 = 70.20 \text{ Hp}$$

#### 6.5 COMPARACION DE ALTERNATIVAS

Para poder comparar económicamente las alternativas se deberá tener presente lo siguiente:

- a) El presupuesto de inicio de obra, en la cual se debe indicar el costo de los principales elementos de cada uno con sus respectivas partidas



b) El presupuesto para la operación y mantenimientos. En esta parte se tendrá que considerar tanto los costos fijos y los costos variables para cada alternativa tal como se detallará más adelante.

Para determinar el presupuesto de inicio de obra se tendrá que considerar los siguientes costos unitarios.

Partida: Excavación de Zanja

<u>descripción</u>	<u>uni</u>	<u>insumo</u>	<u>p.unitario</u>	<u>parcial</u>	<u>total</u>
Peón	hh	0.078	237,006	18,486	18,486
Retro-Excava	hm	0.058	18'344,880	1'064,003	1'064,003
				I/ 1'082,489	/ ml

Partida: Relleno, Compactación, Eliminación de desmonte

<u>descripción</u>	<u>uni</u>	<u>insumo</u>	<u>p.unitario</u>	<u>parcial</u>	<u>total</u>
Capataz	hh	0.105	378,594	39,752	
Oficial	hh	0.105	261,753	27,484	
Peón	hh	0.969	237,006	229,659	296,895
Cisterna 1600 G	hm	0.043	8'310,600	357,356	
Volquete 6 p3	hm	0.028	7'916,616	221,665	
Compactador	hm	0.133	855,684	113,808	
Cargador fron	hm	0.021	18'344,880	385,242	1'078,069
				I/ 1'374,964	/ ml

Partida: Instalación y prueba

<u>descripción</u>	<u>uni</u>	<u>insumo</u>	<u>p.unitario</u>	<u>parcial</u>	<u>total</u>
Capataz	hh	0.060	378,594	22,715	
Operario	hh	0.133	302,875	40,282	
Oficial	hh	0.048	261,753	12,564	
Peón	hh	0.600	237,006	142,204	217,766
Agua	m3	0.056	307,800	17,237	
Hipoclorito	kg	2.352	18,468	42,938	60,175
Bomba de prueba	hm	0.020	92,340	1,847	1,847
Herramientas (5% de mano de obra)					10,888
					<u>10,888</u>
				I/	290,676 / ml

Resumen :

Costo tubería 8" A.C. clase A-5	7'574,466 I/ml
Costo excavación de zanja	1'082,489 I/ml
Costo relleno, compactación y elim de des	1'374,964 I/ml
Costo de instalación y prueba	290,676 I/ml
Costo tubería 10" ff°	21'176,470 I/ml

COSTO ANUAL DE OPERACION Y MANTENIMIENTO

Alternativa Nº 1 (Planta de tratamiento)

Costos fijos

<u>Personal :</u>	<u>Costo anual</u>
- 1 jefe de planta	1,551'312,000
- 4 operadores	3,545'856,000
- 2 guardianes	886'454,000

Mantenimiento de inmuebles :

Mantenimiento de locales, útiles de oficina, vehículos, costo del agua y mantenimiento de equipos	120'000,000
---	-------------

Costos variables

Costo tratamiento :

- aplicación de sulfato de alúmina para Q = 25 lps y dosis de 25 ppm. $(25 \times 10^{-6} \text{ kg/lt}) \times (25 \text{ lt/seg}) \times (85,500 \text{ I/kg}) \times$ $(86,400 \text{ seg/día}) \times (365 \text{ día/año})$	1,685'205,000
---	---------------

- aplicación de cloro para un Q=25 lps y una dosis de 1.5 ppm $(1.5 \times 10^{-6} \text{ kg/lt}) \times (25 \text{ lt/seg}) \times (234,000 \text{ I/kg}) \times$ $(86,400 \text{ seg/día}) \times (365 \text{ día/año})$	276'728,400
---	-------------

Costo total	I/	8,065'555,400
-------------	----	---------------

	\$	17,923
--	----	--------

Alternativa N° 2 (Estación de bombeo)

Costos fijos

<u>Personal :</u>	<u>Costo anual</u>
- 1 jefe de planta	1,551'312,000
- 3 operadores	2,659'392,000

Mantenimiento de inmuebles :

Mantenimiento de locales, útiles de oficina, vehículos, costo del agua y mantenimiento de equipos	120'000,000
---	-------------

Costos variables

Costo energía eléctrica :

(21,184 Kw-hora/mes) x (9,000 I/Kw-hora) x (12 meses /año)	2,287'872,000
---	---------------

Costo de tratamiento :

- aplicación de cloro para Q = 40 lps y una dosis de 1.5 ppm	442'765,440
---	-------------

Costo lubricante

(3'000,000 I/galón) x (8 galon/mes) x (12 meses/año)	288'000,000
---	-------------

Costo total	I/	7,349'341,440
	\$	16,332

## COSTO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA

Fecha : Setiembre 1983

COSTO TOTAL (Dólares)	CAUDAL (lps)	COSTO UNITARIO (Dólar/lps)
143,200	30	4,773.3
184,500	60	3,075.0
213,608	90	2,373.4
245,500	120	2,045.8
260,000	150	1,733.3

Factor de Economía de Escala : e = 0.377

Coefficiente de Correlación : r = 0.977

Periodo Optimo de Diseño (años): t = 14

Ecuación de Costo : C = 39556.1 Q<sup>0.377</sup>

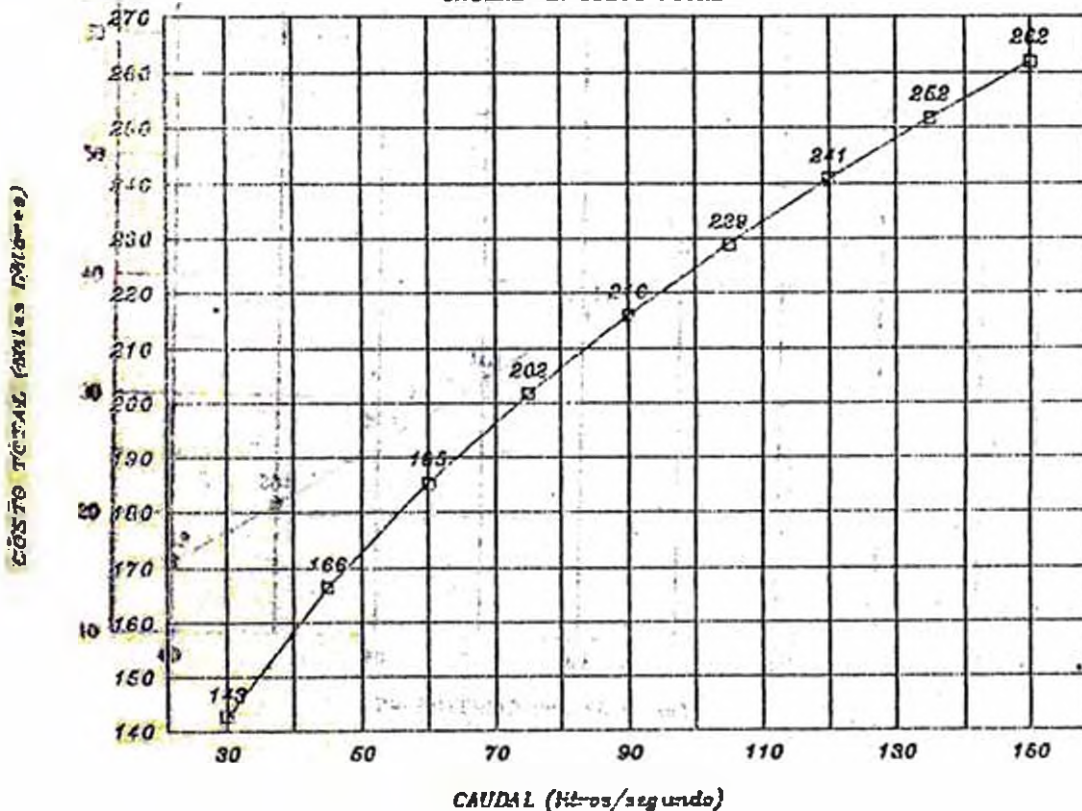
donde : A = Caudal de Tratamiento (lps)

C = Costo de la Planta (Dólares)

COSTO

## COSTO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA

CAUDAL VS. COSTO TOTAL



## COSTO DE PERFORACION DE UN POZO TUBULAR

---

Fecha : Setiembre 1983

COSTO TOTAL (Dolares)	PROFUNDIDAD (Metros)	COSTO UNITARIO (Dolar/Metro)
57.598	120	480.0
52.117	100	522.2
19.333	44	398.6
18.462	45	410.3

Factor de Economía de Escala :  $e = 1.228$

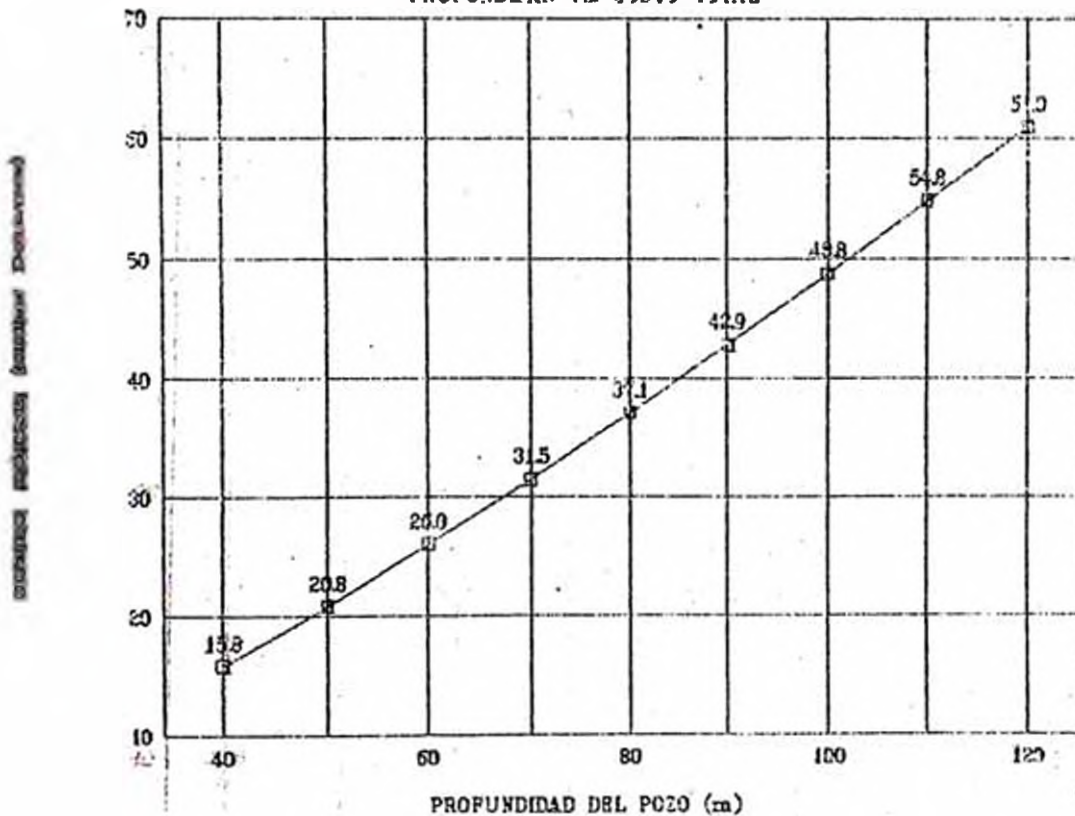
Coefficiente de Correlacion :  $r = 0.993$

Ecuación de Costo :  $C = 170.7 P^{1.228}$

donde : P = Profundidad del Pozo (m)  
C = Costo de Perforación (Dolares)

## COSTO DE PERFORACION DE POZO TUBULAR

PROFUNDIDAD VS COSTO TOTAL





## COSTO DE PERFORACION DE UN POZO TUBULAR

---

Fecha : Setiembre 1983

COSTO TOTAL (Dolares)	PROFUNDIDAD (Metros)	COSTO UNITARIO (Dolar/Metro)
57.598	120	480.0
52.217	100	522.2
18.333	46	398.5
18.462	45	410.3

Factor de Economía de Escala :  $e = 1.228$

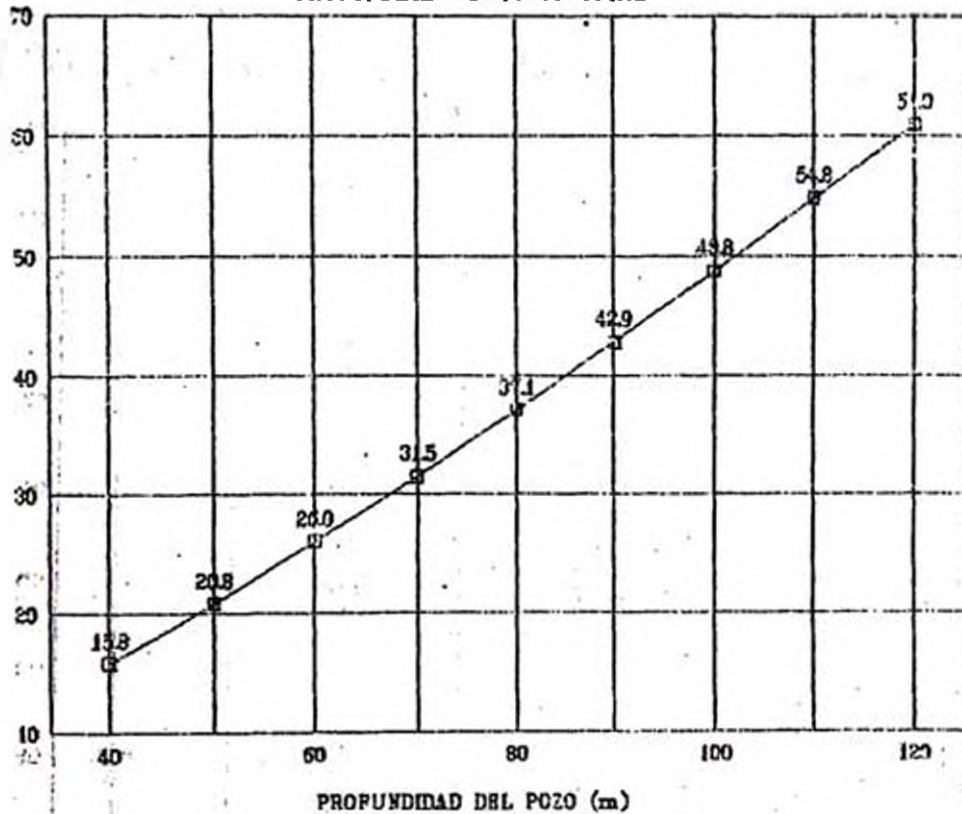
Coefficiente de Correlación :  $r = 0.993$

Ecuación de Costo :  $C = 170.7 P^{1.228}$

donde : P = Profundidad del Pozo (m)  
C = Costo de Perforación (Dolares)

## COSTO DE PERFORACION DE POZO TUBULAR

PROFUNDIDAD VS. COSTO TOTAL



METRADO Y PRESUPUESTO DE LA INVERSION INICIAL DE LAS ALTERNATIVAS

ALTERNATIVA No 1

PARTIDA	UNID	CANT	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL	COSTO TOTAL
01.- CAPTACION Y DESARENADOR	ESTIMADO	ESTIMADO			9,674,850,000
02.- TUBERIA o 8" Clase A-5	ml	10,500	10,322,595	108,397,247,500	108,387,247,500
03.- PLANTA DE TRATAMIENTO (25 lps) (*)	ESTIMADO	ESTIMADO			59,903,109,000

TOTAL I/ \$ 177,965,206,500  
395,478

ALTERNATIVA No 2

PARTIDA	UNID	CANT	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL	COSTO TOTAL
01.- PERFORACION DE POZO TUBULAR (*)	ESTIMADO	ESTIMADO			19,286,607,240
02.- INSTALACION ELECTROMECANICAS (*)	ESTIMADO	ESTIMADO			33,346,105,930
03.- 1157 mt DE TUBERIA o 10" FF	ml	1,157	23,924,599	27,680,761,040	27,680,761,040

TOTAL I/ \$ 80,313,474,210  
178,474

\* Estas estimaciones son determinadas por la informacion proporcionada de "Senape", la cual se adjunta a la informacion obtenida

Para la comparación de alternativas se debe tener en consideración la teoría del valor presente. Dado los costos y sus respectivas fechas, vida útil y la tasa de interés se obtiene dicha relación siguiente:

$$V_p = A \left( \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right), \text{ en donde :}$$

$V_p$  : valor presente  
 $A$  : aporte anual por lo general de igual valor  
 $i$  : tasa de interés  
 $n$  : vida útil

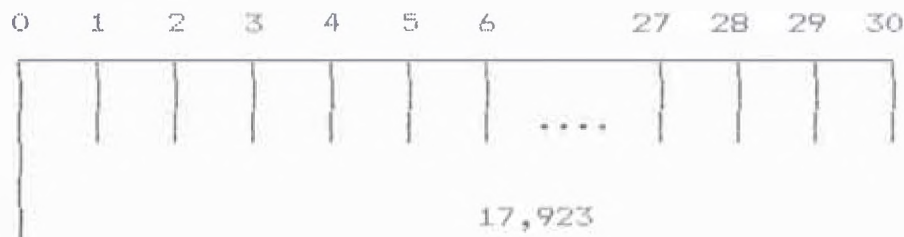
El método del valor presente para la evaluación de alternativas es muy usado ya que gastos o ingresos futuros se transforman en dinero equivalente de hoy. De esta forma el análisis económico de comparación de alternativas es muy visible.

En nuestro caso el valor de inicio de la obra es invariable, pero el costo de operación y mantenimiento sí varía con el tiempo por lo cual conviene dolarizar para una mejor comparación. La tasa de interés a considerar es del 12% y la vida útil de ambas alternativas es de 30 años, por lo cual se obtiene lo siguiente:

<u>Estructura</u>	<u>Alternativa Nº 1</u>	<u>Alternativa Nº 2</u>
- Costo inicial	\$ 395,478	\$ 178,474
- Costo de operación y mantenimiento	\$ 17,923	\$ 16,332
- Vida útil	30 años	30 años
- Tasa de interés	12%	12%

Representando en un diagrama de flujo de caja, que es simplemente una representación gráfica de los flujos de caja dibujados en una escala de tiempo.

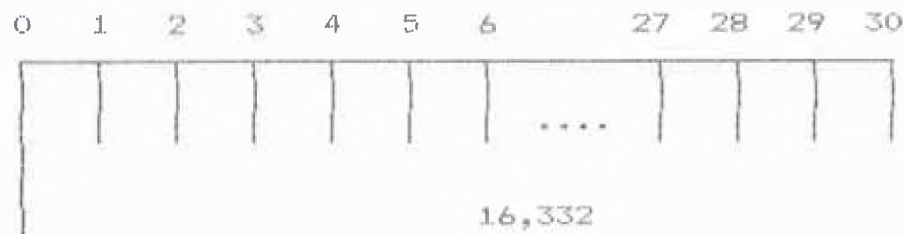
Alternativa Nº 1



395,478

$$Vp1 = 395,478 + 17,923 \left[ \frac{(1+0.12)^{30} - 1}{0.12 (1+0.12)^{30}} \right] = \$ 539,851$$

Alternativa Nº 2



178,474

$$Vp2 = 178,474 + 16,332 \left[ \frac{-(1+0.12)^{30} - 1}{0.12 (1+0.12)^{30}} \right] = \$ 310,031$$

#### 6.6 CONCLUSION

$$Vp1 = \$ 539,851$$

$$Vp2 = \$ 310,031$$

Del análisis de alternativas se concluye que la alternativa Nº 2 posee el mínimo costo lo cual plantea la utilización de las aguas subterráneas como alternativa de abastecimiento de agua potable para satisfacer la urgente demanda de los Asentamientos Humanos Santa Rosa y Dignidad Nacional, mejorando así el abastecimiento global de la localidad de Mala.

## CAPITULO VII

### PERIODO OPTIMO DE DISEÑO

- 7.1 Periodo óptimo de diseño línea impulsión y aducción
- 7.2 Periodo óptimo de diseño perforación pozo tubular
- 7.3 Periodo óptimo de diseño red de distribución
- 7.4 Periodo óptimo de diseño colector de concreto simple  
normalizado
- 7.5 Periodo óptimo de diseño reservorio apoyado
- 7.6 Periodo óptimo de diseño laguna de estabilización

## CAPITULO VII

### PERIODO OPTIMO DE DISEÑO

Un sistema de abastecimiento de agua y alcantarillado se proyecta de modo de atender las necesidades de una comunidad durante un determinado periodo. En la fijación del tiempo para el cual se considera funcional el sistema, intervienen una serie de variables que deben ser evaluadas para lograr un proyecto económicamente aconsejable.

Por lo tanto, el periodo de diseño puede definirse como el tiempo para el cual el sistema es eficiente cien por ciento, ya sea por su capacidad en la conducción del gasto deseado, o por la resistencia física de las instalaciones.

Los factores de importancia en esta determinación son:

- a) Durabilidad o vida útil de las instalaciones.
- b) Facilidades de construcción.
- c) Tendencias de crecimiento de la población.
- d) Posibilidad de financiamiento y tasa de interés.
- e) Déficit inicial.

El periodo óptimo, evita el sobredimensionamiento de las estructuras componentes del sistema y permite integrarlas en la programación por etapas de construcción de obras, disminuyendo en lo posible la capacidad ociosa.

Para la determinación de los periodos óptimos de diseño se usarán las siguientes fórmulas:

$$X = \frac{2.6 (1 - )^{1.12}}{r} \quad , \text{ modelo de expansión sin déficit}$$

$$X1 = X + \frac{(1 - )^{0.7}}{r} + \frac{X0^{0.9}}{(X0 + X)^{0.6}}$$

, modelo de expansión con déficit

Xo : tiempo de Déficit Inicial

X : periodo óptimo de diseño sin déficit

X1 : periodo óptimo de diseño con déficit

r : tasa de interés (12%)

$\alpha$  : factor escalar de economía

Los costos de las obras varían en relación al tamaño de las instalaciones obedeciendo al comportamiento de la curva exponencial siguiente.

$$C = K T^{\alpha}$$

K : es una constante que indica el costo de un sistema para el cual el tamaño de la obra es igual a 1.

$\alpha$  : indica el porcentaje de cambio de costo por el porcentaje de cambio de tamaño, si  $>1$  existe diseconomía de escala, si  $<1$  existe economía de escala. Este factor de economía de escala se debe determinar para cada componente del sistema y representa la pendiente de la recta obtenida de la curva logarítmica:

$$C = K T^{\alpha} \quad , \quad \log C = \log K + \alpha \log T$$

$$Y = a + bX$$



Las variables principales para esta regresión serán el costo y el tamaño de la obra. Bajo estos criterios determinaremos los diferentes periodos óptimos de diseño de algunas estructuras.

7.1) Determinación del periodo óptimo de diseño de la línea de impulsión y aducción.

Diámetro	Tamaño (lps)	costo (\$)			
	T	C			
8 "	52	23.57			
10 "	93.3	27.50			
12 "	150.4	38.50			
14 "	225.4	54.00			
16 "	319.5	62.00			

T	C	X = logT	Y = logC	X <sup>2</sup>	XY
52	23.57	1.716	1.372	2.945	2.354
93.3	27.50	1.969	1.439	3.877	2.833
150.4	38.50	2.177	1.585	4.739	3.450
225.2	54.00	2.353	1.732	5.537	4.075
319.5	62.00	2.504	1.792	6.270	4.487
		10.719	7.92	23.368	17.199

$$Y = a + bX \quad : \quad b = \frac{n \sum XY - \sum X \sum Y}{n \sum X^2 - (\sum X)^2}$$

$$b = \frac{5 \times 17.199 - 10.719 \times 7.92}{5 \times 23.368 - (10.719)^2} = 0.567$$

$$a = \frac{\sum Y - b \sum X}{n} = 7.92 - 0.567 \times 10$$

$$a = \frac{7.92 - 0.567 \times 10.719}{5} = 0.368$$

entonces queda de la forma siguiente:

$$Y = 0.368 + 0.567 X$$

pero:  $a = \log K \quad : \quad \log K = 0.368 \quad , \quad K = 2.333$

$$b = 0.567$$

la función exponencial costo tamaño para la línea de impulsión, línea de aducción será:

$$C = 2.333 T^{0.567}$$

Para determinar los años de déficit inicial se realizará los siguientes

- Diámetro de la línea de impulsión existente = 6"
- Por la fórmula de BRESSE:

$$D = 1.2 X^{0.25} \sqrt{Q_b} \quad X = \frac{16 \text{ horas de bombeo}}{24 \text{ horas}}$$

$$6 \times 0.0254 = 1.2 \left( \frac{16}{24} \right)^{0.25} \sqrt{Q_b}$$

$$Q_b = 19.75 \text{ lps.}$$

- $Q_{md} = Q_b \times \frac{16}{24} = 19.75 \times \frac{16}{24} = 13.17 \text{ lps}$

- En el Cuadro de la proyección de la demanda de Agua del Capítulo 3, se puede observar que

el caudal 13.17 lps corresponde al año 1975

- Por lo tanto dicha estructura solo cubrió la demanda hasta el año 1975, y a partir de aquello trabaja deficitariamente. Como las obras se ejecutarán en el año 1992, existirá un déficit inicial de  $1992 - 1975 = 17$  años.

$$X = \frac{2.6 (1 - 0.567)^{1.12}}{0.12} = 8.48 \text{ años}$$

$$X_1 = 8.48 + \frac{(1 - 0.567)^{0.7}}{0.12} + \frac{(17)^{0.9}}{(17 + 8.48)^{0.6}} = 15 \text{ años}$$

Entonces el periodo óptimo de diseño de la línea de impulsión y aducción es de 15 años.

7.2) Determinación del periodo óptimo de diseño para la perforación del pozo tubular.

profundidad	Costo total (\$)
480	120
522.2	100
398.5	46
410.3	45

ordenando:

T	C	X = logT	Y = logC
120	480	2.079	2.681

100	522.2	2.000	2.781
46	398.5	1.663	2.600
45	410.3	1.653	2.613

---

Realizando la correlación lineal mediante la computadora se tiene:

$$Y = 2.23 + 0.228 X = a + b X$$

$$a = \log K : 2.23 = \log K : K = 169.82$$

$$b = 0.228$$

la ecuación del costo será:

$$C = 169.82 T^{0.228}$$

En la actualidad el pozo bombea un caudal de 25 lps de lo cual el caudal máximo diario será:

$$Q_{md} = Q_{bombeo} \times \frac{16}{24} = 25 \times \frac{16}{24} = 16.67 \text{ lps}$$

- En el Cuadro de la Proyección de la demanda de Agua del Capítulo 3, se puede observar que el caudal 16.67 lps corresponde al año 1985.

- Por lo tanto dicho pozo solo cubrió la demanda hasta el año 1985 a partir de aquello trabaja deficitariamente. Como las obras se ejecutarán en el año 1992, existirá un déficit inicial de  $1992 - 1985 = 7$  años.

$$X = \frac{2.6 (1-0.228)^{-1.12}}{0.12} = 16.22 \text{ años}$$

$$X1 = 16.22 + \frac{(1-0.228)^{0.7}}{0.12} + \frac{(7)^{0.9}}{(7 + 16.22)^{0.6}} = 24 \text{ años}$$

El periodo óptimo de diseño para el pozo tubular es de 24 años.

### 7.3) Determinación del periodo óptimo de diseño para la red de distribución

Diámetro (pulg)	Capacidad (lps)	Costo (\$)
3	3.6	11,659
4	8.0	13,669
6	23.0	19,048
8	48.0	31,688
10	88.0	41,250
12	140.0	54,595
14	210.0	66,388
16	300.0	85,850

T	C	X = logT	Y = logC
3.6	11,659	0.556	4.066
8.0	13,669	0.903	4.136
23.0	19,048	1.362	4.279
48.0	31,688	1.681	4.500
88.0	41,250	1.944	4.615

140.0	54,595	2.146	4.737
210.0	66,388	2.322	4.822
300.0	85,850	2.477	4.934

---

Realizando la correlación lineal mediante la computadora se llega a lo siguiente:

$$Y = 3.733 + 0.465 X = a + b X$$

de donde:

$$a = 3.733 = \log K \quad ; \quad K = 5,407$$

$$b = 0.465$$

La ecuación del costo será:

$$C = 5,407 T^{0.465}$$

Con el caudal de 25 lps que es la producción actual de la estación de bombeo, se puede estimar el caudal máximo horario parámetro para el diseño de la red de distribución.

$$Q_{md} = Q_{bombeo} \times \frac{16}{24} = 25 \times \frac{16}{24} = 16.67 \text{ lps}$$

$$Q_{mh} = Q_{md} \times \frac{1.8}{13} = 16.67 \times \frac{1.8}{13} = 23.08 \text{ lps}$$

- En el Caudro de la Proyección de demanda de Agua del Capítulo 3, se puede observar que el caudal 23.08 lps corresponde al año 1985.

- Por lo tanto la estructura actual solo cubrió la demanda hasta el año 1985, a partir de esta fecha trabaja

deficitariamente. Como la obra se ejecutará en el año 1992 existirá un déficit inicial de 1992 - 1985 = 7 años.

$$X = \frac{2.6 (1-0.465)^{1.12}}{0.12} = 10.75 \text{ años}$$

$$X1 = 10.75 + \frac{(1-0.465)^{0.7}}{0.12} + \frac{(7)^{0.9}}{(7 + 10.75)^{0.6}} = 17 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño para la red de distribución es de 17 años.

7.4) Determinación del periodo óptimo de diseño para los colectores de desague de concreto simple normalizado.

Diámetro (pulg)	Capacidad de conducción (lps)	Costo/ml
6	14	14,916
8	32	18,796
10	58	21,406
12	96	26,314
14	150	33,354
16	210	37,799
18	295	51,419
20	390	58,822

T	C	X = logT	Y = logC
14	14,916	1.146	4.172
32	18,796	1.505	4.274
58	21,406	1.763	4.330
96	26,314	1.982	4.420
150	33,354	2.176	4.523
210	37,799	2.322	4.577
295	51,419	2.469	4.711
390	58,822	2.591	4.769

Realizando la correlación lineal mediante la computadora se llega a lo siguiente:

$$Y = 3.647 + 0.414 X = a + b X$$

de donde

$$a = 3.647 = \log K \quad ; \quad K = 4,436.08$$

$$b = 0.414$$

La ecuación del costo será:

$$C = 4,436.08 T^{0.414}$$

El máximo caudal aforado en el emisor en la fecha indicada en el Capítulo 3 fue de 17.39 lps pero por las determinaciones se concluye que este caudal representaba el 70% del total, por lo tanto el caudal promedio será:



$$Q_p = \frac{17.39}{0.7} = 24.84 \text{ lps}$$

Este caudal nos representa la capacidad que debe de tener en la actualidad los colectores.

En el Cuadro de la proyección de demanda de Agua del Capítulo 3, se puede observar que el caudal promedio 24.89 lps corresponde al año 2003, por lo tanto la estructura actual cubre la demanda hasta el año 2003. Del análisis se concluye que dicha estructura no posee déficit inicial.

$$X = \frac{2.5 (1 - 0.414)^{1.12}}{0.12} = 12 \text{ años}$$

El período óptimo de diseño para la red de colectores es de 12 años

7.5) Determinación del período óptimo de diseño para el reservorio apoyado.

Volumen (m <sup>3</sup> )	Costo total (\$)
100	16,166
250	20,675
500	30,116
700	40,286
1000	57,352
2500	116,163

T	C	X = logT	Y = logC
100	16,166	2.00	4.21
250	20,675	2.39	4.31
500	30,116	2.69	4.48
700	40,286	2.84	4.60
1000	57,352	3.00	4.76
2500	116,163	3.39	5.06

Realizando la correlación lineal mediante la computadora se llega a lo siguiente.

$$Y = 2.867 + 0.626 X = a + b X$$

de donde:

$$a = 2.867 = \log K \quad ; \quad K = 736.21$$

$$b = \alpha = 0.626$$

La ecuación del costo será:

$$C = 736.21 T^{0.626}$$

Analizando la población de acuerdo a la ecuación seleccionada en el Capítulo 3 (curva de incremento variable) se tiene lo siguiente:

$$P_{1951} = 5,223$$

$$P_{73\% \text{ cobertura}} = 0.73 \times 5,223 = 3,812 \text{ hab.}$$

$$Q_p = \text{población} \times \text{dotación} = 3,812 \text{ hab} \times 163 \text{ lt/hab} \times \text{día}$$

$$= 621,356 \text{ lt/día}$$

$$Q_p = 621.36 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$V_{\text{reservorio}} = 25\% Q_p + 255 = 0.25 (621.36) + 255 = 410 \text{ m}^3.$$

De los valores obtenidos, el volumen de 410 m<sup>3</sup> corresponde al año 1951. Por lo tanto la estructura actual solo cubrió la demanda hasta dicho año a partir de aquello trabaja deficitariamente.

Como la obra se ejecutará en el año 1992, existirá un déficit inicial de 1992 - 1951 = 41 años.

$$X = 2.6 \frac{(1-0.626)^{1.12}}{0.12} = 7.2 \text{ años}$$

$$X_1 = 7.2 + \frac{(1-0.626)^{1.12}}{0.12} + \frac{(41)^{0.9}}{(41+7.2)^{0.6}} = 13 \text{ años}$$

El periodo óptimo de diseño para el reservorio apoyado es 13 años.

7.6) Determinación del periodo óptimo de diseño para la planta de tratamiento de desagues por laguna de estabilización.

Area de la Laguna	Costo Total (\$)
24.25	1'599,362
3.64	278,411

1.82

142,405

ordenando:

T	C	X = logT	Y = logC
24.25	1'599,362	1.385	6.204
3.64	278,411	0.561	5.444
1.82	142,405	0.260	5.153

Realizando la correlación lineal mediante la computadora, se tiene:

$$Y = a + bx = 4.915 + 0.932 X$$

de donde se tiene:

$$a = 4.915 = \log k \quad ; \quad k = 82,225$$

$$b = \alpha = 0.932$$

la ecuación del costo será:

$$C = 82,225 T^{0.932}$$

La laguna de estabilización tiene un déficit inicial de  
 $1992 - 1942 = 52$  años

$$X = \frac{2.6(1-0.932)^{1.12}}{0.12} = 1.06 \text{ años}$$

$$X1 = 1.06 + \frac{(1-0.932)^{0.7}}{0.12} + \frac{(52)^{0.9}}{(52+1.06)^{0.6}} = 5 \text{ años}$$

El periodo óptimo de diseño para la laguna de estabilización es de 5 años

## CAPITULO VIII

### ANTEPROYECTO

8.1 Fuente de Abastecimiento

8.2 Línea de Impulsión

8.3 Reservorio

8.4 Red de distribución

8.5 Recolección

8.6 Planta de tratamiento

## CAPITULO VIII

### ANTEPROYECTO

Del análisis comparativo de alternativas se llegó a la conclusión de que la alternativa de las aguas subterráneas era la más adecuada por su costo mínimo, se procedera a analizar los componentes físicos del anteproyecto las cuales se describen de la siguiente forma.

#### 8.1 FUENTE DE ABASTECIMIENTO

El pozo actual tiene un déficit de aproximadamente seis años tal como indican los cálculos realizados en el Capítulo Siete, sin embargo existen dos razones de importancia que obligan a la perforación inmediata de un nuevo pozo. Una de ellas es la necesidad de contar con una fuente de alternativas de abastecimiento que permita la reparación y mantenimiento del actual sin interrumpir el servicio y la otra para satisfacer la demanda de agua de las zonas altas de la ciudad que no pueden ser atendidas por el servicio existente debido a su cota topográfica. La profundidad del pozo será de 90 mt y su diámetro final de 14", tal como se calculó en el Capítulo Seis, de acuerdo al estudio litológico y a la Isoprofundidad de la Napa de pozos representativos realizado por el estudio integral de Aguas subterráneas de la Ciudad de Mala según consta en el estudio de factibilidad. Los filtros serán de acero negro,

la capacidad del equipo de bombeo ha sido calculada en 40 lps para cubrir la demanda de los próximos años. La altura dinámica total es de 100 mt y la potencia de la bomba es de 70 HP, los cálculos referidos a esta se mostraron más detalladamente en el Capítulo Seis.

La estación de bombeo contará con elementos indicados en el plano adjunto, la energía eléctrica provendrá de la estación Central de Electro Lima de la Ciudad de Mala tal como se especifica en el Capítulo Dos. Una acción de mejoramiento inmediato es la automatización del arranque y apagado del equipo existente de bombeo con el reservorio que evitará el desperdicio del agua através del rebose y brindará un mejor servicio a la población.

## 8.2 TUBERIA DE IMPULSION

El diámetro económico de la tubería de impulsión será de 10", su longitud es de 1157 mt, la calidad de la tubería es de FF° que es recomendable para líneas expuestas e instaladas en laderas de cerros. Los cálculos se mostraron detalladamente en el Capítulo Seis.

## 8.3 RESERVORIO

El déficit de almacenamiento dentro de 13 años, que es el tiempo fijado por el período óptimo de diseño será de  $807 - 400 = 407 \text{ m}^3$ , tal como indica el análisis de demanda del

Agua especificado en el Capítulo Tres, este volumen es la capacidad mínima que debe de tener el reservorio en ese año, bajo estas consideraciones la proyección del reservorio para el futuro de acuerdo al período óptimo de diseño será de 500 m<sup>3</sup>, con un diámetro interior de 10 mt y un tirante del agua de 6 mt. El reservorio deberá ubicarse en la cota 95 de un cerro adyacente al agrupamiento Dignidad Nacional para abastecer a las partes altas de la localidad. Para mayor información, se detalla en los planos adjuntos a este proyecto.

#### 8.4 RED DE DISTRIBUCION

En el diseño se ha considerado dos zonas de presión, una constituida por el casco antiguo de la localidad, servida por el reservorio actual de 400 m<sup>3</sup> y la otra formada por los asentamientos humanos Dignidad Nacional y Santa Rosa servidas por el nuevo reservorio proyectado de 500 m<sup>3</sup>. Ambas zonas estarán unidas por válvulas de compuerta, que se abrirán en el caso que sea necesario, la red de distribución ha sido calculado para el año 2010, de acuerdo al período óptimo de diseño. El primer diseño se hará para los asentamientos humanos Dignidad Nacional y Santa Rosa incluyendo también a la zona II del casco antiguo.

De las áreas de influencia la distribución de la población



en las diferentes zonas de abastecimiento es:

Zona I = 30% total

Zona II = 28% total

Zona III = 36% total

Zona IV = 6% total

La distribución de las zonas se muestra en el gráfico Esquema de desarrollo del Capítulo Dos. A continuación se muestran los cálculos realizados previos al desarrollo de distribución de caudales por el método de Hardy Cross.

a) Reservoirio actual.

P2010 = 16,940 (de acuerdo al período óptimo de diseño)

Pzona I = 30%(16,940) = 5,082 Hab

Pzona IV = 6%(16,940) = 1,016 Hab

---

6,098 Hab

- densidad I =  $\frac{5,082}{53.44}$  = 95.10 Hab/Hec

- densidad IV =  $\frac{1,016}{19.24}$  = 52.81 Hab/Hec

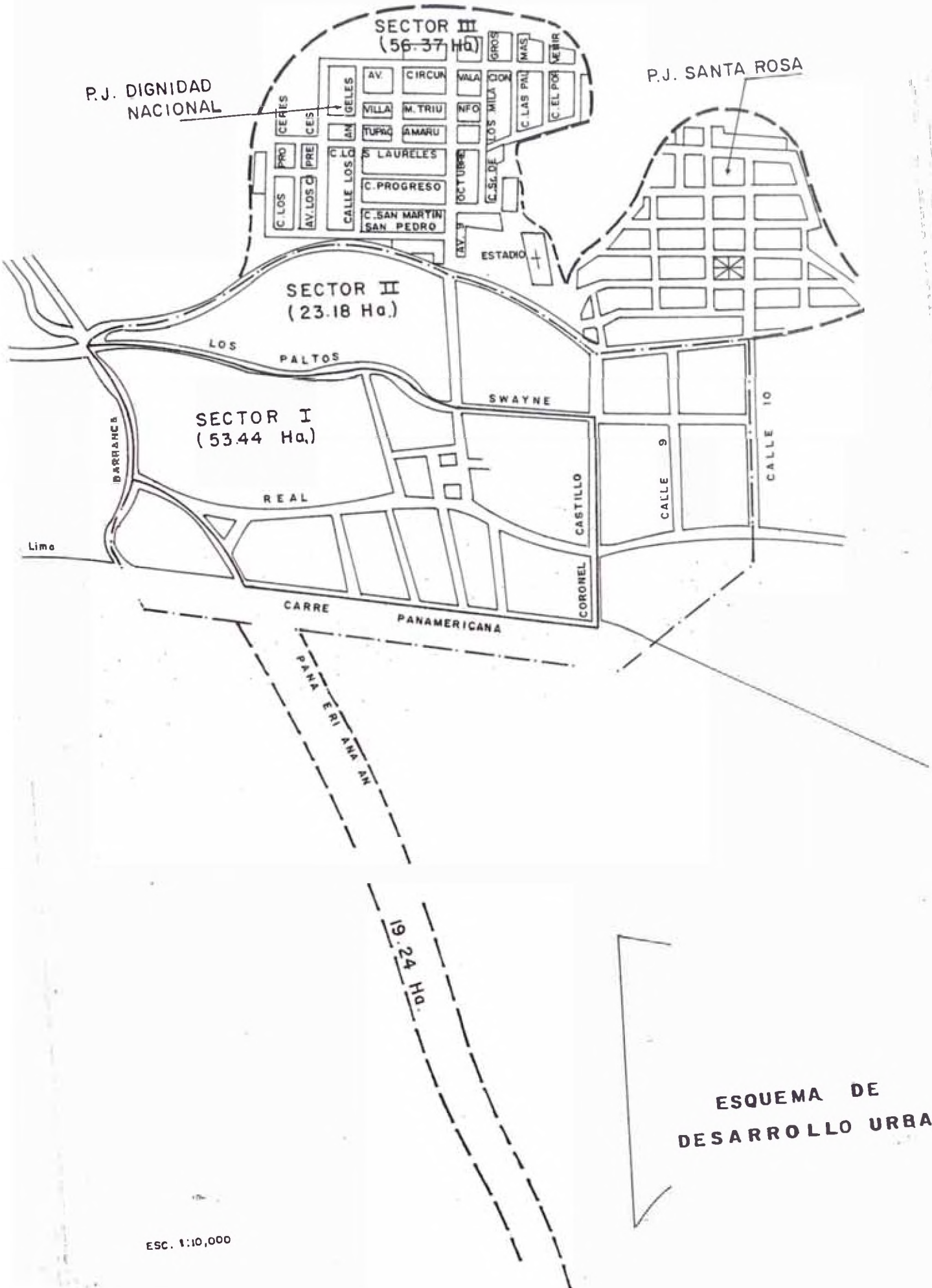
- Qp = (6,098 hab) x (150 lt/hab/día) = 10.58 lps

- Qmd = 10.58 x 1.3 = 13.75 lps

- Qmh = 10.58 x 1.8 = 25.42 lps = 19.04 lps

- para poblaciones menores a 10,000 Hab se tiene:

Qdiseño = Qmh = 19.04 lps



P.J. DIGNIDAD NACIONAL

P.J. SANTA ROSA

SECTOR III  
(56.37 Ha.)

SECTOR II  
(23.18 Ha.)

SECTOR I  
(53.44 Ha.)

19.24 Ha.

ESQUEMA DE  
DESARROLLO URBANO

ESC. 1:10,000

b) Reservoirio proyectado.

$$P \text{ zona III} = 36\%(16,940) = 6,098 \text{ Hab}$$

$$P \text{ zona II} = 28\%(16,940) = 4,743 \text{ Hab}$$

$$\underline{10,841 \text{ Hab}}$$

$$- \text{ densidad III} = \frac{6098}{56.37} = 108 \text{ Hab/Hec}$$

$$- \text{ densidad II} = \frac{4,743}{23.18} = 205 \text{ Hab/Hec}$$

$$- Q_p = (10,841 \text{ hab}) \times (150 \text{ lt/hab/día}) = 18.82 \text{ lps}$$

$$- Q_{md} = 18.82 \times 1.3 = 24.47 \text{ lps}$$

$$- Q_{mh} = 18.82 \times 1.8 = 33.87 \text{ lps}$$

- para poblaciones mayores a 10,000 Hab se tiene:

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{mh} \text{ ó } Q_{md} + \text{Incendio}$$

$$33.87 \text{ ó } 24.47 + 30$$

se considera el mayor:

$$Q_{\text{diseño}} = 24.47 + 30 = 54.47 \text{ lps}$$

c) Distribución de caudales según las áreas de influencias

PRIMERA ZONA DE PRESION (Reservoirio existente)

$$Q_{p1} = 95.10 \text{ Hab/Ha} \times 5.33 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.879$$

$$Q_{mh} = 0.879 \times 1.8 = 1.582 \text{ lps}$$

$$Q_{p2} = 95.10 \text{ Hab/Ha} \times 5.61 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.926$$

$$Q_{mh} = 0.926 \times 1.8 = 1.667 \text{ lps}$$

$$\begin{aligned}
Qp3 &= 95.10\text{Hab/Ha} \times 2.2 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.369 \\
& \quad Qmh = 0.369 \times 1.8 = 0.664 \text{ lps} \\
Qp4 &= 95.10\text{Hab/Ha} \times 2.3 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.462 \\
& \quad Qmh = 0.462 \times 1.8 = 0.832 \text{ lps} \\
Qp5 &= 95.10\text{Hab/Ha} \times 2.79 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.461 \\
& \quad Qmh = 0.461 \times 1.8 = 0.829 \text{ lps} \\
Qp6 &= (95.10\text{Hab/Ha} \times 6.7 \text{ Ha} + 52.81 \text{ Hab/Ha} \times 19.24 \text{ Ha}) \\
& \quad \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 2.870 \text{ lps} \\
& \quad Qmh = 2.870 \times 1.8 = 5.148 \text{ lps} \\
Qp7 &= 95.10\text{Hab/Ha} \times 7.35 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 1.213 \\
& \quad Qmh = 1.213 \times 1.8 = 2.183 \text{ lps} \\
Qp8 &= 95.10\text{Hab/Ha} \times 2.86 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.472 \\
& \quad Qmh = 0.472 \times 1.8 = 0.849 \text{ lps} \\
Qp9 &= 95.10\text{Hab/Ha} \times 2.88 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.475 \\
& \quad Qmh = 0.475 \times 1.8 = 0.855 \text{ lps} \\
Qp10 &= 95.10\text{Hab/Ha} \times 2.58 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.426 \\
& \quad Qmh = 0.426 \times 1.8 = 0.767 \text{ lps} \\
Qp11 &= 95.10\text{Hab/Ha} \times 2.51 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.414 \\
& \quad Qmh = 0.414 \times 1.8 = 0.745 \text{ lps} \\
Qp12 &= 95.10\text{Hab/Ha} \times 6.93 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 1.144 \\
& \quad Qmh = 1.144 \times 1.8 = 2.059 \text{ lps} \\
Qp13 &= 95.10\text{Hab/Ha} \times 2.90 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.478 \\
& \quad Qmh = 0.478 \times 1.8 = 0.860 \text{ lps}
\end{aligned}$$

SEGUNDA ZONA DE PRESION (Reservorio proyectado)

$$Qp1 = 108 \text{ Hab/Ha} \times 1 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.189 \text{ lps}$$

$$Qmd = 0.189 \times 1.3 = 0.246 \text{ lps}$$

$$Qp2 = 108 \text{ Hab/Ha} \times 1.02 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.191 \text{ lps}$$

$$Qmd = 0.191 \times 1.3 = 0.248 \text{ lps}$$

$$Qp3 = 108 \text{ Hab/Ha} \times 3.33 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.625 \text{ lps}$$

$$Qmd = 0.625 \times 1.3 = 0.812 \text{ lps}$$

$$Qp4 = 108 \text{ Hab/Ha} \times 9.36 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 1.755 \text{ lps}$$

$$Qmd = 1.755 \times 1.3 = 2.281 \text{ lps}$$

$$Qp5 = 108 \text{ Hab/Ha} \times 2.86 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.536 \text{ lps}$$

$$Qmd = 0.536 \times 1.3 = 0.697 \text{ lps}$$

$$Qp6 = 108 \text{ Hab/Ha} \times 2.7 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.506 \text{ lps}$$

$$Qmd = 0.506 \times 1.3 = 0.657 \text{ lps}$$

$$Qp7 = 108 \text{ Hab/Ha} \times 2.16 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.405 \text{ lps}$$

$$Qmd = 0.405 \times 1.3 = 0.526 \text{ lps}$$

$$Qp8 = 108 \text{ Hab/Ha} \times 9.42 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 1.766 \text{ lps}$$

$$Qmd = 1.766 \times 1.3 + 30 = 32.296 \text{ lps}$$

$$Qp9 = 108 \text{ Hab/Ha} \times 11.96 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 2.242 \text{ lps}$$

$$Qmd = 2.242 \times 1.3 = 2.915 \text{ lps}$$

$$Qp10 = (108 \text{ Hab/Ha} \times 4.27 \text{ Ha} + 205 \text{ Hab/Ha} \times 2.64 \text{ Ha}) \times 150 \text{ lt/hab/día} = 1.74 \text{ LPS}$$

$$Qmd = 1.74 \times 1.3 = 2.262 \text{ lps}$$

$$Qp11 = (108 \text{ Hab/Ha} \times 2.90 \text{ Ha} + 205 \text{ Hab/Ha} \times 4.27 \text{ Ha}) \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 2.063 \text{ lps}$$

$$Qmd = 2.063 \times 1.3 = 2.682 \text{ lps}$$

$$Q_{p12} = 108 \text{ Hab/Ha} \times 2.46 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.461 \text{ lps}$$

$$Q_{md} = 0.461 \times 1.3 = 0.599 \text{ lps}$$

$$Q_{p13} = (108 \text{ Hab/Ha} \times 2.97 \text{ Ha} + 205 \text{ Hab/Ha} \times 2.4 \text{ Ha}) \times 150 \text{ lt/hab/día} = 1.411 \text{ lps}$$

$$Q_{md} = 1.411 \times 1.3 = 1.834 \text{ lps}$$

$$Q_{p14} = 205 \text{ Hab/Ha} \times 2.2 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.783 \text{ lps}$$

$$Q_{md} = 0.783 \times 1.3 = 1.018 \text{ lps}$$

$$Q_{p15} = 205 \text{ Hab/Ha} \times 2.23 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.793 \text{ lps}$$

$$Q_{md} = 0.793 \times 1.3 = 1.031 \text{ lps}$$

$$Q_{p16} = 205 \text{ Hab/Ha} \times 1.21 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 0.430 \text{ lps}$$

$$Q_{md} = 0.430 \times 1.3 = 0.599 \text{ lps}$$

$$Q_{p17} = 205 \text{ Hab/Ha} \times 5.3 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 1.886 \text{ lps}$$

$$Q_{md} = 1.886 \times 1.3 = 2.452 \text{ lps}$$

$$Q_{p18} = 205 \text{ Hab/Ha} \times 2.93 \text{ Ha} \times 150 \text{ lt/Hab/día} = 1.042 \text{ lps}$$

$$Q_{md} = 1.042 \times 1.3 = 1.355 \text{ lps}$$

d) Cálculo de los diámetros, caudales:

Para la determinación de los gastos finales se realiza por el procedimiento de HARDY CROSS. Este es un método de aproximaciones sucesivas por el cual sistemáticamente correcciones se aplican a los flujos originalmente asumidos hasta que la red esté balanceada.

La distribución de los caudales finales se muestran en los gráficos y en los cuadros posteriores. Para el cálculo de la red se ha utilizado la computadora por el método de HARDY CROSS, utilizando la fórmula de HAZZEN y WILLIAMS.

El programa por computadora del procedimiento HARDY CROSS se muestran en las páginas siguientes.

```

3 REM ***** PROGRAMA REVISTA SENAPA-LIMA-PERU *****
4 REM ***** REALIZADO POR :HUMBERTO CHAVARRY *****
5 REM *****
6 REM ***** CORREGIDO POR: JULIO CESAR CUBA MORA / ABRIL-1990 *****
7 REM ***** TELEFONO : 72 - 10 - 16 / LIMA - PERU *****
9 SCREEN 0:restore:w=1:CLS
10 REM VERIFICACION DE LOS DIAMETROS DE UNA RED DE AGUA POTABLE POR EL
11 REM METODO DE HARDY CROSS
20 REM LECTURA DE DATOS
30 REM NOMBRE,COT.PIEZ.,#TRAM.,#MALL.,ERROR
40 DATA MALA , 69.25 , 7 , 3 , .1 :read NOMBRE$,CP,N,M,E
50 PRINT "ESCRIBA EL NOMBRE DE LA LOCALIDAD => > ";NOMBRE$
60 PRINT "COTA PIEZOMETRICA DEL NUDO DE INICIO: ";CP
70 PRINT "NUMERO MAYOR DE TRAMOS : ";N
80 PRINT "NUMERO DE CIRCUITO DE LA RED:";M
90 PRINT "ERROR DE CIERRE DE SUMA DE CAUDALES: " ;E
100 DIM Z(M),Y(M),V(M,N),D(M,N),L(M,N)
110 DIM C(M,N),Q(M,N),J(M,N),K(M+1,N+1),P(M,N)
120 DIM X(M),S(M,N),H(M,N),T(M,N)
130 K(1,1)=CP
140 A(0)=0
150 FOR A =1 TO M
160 READ X(A),Z(A),Y(A)
170 NEXT A
180 FOR A = 1 TO M
190 PRINT"CIRCUITO #";A
200 FOR B=1 TO X(A)
210 PRINT "TRAMO #";B
220 READ D(A,B),Q(A,B),C(A,B),L(A,B),T(A,B),J(A,B)
230 PRINT USING"###.###.###.##"; D(A,B),Q(A,B),C(A,B);
PRINT USING"###.###.## ##";L(A,B),T(A,B),J(A,B)
240 NEXT B
250 NEXT A
260 PRINT "VUELTA #";W
270 REM CALCULO DE S, H,H/Q, SH, SH/Q
280 FOR A=1 TO M
290 SH=0: SHENQ=0
300 FOR B=1 TO X(A)
310 S(A,B)=(ABS(Q(A,B))/(.000426*C(A,B)*D(A,B)^2.63))^(1/.54)
320 IF Q(A,B)<0 THEN S(A,B)=- S(A,B)
330 H(A,B)=S(A,B)*L(A,B)/1000
340 K=H(A,B)/Q(A,B)
350 SH= SH+H(A,B): SHENQ=SHENQ +K
360 NEXT B
370 A(A)=-SH/(1.85*SHENQ)
380 NEXT A
390 REM CORRECCIONES DE LOS CAUDALES
400 FOR A=1 TO M
410 FOR B=1 TO X(A)
420 Q(A,B)= Q(A,B)+A(A)-A(J(A,B))
430 NEXT B
440 NEXT A
450 REM SUMA DE ERRORES DE CAUDAL
460 SUDE=0
470 FOR A=1 TO M

```



```

480 SUDE=SUDE+ ABS(A(A))
490 NEXT A
500 PRINT"SUMA DE ERRORES DE CIERRE DE CAUDAL=";SUDE
510 IF SUDE> E THEN W=W+1 :GOTO 260
520 REM CALCULO DE PRESIONES
530 FOR A=1 TO M
540 K(A,1)=K(Z(A),Y(A)+1)
550 P(A,1)=K(A,1)-T(A,1)
560 V(A,1)=(Q(A,1)*.004/3.1416/((D(A,1)*.0254)^2))
570 FOR B=2 TO X(A)
580 K(A,B)=K(A,B-1)-H(A,B)
590 P(A,B)=K(A,B)- T(A,B)
600 V(A,B)=(Q(A,B)*.004/3.1416/((D(A,B)*.0254)^2))
610 NEXT B
620 NEXT A
630 REM IMPRESION DE RESULTADOS
640 FOR A=1 TO M
650 PRINT "CIRCUITO #";A
660 PRINT"TR  D  L  C          S      Hf      Q          CT          CP
P"
670 FOR B=1 TO X(A)
680 PRINT USING"### ## ### ##.# ####.## " ;B,D(A,B),L(A,B),C(A,B),S(A,B);
PRINT USING" ####.## ####.###";H(A,B),Q(A,B);
PRINT USING" #####.## #####.## ####.##";T(A,B),K(A,B),P(A,B)
700 NEXT B
710 NEXT A
720 INPUT "DESEAS NUEVAMENTE LOS RESULTADOS (S/N):";A$
730 IF A$="S" GOTO 630
740 INPUT "DESEAS IMPRIMIRLO EN UN PAPEL (S/N):";B$
750 IF B$="S" GOTO 770
760 END
770 REM IMPRESION DE RESULTADOS EN PAPEL
780 'LPRINT TAB(35);"CUADRO NRO. "
790 LPRINT TAB(25);"RESULTADOS DEL METODO DE HARDY CROSS"
800 LPRINT TAB(25);"RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE "
810 LPRINT TAB(28);"HABILITACION URBANA DE : ";NOMBRE$
820 FOR A=1 TO M
830 LPRINT "CIRCUITO #";A
840 LPRINT"TR  D  L  C          S      Hf      Q          CT          CP
P"
850 FOR B=1 TO X(A)
860 LPRINT USING"### ## ### ##.# ####.##";B,D(A,B),L(A,B),C(A,B),S(A,B);
LPRINT USING" ####.## ####.###";H(A,B),Q(A,B);
LPRINT USING" #####.## #####.## ####.##";T(A,B),K(A,B),P(A,B)
880 NEXT B
890 NEXT A
899 REM _____ datos _____ iniciales _____
900 REM DATA # TRAMO, CIRCUITO ANTERIOR,NUDO PARTIDA
905 DATA 7,1,0,6,1,2,7,2,3
908 REM _____ datos del circuito _____
909 REM DATA D,Q,C,L,T(COTA TOPOG.nudo ),J(CIRCUITO COMUN)
INGRESAR LOS DATOS
910 DATA 4,4.62 ,130,460,34.0,0

```

920 DATA 4,1.35 ,130,285,30.0,2  
930 DATA 6,-2.67 ,130,144,30.6,3  
940 DATA 6,-6.86 ,130,280,35.5,0  
950 DATA 6,-12.01,130,100,35.4,0  
960 DATA 6,-12.84,130,285,41.3,0  
970 DATA 6,-14.42,130,50 ,40.0,0

980 DATA 4,1.6 ,130,250,33.1,0  
990 DATA 4,0.93 ,130,265,30.1,0  
1000 DATA 4,0.1 ,130,258,24.5,0  
1010 DATA 6,-2.32 ,130,260,28.8,3  
1020 DATA 6,-3.17 ,130,135,30.0,3  
1030 DATA 4,-1.36 ,130,285,34.0,1

1040 DATA 4,1.65 ,130,145,23.2,0  
1050 DATA 4,0.79 ,130,250,27.2,0  
1060 DATA 4,-1.27 ,130,210,30.1,0  
1070 DATA 4,-2.01 ,130,180,30.6,0  
1080 DATA 6,2.67 ,130,144,30.0,1  
1090 DATA 6,3.17 ,130,135,28.8,2  
2100 DATA 6,2.32 ,130,260,24.5,2

RESULTADOS DEL METODO DE HARDY CROSS  
 RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE  
 HABILITACION URBANA DE : MALA

CIRCUITO # 1

TR	D	L	C	S	Hf	Q	CT	CP	P
1	4	460	130.0	4.22	1.94	4.620	40.00	69.25	29.25
2	4	285	130.0	0.43	0.12	1.349	34.00	69.13	35.13
3	6	144	130.0	-0.21	-0.03	-2.671	30.00	69.16	39.16
4	6	280	130.0	-1.22	-0.34	-6.860	30.60	69.50	38.90
5	6	100	130.0	-3.44	-0.34	-12.010	35.50	69.84	34.34
6	6	285	130.0	-3.89	-1.11	-12.840	35.40	70.95	35.55
7	6	50	130.0	-4.82	-0.24	-14.420	41.30	71.19	29.89

CIRCUITO # 2

TR	D	L	C	S	Hf	Q	CT	CP	P
1	4	250	130.0	0.59	0.15	1.601	34.00	69.13	35.13
2	4	265	130.0	0.22	0.06	0.931	33.10	69.07	35.97
3	4	258	130.0	0.00	0.00	0.101	30.10	69.07	38.97
4	6	260	130.0	-0.16	-0.04	-2.320	24.50	69.11	44.61
5	6	135	130.0	-0.29	-0.04	-3.170	28.80	69.15	40.35
6	4	285	130.0	-0.44	-0.13	-1.359	30.00	69.28	39.28

CIRCUITO # 3

TR	D	L	C	S	Hf	Q	CT	CP	P
1	4	145	130.0	0.63	0.09	1.651	24.50	69.11	44.61
2	4	250	130.0	0.16	0.04	0.791	23.20	69.07	45.87
3	4	210	130.0	-0.39	-0.08	-1.269	27.20	69.15	41.95
4	4	180	130.0	-0.90	-0.16	-2.009	30.10	69.31	39.21
5	6	144	130.0	0.21	0.03	2.671	30.60	69.28	38.68
6	6	135	130.0	0.29	0.04	3.170	30.00	69.24	39.24
7	6	260	130.0	0.16	0.04	2.320	28.80	69.20	40.40

```

3 REM ***** PROGRAMA REVISTA SENAPA-LIMA-PERU *****
4 REM ***** REALIZADO POR :HUMBERTO CHAVARRY *****
5 REM *****
6 REM ***** CORREGIDO POR: JULIO CESAR CUBA MORA / ABRIL-1990 *****
7 REM ***** TELEFONO : 72 - 10 - 16 / LIMA - PERU *****
9 SCREEN 0:restore:w=1:CLS
10 REM VERIFICACION DE LOS DIAMETROS DE UNA RED DE AGUA POTABLE POR EL
11 REM METODO DE HARDY CROSS
20 REM LECTURA DE DATOS
30 REM NOMBRE,COT,PIEZ.,#TRAM.,#MALL.,ERROR
40 DATA MALA , 93.86 , 8 , 4 , .1 :read NOMBRE$,CP,N,M,E
50 PRINT "ESCRIBA EL NOMBRE DE LA LOCALIDAD => > ";NOMBRE$
60 PRINT "COTA PIEZOMETRICA DEL NUDO DE INICIO: ";CP
70 PRINT "NUMERO MAYOR DE TRAMOS : ";N
80 PRINT "NUMERO DE CIRCUITO DE LA RED:";M
90 PRINT "ERROR DE CIERRE DE SUMA DE CAUDALES: " ;E
100 DIM Z(M),Y(M),V(M,N),D(M,N),L(M,N)
110 DIM C(M,N),Q(M,N),J(M,N),K(M+1,N+1),P(M,N)
120 DIM X(M),S(M,N),H(M,N),T(M,N)
130 K(1,1)=CP
140 A(0)=0
150 FOR A =1 TO M
160 READ X(A),Z(A),Y(A)
170 NEXT A
180 FOR A = 1 TO M
190 PRINT"CIRCUITO #";A
200 FOR B=1 TO X(A)
210 PRINT "TRAMO #";B
220 READ D(A,B),Q(A,B),C(A,B),L(A,B),T(A,B),J(A,B)
230 PRINT USING"###.###.###.##": D(A,B),Q(A,B),C(A,B);
235 PRINT USING"###.###.##.##":L(A,B),T(A,B),J(A,B)
240 NEXT B
250 NEXT A
260 PRINT "VUELTA #";W
270 REM CALCULO DE S, H,H/Q, SH, SH/Q
280 FOR A=1 TO M
290 SH=0: SHENQ=0
300 FOR B=1 TO X(A)
310 S(A,B)=(ABS(Q(A,B))/.000426*C(A,B)*D(A,B)^2.63)^(1/.54)
320 IF Q(A,B)<0 THEN S(A,B)=- S(A,B)
330 H(A,B)=S(A,B)*L(A,B)/1000
340 K=H(A,B)/Q(A,B)
350 SH= SH+H(A,B): SHENQ=SHENQ +K
360 NEXT B
370 A(A)=-SH/(1.85*SHENQ)
380 NEXT A
390 REM CORRECCIONES DE LOS CAUDALES
400 FOR A=1 TO M
410 FOR B=1 TO X(A)
420 Q(A,B)= Q(A,B)+A(A)-A(J(A,B))
430 NEXT B
440 NEXT A
450 REM SUMA DE ERRORES DE CAUDAL

```

```

460 SUDE=0
470 FOR A=1 TO M
480 SUDE=SUDE+ ABS(A(A))
490 NEXT A
500 PRINT"SUMA DE ERRORES DE CIERRE DE CAUDAL=";SUDE
510 IF SUDE> E THEN W=W+1 :GOTO 260
520 REM CALCULO DE PRESIONES
530 FOR A=1 TO M
540 K(A,1)=K(Z(A),Y(A)+1)
550 P(A,1)=K(A,1)-T(A,1)
560 V(A,1)=(Q(A,1)*.004/3.1416/((D(A,1)*.0254)^2))
570 FOR B=2 TO X(A)
580 K(A,B)=K(A,B-1)-H(A,B)
590 P(A,B)=K(A,B)- T(A,B)
600 V(A,B)=(Q(A,B)*.004/3.1416/((D(A,B)*.0254)^2))
610 NEXT B
620 NEXT A
630 REM IMPRESION DE RESULTADOS
640 FOR A=1 TO M
650 PRINT "CIRCUITO #";A
660 PRINT"TR  D  L  C          S      Hf      Q      CT      CP
P"
670 FOR B=1 TO X(A)
680 PRINT USING"### ## ### ##.## ##.## " ;B,D(A,B),L(A,B),C(A,B),S(A,B);
684 PRINT USING" ###.## ###.##";H(A,B),Q(A,B);
686 PRINT USING" #####.## #####.## ##.##";T(A,B),K(A,B),P(A,B)
690 PRINT
700 NEXT B
710 NEXT A
720 INPUT "DESEAS NUEVAMENTE LOS RESULTADOS (S/N):";A$
730 IF A$="S" GOTO 630
740 INPUT "DESEAS IMPRIMIRLO EN UN PAPEL (S/N):";B$
750 IF B$="S" GOTO 770
760 END
770 REM IMPRESION DE RESULTADOS EN PAPEL
780 'LPRINT TAB(35);"CUADRO NRO. "
790 LPRINT TAB(25);"RESULTADOS DEL METODO DE HARDY CROSS"
800 LPRINT TAB(25);"RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE "
810 LPRINT TAB(28);"HABILITACION URBANA DE : ";NOMBRE$
820 FOR A=1 TO M
830 LPRINT "CIRCUITO #";A
840 LPRINT"TR  D  L  C          S      Hf      Q      CT      CP
P"
850 FOR B=1 TO X(A)
860 LPRINT USING"### ## ### ##.## ##.##";B,D(A,B),L(A,B),C(A,B),S(A,B);
870 LPRINT USING" ###.## ###.##";H(A,B),Q(A,B);
875 LPRINT USING" #####.## #####.## ##.##";T(A,B),K(A,B),P(A,B)
880 NEXT B
890 NEXT A
899 REM _____ datos _____ iniciales _____
900 REM DATA # TRAMO, CIRCUITO ANTERIOR,NUDO PARTIDA
905 DATA 5,1,0,6,1,1,8,2,4,7,3,3

```

908 REM \_\_\_\_\_ datos del circuito \_\_\_\_\_  
909 REM DATA D,Q,C,L,T(COTA TOPOG.nudo ),J(CIRCUITO COMUN)  
INGRESAR LOS DATOS  
910 DATA 8,20 ,130,100,65.0,0  
920 DATA 8,9.752 ,130,245,57.5,2  
930 DATA 4,-10 ,130,180,52.4,3  
940 DATA 8,-32.39,130,345,68.7,0  
950 DATA 8,-34.22,130,180,46.7,0  
  
960 DATA 6,10 ,130,180,57.5,0  
970 DATA 6, 9.188,130,248,68.7,0  
980 DATA 5,6.907 ,130,310,64.3,0  
990 DATA 4,6.21 ,130, 80,67.8,0  
1000 DATA 8,-19.09,130,330,67.3,3  
1010 DATA 8,-9.752,130,245,52.4,1  
  
1020 DATA 8,24.779,130,210,67.3,0  
1030 DATA 4,-7.517,130,380,78.7,0  
1040 DATA 4,-5 ,130,204,52.0,4  
1050 DATA 6,-16.85,130, 56,51.0,0  
1060 DATA 6,-19.11,130,260,52.0,0  
1070 DATA 6,-21.79,130, 64,43.0,0  
1080 DATA 4,10 ,130,180,45.7,1  
1090 DATA 8,19.095,130,330,52.4,2  
  
2100 DATA 4,-5.432,130,210,52.0,0  
2110 DATA 4,-6.787,130,225,29.1,0  
2120 DATA 4,-9.239,130,152,20.7,0  
2130 DATA 4,-9.798,130,240,22.3,0  
2140 DATA 4,-10.83,130,144,28.5,0  
2150 DATA 4,-11.47,130,204,30.2,0  
2160 DATA 4, 5 ,130,204,51.0,3

RESULTADOS DEL METODO DE HARDY CROSS  
RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE  
HABILITACION URBANA DE : MALA

CIRCUITO # 1

TR	D	L	C	S	Hf	Q	CT	CP	P
1	8	100	130.0	5.82	0.58	34.009	65.00	94.44	29.44
2	8	245	130.0	3.18	0.78	24.552	57.50	93.66	36.16
3	4	180	130.0	-1.78	-0.32	-2.894	52.40	93.98	41.58
4	8	345	130.0	-1.86	-0.64	-18.381	68.70	94.62	25.92
5	8	180	130.0	-2.22	-0.40	-20.211	46.70	95.02	48.32

CIRCUITO # 2

TR	D	L	C	S	Hf	Q	CT	CP	P
1	6	180	130.0	2.10	0.38	9.209	57.50	93.66	36.16
2	6	248	130.0	1.77	0.44	8.397	68.70	93.22	24.52
3	6	310	130.0	2.39	0.74	6.116	64.30	92.48	28.18
4	4	80	130.0	5.67	0.45	5.419	67.80	92.02	24.22
5	8	330	130.0	-3.74	-1.23	-26.784	67.30	93.26	25.96
6	8	245	130.0	-3.18	-0.78	-24.552	52.40	94.04	41.64

CIRCUITO # 3

TR	D	L	C	S	Hf	Q	CT	CP	P
1	8	210	130.0	5.11	1.07	31.682	67.30	92.02	24.72
2	4	380	130.0	-0.10	-0.04	-0.614	78.70	92.06	13.36
3	4	204	130.0	-5.90	-1.20	-5.534	52.00	93.27	41.27
4	6	56	130.0	-2.43	-0.14	-9.947	51.00	93.40	42.40
5	6	260	130.0	-3.54	-0.92	-12.207	52.00	94.32	42.32
6	6	64	130.0	-5.12	-0.33	-14.887	43.00	94.65	51.65
7	4	180	130.0	1.78	0.32	2.894	45.70	94.33	48.63
8	8	330	130.0	3.74	1.23	26.789	52.40	93.10	40.70

CIRCUITO # 4

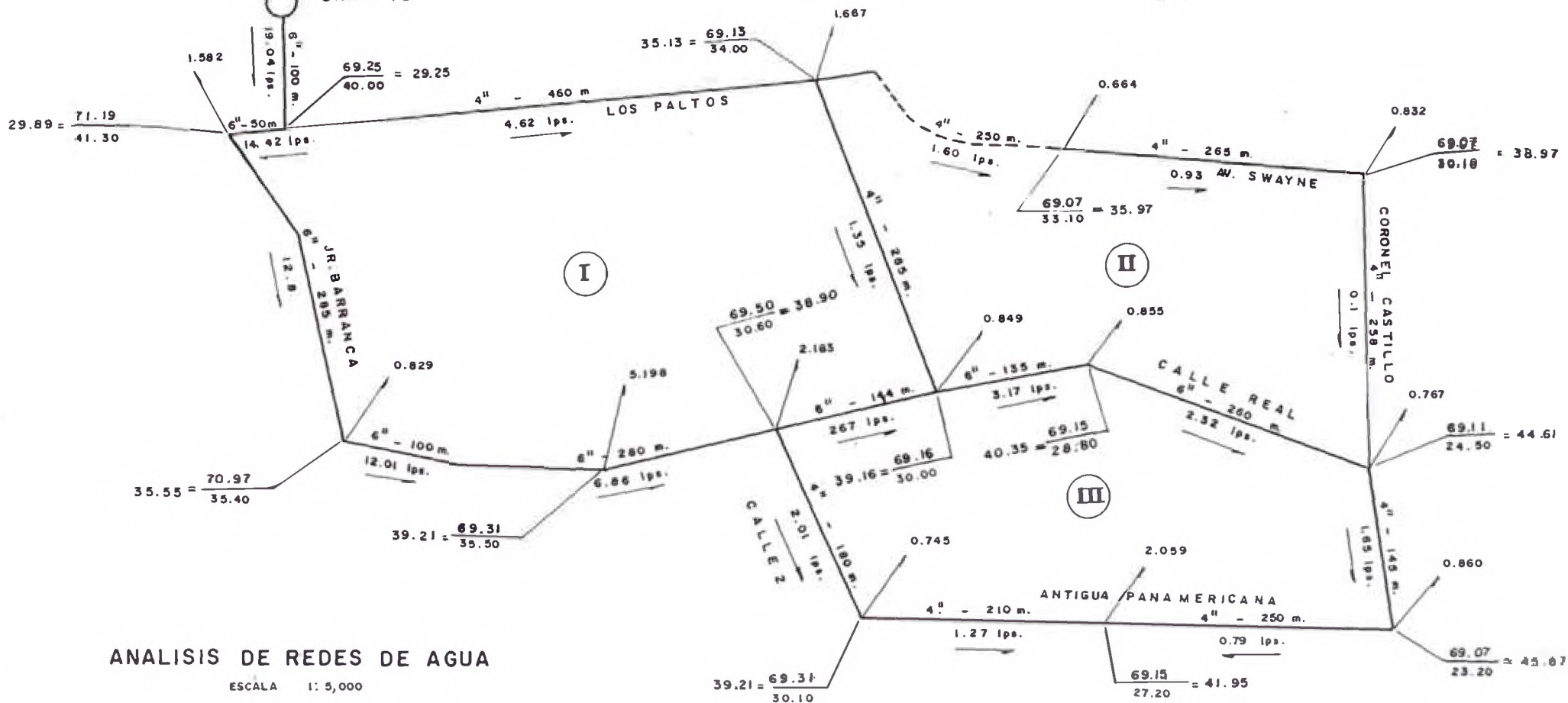
TR	D	L	C	S	Hf	Q	CT	CP	P
1	4	210	130.0	0.90	0.19	2.005	52.00	93.27	41.27
2	4	225	130.0	0.11	0.03	0.650	29.10	93.24	64.14
3	4	152	130.0	-0.74	-0.11	-1.802	20.70	93.35	72.65
4	4	240	130.0	-1.22	-0.29	-2.361	22.30	93.65	71.35
5	4	144	130.0	-2.38	-0.34	-3.393	28.50	93.99	65.49
6	4	204	130.0	-3.28	-0.67	-4.033	30.20	94.66	64.46
7	4	204	130.0	5.90	1.20	5.534	51.00	93.45	42.45

LAS PRESIONES CORREGIDAS POR LAS VALVULAS REDUCTORAS DE PRESION  
DISMINUYENDO 25 m. DE AGUA , EN EL CIRCUITO # 4 ES:

CT	P
77.00	16.27
54.10	39.14
45.70	47.65
47.30	46.35
53.50	40.49
55.20	39.46
76.00	17.45

# 1ra. ZONA DE PRESION

RESERVORIO: 400 m<sup>3</sup>  
 CT = 72  
 CNA = 76

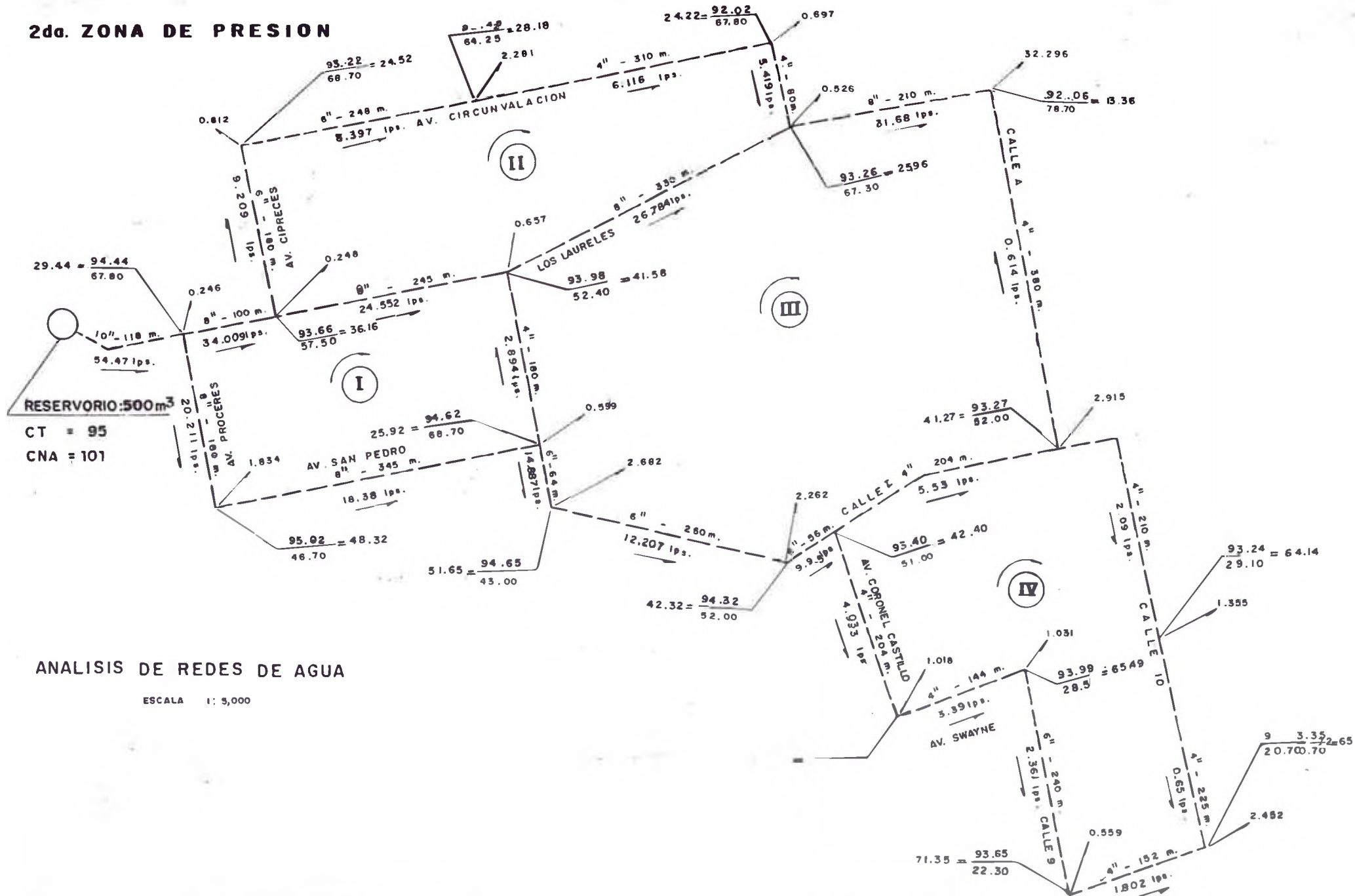


ANALISIS DE REDES DE AGUA

ESCALA 1: 5,000



# 2da. ZONA DE PRESION



e) Válvulas reductoras de presión:

Las válvulas reductoras de presión producen en su interior una pérdida de carga constante, cualquiera que sea la presión de entrada y el gasto.

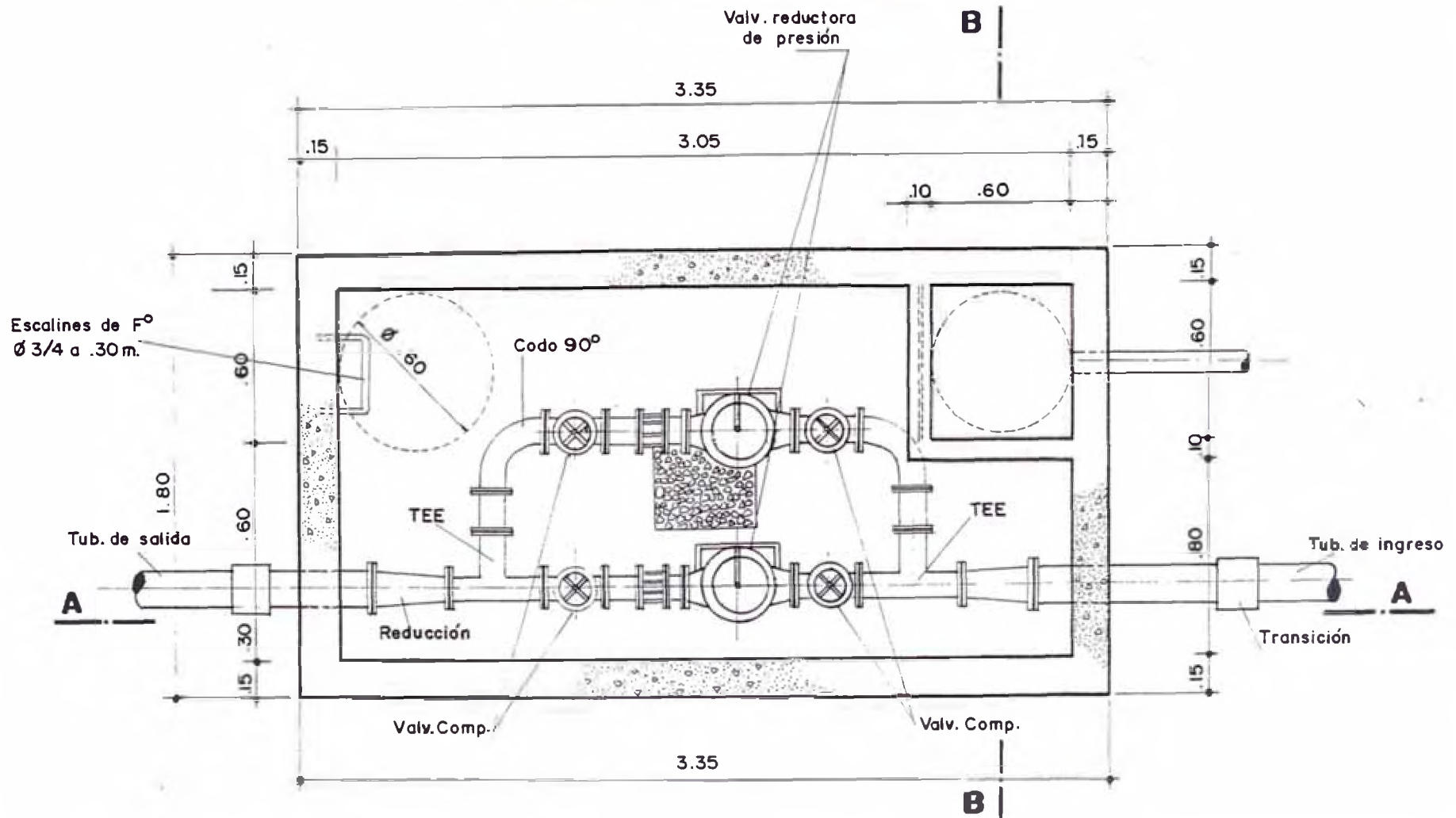
Las válvulas reductoras de presión pueden ser instaladas sin mayores inconvenientes en líneas de aducción, distribución, ya que el régimen hidráulico puede considerarse permanente, no hay requerimientos de mantener presiones limitadas por razones de servicio, como lo sería en tuberías de distribución. Con la finalidad de reducir la carga dinámica se ha previsto colocar dos válvulas reductoras de presión ubicados en la cota 50 y 55, según se muestra en los planos, estas válvulas producirá altas pérdidas de carga que hacen que la presión disminuya considerablemente. Para el presente proyecto la primera válvula ubicada en la cota 55 se graduará de tal forma que la diferencia de presión a la entrada y a la salida sea de 20 mt de altura de agua, la segunda ubicada en la cota 50 de 25 mt de altura de agua.

Los detalles constructivos de dichas válvulas se muestran en los gráficos posteriores.

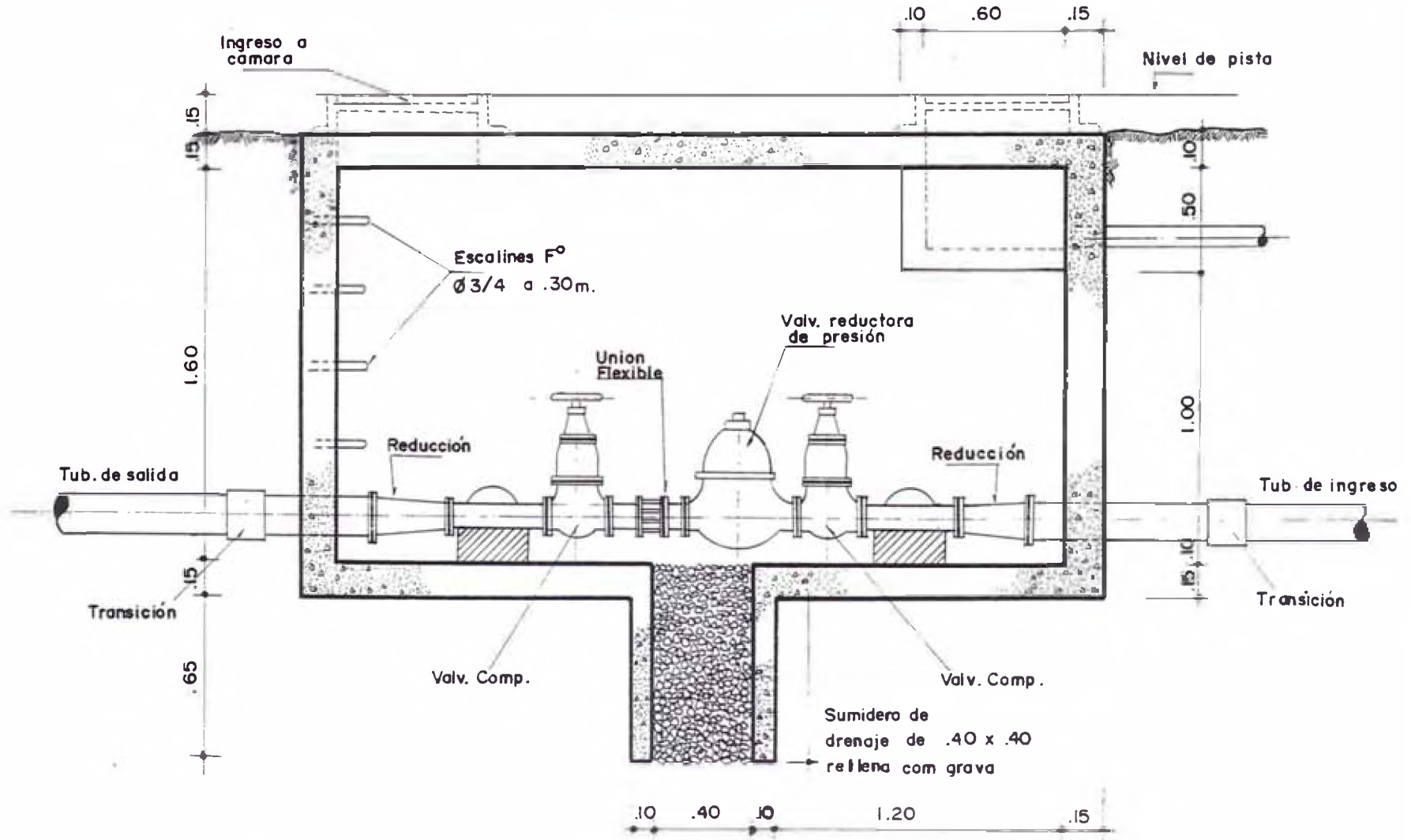
## 8.5 RECOLECCION

Los colectores principales han sido calculados para un período óptimo de diseño de 12 años, para un caudal máximo

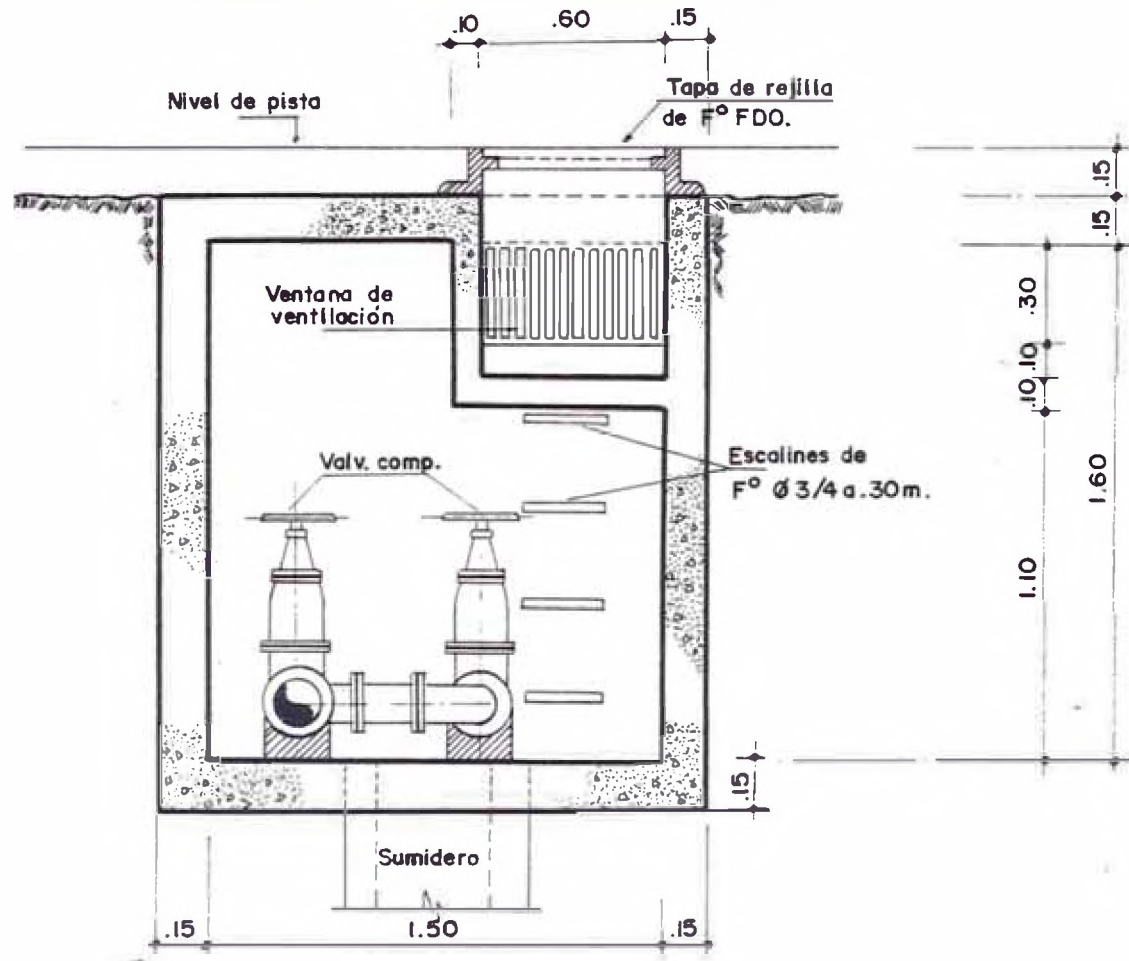
# PLANTA ESC. 1:25



# SECCION A - A ESC. 1:25



# SECCION B-B ESC. 1:25



de 39.15 lps. El emisor será de 10" y deberá ser capaz de conducir el máximo caudal de 30.79 en el año 2012.

Las tuberías de relleno se proyectan para cubrir las necesidades del crecimiento urbano. La longitud total de tuberías de C.S.N. será de 20,376 ml, repartidas en diámetros de 8" y 10".

#### CALCULO PARA EL ALCANTARILLADO

Población al año 2004 = 14,699 hab. (De acuerdo al período óptimo de diseño)

a) Primera zona de presión

$$Q_{p11} = 4,410 \text{ hab} \times 150 \text{ lt/hab/día} = 7.66 \text{ lps}$$

$$Q_{p12} = 882 \text{ hab} \times 150 \text{ lt/hab/día} = 1.53 \text{ lps}$$

$$Q_{p1} = 9.19 \text{ lps}$$

b) Segunda zona de presión

$$Q_{p21} = 5,292 \text{ hab} \times 150 \text{ lt/hab/día} = 9.19 \text{ lps}$$

$$Q_{p22} = 4,116 \text{ hab} \times 150 \text{ lt/hab/día} = 7.15 \text{ lps}$$

$$Q_{p2} = 16.34 \text{ lps}$$

c) Caudal promedio total

$$Q_{pt} = Q_{p1} + Q_{p2} = 9.19 \text{ lps} + 16.34 \text{ lps} = 25.53 \text{ lps}$$

d) Porcentaje de aporte al desague

- máximo caudal aforado de desague 17.39 lps

$$25.53 \text{ lps} \text{ ----- } 100\%$$

$$17.39 \text{ lps} \text{ ----- } X$$

$$X = 70\%$$

```

2 REM          PROGRAMA CALCULO HIDRAULICO: ALCANTARILLADO
3 REM
5 PRINT "TIRANTE CIRCULAR "
8 INPUT "Q(m3/s) = ",Q:INPUT"N(.013) = ",N:INPUT"S(m/m) = ",S
10 INPUT "D(m) = ",D
15 C=(Q*N)/(SQRT(S)):Y=0.35*D:"C= ";C:"  y = ";Y
20 GOSUB 60: K=F: Y=Y+0.0001:gosub 60: R=Y-F*0.001/(F-K):"R= ";R
25 IF R >= D THEN PRINT "AUMENTA D": GOTO 10
27 IF ABS (R-Y) <= 0.0001 THEN 35
30 Y=R: GOTO 20
35 PRINT "Yn(mm)= ";R*1000
40 Y=R: GOSUB 60: V=Q/A: T=D*SIN(X/2):U=V/(SQRT(9.81*(A/T)))
45 E=Y+V^2/19.62: PRINT "V(m/s) = ";V
50 END
60 REM SUBROUTINA
65 W=1-2*(Y/D): X=2*(1.570796-ATN(W/SQRT(1-W^2)))
70 A=(X-SINX)*(D^2/B): P=X*(D/2): F=(A^(5/3))/(P^(2/3))-C: RETURN

```

CALLE	Ezzen		Cota del Terreno		Dif.de Cotas	Long m	Pend. Terreno	Coef.Disc. lps/100	Caudal Az.Arri.	Contr. Tramo	Caudal Az.Abaj.	Diamo.(mm)	MCANTARRIADO				Cota de fondo	
	Del	Al	Ez.Sun.	Ez.Inf.									Q lps	V m/s	S m/k	Y mm	Ert.Sun.	Ert. Inf.
AV. CIRCUNVALACION	9	10	68.40	66.85	1.55	63	2.46	0.101	0.000	0.064	0.064	203	0.064	0.26	21.43	5.48	67.00	65.65
	10	11	68.85	66.30	2.55	86	2.97	0.101	0.064	0.087	0.151	203	0.151	0.26	10.00	9.77	65.65	64.79
	11	12	66.30	63.75	2.55	102	2.50	0.101	0.151	0.103	0.254	203	0.254	0.41	21.98	10.36	64.79	62.55
	15	16	67.40	64.30	3.10	64	4.84	0.101	0.000	0.085	0.085	203	0.085	0.35	48.44	4.57	66.20	63.10
	16	17	64.30	62.50	1.80	64	2.81	0.101	0.065	0.085	0.130	203	0.130	0.35	26.58	7.25	63.10	61.40
AV. 9 DE OCTUBRE	1	5	81.70	88.05	13.65	85	18.06	0.101	0.000	0.088	0.088	203	0.088	0.58	160.59	3.94	80.50	88.85
	5	12	68.05	63.75	4.30	48	6.96	0.101	0.086	0.048	0.134	203	0.134	0.55	89.58	5.58	68.85	62.55
	12	20	63.75	59.25	4.50	54	8.33	0.101	0.389	0.055	0.444	203	0.444	0.81	98.52	9.47	62.55	57.23
	20	24	59.25	53.50	5.75	68	8.46	0.101	0.834	0.069	0.703	203	0.703	0.84	72.50	12.83	57.23	52.30
	24	32	53.50	52.65	0.85	51	1.67	0.101	0.703	0.052	0.755	203	0.755	0.55	20.59	17.58	52.30	51.25
	32	43	52.65	50.25	2.40	61	3.93	0.101	1.210	0.082	1.272	203	1.272	0.80	37.38	19.54	51.00	48.72
	43	51	50.25	47.90	2.35	81	3.85	0.101	1.482	0.082	1.524	203	1.524	0.81	33.11	21.93	48.72	46.70
	51	59	47.90	45.40	2.50	65	3.85	0.101	3.257	0.066	3.323	203	3.323	1.08	38.46	30.76	48.70	44.20
	59	63	45.40	42.60	2.60	59	4.41	0.101	3.323	0.080	3.383	203	3.383	1.13	44.07	30.03	44.20	41.60
AV.SENOR DE LOS MILAGROS	2	8	79.00	68.10	10.90	80	13.63	0.101	0.000	0.081	0.081	203	0.081	0.54	136.25	3.98	77.80	66.90
	6	13	68.10	60.90	7.20	80	9.00	0.101	0.081	0.081	0.162	203	0.162	0.58	92.50	6.01	66.90	59.50
	13	25	60.90	56.35	4.55	81	5.62	0.101	0.182	0.082	0.244	203	0.244	0.55	53.70	8.25	59.50	55.15
	25	37	56.35	55.30	1.05	71	1.48	0.101	0.244	0.072	0.318	203	0.318	0.44	23.24	11.33	55.15	53.50
	37	44	55.30	51.45	3.85	71	5.42	0.101	1.452	0.072	1.524	203	1.524	0.90	45.77	20.30	53.50	50.25
	44	50	51.45	49.40	2.05	49	4.18	0.101	1.524	0.049	1.573	203	1.573	0.89	41.84	21.08	50.25	48.20
AV. LAS PALMAS	3	3A	73.60	70.25	3.35	30	11.17	0.101	0.000	0.030	0.030	203	0.030	0.37	111.67	2.83	72.40	69.05
	3A	7	70.25	67.80	2.65	34	7.79	0.101	0.030	0.034	0.064	203	0.064	0.41	77.94	4.08	69.05	66.40
	7	7A	67.80	63.95	3.65	52	7.02	0.101	0.064	0.053	0.117	203	0.117	0.49	75.98	5.40	68.40	62.45
	7A	14	63.95	59.60	4.35	58	7.50	0.101	0.117	0.059	0.178	203	0.178	0.54	69.83	6.67	62.45	58.40
	14	14A	59.60	57.65	1.95	60	3.25	0.101	0.178	0.061	0.237	203	0.237	0.48	32.50	9.09	58.40	56.45
	14A	38	57.65	56.90	0.75	58	1.29	0.101	0.237	0.059	0.296	203	0.296	0.49	33.82	10.08	58.45	54.50
EL PORVENIR	4	8	77.15	67.65	9.50	84	11.31	0.101	0.000	0.085	0.085	203	0.085	0.51	113.10	4.25	75.95	68.45
	8	17	67.65	62.60	5.05	59	8.56	0.101	0.085	0.060	0.145	203	0.145	0.55	85.59	5.81	66.45	61.40
	17	26	62.60	59.25	3.35	77	4.35	0.101	0.275	0.078	0.353	203	0.353	0.57	43.51	10.30	61.40	58.05
	26	35	59.25	59.50	-0.25	47	-0.53	0.101	0.353	0.047	0.400	203	0.400	0.29	5.32	17.95	58.05	57.80
CALLE P	16	34	64.30	62.75	1.55	95	1.63	0.101	0.000	0.096	0.096	203	0.096	0.27	16.32	7.05	63.10	61.55
CALLE Q	15	33	67.40	66.60	0.80	72	1.11	0.101	0.000	0.073	0.073	203	0.073	0.21	10.00	6.98	65.60	64.88
VILLA MARIA DEL TRIUNFO	18	19	61.70	60.65	1.05	88	1.22	0.101	0.000	0.087	0.087	203	0.087	0.22	10.00	7.55	59.35	58.49
	19	20	60.65	59.25	1.40	102	1.37	0.101	0.087	0.103	0.190	203	0.190	0.26	8.04	11.45	58.05	57.23



CALLE	Buena		Cota del Terreno		D/De	Long	Peral	Coef/Dec	Candul	Contra	Candul	Diametro	Q lvs	V m/8	S m/4	Y pmd	Ext/Sup	Ext/Int	Cota de fondo
	Del	Al	Ext/Sup	Ext/Int															
TUPAC AMARU LOS LAPIDERS	22	29	58.00	56.75	1.25	76	1.84	0.101	0.000	0.061	0.077	0.077	0.077	0.26	16.45	6.35	56.80	55.55	55.55
	27	28	65.70	62.25	3.45	60	5.75	0.101	0.000	0.061	0.061	0.061	0.061	0.39	66.67	4.12	64.50	60.50	60.50
	28	29	62.25	57.65	4.60	37	12.43	0.101	0.061	0.037	0.037	0.037	0.53	109.46	4.59	65.50	56.45	56.45	
	29	30	57.65	53.95	3.70	63	5.87	0.101	0.000	0.064	0.064	0.064	0.38	58.73	4.33	60.50	52.75	52.75	
	30	31	53.95	53.30	0.65	86	0.76	0.101	0.000	0.087	0.087	0.087	0.21	8.02	7.95	52.06	52.06	52.06	
	31	32	53.30	52.65	0.65	102	0.64	0.101	0.285	0.388	0.388	0.388	0.32	7.94	16.07	51.25	51.25	51.25	
	32	32	53.30	52.65	0.65	66	4.02	0.101	0.000	0.067	0.067	0.067	0.33	37.88	4.90	51.00	51.00	51.00	
	33	34	66.60	62.75	3.85	76	5.07	0.101	0.073	0.077	0.077	0.077	0.44	43.82	6.90	61.55	61.55	61.55	
	34	35	62.75	59.50	3.25	55	5.91	0.101	0.246	0.302	0.302	0.302	0.61	59.09	8.91	58.90	58.90	58.90	
	35	36	59.50	56.90	2.60	67	3.88	0.101	0.703	0.668	0.668	0.668	0.65	32.24	15.97	57.86	57.86	57.86	
	36	37	56.90	53.30	3.60	68	2.35	0.101	1.067	0.668	0.668	0.668	0.56	14.71	23.13	54.50	53.50	53.50	
	37	37	56.90	53.30	3.60	68	2.35	0.101	1.067	0.668	0.668	0.668	0.56	14.71	23.13	54.50	53.50	53.50	
	38	38	53.30	50.90	2.40	94	0.59	0.101	0.000	0.095	0.095	0.095	0.18	5.85	8.91	49.10	49.10	49.10	
	39	42	50.85	50.30	0.55	94	0.05	0.101	0.095	0.085	0.085	0.085	0.21	4.04	13.46	48.72	48.72	48.72	
	40	43	50.30	49.40	0.90	84	0.05	0.101	0.095	0.085	0.085	0.085	0.21	4.04	13.46	48.10	48.10	48.10	
	41	43	50.30	49.40	0.90	84	0.05	0.101	0.095	0.085	0.085	0.085	0.21	4.04	13.46	48.10	48.10	48.10	
	42	43	50.30	49.40	0.90	84	0.05	0.101	0.095	0.085	0.085	0.085	0.21	4.04	13.46	48.10	48.10	48.10	
	43	49	49.80	48.80	1.00	38	1.05	0.101	0.053	0.038	0.038	0.038	0.23	10.53	7.66	46.80	46.80	46.80	
	44	50	48.80	47.90	0.90	53	2.45	0.101	0.004	0.054	0.054	0.054	0.26	24.53	4.91	46.70	46.70	46.70	
	45	51	47.90	46.60	1.30	67	0.22	0.101	0.054	0.068	0.068	0.068	0.22	5.87	9.97	45.40	45.40	45.40	
	46	52	46.60	46.45	0.15	67	0.22	0.101	0.054	0.068	0.068	0.068	0.22	5.87	9.97	45.00	45.00	45.00	
	47	53	46.45	46.55	-0.10	68	-0.44	0.101	0.122	0.068	0.068	0.068	0.24	6.03	12.28	44.59	44.59	44.59	
48	54	46.55	46.80	0.25	58	1.12	0.101	0.187	0.059	0.059	0.059	0.32	11.21	11.86	45.35	44.70	44.70		
49	55	46.80	46.50	-0.30	39	-1.54	0.101	0.433	0.398	0.398	0.398	0.37	10.00	16.71	44.31	44.31	44.31		
50	56	46.50	43.65	2.85	63	4.52	0.101	0.934	0.664	0.664	0.664	0.68	29.52	18.42	42.45	42.45	42.45		
51	57	43.65	43.90	-0.25	60	-0.58	0.101	1.619	0.661	0.661	0.661	0.45	5.83	34.93	42.45	42.45	42.45		
52	58	43.90	43.80	0.10	68	2.21	0.101	0.000	0.069	0.069	0.069	0.27	22.06	5.64	42.70	42.70	42.70		
53	59	43.80	43.90	-0.10	60	-0.17	0.101	0.069	0.061	0.061	0.061	0.25	10.00	9.11	42.10	42.10	42.10		
54	60	43.90	44.00	-0.10	60	-0.17	0.101	0.069	0.061	0.061	0.061	0.25	10.00	9.11	42.10	42.10	42.10		
55	61	44.00	42.45	1.55	37	4.19	0.101	1.810	0.937	0.937	0.937	0.75	22.87	26.25	42.10	41.25	41.25		
56	61A	42.45	42.35	0.10	54	0.19	0.101	1.848	0.955	0.955	0.955	0.41	4.07	40.56	41.25	41.03	41.03		
57	62	42.35	42.80	-0.45	50	-0.90	0.101	1.903	1.854	1.854	1.854	0.41	4.00	41.27	41.03	40.83	40.83		
58	62	42.80	42.85	-0.05	70	11.57	0.101	0.000	0.071	0.071	0.071	0.49	118.57	3.86	64.50	56.20	56.20		
59	63	42.85	42.80	0.05	50	0.00	0.101	0.071	0.051	0.051	0.051	0.49	130.00	4.86	56.20	49.70	49.70		
60	64	42.80	43.55	-0.75	64	6.70	0.101	0.222	0.051	0.051	0.051	0.55	67.97	6.90	49.70	45.35	45.35		
61	64	43.55	50.90	-7.35	50	13.40	0.101	0.071	0.051	0.051	0.051	0.55	67.97	6.90	49.70	45.35	45.35		
62	65	50.90	50.45	0.45	64	5.50	0.101	0.222	0.051	0.051	0.051	0.55	67.97	6.90	49.70	45.35	45.35		
63	66	50.45	50.45	0.00	50	0.00	0.101	0.222	0.051	0.051	0.051	0.55	67.97	6.90	49.70	45.35	45.35		
64	67	50.45	49.75	0.70	60	0.70	0.101	0.222	0.051	0.051	0.051	0.55	67.97	6.90	49.70	45.35	45.35		
65	68	49.75	49.75	0.00	74	5.20	0.101	0.112	0.075	0.075	0.075	0.50	52.03	7.34	48.55	44.70	44.70		

LOS CONQUISTADORES

LOS PROGRES

AV SAN PEDRO  
CALLE R

AV SAN PEDRO

SAN MARTIN

PROGRESO

LOS LAPIDERS

CALLE	Buzon		Cota del Terreno		DM.de Cotas	Long. m	Pend. Terreno	Coef. Desn. lps/100	Caudal Ag. Arri.	Contr. Trucao	Caudal Ag. Abst.	ALCANTARILLADO					Cota de fondo	
	Del	Al	Ex. Sup.	Ex. Inf.								Diseño	Q lps	V m/s	S m/k	Y mm.	Ex. Sup.	Ex. Inf.
LOS CIPRESSES	9	21	88.40	84.00	4.40	87	5.08	0.101	0.000	0.088	0.088	203	0.088	0.40	54.80	5.11	87.00	82.25
	21	29	84.00	57.65	6.35	86	7.38	0.101	0.088	0.087	0.175	203	0.175	0.54	87.44	6.70	82.25	58.45
	29	40	57.65	53.00	4.65	48	9.89	0.101	0.274	0.048	0.322	203	0.322	0.73	96.88	8.20	58.45	51.80
	40	48	53.00	48.70	4.30	58	7.68	0.101	0.323	0.057	0.380	203	0.380	0.71	76.79	9.34	51.80	47.50
	48	57	48.70	46.50	2.20	80	2.75	0.101	0.380	0.081	0.461	203	0.461	0.57	33.75	12.40	47.50	44.80
AV. LOS ANCLRES	10	18	88.85	81.70	5.15	54	9.54	0.101	0.000	0.055	0.055	203	0.055	0.42	118.67	3.81	85.85	80.85
	18	22	81.70	58.00	3.70	57	8.49	0.101	0.055	0.058	0.113	203	0.113	0.41	44.74	6.01	59.35	56.80
	22	30	58.00	53.95	4.05	62	6.53	0.101	0.113	0.063	0.178	203	0.178	0.53	85.32	8.77	58.80	52.75
	30	41	53.95	50.85	3.10	81	5.08	0.101	0.240	0.082	0.302	203	0.302	0.60	57.38	8.98	52.75	49.25
	41	54	50.85	46.70	4.15	81	8.80	0.101	0.302	0.082	0.384	203	0.384	0.65	76.39	9.64	49.25	45.50
	54	58	46.70	43.65	3.05	85	4.69	0.101	0.555	0.086	0.621	203	0.621	0.81	31.38	14.35	44.59	42.45
CALLE O	19	23	80.65	56.75	3.90	57	8.84	0.101	0.000	0.058	0.058	203	0.058	0.35	56.84	4.27	58.49	55.55
PASAJE OLAYA	23	31	56.75	53.30	3.45	82	5.58	0.101	0.135	0.063	0.198	203	0.198	0.51	52.42	7.53	55.25	52.00
CALLE D	45	49	52.95	49.80	3.15	52	8.08	0.101	0.000	0.053	0.053	203	0.053	0.38	80.58	3.94	51.75	48.60
	70	74	77.15	73.75	3.40	40	8.50	0.101	0.000	0.040	0.040	203	0.040	0.37	85.00	3.24	75.95	72.55
CALLE EI	71	72	80.85	75.75	5.10	30	17.00	0.101	0.000	0.030	0.030	203	0.030	0.42	180.00	2.42	79.35	74.55
	72	73	75.75	73.40	2.35	80	3.92	0.101	0.030	0.081	0.091	203	0.091	0.38	39.17	5.61	74.55	72.20
	73	74	73.40	73.75	-0.35	72	-0.49	0.101	0.091	0.073	0.184	203	0.184	0.25	8.08	10.88	72.20	71.82
	75	78	70.65	68.30	2.35	70	3.38	0.101	0.000	0.071	0.071	203	0.071	0.32	33.57	5.18	69.45	67.10
	77	80	75.20	69.75	5.45	42	12.98	0.101	0.000	0.042	0.042	203	0.042	0.44	129.78	3.00	74.00	68.55
CALLE E	80	79	69.75	66.80	2.95	70	4.21	0.101	0.000	0.071	0.071	203	0.071	0.35	42.14	4.91	68.55	65.60
	78	79	68.40	66.80	1.60	80	2.00	0.101	0.000	0.081	0.081	203	0.081	0.28	20.00	6.21	67.20	65.60
CALLE F	81	82	73.45	65.15	8.30	80	10.37	0.101	0.000	0.081	0.081	203	0.081	0.51	115.00	4.14	72.25	63.05
	82	85	65.15	63.15	2.00	72	2.78	0.101	0.000	0.073	0.073	203	0.073	0.30	28.47	5.45	63.05	61.00
	83	84	64.60	63.50	1.10	55	2.00	0.101	0.000	0.058	0.058	203	0.058	0.25	20.00	5.23	63.40	62.30
	84	85	63.50	63.15	0.35	55	0.84	0.101	0.058	0.058	0.112	203	0.112	0.24	10.00	6.49	62.30	61.75
CALLE G	86	87	75.25	71.50	3.75	14	28.79	0.101	0.000	0.014	0.014	203	0.014	0.40	287.88	1.51	74.05	70.30
	87	88	71.50	67.75	3.75	30	12.50	0.101	0.014	0.030	0.044	203	0.044	0.44	125.00	3.08	70.30	68.55
	88	89	67.75	64.00	3.75	80	4.69	0.101	0.044	0.081	0.125	203	0.125	0.43	46.88	6.24	68.55	62.80
	89	90	64.00	61.85	2.15	80	2.89	0.101	0.125	0.081	0.208	203	0.208	0.41	35.00	8.96	62.80	60.65
	90	91	61.85	58.70	5.15	72	7.15	0.101	0.000	0.073	0.073	203	0.073	0.40	62.50	4.54	60.00	55.50
	91	92	58.70	54.80	1.90	65	2.92	0.101	0.000	0.088	0.088	203	0.088	0.30	29.23	5.17	55.50	53.60
	92	93	54.80	55.90	-1.10	30	-3.67	0.101	0.088	0.030	0.098	203	0.098	0.21	8.00	8.33	53.60	53.38
	93	94	55.90	55.10	0.80	25	3.20	0.101	0.098	0.025	0.121	203	0.121	0.23	8.00	9.28	53.38	53.18

CALLE	Buzon		Cota del Terreno		Dif.de Cotas	Long. m	Pend. Terreno	Coef. Desc. lne/100	Caudal Az. Arri.	Contr. Tramo	Caudal Az. Abaj.	MCANTARILLADO					Cota de fondo		
	Del	Al	Ext. Sup.	Ext. Inf.								Diam. mm	Q lps	V m/s	S m/k	Y mm.	Ext. Sup.	Ext. Inf.	
CALLE H	95	96	62.90	60.00	2.90	60	4.83	0.101	0.000	0.061	0.061	203	0.061	0.35	48.33	4.44	61.70	58.80	
	98	97	60.00	57.80	2.20	80	2.75	0.101	0.061	0.081	0.142	203	0.142	0.37	27.50	7.49	58.80	58.60	
	97	98	57.80	56.65	1.15	80	1.44	0.101	0.142	0.081	0.223	203	0.223	0.34	14.37	10.77	58.60	55.45	
	98	99	56.65	51.95	4.70	72	6.53	0.101	0.000	0.073	0.073	203	0.073	0.41	85.28	4.50	55.45	50.75	
	99	100	51.95	50.50	1.45	44	3.30	0.101	0.000	0.044	0.044	203	0.044	0.28	32.95	4.21	50.75	49.30	
	100	101	50.50	51.15	-0.65	72	-0.90	0.101	0.045	0.073	0.118	203	0.118	0.18	4.17	10.68	49.30	49.00	
	102	103	58.80	58.55	2.25	74	3.04	0.101	0.000	0.075	0.075	203	0.075	0.21	10.00	7.04	55.60	54.86	
	103	101	56.55	51.15	5.40	72	7.50	0.101	0.075	0.073	0.148	203	0.148	0.54	81.39	5.99	54.86	49.00	
	CALLE I	103	106	51.25	48.75	2.50	80	3.13	0.101	0.000	0.081	0.081	203	0.081	0.32	91.38	5.80	50.05	47.55
		110	104	51.85	50.00	1.85	80	2.31	0.101	0.000	0.081	0.081	203	0.081	0.29	23.13	8.01	50.65	48.80
104		105	50.00	49.30	0.70	65	1.08	0.101	0.081	0.068	0.147	203	0.147	0.27	10.77	9.48	48.80	48.10	
105		106	49.30	48.75	0.55	40	1.37	0.101	0.147	0.040	0.187	203	0.187	0.32	13.75	10.05	48.10	47.55	
110		111	51.85	48.35	3.50	72	4.86	0.101	1.139	0.073	1.212	203	1.212	0.88	50.89	17.77	50.65	47.00	
107		108	55.25	48.50	6.75	80	10.94	0.101	0.000	0.081	0.081	203	0.081	0.50	109.38	4.19	54.05	45.30	
108		109	46.50	45.60	0.90	56	1.61	0.101	0.081	0.057	0.138	203	0.138	0.30	16.07	8.38	45.30	44.40	
109		109A	45.80	48.20	-0.80	58	-1.03	0.101	0.636	0.059	0.895	203	0.895	0.31	4.31	24.53	44.40	44.15	
109A		111	48.20	48.35	-2.15	58	-3.71	0.101	0.695	0.059	0.754	203	0.754	0.31	3.62	25.96	44.15	43.94	
CALLE J		113	114	36.05	35.85	0.40	70	0.57	0.101	2.814	0.071	2.885	203	2.885	0.53	5.71	45.85	34.85	34.45
	114	115	35.85	34.40	1.25	76	1.64	0.101	2.885	0.077	2.962	203	2.962	0.77	16.45	35.77	34.45	33.20	
	115	118	34.40	34.30	0.10	58	0.17	0.101	2.962	0.059	3.021	203	3.021	0.47	3.97	51.31	33.20	32.97	
	116	117	34.30	34.80	-0.50	57	-0.88	0.101	3.021	0.058	3.079	203	3.079	0.47	4.04	51.87	32.97	32.74	
	SWAYNE	120	121	29.35	28.30	1.05	68	1.54	0.101	0.107	0.069	0.178	203	0.178	0.32	15.44	9.48	28.15	27.10
		121	122	28.30	28.60	-0.30	80	-0.38	0.101	0.178	0.081	0.257	203	0.257	0.23	4.00	15.56	27.10	26.78
122		123	28.60	28.65	-0.05	74	-0.07	0.101	0.366	0.075	0.441	203	0.441	0.27	4.05	20.03	28.78	26.48	
123		58EE	28.65	29.98	-1.33	74	-1.80	0.101	0.441	0.075	0.516	203	0.516	0.28	3.92	21.65	28.48	26.19	
CALLE REAL (P)	131	130	23.35	22.35	1.00	70	1.43	0.101	0.000	0.071	0.071	203	0.071	0.23	13.57	6.40	22.10	21.15	
	130	127	22.35	21.25	1.10	78	1.45	0.101	0.320	0.077	0.397	203	0.397	0.40	14.47	14.10	21.15	20.05	
	127	126	21.25	20.45	0.80	78	1.05	0.101	0.397	0.077	0.474	203	0.474	0.38	10.53	16.53	20.05	19.25	
	131	22EE	23.35	24.58	-1.23	80	-1.54	0.101	0.000	0.081	0.081	203	0.081	0.16	4.00	9.04	22.10	21.78	
CALLE A	69	74	78.40	73.75	4.65	52	8.94	0.101	0.000	0.053	0.053	203	0.053	0.43	103.46	3.48	77.00	71.62	
	74	75	73.75	70.85	3.10	58	5.34	0.101	0.258	0.059	0.317	203	0.317	0.52	37.41	10.15	71.62	69.45	
	75	80	70.65	69.75	0.90	24	3.75	0.101	0.317	0.024	0.341	203	0.341	0.54	37.50	10.50	69.45	68.55	
	80	82	69.75	65.15	4.60	58	7.93	0.101	0.384	0.059	0.443	203	0.443	0.80	94.83	9.55	68.55	63.05	
	82	90	65.15	61.85	3.30	62	5.32	0.101	0.524	0.063	0.587	203	0.587	0.64	49.19	13.45	63.05	60.65	

CALLE	Barran		Cota del Terreno		Divide Costes	Long m	Pend. Terreno	Cost. Desc. Inv./100	Caudal Ag. Arr.	Coefr. Tramo	Caudal Ag. Arr.	Caudal Ag. Arr.	ALCANTARILLADO			Cota de fondo		
	Del	Al	Ex. Sin.	Ex. Inf.									Desarrollo	Q. Inv.	V m/s	S m/k	Y nom.	Ex. Sin.
CALLE A	90	98	81.85	58.85	5.20	62	8.39	0.101	0.793	0.063	0.858	0.858	203	0.858	73.39	13.82	60.00	55.45
	98	110	58.85	51.85	4.80	59	8.14	0.101	1.079	0.060	1.139	1.139	203	1.139	81.36	15.43	55.45	50.85
	78	79	88.80	88.80	1.50	20	7.50	0.101	0.000	0.020	0.020	0.020	203	0.020	75.00	2.39	87.10	85.80
	79	86	88.80	83.15	3.65	80	8.08	0.101	0.172	0.061	0.233	0.233	203	0.233	78.87	7.43	85.60	81.00
	85	91	83.15	58.70	6.45	80	10.75	0.101	0.418	0.061	0.479	0.479	203	0.479	91.67	9.98	81.00	55.50
CALLE B	91	91A	58.70	53.25	3.45	30	11.50	0.101	0.552	0.030	0.582	0.582	203	0.582	115.00	10.37	55.50	52.05
	91A	99	53.25	51.95	1.30	33	3.94	0.101	0.582	0.033	0.615	0.615	203	0.615	99.39	13.69	52.05	50.75
	99	111	51.95	48.35	3.60	60	6.00	0.101	0.688	0.061	0.749	0.749	203	0.749	62.50	13.47	50.75	47.00
	111	112	48.35	37.50	10.85	78	13.91	0.101	2.715	0.079	2.794	2.794	203	2.794	97.95	22.60	43.94	38.10
	112	113	37.50	38.05	1.45	20	7.25	0.101	2.794	0.020	2.814	2.814	203	2.814	72.50	24.37	38.30	34.85
CALLE C	113	119	38.05	33.65	2.40	24	10.00	0.101	0.000	0.024	0.024	0.024	203	0.024	104.17	2.41	34.65	32.35
	119	120	33.65	29.35	4.30	82	5.24	0.101	0.024	0.083	0.024	0.024	203	0.024	51.22	5.68	32.35	28.15
	120	122	29.35	28.60	0.75	49	8.08	0.101	0.121	0.049	0.121	0.121	203	0.121	84.90	8.28	53.16	49.00
	122	126	28.60	25.35	3.25	60	9.25	0.101	0.437	0.061	0.437	0.437	203	0.437	78.87	10.60	49.00	44.40
	126	128	25.35	23.55	1.80	50	6.30	0.101	0.000	0.051	0.090	0.051	203	0.051	69.00	3.84	33.20	30.05
CALLE G	128	129	23.55	22.35	1.20	82	1.48	0.101	0.166	0.063	0.166	0.166	203	0.166	14.63	11.30	22.35	21.15
	129	130	22.35	21.15	1.20	48	8.65	0.101	5.337	0.048	5.337	5.337	203	5.337	70.42	38.58	40.83	37.45
	130	133	21.15	19.95	1.20	96	3.01	0.101	5.386	0.099	5.386	5.386	203	5.386	30.10	41.75	37.45	34.50
	133	134	19.95	18.75	1.20	97	2.58	0.101	5.485	0.098	5.485	5.485	203	5.485	24.33	44.40	34.50	32.14
	134	135	18.75	17.55	1.20	48	2.81	0.101	6.630	0.048	6.630	6.630	203	6.630	20.00	51.00	31.30	30.38
LOS NARANJOS	135	142	17.55	16.35	1.20	48	1.74	0.101	6.677	0.046	6.677	6.677	203	6.677	20.00	51.19	30.38	28.46
	142	143	16.35	15.15	1.20	24	0.83	0.101	6.724	0.024	6.724	6.724	203	6.724	20.00	51.28	29.46	28.98
	143	144	15.15	13.95	1.20	50	2.00	0.101	6.748	0.051	6.748	6.748	203	6.748	20.00	51.47	28.98	27.26
	144	145	13.95	12.75	1.20	38	3.61	0.101	6.858	0.038	6.858	6.858	203	6.858	20.00	51.84	27.98	27.26
	145	146	12.75	11.55	1.20	60	2.92	0.101	0.213	0.061	0.213	0.213	203	0.213	17.00	11.41	39.00	37.98
	146	147	11.55	10.35	1.20	68	2.08	0.101	0.274	0.061	0.274	0.274	203	0.274	17.17	12.50	37.98	36.36
	147	148	10.35	9.15	1.20	60	2.00	0.101	0.335	0.061	0.335	0.335	203	0.335	17.00	13.56	36.95	35.98
	148	149	9.15	7.95	1.20	60	2.00	0.101	0.396	0.061	0.396	0.396	203	0.396	17.17	14.47	35.95	34.90
	149	150	7.95	6.75	1.20	30	0.87	0.101	0.457	0.030	0.457	0.457	203	0.457	10.00	16.95	34.90	34.60
	150	151	6.75	5.55	1.20	80	0.83	0.101	0.487	0.061	0.487	0.487	203	0.487	10.00	17.92	34.60	34.00
LOS PALMOS	151	152	5.55	4.35	1.20	60	0.83	0.101	0.548	0.061	0.548	0.548	203	0.548	6.87	20.74	34.00	33.60
	152	153	4.35	3.15	1.20	60	0.83	0.101	0.548	0.061	0.548	0.548	203	0.548	6.87	20.74	34.00	33.60

CALLE	Buzón		Calle del Terreno		Dif de Colas	Long m	Perd Terreno	Coef Desc los/100	Cantid Ac Antr	Cantid Treno	Cantid Ac Antr	Cantid Treno	Densidad q los	V m/8	S m/k	Y nom.	Ext Sup	Ext Tot
	Del	Al	Ext Sup	Ext Tot														
LOS PATOS	49	50	34.50	34.40	0.50	60	0.83	0.101	0.670	0.061	0.670	203	0.670	0.36	6.87	21.71	33.60	33.20
	50	51	34.40	34.00	0.40	60	0.67	0.101	0.670	0.061	0.731	203	0.731	0.37	8.87	22.83	33.20	32.80
	51	80	34.00	34.60	-0.60	56	-1.07	0.101	0.731	0.057	0.788	203	0.788	0.37	8.07	24.00	32.80	32.46
	80	81	34.60	33.85	0.75	52	1.44	0.101	0.788	0.053	0.841	203	0.841	0.38	6.15	24.68	32.46	32.14
	81	82	33.85	32.90	0.95	70	1.38	0.101	0.841	0.071	0.912	203	0.912	0.39	6.29	25.52	32.14	31.70
	82	52	32.90	33.30	-0.30	68	-0.44	0.101	0.912	0.069	0.981	203	0.981	0.39	5.88	28.86	31.70	31.30
	53	52	33.30	33.20	0.10	65	0.15	0.101	0.000	0.068	0.068	203	0.068	0.22	12.31	6.32	32.10	31.90
	53	54	33.30	33.00	0.30	65	0.46	0.101	0.000	0.068	0.068	203	0.068	0.21	10.77	6.52	32.10	31.40
	54	55	33.00	31.90	1.10	65	1.69	0.101	0.066	0.066	0.132	203	0.132	0.32	20.00	7.80	31.40	30.10
	55	56	31.90	31.90	0.00	72	2.36	0.101	0.205	0.073	0.205	203	0.205	0.37	20.00	9.58	30.10	28.66
REAL	6	7	35.60	35.50	0.10	52	0.19	0.101	0.348	0.053	0.348	203	0.348	0.28	16.34	34.40	34.09	34.09
	7	8	35.50	35.80	-0.30	52	-0.58	0.101	0.053	0.401	203	0.401	0.30	5.96	17.47	34.09	33.78	33.40
	8	9	35.80	34.90	0.90	64	1.41	0.101	0.401	0.065	0.468	203	0.468	0.31	5.94	18.78	33.78	33.40
	9	10	34.90	33.70	1.20	64	1.87	0.101	0.466	0.065	0.531	203	0.531	0.28	3.44	21.59	33.40	33.18
	10	11	33.70	32.00	1.70	72	2.96	0.101	0.706	0.073	0.706	203	0.706	0.64	33.06	15.23	33.18	30.80
	11	12	32.00	30.65	1.35	72	1.88	0.101	0.706	0.073	0.779	203	0.779	0.48	13.19	19.83	30.17	29.22
	12	13	30.85	29.70	0.95	54	1.76	0.101	0.834	0.055	0.834	203	0.834	0.49	13.33	20.43	29.22	28.50
	13	88	29.70	30.30	-0.60	54	-1.11	0.101	0.834	0.055	0.889	203	0.889	0.35	5.00	26.64	28.50	28.23
	88	14	30.30	29.90	0.40	32	1.25	0.101	0.921	0.032	0.921	203	0.921	0.36	5.00	27.09	28.23	28.07
	14	15	29.90	29.10	0.80	70	1.14	0.101	1.328	0.071	1.328	203	1.328	0.43	6.00	30.92	28.07	27.65
PANAMERICANA ZAPUBERA	15	16	29.10	29.00	0.10	9	1.11	0.101	1.588	0.009	1.597	203	1.597	0.44	5.56	34.48	27.85	27.60
	16	17	29.00	28.70	0.30	55	0.55	0.101	1.597	0.056	1.653	203	1.653	0.48	6.18	34.17	27.80	27.26
	17	18	28.70	28.40	0.30	34	0.88	0.101	8.548	0.034	8.582	203	8.582	0.72	5.88	80.00	27.26	27.06
	18	19	28.40	27.80	0.60	28	2.31	0.101	8.588	0.026	8.608	203	8.608	1.08	17.89	59.90	27.06	26.60
	19	20	27.80	26.90	0.90	70	1.29	0.101	8.679	0.071	8.679	203	8.679	1.09	18.00	59.89	26.60	25.34
	20	21	26.90	25.30	1.60	70	2.29	0.101	8.679	0.071	8.750	203	8.750	1.09	18.00	80.14	25.34	24.08
	21	22	25.30	24.40	0.90	60	1.50	0.101	8.750	0.081	8.811	203	8.811	1.09	18.00	60.35	24.08	23.00
	22	23	24.40	23.20	1.20	50	-2.40	0.101	0.000	0.051	0.051	203	0.051	0.18	8.00	6.20	31.80	31.40
	23	24	23.20	22.90	0.30	50	0.72	0.101	0.051	0.051	0.102	203	0.102	0.22	8.00	8.57	31.40	31.00
	24	25	22.90	19.24	3.66	31.00	19.24	0.38	0.399	0.062	0.399	203	0.399	0.38	13.77	13.24	31.00	30.16
25	26	19.24	14.34	4.90	29.32	14.34	0.40	0.464	0.062	0.464	203	0.464	0.42	13.87	13.33	29.32	28.46	
26	27	14.34	13.87	0.47	28.46	13.87	0.42	0.464	0.063	0.464	203	0.464	0.42	13.87	13.33	28.46	27.60	

CALLE	Buson		Cota del Terreno		Dif. de Cotas	Long. m	Pend. Terreno	Cosf. Desc. Ins/100	Caudal Ar. Arvi.	Contr. Tramo	Caudal Ar. Abaj.	ALCANTARILLADO					Cota de fondo		
	Del	Al	Ext. Sup.	Ext. Inf.								Diam. mm	Q lps	V m/s	S m/k	Y mm.	Ext. Sup.	Ext. Inf.	
PANAMERICANA IZQUIERDA	149	150	28.00	28.00	0.00	53	0.00	0.101	0.198	0.054	0.252	203	0.252	0.27	6.98	13.52	26.49	26.12	
	150	98	28.00	27.50	0.50	53	0.94	0.101	0.252	0.054	0.306	203	0.308	0.29	6.98	14.82	28.12	25.75	
PANAMERICANA DERECHA	23	24	33.50	33.50	0.00	60	0.00	0.101	0.000	0.061	0.061	203	0.061	0.20	10.00	8.40	31.00	30.40	
	24	25	33.50	32.15	1.35	60	2.25	0.101	0.061	0.061	0.122	203	0.122	0.25	10.00	8.84	30.40	29.80	
	25	28	32.15	30.70	1.45	85	2.23	0.101	0.122	0.088	0.188	203	0.188	0.28	10.00	10.82	29.80	29.15	
	26	27	30.70	29.70	1.00	65	1.54	0.101	0.188	0.066	0.254	203	0.254	0.31	10.00	12.47	29.15	28.50	
	27	28	29.70	28.80	1.10	62	1.77	0.101	0.989	0.063	1.052	203	1.052	0.48	10.32	24.27	27.50	26.86	
	28	29	28.80	27.80	0.80	62	1.29	0.101	1.052	0.063	1.115	203	1.115	0.49	10.32	24.95	26.86	26.22	
	29	30	27.80	27.20	0.80	62	0.97	0.101	1.115	0.083	1.178	203	1.178	0.50	10.32	25.62	26.22	25.58	
	30	31	27.20	26.10	1.10	68	1.67	0.101	1.714	0.067	1.781	203	1.781	0.56	10.30	31.29	25.58	24.90	
	31	32	26.10	26.40	-0.30	60	-0.50	0.101	1.964	0.061	2.025	203	2.025	0.67	15.33	30.24	24.90	23.98	
	32	33	25.40	24.40	1.00	65	1.54	0.101	2.025	0.066	2.091	203	2.091	0.68	15.23	30.78	23.98	22.99	
	33	34	24.40	23.30	1.10	65	1.69	0.101	2.091	0.066	2.157	203	2.157	0.68	15.23	31.23	22.99	22.00	
	BARRANCA	139	140	44.87	44.40	0.47	70	0.67	0.101	0.000	0.071	0.071	203	0.071	0.21	10.00	6.87	43.67	42.97
		140	141	44.40	43.55	0.85	70	1.21	0.101	0.071	0.071	0.142	203	0.142	0.26	10.00	9.49	42.97	42.27
141		1	43.55	41.50	2.05	70	2.93	0.101	0.142	0.071	0.213	203	0.213	0.44	32.43	8.71	42.27	40.00	
1		2	41.50	39.30	2.20	65	3.38	0.101	0.000	0.066	0.066	203	0.066	0.30	29.23	5.17	40.00	38.10	
2		3	39.30	37.60	1.70	65	2.62	0.101	0.066	0.066	0.132	203	0.132	0.35	30.77	7.33	38.40	36.40	
3		4	37.60	36.90	0.70	60	1.17	0.101	0.132	0.061	0.193	203	0.193	0.31	12.50	10.40	36.40	35.65	
4		5	36.90	36.30	0.60	50	1.20	0.101	0.193	0.051	0.244	203	0.244	0.33	12.60	11.59	35.65	35.02	
5		6	36.30	35.60	0.70	50	1.40	0.101	0.244	0.051	0.295	203	0.295	0.35	12.40	12.72	35.02	34.40	
LOS CIPRESIS		51	58	34.00	32.90	1.10	65	1.69	0.101	0.000	0.066	0.066	203	0.066	0.25	17.69	5.81	32.80	31.65
		58	59	32.90	31.70	1.20	65	1.85	0.101	0.066	0.066	0.132	203	0.132	0.31	17.69	8.03	31.65	30.50
	59	39	31.70	31.00	0.70	64	1.09	0.101	0.132	0.065	0.197	203	0.197	0.34	15.78	9.94	30.50	29.49	
	39	60	31.00	30.50	0.50	45	1.11	0.101	0.242	0.045	0.287	203	0.287	0.38	15.78	11.88	29.49	28.78	
	60	14	30.50	29.90	0.60	45	1.33	0.101	0.288	0.045	0.333	203	0.333	0.39	15.78	12.74	28.78	28.07	
LOS SUSPIROS	42	41	31.20	31.20	0.00	54	0.00	0.101	0.000	0.055	0.055	203	0.055	0.21	12.04	5.64	30.00	29.35	
	40	41	31.20	31.20	0.00	44	0.00	0.101	0.000	0.044	0.044	203	0.044	0.21	13.18	5.72	29.93	29.35	
	40	39	31.20	31.00	0.20	44	0.45	0.101	0.000	0.044	0.044	203	0.044	0.18	10.00	5.55	29.93	29.49	
CALLE 3	41	87	31.20	30.63	0.57	24	2.38	0.101	0.110	0.024	0.134	203	0.134	0.30	15.83	8.30	29.35	28.97	
	87	35	30.63	30.10	0.53	36	1.47	0.101	0.191	0.036	0.227	203	0.227	0.35	15.83	10.64	28.97	28.40	
CALLE 5	35	15	30.10	29.10	1.00	34	2.94	0.101	0.228	0.034	0.262	203	0.262	0.41	22.06	10.51	28.40	27.65	
	88	87	31.00	30.63	0.37	56	0.66	0.101	0.000	0.057	0.057	203	0.057	0.20	10.00	6.20	29.53	28.97	

CALLE	Banco		Cota del Terreno		Dir de Terreno	Long	Pond	Cost/Dir	Canchal	Concr	Canchal	Concr	Canchal	Concr	Canchal	Concr	Canchal	Concr	Canchal	Concr	Canchal	Concr	Canchal	Concr	Canchal	Concr	Cota de fondo		
	Al	El	El Inf	El Sup																							V m <sup>3</sup>	S m <sup>2</sup>	Y geom.
CALLE 7	35	36	30.10	30.00	0.10	58	0.17	0.101	0.000	0.059	0.059	0.000	0.059	0.059	0.000	0.059	0.059	0.000	0.059	0.059	0.000	0.059	0.059	0.000	0.059	0.059	27.98	28.58	
MARCHAN	8	78	35.80	35.20	0.80	66	0.91	0.101	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	33.94	33.94	
	76	77	35.20	34.80	0.40	66	2.40	0.101	0.134	0.134	0.134	0.134	0.134	0.134	0.134	0.134	0.134	0.134	0.134	0.134	0.134	0.134	0.134	0.134	0.134	0.134	32.48	32.88	
CALLE 1	77	57	34.80	34.25	0.55	50	1.10	0.101	0.000	0.051	0.051	0.000	0.051	0.051	0.000	0.051	0.051	0.000	0.051	0.051	0.000	0.051	0.051	0.000	0.051	0.051	32.88	32.88	
	57	10	34.25	33.70	0.55	50	1.10	0.101	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	32.48	32.88	
CALLE 2	12	83	30.65	30.00	0.65	86	0.98	0.101	0.000	0.067	0.067	0.000	0.067	0.067	0.000	0.067	0.067	0.000	0.067	0.067	0.000	0.067	0.067	0.000	0.067	0.067	28.50	28.50	
	83	84	30.00	29.20	0.80	48	1.87	0.101	0.087	0.087	0.087	0.087	0.087	0.087	0.087	0.087	0.087	0.087	0.087	0.087	0.087	0.087	0.087	0.087	0.087	0.087	27.98	27.98	
	84	78	29.20	29.00	0.20	32	0.82	0.101	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	27.81	27.81	
	78	79	29.00	29.00	0.00	8	0.00	0.101	0.148	0.148	0.148	0.148	0.148	0.148	0.148	0.148	0.148	0.148	0.148	0.148	0.148	0.148	0.148	0.148	0.148	0.148	27.78	27.78	
	79	95	29.00	30.00	-1.00	34	-2.94	0.101	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	27.60	27.60	
	95	27	30.00	29.70	0.30	20	1.50	0.101	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	27.50	27.50	
FRANCA	88	147	30.30	29.50	0.80	85	1.23	0.101	0.000	0.088	0.088	0.000	0.088	0.088	0.000	0.088	0.088	0.000	0.088	0.088	0.000	0.088	0.088	0.000	0.088	0.088	28.05	28.05	
	147	148	29.50	28.87	0.63	85	0.97	0.101	0.068	0.068	0.068	0.068	0.068	0.068	0.068	0.068	0.068	0.068	0.068	0.068	0.068	0.068	0.068	0.068	0.068	0.068	27.27	27.27	
CALLE 4	148	148	28.87	28.00	0.87	85	1.34	0.101	0.132	0.132	0.132	0.132	0.132	0.132	0.132	0.132	0.132	0.132	0.132	0.132	0.132	0.132	0.132	0.132	0.132	0.132	26.49	26.49	
	148	81	28.00	29.10	-0.10	40	-0.25	0.101	0.000	0.040	0.040	0.000	0.040	0.040	0.000	0.040	0.040	0.000	0.040	0.040	0.000	0.040	0.040	0.000	0.040	0.040	27.25	27.25	
	81	82	29.10	28.40	0.70	80	1.17	0.101	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	26.72	26.72	
	82	83	28.40	27.90	0.50	56	0.89	0.101	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	26.22	26.22	
	83	86	27.90	27.50	0.40	53	0.75	0.101	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	25.75	25.75	
	86	30	27.50	27.20	0.30	17	1.78	0.101	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519	25.05	25.05	
PUNO	89	89	27.80	27.80	0.20	80	0.33	0.101	0.000	0.081	0.081	0.000	0.081	0.081	0.000	0.081	0.081	0.000	0.081	0.081	0.000	0.081	0.081	0.000	0.081	0.081	24.90	24.90	
	89	70	27.80	26.80	0.80	80	1.33	0.101	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	25.46	25.46	
	70	89	26.80	26.50	0.30	44	0.68	0.101	0.122	0.122	0.122	0.122	0.122	0.122	0.122	0.122	0.122	0.122	0.122	0.122	0.122	0.122	0.122	0.122	0.122	0.122	25.05	25.05	
	89	97	26.50	26.10	0.40	16	2.50	0.101	0.187	0.187	0.187	0.187	0.187	0.187	0.187	0.187	0.187	0.187	0.187	0.187	0.187	0.187	0.187	0.187	0.187	0.187	24.90	24.90	
COBONEI CASTILLO	106A	106A	48.75	41.40	7.35	50	14.70	0.101	0.000	0.051	0.051	0.000	0.051	0.051	0.000	0.051	0.051	0.000	0.051	0.051	0.000	0.051	0.051	0.000	0.051	0.051	40.20	40.20	
	106A	117	41.40	34.80	6.60	50	13.20	0.101	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	32.74	32.74	
	117A	117A	34.80	32.80	2.00	60	3.33	0.101	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	30.50	30.50	
	117A	58	32.80	30.20	2.60	58	4.48	0.101	3.242	3.242	3.242	3.242	3.242	3.242	3.242	3.242	3.242	3.242	3.242	3.242	3.242	3.242	3.242	3.242	3.242	3.242	28.94	28.94	
	58	71	30.20	28.00	2.20	65	3.38	0.101	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	24.65	24.65	
	71	72	28.00	26.50	1.50	85	2.31	0.101	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	4.088	24.65	24.65	
	72	73	26.50	25.30	1.20	85	1.85	0.101	4.154	4.154	4.154	4.154	4.154	4.154	4.154	4.154	4.154	4.154	4.154	4.154	4.154	4.154	4.154	4.154	4.154	4.154	22.54	22.54	
	73	22	25.30	24.40	0.80	85	1.38	0.101	4.220	4.220	4.220	4.220	4.220	4.220	4.220	4.220	4.220	4.220	4.220	4.220	4.220	4.220	4.220	4.220	4.220	4.220	22.54	22.54	
	22	74	24.40	24.40	0.20	50	0.40	0.101	11.288	11.288	11.288	11.288	11.288	11.288	11.288	11.288	11.288	11.288	11.288	11.288	11.288	11.288	11.288	11.288	11.288	11.288	11.288	21.48	21.48

CALLE	Banco		Cota del Terreno		Dif.de Cotas	Long. m	Pond. Terreno	Coef. Desc. lras/100	Caudal Ag.Arri.	Contr. Tramo	Caudal Ag.Abaj.	ALCANTARILLADO					Cota de fondo	
	Del	Al	Ex.Sup.	Ex.Inf.								Diam. mm	Q lps	V m/s	S m/k	Y mm.	Exi. Som.	Exi. Inf.
CORONEL CASTILLO	74	75	24.20	24.00	0.20	50	0.40	0.101	11.314	0.051	11.365	203	11.365	0.75	5.20	97.70	21.22	20.96
	75	98	24.00	23.80	0.40	42	0.95	0.101	11.365	0.042	11.407	203	11.407	0.75	5.24	97.69	20.96	20.74
	98	34	23.60	23.30	0.30	16	1.88	0.101	11.407	0.016	11.423	203	11.423	0.74	5.00	99.13	20.74	20.66
	34	99	23.30	23.00	0.30	60	0.50	0.101	13.581	0.061	13.642	203	13.642	0.78	5.17	109.12	20.68	20.35
	99	100	23.00	22.70	0.30	60	0.50	0.101	13.642	0.061	13.703	203	13.703	0.78	5.17	109.42	20.35	20.04
	100	101	22.70	21.90	0.80	60	1.33	0.101	13.703	0.061	13.764	203	13.764	0.78	5.17	109.71	20.04	19.73
	101	102	21.90	21.10	0.80	60	1.33	0.101	13.764	0.061	13.825	203	13.825	0.76	5.17	110.00	19.73	19.42
	102	103	21.10	20.30	0.80	60	1.33	0.101	13.825	0.061	13.886	203	13.886	0.79	5.33	109.29	19.42	19.10
	103	104	20.30	19.00	1.30	80	2.17	0.101	13.886	0.081	13.947	203	13.947	1.33	21.67	74.42	19.10	17.80
	104	105	19.00	18.60	0.40	60	0.87	0.101	13.947	0.061	14.008	203	14.008	0.97	9.17	93.59	17.80	17.25
	105	106	18.60	17.90	0.70	60	1.17	0.101	14.008	0.061	14.069	203	14.069	0.97	9.17	93.82	17.25	16.70
	106	130	17.90	17.10	0.80	80	1.33	0.101	14.069	0.061	14.130	203	14.130	1.12	13.33	84.79	16.70	15.90
	130	131	17.10	16.90	0.20	48	0.42	0.101	14.130	0.048	14.178	203	14.178	0.88	7.06	101.62	15.90	15.58
	131	132	16.90	16.90	0.00	8	0.00	0.101	14.178	0.008	14.186	203	14.186	0.91	7.50	99.93	15.58	15.50
	132	133	16.90	15.60	1.30	60	2.17	0.101	14.186	0.081	14.247	203	14.247	1.28	18.50	78.20	15.50	14.39
	133	134	15.60	14.65	0.95	60	1.58	0.101	15.605	0.061	15.666	203	15.666	1.30	18.50	82.11	14.39	13.26
	134	135	14.65	13.95	0.70	60	1.17	0.101	15.666	0.061	15.727	203	15.727	1.30	18.50	82.28	13.28	12.17
	135	136	13.95	12.75	1.20	60	2.00	0.101	15.727	0.061	15.788	203	15.788	1.30	18.67	82.25	12.17	11.05
	136	137	12.75	11.95	0.80	60	1.33	0.101	15.788	0.061	15.849	203	15.849	0.79	5.00	120.90	11.05	10.75
	137	138	11.95	11.65	0.30	80	0.50	0.101	15.849	0.061	15.910	203	15.910	0.80	5.00	121.19	10.75	10.45
138	139	11.65	11.60	0.05	80	0.08	0.101	15.910	0.061	15.971	203	15.971	0.80	5.00	121.48	10.45	10.15	
139	140	11.60	11.05	0.55	80	0.92	0.101	15.971	0.061	16.032	203	16.032	0.80	5.00	121.76	10.15	9.85	
140	141	11.05	10.75	0.30	60	0.50	0.101	16.032	0.061	16.093	203	16.093	0.80	5.00	122.05	9.85	9.55	
141	142	10.75	10.45	0.30	60	0.50	0.101	16.093	0.061	16.154	203	16.154	0.80	5.00	122.34	9.55	9.25	
142	143	10.45	11.00	-0.55	50	-1.10	0.101	16.154	0.051	16.205	203	16.205	0.80	5.00	122.58	9.25	9.00	
LA BUJACA	143	144	11.00	11.40	-0.40	61	-0.66	0.101	16.205	0.062	16.267	203	16.267	0.80	5.08	122.27	9.00	8.69
	144	145	11.40	11.54	-0.14	61	-0.23	0.101	16.267	0.062	16.329	203	16.329	0.80	5.08	122.56	8.69	8.38
PANAMERICANA ANTIGUA	145	146	11.54	10.82	0.72	61	1.18	0.101	16.329	0.062	16.391	203	16.391	0.84	5.74	118.28	8.38	8.03
	23	107	33.50	33.15	0.35	60	0.58	0.101	16.391	0.061	16.452	203	16.452	0.20	10.00	6.40	32.30	31.70
	107	108	33.15	31.86	1.29	60	2.15	0.101	0.061	0.061	0.122	203	0.122	0.34	24.00	7.21	31.70	30.26
	108	109	31.86	30.20	1.66	60	2.77	0.101	0.122	0.061	0.183	203	0.183	0.38	24.00	6.71	30.26	28.82
	109	110	30.20	24.05	6.15	60	10.25	0.101	0.183	0.061	0.244	203	0.244	0.41	24.00	9.96	26.82	27.38
110	111	29.05	28.00	1.05	60	1.75	0.101	0.244	0.061	0.305	203	0.305	0.38	15.17	12.32	27.38	26.47	



CALLE	Barrion		Cota del Terreno		Diz de Cotas	Long. m	Pend. Terreno	Coef Desc. lbs/100	Caudal Ag. Arri.	Contr. Tiempo	Caudal Ag. Abai.	ALCANTARILLADO					Cota de fondo	
	Del	Al	Ext. Sup.	Ext. Inf.								Diam. mm	Q lps	V m/s	S m/k	Y nom.	Ext. Sup.	Ext. Inf.
PANAMERICANA ANTIGUA	111	112	28.00	28.95	1.05	60	1.75	0.101	0.305	0.081	0.388	203	0.366	0.40	15.33	13.39	28.47	25.55
	112	113	28.95	28.00	0.95	60	1.58	0.101	0.388	0.081	0.427	203	0.427	0.42	15.17	14.43	25.55	24.84
	113	114	28.00	25.20	0.80	60	1.33	0.101	0.427	0.081	0.466	203	0.466	0.44	15.33	15.33	24.84	23.72
	114	115	25.20	24.10	1.10	60	1.83	0.101	0.466	0.081	0.549	203	0.549	0.45	15.17	16.25	23.72	22.81
	115	116	24.10	23.12	0.98	60	1.83	0.101	0.549	0.081	0.610	203	0.610	0.47	15.33	17.04	22.81	21.89
	116	117	23.12	22.65	0.47	32	1.47	0.101	0.610	0.032	0.642	203	0.642	0.48	15.31	17.48	21.89	21.40
	117	118	22.65	21.74	0.91	50	1.82	0.101	0.642	0.051	0.693	203	0.693	0.51	17.20	17.61	21.40	20.54
	118	119	21.74	20.91	0.83	83	1.32	0.101	0.693	0.064	0.757	203	0.757	0.52	17.14	18.38	20.54	19.46
	119	120	20.91	20.09	0.82	83	1.30	0.101	0.757	0.064	0.821	203	0.821	0.53	17.14	19.10	19.46	18.38
	120	121	20.09	19.14	0.95	64	1.48	0.101	0.821	0.085	0.888	203	0.888	0.54	17.03	19.84	18.38	17.29
	121	122	19.14	18.07	1.07	84	1.87	0.101	0.888	0.085	0.951	203	0.951	0.58	17.03	20.52	17.29	16.20
	122	123	18.07	18.88	1.19	84	1.86	0.101	0.951	0.065	1.018	203	1.018	0.57	17.19	21.13	16.20	15.10
	123	124	18.88	15.79	1.09	64	1.70	0.101	0.018	0.065	0.081	203	0.081	0.58	17.19	21.78	15.10	14.00
	124	125	15.79	14.80	0.99	65	1.52	0.101	1.081	0.066	1.147	203	1.147	0.51	11.54	24.83	14.00	13.25
	125	126	14.80	14.18	0.82	65	0.95	0.101	1.147	0.066	1.213	203	1.213	0.52	11.54	25.30	13.25	12.50
	128	127	14.18	13.52	0.66	85	1.02	0.101	1.213	0.066	1.279	203	1.279	0.53	11.54	25.95	12.50	11.75
	127	128	13.52	12.81	0.71	65	1.09	0.101	1.279	0.066	1.345	203	1.345	0.54	11.54	26.58	11.75	11.00
	128	129	12.81	11.87	0.94	66	1.42	0.101	1.345	0.067	1.412	203	1.412	0.85	19.09	24.11	11.50	10.24
	129	148	11.87	10.82	1.05	66	1.59	0.101	1.412	0.067	1.479	203	1.479	0.55	11.38	27.93	10.24	9.49
	CALLE 10	120	124	29.35	26.30	3.05	42	7.28	0.101	0.000	0.042	0.042	203	0.042	0.38	72.82	3.43	28.15
124		125	26.30	23.70	2.80	56	4.84	0.101	0.043	0.057	0.100	203	0.100	0.40	48.43	5.83	25.10	22.50
125		125A	23.70	21.75	1.95	64	3.05	0.101	0.100	0.065	0.165	203	0.165	0.40	30.47	7.85	22.50	20.55
PROLG. CALLE 10	125A	128	21.75	20.45	1.30	84	2.03	0.101	0.185	0.065	0.230	203	0.230	0.38	20.31	10.08	20.55	19.25
	126	186	20.45	20.09	0.36	90	0.40	0.101	0.230	0.091	0.321	203	0.321	0.24	4.00	17.28	19.25	18.89
	186	187	20.09	19.73	0.36	90	0.40	0.101	0.321	0.091	0.412	203	0.412	0.26	4.00	19.45	18.89	18.53
	187	188	19.73	19.37	0.36	90	0.40	0.101	0.412	0.091	0.503	203	0.503	0.28	4.00	21.39	18.53	18.17
	188	189	19.37	19.01	0.36	90	0.40	0.101	0.503	0.091	0.594	203	0.594	0.29	4.00	23.16	18.17	17.81
	189	170	19.01	18.85	0.38	90	0.40	0.101	0.594	0.091	0.685	203	0.685	0.30	4.00	24.80	17.81	17.45
	170	171	18.85	18.29	0.38	90	0.40	0.101	0.685	0.091	0.776	203	0.776	0.31	4.00	26.33	17.45	17.09
	171	172	18.29	17.93	0.38	90	0.40	0.101	0.776	0.091	0.887	203	0.887	0.33	4.00	27.77	17.09	16.73
	172	173	17.93	17.57	0.36	90	0.40	0.101	0.887	0.091	0.958	203	0.958	0.34	4.00	29.14	16.73	16.37
	173	174	17.57	16.95	0.82	94	0.86	0.101	0.958	0.095	1.053	203	1.053	0.41	8.80	27.03	16.37	15.75
CALLE 11	174	175	16.95	16.59	0.36	80	0.45	0.101	1.053	0.081	1.134	203	1.134	0.37	4.50	30.73	15.75	15.39

CALLE	Boson		Cota del Terreno		Dif.de Cotas	Long. m	Pend. Terreno	Coef. Desc. lms/100	Caudal Az. Arri.	Contr. Tramo	Caudal Az. Abaj.	ALCANTARILLADO					Cota de fondo	
	Del	Al	Ex. Sup.	Ex. Inf.								Diámetro	Q lms	V m./s	S m./k	Y nom.	Ex. Sup.	Ex. Inf.
CALLE 11	176	177	16.59	18.23	0.36	80	0.45	0.101	1.134	0.081	1.215	203	1.215	0.38	4.50	31.78	15.39	15.03
	177	178	16.23	15.87	0.36	80	0.45	0.101	1.215	0.081	1.296	203	1.296	0.38	4.50	32.79	15.03	14.87
	178	133	15.87	15.80	0.27	60	0.45	0.101	1.296	0.061	1.357	203	1.357	0.39	4.67	33.23	14.67	14.39
EMSDR	146	151	10.82	9.71	1.11	80	1.39	0.101	17.87	0.000	17.870	250	17.870	0.60	1.75	155.90	8.03	7.89
	151	152	9.71	9.35	0.36	80	0.45	0.101	17.87	0.000	17.870	250	17.870	0.60	1.75	155.90	7.89	7.75
	152	153	9.35	9.02	0.33	80	0.41	0.101	17.87	0.000	17.870	250	17.870	0.60	1.75	155.90	7.75	7.61
	153	154	9.02	8.67	0.35	80	0.44	0.101	17.87	0.000	17.870	250	17.870	0.60	1.75	155.90	7.61	7.47
	154	155	8.67	8.43	0.24	80	0.30	0.101	17.87	0.000	17.870	250	17.870	0.60	1.75	155.90	7.47	7.33
	155	156	8.43	8.19	0.24	80	0.30	0.101	17.87	0.000	17.870	250	17.870	0.60	1.75	155.90	7.33	7.19
	156	157	8.19	8.05	0.14	80	0.17	0.101	17.87	0.000	17.870	250	17.870	0.60	1.75	155.90	7.19	7.05

e) Caudal de desague

$$Q_d = 70\% (25.53) = 17.87 \text{ lps}$$

f) Caudal unitario

$$Q_u = Q_d / \text{longitud total de tuberías} = 17.87 / 20,376 \\ = 0.00100 \text{ lps/ml}$$

A continuación se procederá a realizar el cálculo hidráulico de todas las redes de alcantarillado de la Ciudad de Mala

#### 8.6 TRATAMIENTO DE LOS DESAGUES

En la actualidad las aguas servidas de la ciudad de Mala son descargados sin tratamiento previo al río 400 mt antes de su desembocadura al mar contaminando las playas adyacentes, visto este hecho era urgente el tratamiento de los desagues más aún cuando los pobladores riegan sus sembríos con las aguas que conducen el emisor obteniendo así cosechas de primera calidad pero bacteriológicamente desechable para el consumo humano.

El tratamiento final de los desagues tendrá un enfoque de reuso para la agricultura dado que existen zonas de grandes áreas que tienen déficit de agua por lo cual usan los desagues sin tratamiento previo.

De estudios técnicos-económicos las lagunas de estabilización resultan más económicas comparadas con otros sistemas de tratamiento de desague, la única

desventaja sería a la expropiación de grandes áreas de terreno lo cual se podría reducir en gran porcentaje teniendo presente un buen diseño.

Quando las aguas residuales son descargadas en lagunas de estabilización, se realiza en las mismas, en forma espontánea, un proceso conocido con el nombre de autodepuración, o estabilización natural, en la que ocurren fenómenos de tipo físico, químico, bioquímico y biológico. Este proceso se lleva a cabo en casi todas las aguas con alto contenido de materia orgánica putrescible o biodegradable.

Los fenómenos que se llevan a cabo en una laguna facultativa son:

a) Fenómeno físico: la sedimentación de las partículas.  
b) Fenómeno químico: la estabilización aeróbica de la materia orgánica disuelta y suspendida:

- consumo de  $O_2$
- producción de  $CO_2$

c) Fenómeno bioquímico: la fotosíntesis

- formación de algas
- producción de  $O_2$
- consumo de  $CO_2$

d) Fenómeno biológico: mediante la remoción de bacterias.

La demanda bioquímica de oxígeno (DBO) de las aguas

descargadas en una laguna de estabilización, y del efluente de las mismas, es el parámetro que más se ha utilizado para evaluar las condiciones de trabajo de las lagunas de estabilización y su comportamiento.

Las lagunas de estabilización se construyen con los siguientes objetivos:

- a) Protección epidemiológica, a través de la disminución de organismos patógenos presentes en las aguas residuales y dificultando la transmisión de los mismos.
- b) Protección ecológica, a través de la disminución de la carga orgánica (DBO) de las aguas residuales, lograndose de esta manera que el nivel de oxígeno disuelto (OD) en estos cuerpos receptores se vea menos comprometidos, con el consiguiente beneficio para los peces y demás organismos acuáticos.
- c) Reuso directo del agua servida tratada en la agricultura evitando los riesgos e inconvenientes del reuso de aguas servidas crudas.
- e) Piscicultura.

Visto el enfoque de reuso para la agricultura se deberá realizar los cálculos de tal forma se reduzcan la colimetricia de  $10^6$  BCF/100 a  $10^3$  CF/100 ml como indica las normas para riego de forrajes y fruto de tallos altos. Con este efluente tratado se regará 40 Hectáreas que están destinadas para la agricultura dentro de la ciudad de Mala.

## CALCULOS PARA EL DISEÑO

### DATOS PARA EL DISEÑO

P2012 = 17,740 hab.

Dotación = 150 lt/hab/día

Contribución per capita = 40 gr.de DBO/hab x día

Contribución al desague = 70%

Temperatura Mínima del Ambiente = 15°C

Temperatura Mínima del Agua :  $T = 8.59 + 0.82 T_{\text{ambiente}}$

fórmula recientemente determinada  $T = 8.59 + 0.82 (15)$

por los estudios realizados en el  $T = 20.89 \text{ °C}$

CEFIS

Caudal del afluente :

$$Q_a = \text{hab} \times \text{dotación} \times \% \text{ contribución}$$

$$Q_a = 17,740 \times 150 \text{ lt/hab/día} \times 0.7 = 1862.7 \text{ m}^3/\text{día}$$

Contribución de DBO (CDBO)

$$\text{CDBO} = \text{Población} \times \text{Contribución per capita}$$

$$\text{CDBO} = 17,740 \text{ hab} \times 0.040 \frac{\text{Kg de DBO}}{\text{Hab} \times \text{día}} = 709.6 \frac{\text{Kg. DBO}}{\text{día}}$$

Carga superficial máxima (C<sub>smax</sub>), según Yañez

Según el investigador Yañez se tiene:

$$(T - 20)$$

$$C_{smax} = 357.4 \times (1.085)$$

$$(20.89 - 20)$$

$$C_{smax} = 357.4 \times (1.085) = 384.31 \frac{\text{Kg DEO}}{\text{Hab} \times \text{día}}$$

Area total laguna primaria (At)

$$At = \frac{C \text{ DEO}}{C_{smax}} = \frac{705.6}{384.31} = 1.85 \text{ Hect.}$$

Area de cada laguna. A c/1

$$A \text{ c/1} = \frac{1.85}{5} = 0.370 \text{ Hect.}$$

Area de las (n-1) lagunas

$$A_{n-1} = 4 \times 0.370 = 1.48 \text{ Hect.}$$

Carga Superficial máxima de las (n-1) lagunas

$$C_{smax} = \frac{C \text{ DEO}}{\text{Area}(n-1)} = \frac{709.6}{1.48} = 479.46 \frac{\text{Kg de DEO}}{\text{Hecxdía}}$$

Análisis de Sensibilidad:

Este análisis de sensibilidad es para disponer de una laguna más con la finalidad de obtener que la carga superficial máxima sea mayor que la carga superficial aplicado, también para que no se produzcan condiciones anaeróbicas y poder hacer la limpieza de la laguna correspondiente, siempre tratando que una laguna siga trabajando normalmente.

Meses	Temperatura ambiental	Temperatura Agua	Csmax	Cs aplicado
Enero	21.71	26.39	601.94	479.46
Febrero	24.13	28.38	708.04	479.46
Marzo	24.00	28.27	701.71	479.46
Abril	20.46	25.37	553.87	479.46
Mayo	18.01	23.36	470.11	479.46
Junio	16.34	21.99	420.39	479.46
Julio	15.00	20.89	384.31	479.46
Agosto	15.16	21.02	388.41	479.46
Setiembre	15.37	21.19	393.84	479.46
Octubre	16.33	21.98	420.05	479.46
Noviembre	17.76	23.15	462.12	479.46
Diciembre	18.83	24.04	496.92	479.46

Como en 6 meses sucesivos el Csmax es mayor que el Cs aplicado se acepta el diseño. Del análisis de sensibilidad se puede observar que la limpieza de las lagunas se puede realizar entre Diciembre a Mayo en donde no se presentan condiciones anaeróbicas.

Cálculo de las dimensiones de las lagunas:

La relación de lados será de 2:1, con la finalidad de obtener flujo pistón y evitar cortocircuito

$$\frac{L}{a} = \frac{2}{1}$$

$$A c/l = 3700 = 2a \times a$$

$$a = 45 \text{ mt.}$$

$$L = 90 \text{ mt.}$$



Volumen de cada laguna (h = 1.5 mt)

$$V = 45 \times 90 \times 1.5 = 6075 \text{ m}^3$$

Considerando el caudal de infiltración, caudal de evaporación un valor aproximado de 2 mm/día y el caudal de precipitación igual a cero.

$$Q_{inf} + Q_{evap} = 0.002 \frac{\text{mt}}{\text{día}} \times (45 \text{ mt} \times 90 \text{ mt}) = 8.1 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Caudal del efluente ( $Q_e$ )

$$Q_e = \frac{Q_a}{5} - (Q_{inf} + Q_{evap})$$

$$Q_e = \frac{1862.7}{5} - 8.1 = 364.44 \text{ m}^3$$

Periodo de retención (PR)

$$PR = \frac{V}{Q_e} = \frac{6075}{364.44} = 16.67 \text{ días}$$

Factor de dispersión (d)

Según R. Sáenz, se tiene:

$$d = \frac{1.158 [ PR (w + 2Z) ]^{0.489} \cdot w^{1.511}}{(T + 42.5)^{0.734} (L \cdot Z)^{1.489}}$$

en donde

- PR : periodo de retención en días
- w : ancho de la laguna (mt)
- L : Largo de la laguna (mt)
- Z : Profundidad de la laguna (mt)
- T : Temperatura más fría del agua en ° C

Reemplazando datos:

$$d = \frac{1.158 [ 16.67 (45+2 \times 1.5) ]^{0.489} \times (45)^{1.511}}{(20.89 + 42.5)^{0.734} (90 \times 1.5)^{1.489}} = 0.31$$

Constante de Mortalidad bacteriana (Kb)

Según el investigador Dr. Yañez se tiene:

$$(T - 20)$$

$$Kb(p) = 0.477 \times (1.18)^{\frac{(T - 20)}{(20.89 - 20)}}, \text{ para lagunas primarias}$$

$$Kb(p) = 0.477 \times (1.18)^{0.553} = 0.553$$

Constante adimensional (a)

$$a = \sqrt{1 + 4 \times PR \times d \times Kb(p)}$$

$$a = \sqrt{1 + 4 \times 16.67 \times 0.31 \times 0.553} = 3.53$$

Número de coliformas al final del proceso, Thirumurthy recomienda el uso de la siguiente simplificación:

$$\frac{N}{NO} = \frac{4 \times a \times e^{\frac{1-a}{2d}}}{(1+a)^2}$$

en donde:

a : factor adimensional

d : factor de dispersión

N : Número de Coliformes al final del tratamiento

No: Número de Coliformes al inicio del tratamiento

Reemplazando se tiene:

$$\frac{N}{N_0} = \frac{4 \times 3.53 \times e^{\frac{1-3.53}{2 \times 0.31}}}{(1+3.53)^2} = 0.0116$$

Siendo  $N_0 = 10^8$  CF/100 ml, es considerado en todo desague crudo

de donde:

$$N = 1.16 \times 10^6 \frac{\text{CF}}{100\text{ml}}$$

#### DISEÑO DE LAGUNAS SECUNDARIAS

- Se considerará 5 lagunas secundarias de (45 x 90)

- Volumen de cada laguna (h = 1.5 mt)

$$V = 45 \times 90 \times 1.5 = 6075 \text{ m}^3$$

- Caudal de infiltración, Caudal de evaporación.

$$Q_{\text{inf}} + Q_{\text{evap}} = 0.002 (45 \times 90) = 8.1 \text{ m}^3/\text{día}$$

- Caudal del efluente ( $Q_e$ )

$$Q_e = Q_e \text{ anterior} - (Q_{\text{inf}} + Q_{\text{evap}})$$

$$Q_e = 364.44 - 8.1 = 356.34 \text{ m}^3/\text{día}$$

- Período de retención (PR)

$$PR = \frac{V}{Q_e} = \frac{6075}{356.34} = 17.05 \text{ días}$$

- Factor de dispersión (d)

$$d = \frac{1.158 [ 17.05 (45 + 2 \times 1.5)]^{0.489} \times (45)^{1.511}}{(20.89 + 42.5)^{0.734} \cdot (90 \times 1.5)^{1.489}}$$

$$d = 0.310$$

- Constante de Mortalidad bacteriana ( Kb(s) )

Según el investigador Yañez se tiene:

$$(T - 20)$$

$$Kb(s) = 0.804 \times (1.04)^{(20.89 - 20)}, \text{ para lagunas secundarias}$$

$$Kb(s) = 0.804 \times 1.04 = 0.832$$

- Factor adimensional (a)

$$a = \sqrt{1 + 4 \times 17.05 \times 0.310 \times 0.832} = 4.31$$

- Según Thirumurthy, determinamos el número de Coliformes Fecales

$$\frac{N}{N_0} = \frac{4 \times 4.31 \times e^{\frac{1-4.31}{2 \times 0.31}}}{(1+4.31)^2} = 0.0029$$

$$N = 0.0029 \times 1.16 \times 10^6 = 3.36 \times 10^3 \frac{\text{CF}}{100\text{Ml}}$$

Este valor de Coliformes determinado, nos permitirá regar grandes áreas secas de la ciudad de Mala, evitando así la propagación de las enfermedades gastrointestinales, mejorando así la calidad de la vida humana.

Para la ubicación y disposición de las lagunas se indica al detalle en los planos respectivos.

## DISEÑO DE CÁMARA DE REJAS

Las cámaras de rejillas representan la primera unidad de una planta de tratamiento, estos son dispositivos constituidos por barras metálicas paralelas e igualmente espaciadas.

La finalidad es retener sólidos gruesos de dimensiones relativamente grandes, que estén en suspensión o flotantes.

### CÁLCULOS PARA EL DISEÑO

- P2012 = 17,740 hab.

-  $Q_{\text{promedio}} = \text{población} \times \text{dotación}$

$$= 17,740 \text{ hab} \times 150 \text{ lt/hab/día} = 0.031 \text{ m}^3/\text{seg}$$

-  $Q_{\text{max}} = 1.8 Q_p = 1.8 \times 0.031 = 0.0554 \text{ m}^3/\text{seg}$

-  $Q_{\text{min}} = 0.5 Q_p = 0.5 \times 0.031 = 0.0154 \text{ m}^3/\text{seg}$

- Área útil ( $A_u$ )

$$A_u = \frac{Q_{\text{max}}}{V_{\text{max}}} = \frac{0.0554}{0.75} = 0.074 \text{ m}^2$$

- Relación de vacíos ( $E$ )

$$E = \frac{a}{a + t} \quad ; \quad \begin{array}{l} a: \text{longitud entre aberturas de las} \\ \text{barras} \end{array}$$

$t$ : espesor de la barra

$$E = \frac{1''}{1'' + 0.25''} = 0.8$$

- Área del canal aguas arriba ( $A_c$ )

$$A_c = \frac{A_u}{E} = \frac{0.074}{0.8} = 0.093 \text{ m}^2$$

- Tirante del canal aguas arriba

Considerando que el canal sea rectangular de un ancho en la base de 0.5 mt:

$$Ac = 0.5 Y = 0.093 \quad ; \quad Y = 0.186 \text{ mt}$$

= Cálculo de la pendiente del canal aguas arriba (S)

Teniendo presente la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{A \times R^{2/3} \times S^{0.5}}{n}$$

A: área mojada

$$R = \frac{\text{área mojada}}{\text{perímetro mojado}}$$

R: radio hidráulico

S: pendiente del canal

n: coeficiente de manning

(0.015)

$$Q_{\max} = 0.0554 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = 0.5 \times 0.186 = 0.093 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{0.093}{0.5 + 2 \times 0.186} = 0.107$$

reemplazando se tiene:

$$0.0554 = \frac{0.093 \times (0.107)^{2/3} \times S^{0.5}}{0.015} \quad ; \quad S = 0.0016$$

- Cálculo de la pérdida de carga (hf)

$$H_f = 1.143 \frac{(V'^2 - V^2)}{2g}$$

V': factor x velocidad máxima

V : eficiencia x velocidad máxima

$$V' : 1.7 \times 0.75 = 1.27 \text{ mt/seg}$$

$$V = 0.8 \times 0.75 = 0.6 \text{ mt/seg}$$

$$H_f = 1.143 \left[ \frac{(1.27)^2 - (0.6)^2}{19.6} \right] = 0.073 \text{ mt}$$

- Tirante aguas abajo (Y2)

$$S = 0.0025, A = 0.5Y, R = \frac{A}{p} = \frac{0.5Y}{0.5+2Y}$$

$$0.0054 = (0.5Y) \times \left( \frac{0.5Y}{0.5 + 2Y} \right)^{2/3} \times \frac{(0.0025)^{0.5}}{0.015}$$

$$\text{de donde: } Y_2 = 0.158 \text{ mt}$$

- Verificación de la velocidad

$$Q = V \times A : 0.0554 = 0.079 \times V \quad V = 0.70 \text{ mt/seg}$$

#### CALCULO CON EL CAUDAL MINIMO

- Tirante aguas arriba

$$Q_{\min} = 0.0154 \text{ m}^3/\text{seg}, A = 0.5 Y, R = \frac{0.5Y}{0.5 + 2Y}$$

$$S = 0.0016$$

$$0.0154 = (0.5Y) \times \left( \frac{0.5Y}{0.5 + 2Y} \right)^{2/3} \times \frac{(0.0016)^{0.5}}{0.015}$$

de donde:

$$Y_1 = 0.0765 \text{ mt}$$

- Verificación de la velocidad aguas arriba

$$Q = A \times V: 0.0154 = 0.0765 \times 0.5 \times V, V = 0.403 \text{ mt/seg}$$

- Cálculo de la pérdida de carga

$$H_f = 1.143 \frac{(V'^2 - V^2)}{2g} \quad V': \text{ factor } \times \text{ velocidad mínima}$$

V : eficiencia x velocidad  
mínima

$$V' : 1.7 \times 0.40 = 0.68 \text{ mt/seg}$$

$$V : 0.8 \times 0.40 = 0.32 \text{ mt/seg}$$

$$H_f = 1.143 \left[ \frac{(0.68)^2 - (0.32)^2}{19.6} \right] = 0.021 \text{ mt}$$

- Tirante aguas abajo (Y2)

$$Y_2 = Y_1 - H_f = 0.0765 - 0.021 = 0.0555 \text{ mt}$$

- Verificación de la velocidad aguas abajo

$$Q = A \times V : 0.0154 = 0.0555 \times 0.5 \times V : V = 0.56 \text{ mt/seg}$$

#### CALCULO CON EL CAUDAL PROMEDIO

- Cálculo del tirante aguas arriba

$$Q_{\text{prom}} = 0.031 \text{ m}^3/\text{seg}, A = 0.5 Y, R = \frac{0.5Y}{0.5 + 2Y}$$

$$S = 0.0016$$

$$0.031 = (0.5Y) \times \left( \frac{0.5Y}{0.5 + 2Y} \right)^{2/3} \times \frac{(0.0016)^{0.5}}{0.015}$$

de donde:  $Y_1 = 0.123 \text{ mt}$

- Verificación de la velocidad aguas arriba

$$Q = A \times V : 0.031 = 0.5 \times 0.123 \times V : V = 0.50 \text{ mt/seg}$$

- Cálculo de la pérdida de carga

$$H_f = 1.143 \frac{(V'^2 - V^2)}{2g}$$

V' : factor x velocidad promedio

V : eficiencia x velocidad,  
promedio



$$V' = 1.7 \left( \frac{0.4 + 0.75}{2} \right) = 0.98 \text{ mt/seg}$$

$$V = 0.8 \left( \frac{0.4 + 0.75}{2} \right) = 0.46 \text{ mt/seg}$$

$$H_f = 1.143 \left[ \frac{(0.98)^2 - (0.46)^2}{19.6} \right] = 0.044 \text{ mt}$$

- Tirante aguas abajo (Y2)

$$Y_2 = Y_1 - H_f = 0.123 - 0.044 = 0.079 \text{ mt}$$

- Verificación de la velocidad aguas abajo

$$Q = A \times V: 0.031 = 0.079 \times 0.5 \times V: \quad V = 0.78 \text{ mt/seg}$$

- Diseño del canal de By-Pass

$$Q_{\max} = 1.71 (L - 0.2H')H'^{3/2}$$

$H'$  : altura del rebalse = 0.15 mt

$L$  : longitud de la compuerta de  
ingreso al canal de By-Pass

$$0.0554 = 1.71 (L - 0.2 \times 0.15) \times (0.15)^{3/2}: L = 0.60 \text{ mt}$$

$H = H' + 0.10$        $H$  : altura de la compuerta de  
ingreso al canal de By-Pass

$$H = 0.15 + 0.10 = 0.25 \text{ mt}$$

- Cálculo de la pendiente del canal de By-Pass

$$Q = \frac{A \times R^{2/3} \times S^{0.5}}{n}, \quad A = 0.6 \times 0.15 = 0.09$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0.09}{0.6 + 2 \times 0.15} = 0.1$$

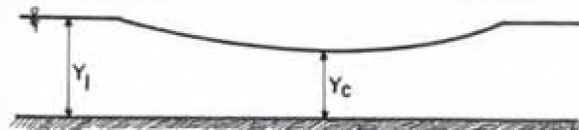
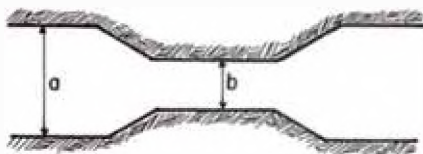
$$0.0554 = \frac{0.09 (0.1)^{2/3} S^{0.5}}{0.015} \quad : S = 1.84 \text{ ‰}$$

- Otros

- El desnivel entre el fondo del canal y la tubería de ingreso hacia la cámara de rejillas debe de ser de 0.15 mt.
- La longitud de ensanche entre el canal y la tubería de ingreso debe ser tal que entre ellos formen un ángulo de 15°.

### DISEÑO DEL MEDIDOR PALMER BOWLUS

Este tipo de aforador tiene la ventaja de ser sumamente simple, de muy fácil instalación en cualquier tipo de canal, no necesita calibración, de muy simple cálculo y de igual grado de precisión que el canal Parshall. Consiste en una estructura que se diseña con la finalidad de crear un estrechamiento de la sección para lograr condiciones críticas.



- Por energía específica entre las secciones 1 y 2

$$E_1 = E_2; Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Y_c + \frac{V_c^2}{2g} + t \quad \dots A$$

- Se producen condiciones críticas en la gargante

$$- E2 = Y2 + \frac{Q^2}{2gA^2}, \quad \frac{d(E2)}{d(Y2)} = 0 : \frac{Q^2 b}{gA^3} = 1$$

$$- \frac{Q^2 b}{g b^3 Yc^3} = 1 : Q = g^{1/2} b Yc^{3/2} \quad \dots B$$

- Por condiciones de energía mínima

$$- \frac{Q^2 b}{g A^3} = 1 \quad : \quad \frac{V^2}{2g} = \frac{Yc}{2}$$

$$- Emin = Yc + \frac{V^2}{2g} = Yc + \frac{Yc}{2} = \frac{3Yc}{2} \quad \dots C$$

= Reemplazando la ecuación C en A

$$Y1 + \frac{V1^2}{2g} = \frac{3}{2} Yc + t \quad ; \quad Yc = \frac{2}{3} \left( Y1 + \frac{V1^2}{2g} - t \right) \quad \dots D$$

- Reemplazando la ecuación D en B

$$Q = g^{1/2} b \left[ \frac{2}{3} \left( Y1 + \frac{V1^2}{2g} - t \right) \right]^{3/2}$$

$$= \left( \frac{2}{3} \right)^{3/2} g^{1/2} b \left( Y1 + \frac{V1^2}{2g} - t \right)^{3/2}$$

$$- \text{haciendo que la } \frac{V1^2}{2g} = 0$$

- la ecuación queda de la siguiente forma

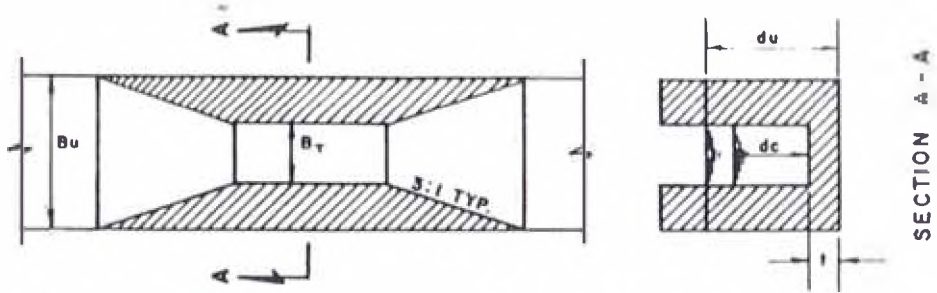
$$Q = \left( \frac{2}{3} \right)^{3/2} g^{1/2} b \left( Y1 - t \right)^{3/2}$$

$$Q = C1 b \left( Y1 - t \right)^{3/2}$$

- por la simplificación del  $V^2/2g$  y compensar el error que se comete se cambia este coeficiente C1 por otro coeficiente C, cuyos valores lo obtendremos del ábaco mostrado a continuación.

- La fórmula del Medidor de caudales Palmer Bowlus quedaría finalmente de la forma siguiente.

LUDWIG AND PARKHURST



$$Q = CB_T (du - t)^{3/2}$$

B<sub>u</sub> between 0.6 and 1.5 m

du up to 1.0m

TO CONVERT COEFFICIENT "C"

TO ENGLISH UNITS ( FT. AND CFS )

MULTIPLY VALUES BY 1.011

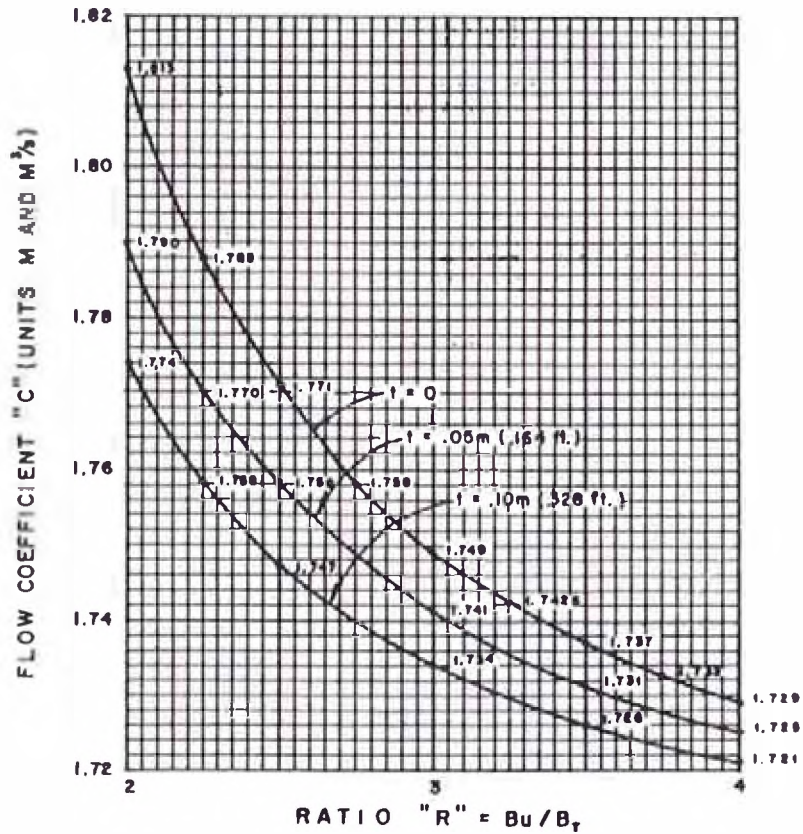


FIGURE 3.—Flow coefficients for Palmer-Bowlus flumes with rectangular throats in rectangular conduits.

$$Q = C b ( Y_1 - t )^{3/2}$$

C : Coeficiente del Palmer que se obtiene del ábaco mostrado

b : Ancho de estrechamiento

Y<sub>1</sub>: Tirante del agua antes del estrechamiento

t : Grada de espesor t en el estrechamiento

Cálculos para el diseño

- considerando que el ancho del canal sea el doble de la garganta por lo cual se tiene:

$$a = 0.5 \text{ mt}$$

$$b = 0.25 \text{ mt}$$

$$t = 0$$

$$C = 1.813, \text{ por tabla}$$

reemplazando en la ecuación del Palmer se tiene

$$Q_{\max} = 0.0554 = 1.813 \times 0.25 \times Y_1^{3/2}$$

$$Y_1 = 0.25 \text{ mt}$$

por la ecuación de la energía específica se determinará el tirante crítico en la garganta.

$$E_1 = E_2$$

$$Y_1 + \frac{Q^2}{2gA^2} = Y_c + \frac{Q^2}{2gA_c^2}$$

$$0.25 + \frac{(0.0554)^2}{19.6 (0.5 \times 0.25)^2} = Y_c + \frac{(0.0554)^2}{19.6 (0.25 \times Y_c)^2}$$

$$0.26 = Y_c + \frac{0.0025}{Y_c^2}$$

de donde  $Y_c = 0.193$  mt

El funcionamiento de este medidor de caudales lo es básicamente en la medida del tirante del agua antes del estrechamiento, lo cual se realiza mediante el pozo de observación que se detalla en los planos.

## CAPITULO IX

### METRADOS, PRESUPUESTOS Y FORMULAS POLINOMICAS

- 9.1 Estación de Bombeo.
- 9.2 Línea de Impulsión.
- 9.3 Almacenamiento.
- 9.4 Red de distribución.
- 9.5 Colectores Troncales.
- 9.6 Colectores de Relleno.
- 9.7 Planta de Tratamiento de desague.

## CAPITULO IX

### METRADOS PRESUPUESTOS Y FORMULAS POLINOMICAS

El proceso inflacionario que estamos viviendo en nuestro país, hacen que los presupuestos sean actualizados en periodos de tiempo muy cortos por tal razón el manejo de la fórmula polinómica es de vital importancia.

El metrado para el siguiente proyecto se ha obtenido del análisis de medición de los componentes en estudio.

Los costos unitarios han sido determinados por la información proporcionada por la Oficina de Proyectos Especiales de SENAPA.

En el presente proyecto los presupuestos y las polinómicas son consideradas para cada uno de los componentes del sistema de abastecimiento de la ciudad de Mala, los presupuestos y polinómicas desarrollados son los siguientes:

- Estación de bombeo.
- Línea de impulsión.
- Almacenamiento.
- Red de Distribución.
- Colectores Troncales.
- Colecores de Relleno.
- Planta de Tratamiento de desagues.



A continuación se definirán algunos conceptos que se deben tener en cuenta en la elaboración de presupuestos y fórmulas polinómicas.

**COSTO UNITARIO** .- Es el costo unitario que representa solamente a los costos directos, es decir a los costos de los materiales, mano de obra y los equipos, maquinarias herramientas de cada unidad establecida.

Los costos unitarios directos tienen entonces tres componentes básicos:

- A) Materiales (m<sup>2</sup>, Kg, pie<sup>2</sup>, m<sup>3</sup>, ml, ... )
- B) Mano de obra (hh )
- C) Equipo, maquinaria y herramienta (hm )

El costo unitario directo total será la suma de estos tres componentes. Para determinar el costo de los tres componentes, deberá establecerse por un lado, los insumos o requerimientos de los materiales, de la mano de obra de los equipos maquinarias y herramientas para cada una de las partidas consideradas. Asimismo, deberá conocerse los precios de los materiales, el costo de la mano de obra y el costo del empleo o alquiler de los equipos, maquinarias y herramientas.

$$HH = \frac{\text{Nº de trabajadores} * 8 \text{ horas/día}}{\text{rendimiento/día}}$$

$$HM = \frac{\text{Nº de maquinas} * 8 \text{ horas/día}}{\text{rendimiento/día}}$$

**COSTOS FIJOS** . - Son aquellos costos permanentes que se presentan existan o no proceso productivo. Son independientes del volumen de producción.

Están constituidos fundamentalmente por los gastos del funcionamiento físico de la empresa : alquiler de local, luz, agua, teléfono, **suelos en general**, tramitaciones, suscripciones, promociones, propaganda, licitaciones, etc.

**COSTOS VARIABLES** . - Son aquellos importes que se originan tan pronto hay producción, osea los costos variables es una función de la producción. Los cotos variables son cero cuando no se ha obtenido el producto.

Están constituidos fundamentalmente por los costos directos e indirectos.

**COSTOS DIRECTOS** . - Son aquellos que se aplican directamente a una actividad determinada del proceso productivo, a una partida o una obra cualquiera. Están constituido básicamente por todos los insumos de materiales, mano de obra y por los equipos, maquinarias y herramientas.

**COSTOS INDIRECTOS** .-Son aquellos que por su naturaleza no pueden aplicarse a una actividaad, partida u obra determinada sino al conjunto (varias obras o una obra en forma global).

Están constituidos principalmente por los llamados gastos generales y administrativos, y por las utilidades de la empresa.

Ejemplo: guardiana, ingeniero residente, maestro de obra, alquiler de oficina, luz, agua, teléfono, sueldos de personal de oficina y pruebas de laboratorio.

DIFERENCIA ENTRE COSTO Y GASTO . - El costo se produce cuando ya empleamos energía humana, primero se produce el gasto y después el costo.

El costo lo controla el ingeniero mientras que el gasto lo lleva el contador, es más importante controlar el costo que el gasto.

METRADO, PRESUPUESTO Y FORMULA POLINOMICA  
DE ESTACION DE BOMBEO

ESTACION DE BOMBEO

PARTIDA No	DESCRIPCION	UNID	CANTIDAD	MAND DE OBRERA	BOBILA	MATERIA	MADONVURA	EQUIPO	HERRAMENTA	PRESUPUESTO	
4.01	OBRAS PROVISIONALES Osceta de Coarctación	m2	30	94.80		567.94			4.74	667.48	
4.02	Osceta provisional OBRAS PROVISIONALES	m	105	201.50		841.58			11.28	1,134.34	
4.03	Tubo y reguatero	m2	420	90.75			118.61		4.54	211.09	
4.04	Tubo elevador y reguatero	m2	252	54.85				64.58	2.74	122.17	
4.20	Instalaciones hidromecánicas y eléctricas										
4.28	Bacteriomas de eje vertical para bombear agua hasta h <sub>ab</sub> = 100 m y un Q=40 lps equipado con un motor eléctrico de eje vertical con un potencia aproximada de 70 HP	UNID	1	126.40	3,031.19				6.32	3,163.91	
4.27	Tubo elevador de tipo oscilatorio para una capacidad con: longitud 3 veces para flexible, 1 e- tructor de acero, eje de señalización, 1 empacadora, vibración, flexibilidad, lubricación	UNID	1	126.40	Tubo 1,736.44 Valv. y Acc 266.92				6.32	1,871.18	
4.26	Artel de Succión y descarga compuesta por - Canaliza de Succión o 10" con válvula de pie - Unión flexible tipo dresser o 10" - Válvula de compuerta o 10" - Válvula check o 10" - Codo de 90° x 10" - Codo de 45° x 10" - Tee 10" x 6" - Tee rubic 6" x 4" - Tuberia de acero o 10"	UNID	1	29.55 21.55 21.55 18.80 37.19 21.80 17.44 107.98	249.69 238.02 1,756.14 102.87 205.34 137.84 112.32 606.48				1.48 1.08 1.08 0.93 1.88 1.08 0.87 5.40	297.95 280.71 256.84 1,780.78 122.19 244.39 180.51 130.83 719.61	
			1	1.079.69	6,908.54		1,409.52	116.61	64.58	51.17	11,166.55

GZU = 25% (D)  
 GZU = 25% (I), 168'552, 2890  
 GZU = 2, 791.64

FORMULA POLINOMICA ESTACION DE BOMBEO

$$K = a \frac{Jr}{Jo} + b \frac{Br}{Bo} + c \frac{TAr}{TAo} + d \frac{VACr}{VACo} + d \frac{VAR}{Vao} + \frac{fGGUr}{GGUo}$$

DONDE :

- J : MANO DE OBRA
- B : BOMBA
- TA : TABLERO ALTERNADO
- VAC : VALVULAS Y ACCESORIOS
- VAR : VARIOS
- GGU : GASTOS GENERALES Y UTILIDADES

$$a = \frac{1,079'689,995}{13,958'190,350} = A = 0.077$$

$$b = \frac{3,031'190,150}{A} = 0.217$$

$$c = \frac{1,738'440,492}{A} = 0.125$$

$$d = \frac{3,675'358,278}{A} = 0.263$$

$$e = \frac{1,641'873,368}{A} = 0.118$$

$$f = \frac{2,791'638,070}{A} = 0.200$$

$$K = 0.077 \frac{Jr}{Jo} + 0.217 \frac{Br}{Bo} + 0.125 \frac{TAr}{TAo} + 0.263 \frac{VACr}{VACo} + 0.118 \frac{VAR}{Vao} + 0.200 \frac{GGUr}{GGUo}$$

VARIOS:

- MA : Madera con el 85.85%
- M : Maquinaria con el 7.10%
- E : Equipo ,, ,, 3.93%
- H : Herramienta ,, ,, 3.12%

METRADO, PRESUPUESTO Y FORMULA POLINOMICA  
DE LINEA DE IMPULSION





FORMULA POLINOMICA LINEA DE IMPULSION

$$K = a \frac{Jr}{Jo} + b \frac{Tr}{To} + c \frac{VAR}{VAo} + D \frac{GGUr}{GGUo}$$

DONDE:

J : MANO DE OBRA  
 T : TUBERIA  
 VA : VARIOS  
 GGU : GASTOS GENERALES Y UTILIDADES

$$a = \frac{8,951'564,165}{201,978'207,800 A} = 0.050$$

$$b = \frac{141,459'473,300}{A} = 0.695$$

$$c = \frac{11,171'528,800}{A} = 0.055$$

$$d = \frac{40,395'641,550}{A} = 0.200$$

$$K = 0.050 \frac{Jr}{Jo} + 0.695 \frac{Tr}{To} + 0.055 \frac{VAR}{VAo} + 0.200 \frac{GGUr}{GGUo}$$

VARIOS:

C : Cemento : 34.42%.  
 AC : Accesorio : 8.71%.  
 AG : Agregado : 19.58%.  
 M : Maquinaria : 33.17%.  
 E : Equipo : 0.31%.  
 H : Herramienta : 3.81%.

METRADO, PRESUPUESTO Y FORMULA POLINOMICA  
DE RESERVORIO



FORMULA POLINOMICA DEL RESERVORIO 500 M3

$$K = a \frac{J_r}{J_o} + b \frac{T_r}{T_o} + c \frac{Acr}{Aco} + d \frac{Mr}{Mo} + e \frac{VAR}{Vao} + f \frac{GGUr}{GGUo}$$

DONDE:

J : MANO DE OBRA  
 T : TUBERIA  
 AC : ACCESORIO  
 M : MAQUINARIA  
 VA : VARIOS  
 GGU : GASTOS GENERALES Y UTILIDADES

$$a = \frac{5.572'710,433}{21,811'603,010 = A} = 0.255$$

$$b = \frac{4.356'699,726}{A} = 0.200$$

$$c = \frac{2.925'397,196}{A} = 0.134$$

$$d = \frac{2.375'412,020}{A} = 0.109$$

$$e = \frac{2.219'063,041}{A} = 0.102$$

$$f = \frac{4.362'320,603}{A} = 0.200$$

$$K = 0.255 \frac{J_r}{J_o} + 0.200 \frac{T_r}{T_o} + 0.134 \frac{Acr}{Aco} + 0.109 \frac{Mr}{Mo} + 0.102 \frac{VAR}{Vao} + 0.200 \frac{GGUr}{GGUo}$$

VARIOS:

MA : Madera : 84.25%.  
 AG : Agregado : 3.77%.  
 E : Equipo ,, ,, 0.28%.  
 H : Herramienta ,, ,, 11.70%.

METRADO, PRESUPUESTO Y FORMULA POLINOMICA  
DE RED DE DISTRIBUCION

**RED DE DISTRIBUCION**

PARTIDA No	DESCRIPCION	UNID	METRADO	MANO DE OBRA	TUBERIA	ACCESORIOS	VALVULAS	ACREGADO	MAQUINARIA	EQUIPO	HERRAMIENTA	PRESUPUESTO
5.00	<b>TUBERIA DE DISTRIBUCION</b>											
	<del>OBRAS PRELIMINARES</del>											
5.01	Trazo y replanteo	ml	11,195	278.78						241.37		518.13
	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>											
5.02	Excavacion de zanja en terreno normal para tender tuberia de:											
	o 10" y 8"	ml	743	18.03					584.09		0.90	603.02
	o 6" y 4"	ml	10,392	785.97					28,188.46		39.30	28,991.72
5.03	Excavacion de zanja en terreno semi-rasado para tender tuberia o 4"	ml	80	85.43					106.29		1.77	143.49
5.04	Refine nivelacion y construcccion fondos para tuberia de:											
	o 10" y 8"	ml	743	701.52							35.08	736.59
	o 6" y 4"	ml	10,452	5,319.75							285.99	5,585.73
5.05	Preparacion de casca de apoyo para tuberia											
	o 10" y 8"	ml	743	84.60							3.23	87.83
	o 6" y 4"	ml	10,452	2,473.72							123.69	2,597.41
5.06	Repleno y compactacion de zanja con material propio segun especificaciones para tuberia de:											
	o 10" y 8"	ml	743	851.76							32.59	884.35
	o 6" y 4"	ml	10,452	29,271.02							1,483.55	30,734.57
5.07	Eliminacion de desmonte para tuberia	ml	11,195	871.91							33.60	705.50
	<b>SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA</b>											
5.08	Suministro de tuberia a pie de obra de AC clase 105 incluido % de rotura y desperdicios											
	o 10" y 8"	ml	743		4,280.88							4,280.88
	o 6" y 4"	ml	10,452		68,957.15							68,957.15
5.09	Tendido y colocacion de tuberia de:											
	o 10" y 6"	ml	743	42.57							2.13	44.70
	o 6" y 4"	ml	10,452	4,128.39							206.42	4,334.81
5.10	Doble prueba hidraulica para tuberia											
	o 10" y 6"	ml	743	71.36				45.44				716.80
	o 6" y 4"	ml	10,452	4,128.39				1,116.90				4,111.64



**RED DE DISTRIBUCION**

PARTIDA No	DESCRIPCION	UNID	METRADO	MANO DE OERA	TUBERIA	ACCESORIO	VALVULAS	ASBREGADO	MAQUINARIA	EQUIPO	HERRAMIENTA	PRESUPUESTO
5.18	SUMINISTRO E INSTALACION DE ACCESORIOS AC CLASE 105											
	Tapones de 8"	UNID	1	8.81		18.55					0.44	27.80
	6"	UNID	1	7.01		16.23					0.35	23.60
	4"	UNID	28	104.11		260.22					5.21	364.53
				50,083.61	91,217.81	3,512.61	17,584.85	1,182.34	28,856.83	241.37	2,337.00	192,996.42
												291,245.53

GGDU = 25% CD = 25% 192,996.42 = 48,249.11



FORMULA POLINOMICA DE RED DE DISTRIBUCION

$$K = a \frac{J_r}{J_o} + b \frac{T_r}{T_o} + c \frac{M_r}{M_o} + d \frac{VA_r}{VA_o} + e \frac{GGU_r}{GGU_o}$$

DONDE:

J : MANO DE OBRA  
 T : TUBERIA  
 M : MAQUINARIA  
 VA : VARIOS  
 GGU : GASTOS GENERALES Y UTILIDADES

$$a = \frac{50,083'613,070}{241,245'528,190} = A = 0.208$$

$$b = \frac{91,217'806,190}{A} = 0.378$$

$$c = \frac{26,856'833,670}{A} = 0.111$$

$$d = \frac{24,838'169,670}{A} = 0.103$$

$$e = \frac{48,249'105,630}{A} = 0.200$$

$$K = 0.208 \frac{J_r}{J_o} + 0.378 \frac{T_r}{T_o} + 0.111 \frac{M_r}{M_o} + 0.103 \frac{VA_r}{VA_o} + 0.200 \frac{GGU_r}{GGU_o}$$

VARIOS:

A : ACCESORIO : 14.14%  
 V : VALVULAS : 70.80%  
 AG : AGREGADO : 4.68%  
 E : EQUIPO : 0.97%  
 H : HERRAMIENTA : 9.41%

METRADO, PRESUPUESTO Y FORMULA POLINOMICA  
DE COLECTORES TRONCALES

COLECTORES TRONCALES

PARTIDA	No	DESCRIPCION	UNID	METRADO	MANO DE OBRERA	TIJEREA	CEMENTO	ACERO	MADERA	AEROSADO	MADUINARA	EQUIPO	GERMINATA	PRELUSTRO
6.00		COLECTORES TRONCALES												
6.01		Trazo y replanteo	ml	1790	103.08							105.75	5.15	213.98
6.02		Excavación de zanja en terreno normal hasta 1.50 mts	ml	554	413.83						3,845.19		20.69	4,279.71
6.03		Excavación de zanja en terreno normal para tubería de 0.10" hasta 1.50 mts	ml	1236	923.28						4,594.76		46.16	5,564.20
6.04		Refino uteración y colatación de fondo de tubería de 0.10"	ml	1790	647.80								32.39	680.19
6.05		Preparación de cama de epoxy para tubería 0.10"	ml	1790	537.37								26.87	564.24
6.06		Refino y compactación de zanja para tubería de 0.10" según las especificaciones (veritas para las profundidades siguientes hasta 1.50 mts	ml	1790	10,480.68						2,169.67		524.03	13,174.39
6.07		Excavación de drenante y limpieza para tubería de 0.10"	ml	1790	408.31						657.69		20.42	1,086.41
6.08		Sambitro de tubería de CS.N a pie de obra incluye % de rotura y desperdicio 0.10"	ml	1890		20,815.67							20,815.67	20,815.67
6.09		Tendido y colocación de tubería de CS.N 0.10" hasta 1.50 mt de prof	ml	1790	3,430.11								171.51	3,601.62
7.10		Doble prueba hidrónica y resame para tubería de 0.10"	ml	1790	350.16									382.49
7.11		Buzones de tipo I de 1.20 mt de 0 m- tubería de 0.10"	ml	1790						32.32				
		Buzones de tipo I de 1.20 mt de 0 m- tubería con manro de r/c y tapa de concreto reforzado de acuerdo a plano y especificaciones (veritas con las sigle prof 1.50 mts	UNID	22	2,494.72								124.74	8,116.85
					19,789.35	20,815.67	2,743.69	1,371.85	304.85	1,109.32	11,267.31	105.75	40,395.64	58,479.74
														73,099.67

GC UU = 25% CD  
 GC UU = 25% 58,479.74  
 GC UU = 14,619.93

FORMULA POLINOMICA DE COLECTORES TRONCALES

$$K = a \frac{J_r}{J_o} + b \frac{T_r}{T_o} + c \frac{M_r}{M_o} + d \frac{VA_r}{VA_o} + e \frac{GGU_r}{GGU_o}$$

DONDE :

J : MANO DE OBRA  
 T : TUBERIA  
 M : MAQUINARIA  
 VA : VARIOS  
 GGU : GASTOS GENERALES Y UTILIDADES

$$a = \frac{19,789'345,290}{73,099'674,340} = A = 0.271$$

$$b = \frac{20,815'667,550}{A} = 0.285$$

$$c = \frac{11,267'306,400}{A} = 0.154$$

$$d = \frac{6,607'420,232}{A} = 0.090$$

$$e = \frac{14,619'934,870}{A} = 0.200$$

$$K = 0.271 \frac{J_r}{J_o} + 0.285 \frac{T_r}{T_o} + 0.154 \frac{M_r}{M_o} + 0.090 \frac{VA_r}{VA_o} + 0.200 \frac{GGU_r}{GGU_o}$$

VARIOS:

C	:	Cemento	:	41.52%
A	:	Acero	:	20.76%
MA	:	Madera	:	4.61%
AG	:	Agregado	:	16.79%
E	:	Equipo	:	1.61%
H	:	Herramienta	:	14.71%

METRADO, PRESUPUESTO Y FORMULA POLINOMICA  
DE COLECTORES DE RELLENO



**COLECTORES DE RELLENO**

PARTIDA No	DESCRIPCION	UNID	METRALD	MANO DE OBRA	TUBERIA	CEMENTO	ALZAR	MEDICAMENTO	ARMADURA	MADERA	HEERRAMIENTAS	PRESUPUESTO
7.08	Tendido y colocacion de tubos de CSN o 8"											
	- hasta 1.50 mt de prof	El	8093	15, 508.31							775.42	18, 283.73
	- hasta 2.00 mt . . . .	El	1103	2, 579.55							118.98	2, 498.53
	- hasta 2.50 mt . . . .	El	657	1, 348.02							67.40	1, 415.42
	- hasta 3.00 mt . . . .	El	128	274.28							13.71	287.99
	- hasta 3.50 mt . . . .	El	70	154.88							7.73	162.42
	- hasta 4.00 mt . . . .	El	45	102.56							5.13	107.88
	- hasta 4.50 mt . . . .	El	48	112.03							5.60	117.83
7.09	Doble prueba hidraulica y ensayo para tuberia de o 8"	El	10752	2, 103.33				194.15				2, 297.49
7.10	Buzones de tipo 1 de 1.20 mt de o interior con marco de F'F' y tapa de concreto reforzado de acuerdo a plano y especificaciones tecnicas con las siguientes profundidades:											
	- hasta 1.50 mt de prof	El	117	13, 287.38		14, 591.48	7, 295.73	5, 727.64		1, 621.27	863.37	43, 168.86
	- hasta 2.00 mt . . . .	El	15	2, 454.99		2, 043.85	1, 031.93	1, 009.57		227.09	122.72	6, 889.65
	- hasta 2.50 mt . . . .	El	11	2, 830.03		2, 711.99	1, 338.00	1, 007.99		301.33	141.50	8, 328.84
	- hasta 3.00 mt . . . .	El	2	588.34		529.62	284.81	243.08		58.85	29.32	1, 712.02
	- hasta 4.00 mt . . . .	El	1	498.22		320.58	180.28	123.71		35.62	24.81	1, 161.19
7.11	Empalme de tuberia proyectada a buzones existentes con arreglo de banquetas y media casa	UNID	6	74.54		19.77		12.88			3.73	110.92
				41, 892.26		20, 217.25	10, 088.74	8, 319.03		2, 244.16	1, 979.42	84, 540.37
				117, 974.28	112, 779.07	20, 217.25	10, 088.74	8, 319.03	47, 736.99	2, 244.16	5, 775.12	325, 504.56
												406, 880.70

GCU = 25% C.D.  
 GCU = 25% 325, 504.56  
 GCU = 81, 378.14

FORMULA POLINOMICA DE COLECTORES DE RELLENO

$$K = a \frac{J_r}{J_o} + b \frac{T_r}{T_o} + c \frac{C_r}{C_o} + d \frac{M_r}{M_o} + e \frac{VA_r}{VA_o} + f \frac{GGU_r}{GGU_o}$$

DONDE:

J	:	MANO DE OBRA
T	:	TUBERIA
C	:	CEMENTO
M	:	MAQUINARIA
VA	:	VARIOS
GGU	:	GASTOS GENERALES Y UTILIDADES

$$a = \frac{117,974'277,680}{406,880'704,900} = A = 0.290$$

$$b = \frac{112,779'066,500}{A} = 0.277$$

$$c = \frac{20,217'254,830}{A} = 0.050$$

$$d = \frac{47,736'993,290}{A} = 0.117$$

$$e = \frac{26,796'971,700}{A} = 0.066$$

$$f = \frac{81,376'140,980}{A} = 0.200$$

$$K = 0.290 \frac{J_r}{J_o} + 0.277 \frac{T_r}{T_o} + 0.050 \frac{C_r}{C_o} + 0.117 \frac{M_r}{M_o} + 0.066 \frac{VA_r}{VA_o} + 0.200 \frac{GGU_r}{GGU_o}$$

VARIOS:

A	:	Acero	:	37.65%
AG	:	Agregado	:	31.04%
MA	:	Madera	:	8.37%
E	:	Equipo	:	1.39%
H	:	Herramienta	:	21.55%



METRADO, PRESUPUESTO Y FORMULA POLINOMICA  
DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION



FORMULA POLINOMICA DE LAGUNA DE ESTABILIZACION

$$K = a \frac{JVar}{JVAo} + b \frac{Mr}{Mo} + c \frac{GGUr}{GGUo}$$

DONDE #

JVA : MANO DE OBRA Y VARIOS  
M : MAQUINARIA  
GGU : GASTOS GENERALES Y UTILIDADES

$$a = \frac{17,097'103,580}{374,035'467,400} = A = 0.050$$

$$b = \frac{282,131'270,400}{A} = 0.750$$

$$c = \frac{74,807'053,480}{A} = 0.200$$

$$K = 0.050 \frac{JVar}{JVAo} + 0.750 \frac{Mr}{Mo} + 0.200 \frac{GGUr}{GGUo}$$

VARIOS:

J	:	Mano de Obra	:	54.94%
C	:	Cemento	:	8.24%
T	:	Tuberia	:	8.06%
AG	:	Agregado	:	4.39%
MA	:	Madera	:	6.34%
AC	:	Acero	:	0.83%
E	:	Equipo	:	15.21%
H	:	Herramienta	:	1.99%

ó

J	:	Mano de Obra	:	54.94%
VA	:	Varios con el	:	45.06%

## CAPITULO X

### ORGANIZACION Y ADMINISTRACION DEL SISTEMA

- 10.1 Administración del Sistema Existente
- 10.2 Administración del Sistema Proyectado

## CAPITULO X

### ORGANIZACION Y ADMINISTRACION DEL SISTEMA

#### SISTEMA EXISTENTE:

Los sistemas de agua potable y alcantarillado de la ciudad de Mala están a cargo de una oficina administrativa que depende de la Jefatura zonal de Cañete y esta a su vez de SENAPA unidad operativa Lima. Inicialmente esta oficina dependía del Consejo Distrital de Mala, pasando a ser dependencia de la dirección Regional de Vivienda de la unidad de Lima en Julio de 1972 y posteriormente a inicios de 1983 se integra al Servicio Nacional de Agua Potable y Alcantarillado - SENAPA.

Las funciones principales de esta oficina administrativa son la operación de los sistemas de agua, desague y la recaudación de las pensiones de las mismas. En la operación de los servicios de agua y desague, las principales actividades realizadas son la operación del Fozo actual con su correspondiente mantenimiento periódico de los equipos de bombeo y la instalación, control y mantenimiento de las redes y conexiones tanto de agua como de desague.

Las funciones de recaudación consisten en dos actividades básicas, la toma de estado de los medidores de agua lo cual es posteriormente remitida a Ica para su facturación y cobranza en sí que efectúa en la misma oficina administrativa.

Cabe destacar que tanto los ingresos y los egresos de esta

administración son manejados y fiscalizados directamente desde la unidad operativa en Ica. Así mismo todas las actividades del sistema del personal como son el control de planillas escalafón y bienestar social, etc., así como las actividades del sistema de contabilidad (contabilidad patrimonial y presupuestal) son programados desde la misma unidad operativa en Lima.

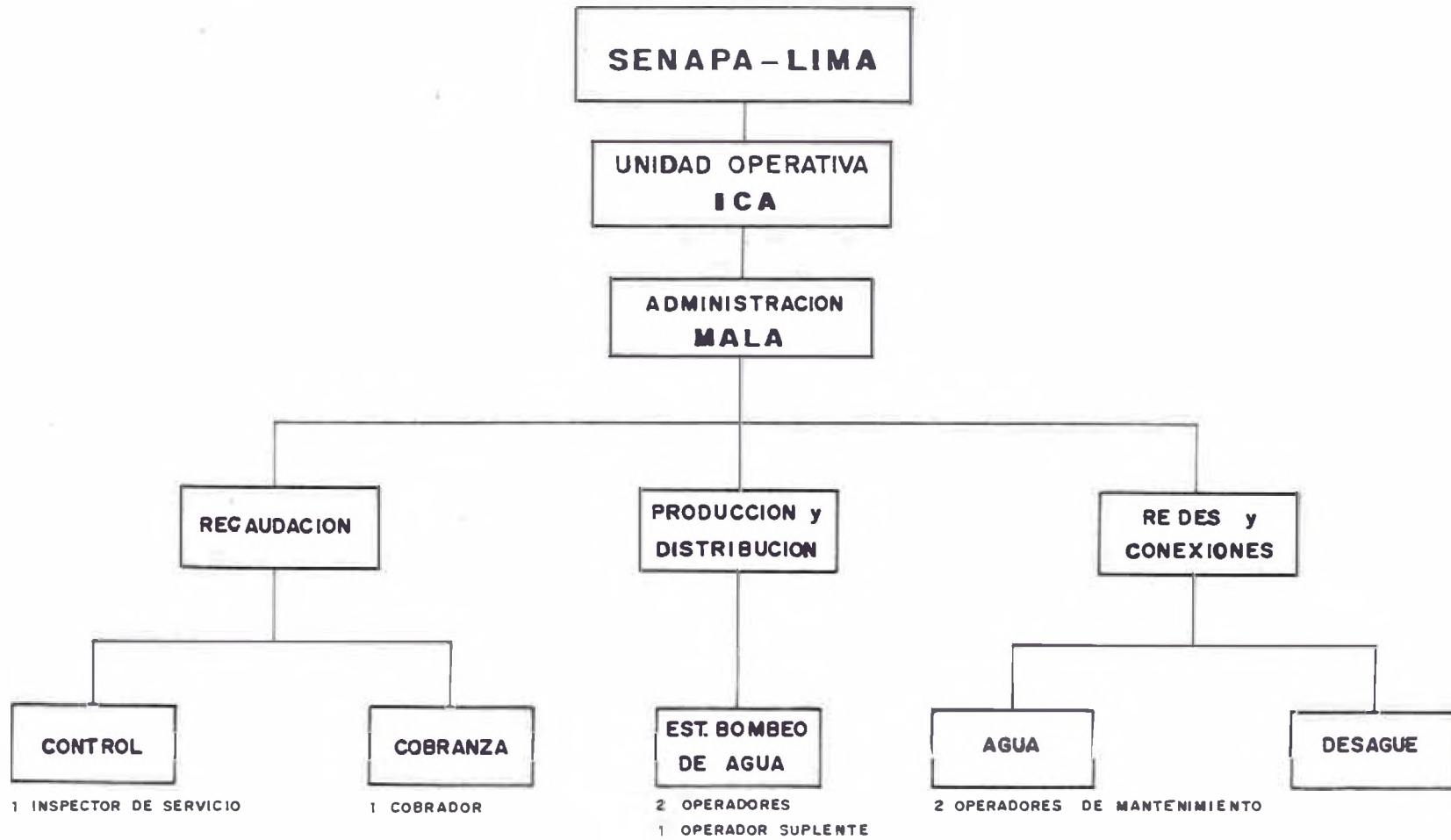
La organización y administración de la ciudad de Mala presenta la situación del gráfico N°1 el cual es una extensión de la estructura organizativa de la unidad operativa Lima en su jefatura zonal de Cañete. Jerárquicamente esta administración recibe el mismo tratamiento que las administraciones de Cañete, Imperial, San Luis, Matucana, Huarochirí, etc.

En la oficina administrativa de Mala laboran en la actualidad ocho personas, de las cuales uno es técnico, otro empleado y los seis restantes, obreros.

El personal técnico posee solamente una capacitación básica mientras que el personal obrero del área administrativa tienen un nivel de instrucción en promedio bajo lo cual influye en el rendimiento y posibilidades de desarrollo.

Pese a que es evidente se recalca la urgente necesidad de formación de técnicos, para la operación, mantenimiento y administración de los servicios. Esto solo podrá lograrse mediante un programa de adiestramiento continuo el que estaría a cargo de la gerencia de relaciones industriales de SENAPA

**ORGANIGRAMA ESTRUCTURAL DEL SISTEMA ACTUAL - ADMINISTRACION MALA**



central

### SISTEMA PROYECTADO

La nueva organización que se plantea está basada en la experiencia tanto local como foránea en los servicios de agua potable y alcantarillado con un nivel de eficiencia operativa óptima y que en un análisis de cada una de las actividades involucradas en dichos servicios.

El sistema proyectado estará basado en la estructura organizacional del sistema actual ya que esta se adecúa aceptablemente a los sistemas de la ciudad de Mala y corresponde al plan de optimización administrativa que fuera implementado cuando el SENAPA se hizo cargo de dichos servicios.

Las principales modificaciones que generará la implementación del proyecto en la organización y administración actual será principalmente en el número de personal, el cual deberá incrementarse de acuerdo a los requerimientos mínimos de la implementación de la estación de bombeo de agua y del incremento de redes y conexiones de agua y desague.

Organizativamente el incremento de personal para el primer año de operación del proyecto será el siguiente:

- En el área de recaudación un inspector de servicios considerando que habrá un sustancial incremento de usuarios a los que será necesario registrar los consumos de agua.



- En el área de la producción y distribución, un jefe de planta que se ocupará de la operación y mantenimiento del nuevo pozo de agua y un operador suplente que se ocupará solo de la operación del pozo en su respectivo turno y periódicamente del control y mantenimiento del sistema de bombeo del pozo actual.
  
- En el área de mantenimiento de redes y conexiones no se efectuará ningún incremento considerando que el personal actual también podrá darse abasto para atender a las nuevas redes y conexiones instaladas durante los primeros años de operación del proyecto.

Los requerimientos adicionales de personal a partir de segundo año de operación estará en función del incremento anual del número de conexiones. Este incremento hace que cada tres años se requiera incorporar un trabajador adicional de tal modo que se mantenga relativamente uniforme el ratio de aproximadamente ocho trabajadores por mil conexiones.

#### DESCRIPCION DEL PERSONAL DEL SISTEMA EXISTENTE

##### 1) Técnico Jesús Buendía Felipa - Jefe Administrativo

- representación de la entidad
- dirección, programación, ejecución y control de las actividades administrativas de operación y mantenimiento.
- coordinación con la jefatura zonal y la unidad

operativa Lima SENAPA.

2) Empleado Guillermo Pineda - Cobrador

- cobranza de pensiones de Agua
- rendición de cuentas pendientes
- elaboración de informes y cuadros de recaudaciones

3) Obrero Juan Osorio - Insopector de servicios

- lectura del medidor
- reparto de recibos

4) Obreros Félix Espino, Juan Donayre

- operación y mantenimiento de los equipos de bombeo

5) Obrero Félix Ríos

- control de dosificación de reactivos

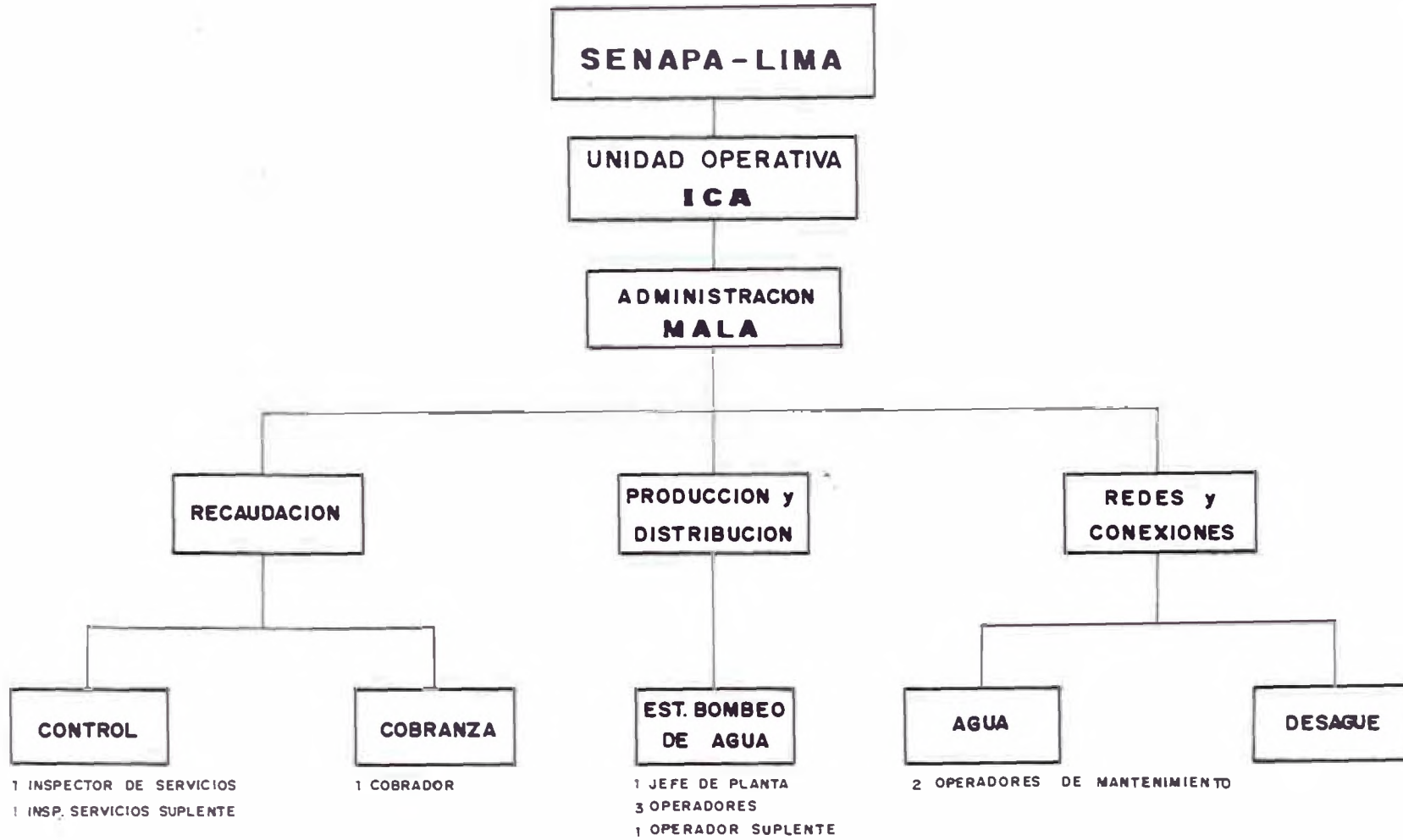
6) Obrero Jesús Dueñas - Operador

- control de instrumentos de medición
- recepción de equipos
- permanente apoyo a las actividades de mantenimiento de redes y conexiones por turnos

7) Obrero Carlos Gonzales - Mantenimiento

- corte y rehabilitación de servicio de agua
- mantenimiento de redes de agua y desague
- instalación de nuevas conexiones

**ORGANIGRAMA ESTRUCTURAL DEL SISTEMA PROYECTADO - ADMINISTRACION MALA**



## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La Ciudad de Mala está dividida en 4 sectores, el Sector I que cuenta con la totalidad de su infraestructura básica de servicios con una área aproximada de 53.44 Ha, el Sector II constituido por el área circundante al casco central en donde es necesario la implantación de obras de infraestructura básica con una área de 23.18 Ha, el Sector III comprende los asentamientos humanos de rápido crecimiento donde es prioritaria la implementación de obras de saneamiento básico con una área de 56.37 Ha y el Sector IV con una área de 19.24 Ha a lo largo de la Carretera de entrada y salida de la Ciudad de Mala.
- La mayoría de los sistemas de abastecimiento de agua actuales, están trabajando deficitariamente tal es el caso del pozo solo cubrió la demanda hasta el año 1985, la red de distribución del Agua hasta el año 1985 y el reservorio de almacenamiento hasta el año 1951.
- El reservorio actual no posee el encendido y apagado automático por lo cual el agua se pierde por el rebose en las horas de mínimo consumo. No posee sistema de clorinación lo cual pone en riesgo la salud de los habitantes.
- La descarga final del emisor actual es directamente al río

Mala, que a su vez desemboca al mar 400 mt después ocasionando la contaminación de las playas.

\_ El sistema de bombeo actual tiene una capacidad igual a 25 lps y funciona con déficit, la perforación y equipamiento de un nuevo pozo no solo servirá para satisfacer la demanda de los próximos años, si no que dará seguridad y eficiencia al servicio, evitando interrupciones y permitiendo la aplicación de programas de mantenimiento preventivo.

\_ Del Análisis Poblacional para la ciudad de Mala se concluye que la curva más representativa es la de Incrementos Variables ya que esta es la que más se ajusta a la curva de crecimiento histórico de Mala.

\_ La Dotación determinada para el presente proyecto es de 163 lt/hab/día que irá disminuyendo llegando a un promedio de 150 lt/hab/día como consecuencia de que la población tendrá mejora en sus servicios de abastecimiento.

\_ De la Comparación de Alternativas Aguas Superficial y Agua Subterránea se concluye que la de Agua Subterránea posee el mínimo costo la cual será la alternativa de abastecimiento, satisfaciendo la demanda urgente de la Ciudad de Mala.

- El reservorio proyectado abastecerá a los sectores II y III, satisfaciendo así la necesidad urgente de los asentamientos humanos que se encuentran en cotas elevadas. El reservorio actual abastecerá a los sectores I y IV mejorando equitativamente la distribución del Agua.

- Las redes complementarias de Agua están limitadas por dos zonas de presión, una de ellas por el reservorio actual y la otra por el reservorio proyectado los cuales están unidos por válvulas de compuerta ubicados entre la Av. Coronel Castillo y la calle Real que se abrirán en caso que sea necesario.

En la segunda zona de presión se ubicarán válvulas reductoras de presión, una de ellas se ubicará en la cota 55 de la calle A y se graduará de tal forma que la diferencia de presión a la entrada y a la salida sea de 20 mt de altura de Agua, la Segunda ubicada en la cota 50 de la calle I de 25 mt de altura de Agua.

- Las redes de alcantarillado se proyectan para satisfacer la evacuación sanitaria de los desechos domésticos, estos colectores están distribuidos entre tuberías de 8" y 10" de diámetro que hacen un total de 20,376 ml.

- El tratamiento de los desagües por lagunas de estabilización

proyectadas en este estudio, tendrá como objetivo principal mejorar la calidad de los desagües con un enfoque de reúso para la agricultura, de esta forma se regará un total de 40 Ha que se encuentran destinadas para la agricultura que actualmente se encuentra fuera del alcance del Río Mala.

Las lagunas de estabilización serán un total de 10, de las cuales 5 son primarias y 5 secundarias, el efluente final tendrá una colimetría de  $3.36 \times 10^3$  CF/100 Ml que se encuentra dentro de los parámetros para riego de forrajes y frutos de tallo alto. El caudal que provendrá de las lagunas en el límite del periodo óptimo de diseño no cubrirá el riego de las 40 Ha dado que se necesitan 1 lt/seg por 1 Ha, por lo tanto se tendrá que manejar una adecuada política de riego para aprovechar al máximo el caudal del desagüe proveniente de las lagunas.

- Al ejecutarse este proyecto de abastecimiento de Agua de la Ciudad de Mala se garantizará eficiencia en el servicio y salud para la población ya que en estos momentos vienen atravesando dificultades en la demanda de agua, tanto los adultos como los niños padecen por falta del líquido elemento por lo cual están propensos a adquirir diversas enfermedades debido a la falta de Higiene y al Hacinamiento sobre todo en los Asentamientos Humanos donde es imposible abastecer por tener una cota elevada de terreno.

El tratamiento de los desagües era necesario visto que en estos momentos numerosas personas usan los desagües crudos con fines agrícolas aprovechando al máximo sus cosechas pero bacteriológicamente desechables para el consumo humano, luego que los desagües sean tratados tendrá el mismo uso agrícola pero será garantizado su consumo, evitando así la propagación de las enfermedades y mejorando el nivel de vida de la población de la Ciudad de Mala.



BIBLIOGRAFIA

- Abastecimiento de Agua Teoría y Diseño  
SIMON AROCHA
- Agua Subterránea y los Pozos  
JOHNSON DIVISION UOP INC.
- Manual de Hidráulica  
AZEVEDO NETTO
- Ingeniería Económica  
ANTHONY TARQUIN
- Manual de Bombas  
HIDROSTAL
- Hidráulica de Tuberías y Canales  
ARTURO ROCHA
- Avances en el Tratamiento de Aguas Residuales por  
Lagunas de Estabilización  
PUBLICACIONES - CEPIS
- Diseño y Manejo de Lagunas de Estabilización y Otros  
Sistemas Simplificados  
PUBLICACIONES - CEPIS
- Apuntes de Clase de los Cursos: UNI - FIA
  - Tratamiento de Desagues
  - Abastecimiento de Agua I, II
  - Tratamiento del Agua I, II
- Estudio de Factibilidad de la Ciudad de Mala  
SENAPA

- Tratamiento de Desagues

ING. RUDY NORIEGA