

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL**



**ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE  
PARA LA CIUDAD DE MALA - CANETE**

**TESIS**

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**ESTEBAN GRIMALDO ZAPATA**

**PROMOCION 1979 - 1**

**LIMA - PERU - 1982**

## INDICE

CAPITULO I.- ANTECEDENTES	
1.1 Datos Históricos	1
1.2 Datos Geográficos	2
1.3 Datos Socio-económicos	6
1.4 Breve estudio de proyecto anteriores	11
1.5 Descripción del Sistema Actual de Abastecimiento	12
CAPITULO II.- POBLACION Y METODOS DE CALCULOS	
2.1 Período de diseño.Criterios para fijarlo	14
2.2 Cálculo de la Población futura.Métodos gráficos aritmético,Interés Simple, geométrico,incrementos variables,Parábola de Segundo grado,gráfico comparativo,Racional.	16
CAPITULO III .- ESTUDIO AREA URBANA- EXPANSION	
3.1 Características del área urbana de la ciudad de Mala.	26
3.2 Zonificación actual de la población	27
3.3 Plano regulador.	29
3.4 Expansión urbana de la ciudad de Mala	29
3.5 Documentación técnica disponible	30
CAPITULO IV.- FIJACION DE DOTACIONES	
4.1 Consumo de agua	31
4.2 Tipos de consumo o usos del agua. Doméstico , Comercial, públicos y fugas y/o desperdicios inevitables.	33

## CAPITULO V.- VARIACIONES DEL CONSUMO DE ALMACENAMIENTO

5.1. Variaciones del consumo	37
5.2 Volumen de almacenamiento	40
. 5.2.1 Volúmen de variaciones horarias	41
5.2.2 Volúmen para combatir incendios	52
5.2.3 Volúmen de reserva.	53

## CAPITULO VI.- FUENTES DE CAPTACION-DISCUSION ALTERNATI VAS

6.1 Fuentes de Abastecimiento de agua	55
6.1.1 Aguas Pluviométricas	
6.1.2 Aguas Superficiales	
6.1.3 Aguas subterráneas	57
6.2 Presentación de Inventario	58
6.3 Calidad de las aguas subterráneas	59
6.4 Funcionamiento del acuífero del Valle de Mala	62
6.5 Conclusiones de los Estudios	63
6.6 Normas y límites de Potabilidad para las aguas subterráneas del valle de Mala	63
6.7 Alternativas estudiadas-Justificación Solución	67

## CAPITULO VII.- SISTEMA DE CAPTACION

7.1 Ubicación de la Zona	81
7.2 Número de Pozos-Características	81
7.3 Elección de las Bombas y motores	83
7.4 Línea de Conducción y Consideraciones	83
7.5 Análisis Económico para determinar Diámetro	86
7.6 Determinación de las características del Equipo- Según proyectista	91
7.7 Tratamiento del agua	92

## CAPITULO VIII.- RESERVORIO

8.1 Capacidad del reservorio	93
8.2 Ubicación del reservorio	93
8.3 Tipo de reservorio	93
8.4 Cálculo de las dimensiones del reservorio	93
8.5 Tuberías de desagüe,Rebose y ventilación	94

## CAPITULO IX.- RED DE DISTRIBUCION

9.1 Línea de aducción o Alimentación	96
9.2 Tipos de redes de distribución	97
9.3 Selección de tipos de tuberías	98
9.4 Planeamiento del diseño de la red de distribución	98

## CAPITULO X.- METRADO Y PRESUPUESTO

## BIBLIOGRAFIA



ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE  
PARA LA CIUDAD DE MALA- CAÑETE

CAPITULO

ANTECEDENTES

1.1 Datos Históricos

Hay gran dificultad por conocer la formación y cuestión política administrativa, pero veamos algo de los informes:

a) Epoca Pre-Hispánica

El hombre llegó al territorio provincial en Chilca hacen más de 7,000 años en pequeñas agrupaciones en la que probablemente ya existían marcada formación y organización familiar y lo grarón actividades económicas de recolección, caza y pesca. - Los estilos de cerámica demuestran el dominio de Chavín, Tiahuanaco e Inka.

En la época Pre-Inka, Mala era conocida como Mara o Malla, - reino que conformaba la confederación para hacer frentes a -- los Inkas y comandada por Régulo Chuquimancu, ésta fue dominada por los inkas en el gobierno de Pachacútec.

b) Epoca Hispánica

Gobernada por el Curaca Licolo de Mala en el siglo XVI, dependiendo en lo político del Cuzco.

Creada la Villa de Canete, se crean las encomiendas de Chilca y Mala al mando de Pedro Alconchel.

En 1569 García de Castro crea el corregimiento de Canete con los Curatas de San Pedro de Coayllo con valles Mala, Galango y Aymaraes y Asia.

En el siglo XVIII, por la gran sequía en San Pedro de Mara se concentra el poder administrativo y político.

c) República

Al establecerse la República la demarcación territorial fue - la del Virreinato, convirtiéndose las Parroquias o Curatos en Distritos, conformado lo que hoy conocemos; lo problemático - es llegar a conocer las creaciones por ley de algunos distritos caso pe Mala, solo se "dice" que fueron creados en la - - "época de la Independencia" (1821), sin embargo podemos decir que se crearon con la creación del Departamento Lima y Provincia de Canete conformando uno de los 8 distritos; actualmente es uno de los dieciséis.

Conclusión, la fisonomía política-administrativa en 159 años de vida republicana no ha variado sustancialmente, lo que refleja que existe un grupo de poder dominante.

## 1.2 Datos Geográficos

Lo veremos bajo los siguientes puntos:

- 1.2.1 Ubicación
- 1.2.2 División Política
- 1.2.3 Límites
- 1.2.4 Clima
- 1.2.5 Hidrología
- 1.2.6 Topografía

### 1.2.1 Ubicación

La ciudad de Mala está ubicada al Sur del Departamento de Lima, en el km. 89.5 de la carretera Panamericana y entre Latitudes Sur 12° 37' 20", 12° 39' 21" y Longitudes Oeste de Greenwich 76° 37' 13", 76° 39' 26" y a una cota 32 m.s.n m.

### 1.2.2 División Política

La Ciudad de Mala es la capital del distrito del mismo nombre, este distrito es uno de los dieciséis que conforman la Provincia de Cañete.

### 1.2.3 Límites

El distrito de Mala limita por el:

Norte: Distritos de San Antonio y Santa Cruz de Flores  
Sur : Distritos de Asia y Coayllo  
Este : Distritos de Calango y Coayllo  
Oeste: Océano Pacífico

### 1.2.4 Clima

En esta localidad el clima en general corresponde a la Costa Central, se caracteriza por tener un clima sub-tropical-árido y con escasa o casi nula precipitaciones; éstas precipitaciones por lo general se presentan en los meses de invierno.

En cuanto a la información meteorológica es escasa, SENAMHI cuenta tan solo con una estación meteorológica-climatológica la de Calango de donde:

Temperatura máxima	23°C (En verano)
Temperatura mínima	15°C (En invierno)
Humedad relativa anual	79% (Promedio)
Evaporación máxima	114 mm.
Evaporación mínima	50 mm.
Precipitación máxima	5 mm.
Precipitación mínima	0 mm.
Nubosidad	5 octavos
Vientos:velocidad	8 á 12 km/h - Brisa débil

### 1.2.5 Hidrografía

El Río Principal del distrito de Mala, lleva el mismo nombre, tiene origen en una serie de lagunas ubicadas en la parte alta 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. Estas precipitaciones originan los ríos principales Quinches y San Lorenzo que se unen Visoas y forman el Río Mala. Los afluentes del Quinches y San Lorenzo son: Huañec, Ayaviri, Larán, Pacomanta, Aguaquíri.

El área de drenaje del río es 2,250 km<sup>2</sup> y con una longitud recorrida de 124 kms, con pendiente promedio del 4% y que llega a aumentar en las partes altas en 10%.

En cuanto a descargas se registra desde el año 1938, en la estación de aforo La Capilla, ubicada en la longitud 76° 38', latitud 12° 32' y altura 432 m.s.n.m.

Del cual las características mensuales y anuales de descarga son:

Módulo anual	: 16.51 m <sup>3</sup> /Seg.
Máximo medio anual	: 40.07 m <sup>3</sup> /Seg.
Mínimo medio anual	: 4.82 m <sup>3</sup> /Seg.
Máximo maximorum	: 264 m <sup>3</sup> /Seg.
Mínimo minimorum	: 0 m <sup>3</sup> /Seg.
Volumen medio anual	: 521'143,000 m <sup>3</sup> .
Volumen máximo anual	: 1,264'513,000 m <sup>3</sup>
Volumen mínimo anual	: 152'608,000 m <sup>3</sup>

### 1.2.6 Topografía

La ciudad de Mala tiene una topografía plana presentando pendientes que varían entre 1.5 % al 8 % en la parte alta, zonas de Dignidad y Santa Rosa, éstas conforman estribaciones de los Cerros llamados Santa Rosa y San Juan llegando a una elevación en las cumbres de 150.00 m.s.n.m.

### 1.3 Datos Socio-Económicos

#### 1.3.1b Agricultura

El distrito de Mala es una despensa importante de la capital, como está formada por planicies y al cono de eyección del río Mala se tiene un aprovechamiento agropecuario importante y exitoso, a pesar de la deficiente disponibilidad de agua y el problema de salinidad de sus suelos.

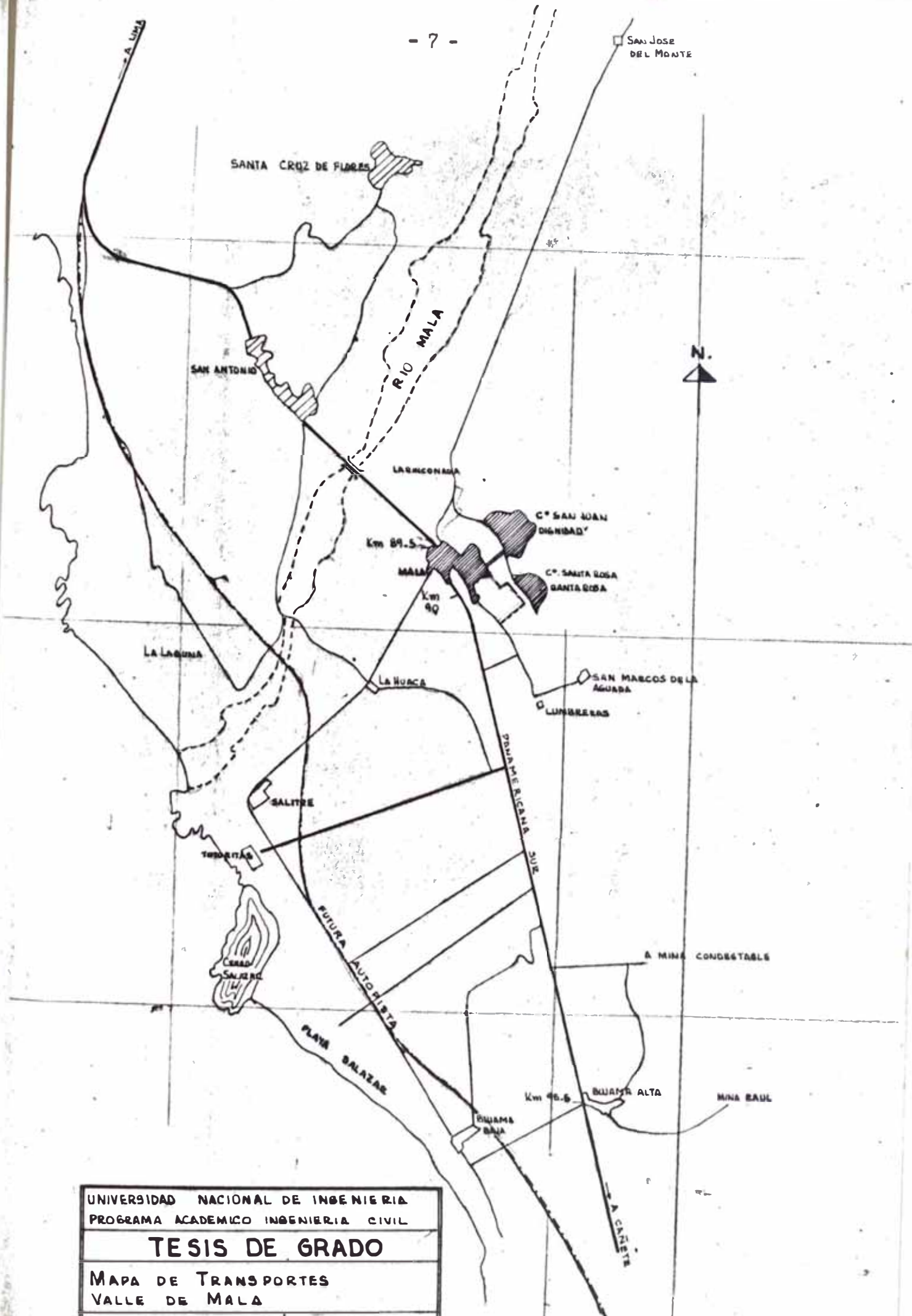
Los cultivos son diversos, predominando el algodón, los frutales y el pan llevar.

Los informes del Ministerio de Agricultura revelan:

Cultivos	Cant. Há.	Rendimiento kg/há.
Industriales-algodón	975.	1025
Frutales - manzana	155.06	5040
Melocotón	40.86	4040
Vid	6958	1500
Pera	6.59	2035
Plátano	18.72	25,880
Sandía	30.14	4,840
Pan llevar Maíz choclo	441.16	2750
Ají	8.52	2660
Zapallo	40.50	12,630
Yuca	87.33	4600
Papa	51.25	12,910
Camote	8.39	24,650
Forrajes Maíz Chala	21.38	3700

En cuanto a la tenencia de las tierras hay gran fragmentación de la propiedad 6444 conductores, este fenómeno fue producto de la Reforma Agraria del año 1970, recibiendo asistencia técnica en su mayoría por la Zona Agraria IV-Lima del Ministerio de Agricultura y Alimentación.

Cabe mencionar, que el problema que existe es mejorar el sistema de riego en las épocas de sequía, de lograrse se obtendrá mayor producción.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA	
PROGRAMA ACADÉMICO INGENIERIA CIVIL	
<b>TESIS DE GRADO</b>	
MAPA DE TRANSPORTES	
VALLE DE MALA	
ESTEBAN GRIMALDO ZAPATA	ESC: 1:50,000
	Fecha: 10-04-1981



### 1.3.12 Ganadería

El distrito de Mala cuenta actualmente con la siguiente variedad de ganado, según Ministerio Agricultura-Mala.

Caballar	444 cabezas
Vacuno	550 cabezas
Caprino	948 cabezas
Porcinos	1612 cabezas

Cabe destacar que no es de importancia a nivel nacional.

### 1.3.13 Minería

En el distrito de Mala, tenemos las Compañías Mineras: Condestable, Raúl y Cata que explotan y extraen cobre, plomo, hierro, malaquita y molibdeno, que representan en volumen el 0.09% de la producción metalúrgica total del país y el 0.86% del valor bruto nacional.

La Mina Condestable, esta en Bujama Alta en el km. 94, con 4 km. de carretera afirmada, tiene planta concentradora con capacidad de tratamiento de 600 TM/día, con un sistema de flotación se obtiene ley promedio 2.4% de cobre, produciéndose concentrados con ley media de 25% y con recuperación promedio del 91%.

En la Mina Raúl, esta en km. 95 de la carretera Panamericana Sur, su planta de flotación es más pequeña con 420 TM/día y con características similares a Condestable.

En resumen la minería en el distrito de Mala es floreciente y -- con futuros a ampliarse, actualmente gran número de pobladores -- que viven en Santa Rosa y Dignidad trabajan en éstos centros mineros.

### 1.3.2 Comunicaciones

Las podemos dividir en:

- a) Vías terrestres - Sistema principal
- b) Telecomunicaciones

- a) Vías de Comunicaciones terrestres.-Mala está comunicada a la capital-Lima por la carretera Panamericana Sur. La distancia de Lima a Mala es de 89 kms., que se recorren en un tiempo de una hora.

Para transportarse es sumamente fácil pasan todas las empresas de ómnibus y autos que viajan al sur, a pesar de esto cuenta con dos empresas de ómnibus y dos de automóviles.

- b) Telécomunicaciones.- Cuenta con una Oficina de Correo que atiende servicios postales y telégrafos; con una Oficina - Telefónica que presta servicio local y nacional con un total de 96 abonados.

### 1.3.3 Industria

Considerando que la Industria Minera se desarrolla fuera de la ciudad y con sus propias instalaciones, el desarrollo industrial en general no existe, los únicos recursos aprovechados son la industrialización de la vid en la elaboración de piscos y vinos, y el beneficio de la carne de pollo de las grandes granjas avícolas como de la carne de porcino en la elaboración de rellenos, tamales y otros productos embutidos, aunque éstos últimos fabricados empíricamente.

### 1.3.4 Comercio

Con el paso de la carretera Panamericana Sur, el comercio se ha desarrollado en la venta de productos: fruta, comidas y otros en una determinada zona.

Dentro del área urbana encontramos dos calles donde se han establecido los bazares, tiendas de abarrotes, artefactos, farmacias, restaurantes, etc., y que son la Calle Real y la Carretera Panamericana en una extensión de un kilómetro.

Destacando en los últimos años un creciente volumen de venta de carne de res, ésto a dado a un tráfico ilícito hacia Lima.

1.3.5 Idioma y Educación

La población en general habla el idioma Castellano. En la rama de la educación cuenta con: dos Jardines de Infancia, cinco Centros Primarios, uno de Secundaria y un Jardín de Educación Especial, en total nueve Centros Educativos. No cuenta con centro de estudio a nivel superior, los estudiantes en éste caso realizan sus estudios en Lima e Ica.

Centros Educativos	Pobla. Estudiantes	Docentes	Construcción
<b>Jardines (2)</b>			
Nº 323	77	2	Adobe
Nº 440	79	2	Noble
<b>Primaria (5)</b>			
Nº 20796	138	4	Noble
Nº 20236	134	3	"
Nº 20831	48	1	"
Nº 20158	148	4	"
Nº 20237	53	2	"
<b>Secundaria (1)</b>			
Dionicio Manco C.			Noble
Primaria (P)	1307	33	
Secundaria (S)	1204	43	
Laboral (L)	234	8	
Educ. Especial	32	3	Noble
<b>T O T A L E S :</b>	<b>3,454</b>	<b>105</b>	<b>-</b>

La ciudad de Mala tiene una población estudiantil de 3,454 estudiantes, ésta población es aproximadamente el 38% de la población urbana de Mala.

Según informe del Ministerio de Educación NEC. 24, ésta población se incrementa en 1.01% anual con respecto al año anterior.



#### 1.4 Breve Estudio de Proyectos Anteriores

Mala, capital del distrito del mismo nombre tiene servicio de agua potable y alcantarillado desde el año 1963, éstos servicios fueron instalados por la ex-Junta de Obras Públicas, según el proyecto - elaborado el año 1959 por el ex-Ministerio de Fomento -Dirección - de Obras Sanitarias, proyectado por el Ing° Jesús Moya.

El proyecto comprende las siguientes obras:

- I) -Caseta de Bombeo y  
-Pozo de captación

El agua se captará del subsuelo por medio de un pozo tubular y su profundidad dependerá del rendimiento del pozo, que se determinará en la construcción, actual con 60 m. de profundidad.

Para efectuar el proyecto se asume un nivel dinámico de 30 m.  
El diámetro del pozo es 16" y la camiseta de fierro se colocará - desde la superficie hasta el fondo con ventanas a partir de los 15 m., en la zona permeable.

Se colocará un hipoclorinador y un cilindro de solución tipo Eternit.

- II) Línea de impulsión; será de fierro fundido de  $\phi$  6" y de 150 lb/pulg<sup>2</sup> de presión con una longitud de 350 m.

- III) Reservorio de almacenamiento; será construido sobre base naturales de concreto con las características.

Volumen = 450 m<sup>3</sup>, con un diámetro interior de 13 m.

Altura promedio = 3.4 m. y tirante de agua 3. m.

- IV) Red de distribución, las tuberías serán de asbesto-cemento tipo - Eternit, clase 105 con los siguientes diámetros y longitudes:

$\phi$  4" - 3238 m.

$\phi$  6" - 1334 m.

Se instalarán válvulas:

$\phi$  4" - 15

$\phi$  6" - 3

Grifos contra incendios: 9,

Se conectarán instalaciones domiciliarias

- V) Presupuesto año 1959 = \$/ 1'428,555.=

### 1.5. Descripción del Sistema actual de abastecimiento

1.5.1 Aceptable.- El abastecimiento de agua potable dispone de una cantidad suficiente para el consumo de la población ser vida que es aproximadamente un 48% de la población urbana. A la fecha de expansión de la ciudad está llegando a los límites del reservorio de tal modo que las viviendas ubicadas en Dignidad Nacional y Sta Rosa, que están en la misma cota no tiene una presión suficiente. Desde el punto de vista de la calidad de agua abastecida, es inodora, agradable de olor y gusto, en general es buena para el consumo humano. Con respecto a contaminaciones y enfermedades producidas por el agua se dan un 5% en niños según datos proporcionados por el Ministerio de Salud-Area Hospitalaria y que son el tipo de oxiuros y ascáride cluidicordes (lombrices intestinales), constatado en el Registro de Defunciones del Municipio.

Las defunciones más comunes en niños son: deshidratados (28%) bronconeumonía (18%), septicemia (15%), toxicosis y otros.

La administración del servicio del agua potable está a cargo del Ministerio de Vivienda-Obras Sanitarias que se encarga de la operación y mantenimiento del sistema actual como de los cobros cuyas tarifas están de acuerdo a su clasificación.

Mala está en el Grupo I,

Servicio	Volumen	Tarifa Mensual (soles)				
		Soles/m <sup>3</sup> mínimo	excesd	Agua Mín.	Alcant. 30%	Tot.
Doméstico	20	12	16	240	72	312
	40	12	16	480	144	624
Comercial	30	21	22	630	189	819
	50	22	24	1100	330	1430
Industrial	50	38	43	1900	570	2470
	100	43	47	4300	1290	5590

### 1.5.2 Requerimiento de un Nuevo Sistema

Para poder mejorar el servicio es necesario en primer lugar - contar con un nuevo reservorio de almacenamiento y ampliar las redes de distribución hacia Santa Rosa y Dignidad Nacional.

Al ampliar el servicio tal vez debemos de mejorar la captación o proponer una nueva para poder así satisfacer la demanda de la población. Estas alternativas las veremos en capítulos posteriores del presente estudio.

## CAPITULO II

### POBLACION Y METODOS DE CALCULOS

Para realizar un proyecto de ingeniería en este caso de abastecimiento de agua potable es imprescindible conocer y evaluar la población presente y futura, a la cual debe servirse eficientemente esto nos lleva a definir lo que llamamos "período de diseño" para el cuál deberán proyectarse las obras a realizar.

#### 2.1 Período de diseño

Se entiende período de diseño, como el tiempo el cual empieza un nuevo servicio hasta el final de su vida útil; en este - - tiempo las obras de ingeniería deben permanecer en uso satisfactorio, terminado este período se harán las modificaciones - necesarias del sistema o se cambiará la obra en su totalidad.

Para determinar el período de diseño se considera los:

2.1.1. Criterios para fijar el período de diseño

2.1.2. Factores decisivos para determinar el período de diseño

##### 2.1.1. Criterios para fijar el Período de diseño

Existen dos criterios:

- a) Criterio tiempo-población.- En este caso se elige - el período de diseño y en base de este tiempo se - calcula la población futura.
- b) Criterio población-tiempo.- Primero se elige la población y luego se determina el tiempo en el cuál - la población deberá tener servicio óptimo.

Para nuestro caso aplicaremos el primer criterio por tratarse de una ciudad pequeña. El segundo criterio es aplicable para ciudades con gran desarrollo

##### 2.1.2. Factores Decisivos para el período de diseño

Debemos considerar los siguientes factores:

- a) Vida útil de las obras y/o equipos

El período de diseño está sujeto a la vida útil de todos los elementos que conforman el sistema como - tuberías, equipo, obras de construcción civil, etc.

- b) Dificultad de ampliación del servicio

Las instalaciones deberán tener capacidad definida para un número de años y fácilmente ser ampliadas y sustituidas.

Un período menor no justificaría el crecimiento moderado que tiene la ciudad y más aún con el nuevo trazo de la autopista Pucusana-Cañete quedará "aislada", - porque como dijimos su comercio se desarrolla a lo - largo de la actual Panamericana Sur.

Por las razones arriba expuestas el período de diseño será de 25 años.

## 2.2 Cálculo de la Población Futura

Para el cálculo de la población futura se determinará para el período de diseño de 25 años y emplearemos -- los métodos matemáticos --empíricos que se conocen:

2.2.1 Método Gráfico

2.2.2 Método Aritmético

2.2.3 Método de interés simple

2.2.4 Método geométrico o interés compuesto

2.2.5 Método de los incrementos variables

2.2.6 Método de la Parábola de 2º grado

2.2.7 Método Gráfico Comparativo

2.2.8 Método Racional

Antes de comenzar a calcular la población por cualquier de los métodos mencionados es necesario contar con datos previos de censos o estimativos y que ésta información deben ser en lo posible equidistantes para hacer sencilla su aplicación.

Los datos obtenidos de la Oficina Nacional de Censos y Estadísticas son los censos nacionales de 1940, 1961 y 1972, la estimación para el año 1980 se ha hecho en base del crecimiento vegetativo a partir del último censo. Los datos de nacimientos y defunciones se obtuvieron de los Registros Cíviles de la Municipalidad de Mala

AÑO	Nacimientos	Defunciones	Crecimiento Vegetativo	Migraciones 20%	Población
1972					(*) 6,065
1973	365	68	297	60	6,422
1974	405	72	333	67	6,822
1975	354	68	286	57	7,165
1976	388	63	325	65	7,555
1977	396	73	323	65	7,943
1978	393	64	329	66	8,338
1979	389	87	302	61	8,701
1980	428	86	342	68	9,111

(\*) Cifra del Censo Nacional del año 1,972

Datos lógicos; en 1974 después del sismo se creó Dignidad Nacional y según el catastro del Ministerio de Vivienda su población actual es de 3,114 que sumada al del censo de 1972 nos da una población de 9179 habitantes, es lo que suponemos es la causa del incremento poblacional hasta el año 1980.

En cuanto al porcentaje asumido del 20% de migraciones, lo hacemos en base a las migraciones de los censos 1961 (25.2%) y 1972 (27%), este incremento es lógico debido al comercio, al desarrollo minero del distrito y a la larga sequía en la Sierra.

En resumen tenemos los siguientes datos básicos de población urbana para la ciudad de Mala.

Censo 1940	1500	habitantes
Censo 1961	2646	Habitantes
Censo 1972	6065	Habitantes
Estimación 1980	9111	Habitantes

Teniendo éstos datos podemos calcular la población futura para el año 2,005 es decir para un período de diseño de 25 años.

### 2.2.1 Método Gráfico

Para la representación gráfica de la variación de la población con respecto al tiempo es necesario contar por lo menos con tres puntos para darnos una idea del crecimiento de la gráfica.

Para graficar fijamos en el eje de las ordenadas la población y en el eje de las abcisas los años. Para obtener la población futura prolongamos la curva de la población hasta la intersección con la perpendicular levantada sobre la abcisa correspondiente al período de diseño para nuestro caso año 2,005 según el método obtenemos una población de:

$$P_{2005} = 18,650 \text{ hab.}$$

### 2.2.2 Método Aritmético

Consiste en añadir a la población existente, el mismo número de habitantes por cada período, gráficamente este crecimiento se representa por una línea recta. El incremento anual se obtiene a partir de los datos censales.

Este método por lo general da resultados demasiados pequeños, para el cálculo tenemos los datos y la fórmula:

$$P_f = P_o + r t$$

Año	Población	t años	P2 - Po	r = $\frac{P2-Po}{t}$
1940	1500	-		
1961	2646	21	1146	54.57
1972	6065	11	3419	310.82
1 80	111	8	30.6	380.75
			r	248.73

$$F = (54,57+310.82+380.75)/3$$

Pf= Población futura

$P_0$  = Población actual  
 $\bar{r}$  = Incremento promedio  
 $t$  = tiempo (años)

$$P_{2005} = 9111 + 248.71 \times 25 = 15,329 \text{ hab.}$$

Al aplicar el método se admite que los últimos años y en el futuro el crecimiento siguió una progresión aritmética.

### 2.2.3 Método de Interés Simple

En este método se tiene un crecimiento fijo de la población, el incremento se halla de la deducción de la fórmula.

$$P_f = P_0 (1 + r t) \quad \text{donde } r = \frac{(P_f/P_0) - 1}{t} \text{ incremento}$$

$P_f$  = Población futura

$P_0$  = Población actual

$r$  = Incremento promedio

$t$  = Tiempo en años décadas

Año	Población	$t$	$(P_f/P_0) - 1$	$r$ (Hab/década)
1940	1500			
1961	2646	2.1	0.7640	0.363810
1972	6065	1.1	1.2921	1.174672
1980	9111	0.8	0.5022	0.627782
-	-	4.0	2.5583	0.639575

$$r = \frac{r_1 t_1 + r_2 t_2 + r_3 t_3}{t} = \frac{2.5583}{4} = 0.639575$$

$$P_{2005} = 9111 (1 + 0.639575 \times 2.5) = 23,679 \text{ habit.}$$

### 2.2.4 Método Geométrico o Interés Compuesto

El método consiste hallar el incremento de la población durante la década próxima pasada o el promedio de varias décadas anteriores.

Al aplicar este método se supone que el incremento continua constante para las décadas futuras, el incremento lo hallaremos de la deducción de la fórmula (1)

$$P_f = P_0 (1 + r)^t \quad (1)$$

$$r = (P_f/P_0)^{1/t} - 1$$

$P_f$  = Población futura

$P_0$  = Población actual

$r$  = Incremento o razón de crecimiento

$t$  = Tiempo en décadas

Año	Población	$P_f / P_0$	t	$(P_f / P_0)^{1/t}$	
1940	1500				
1961	2646	1.764	2.1	1.310329	0.310329
1972	6065	2.292	1.1	2.125650	1.125650
1980	9111	1.502	0.8	1.663103	0.663103

Tomando Promedios

$$(1 + \bar{r})^t = (1+r_i)^{t_i}$$

Como :  $1 + \bar{r} = (5.558)^{1/4} = 1.5354286$

$$\bar{r} = 0.5354286$$

$$P_{2005} = 9,111 (1 + 0.5354286)^{2.5} = 26,616 \text{ hab.}$$

### 2.2.5 Método de los Incrementos Variables

Para el método por lo menos tenemos que tener 4 censos poblacionales equidistantes.

Para su aplicación primero hallamos el promedio de los incrementos poblacionales y luego el promedio de la variación de los incrementos, con estos datos aplicamos la fórmula.

$$P_f = P_0 + m \cdot I_1 + m(m+1) \times I_2$$

$P_f$  = Población futura

$P_0$  = Población actual

m = Población de intervalos entre  $P_f$  y  $P_0$  expresada en décadas.

$I_1$  = Promedio del primer incremento

$I_2$  = Promedio de la variación de los incrementos poblacionales.

Año	Población	$I_1$	$I_2$
1950	1750		
1960	2556	+ 806	
1970	4872	+2316	+ 1510
1980	9111	+4239	+ 1923
		<u>+7361</u>	<u>+ 3433</u>

$$I_1 = \frac{7361}{3} = 2454 \quad I_2 = \frac{3433}{2} = 1717$$

$$P_{2005} = 9111 + 2.5 (2454) + 2.5 \frac{(3.5)}{2} (1717)$$

$$P_{2005} = 22,758 \text{ hab.}$$



La obtención de los datos poblacionales para los años 1950, 1960 y 1970 se hallaron por interpolación gráfica (población - tiempo)

### 2.2.6 Método de Parábola de Segundo Grado

Este método supone que la población sigue la curva de una parábola de segundo grado

$$P = A t^2 + B t + C$$

P = Población genérica

t = tiempo en años

A, B, C = constantes

<u>Año</u>	<u>Población</u>	<u>T</u>	<u>T<sup>2</sup></u>	<u>P<sub>2</sub> - P<sub>1</sub></u>
1940	1500			
1961	2646	21	441	1146
1980	9111	40	1600	7611

$$t = 0, P = 1500 = C$$

$$t = 21, P = 2646 = 441 A + 21 B + 1500 \dots 1$$

$$t = 40, P = 9111 = 1600 A + 40B + 1500 \dots 2$$

Resolviendo 1 y 2

$$A = 7.142$$

$$B = -95.411$$

La ecuación genérica para población será:

$$P_f = 7.142 t^2 - 95.411 t + 1500$$

Para <u>año</u>	<u>t</u>	<u>Población</u>
1990	50	14,585
2000	60	21,487
2005	65	25,474

### 2.2.7 Método Gráfico Comparativo

Consiste en trazar curvas poblacionales mayores de preferencia aquellas que tengan características geográficas y comerciales similares.

Para nuestro caso hemos escogido dos ciudades con características domésticas similares, ubicadas en la Costa; Barranca en el Dpto. de Lima y Chíncha en el Dpto. de Ica.

Para la gráfica hemos tomados los datos censales de los años 1,940, 1961, 1972 y para el año 1980 la población estimada de la Oficina Nacional de Planificación y Estadística.

Año	Barranca	Chincha
1940	3873	12,446
1961	11,483	20,817
1972	21,825	28,785
1980	36,126	43,341

El punto de donde se trazarán las curvas será A con coordenadas - (1980, 9111) considerado para Mala.

El gráfico será población vs. años, con abcisa años y ordenadas - población, de A se traza una horizontal y corta a las curvas B - (Barranca) y CH (Chincha), en los puntos b y c, enseguida por el - punto A trazamos paralelas a los segmentos superior de las curvas B y CH.

Con éstas dos curvas, trazamos la curva promedio y la prolongamos hasta cortar al año 2005, de donde se halla la población de:

$$P_{2005} = 26125 \text{ habitantes}$$

Observación, en el gráfico para Chincha antes del año 1940 se pro longó la curva por carecer de datos, de acuerdo a posible pobla - ción que tuvo en comparación con la ciudad de Ica.

#### 2.2.8 Método Racional

Se basa principalmente en saldo vegetativo y saldo migratorio de - la población urbana.

-Saldo vegetativo, es la diferencia de los nacimientos y defuncio - nes ocurridas en un período de un año.

Para los cálculos se toma porcentaje del crecimiento vegetativo, que está dado por el cociente del saldo vegetativo y la población actual.

-Saldo migratorio, está dado por la diferencia de emigrantes y in - migrantes, es difícil de obtener este valor.

Para el caso de Mala podemos decir que este fenómeno se ha dado - del siguiente modo:

Que la inmigración es importante por el floreciente desarrollo - minero y por la larga sequía de la Sierra, está manifestada en - el crecimiento de los Pueblos Jóvenes Dignidad <sup>N</sup>acional y Santa - Rosa (con 798 lotes urbanos según Catastro del Ministerio de Vi - vienda y Construcción-Cañete).

Los datos de la población se tomaron de los Registros Civiles - del Concejo Distrital de Mala, para la zona urbana.

Año	Nac.	Def.	Salvo Vegetativo	Crecimiento Vegetativo %
1972				
1973	365	68	297	4.9
1974	405	72	333	5.49
1975	354	68	286	4.72
1976	388	63	325	5.36
1977	396	73	323	5.33
1978	393	64	329	5.42
1979	388	87	302	4.98
<u>1980</u>	<u>428</u>	86	<u>342</u>	<u>3.64</u>
TOTAL				41.84

% Crecimiento Vegetativo = 5.23 (Promedio)

$$P_f = P_o + \% P \times t$$

$$P_{2005} = 9111 + 0.053 \times 9111 \times 25 = 21,184 \text{ habitantes}$$

Resumen de todos los cálculos de cada método aplicado

<u>Método</u>	<u>Población Futura ( Año 2005 )</u>
Gráfico	18,650
Aritmético	15,329
Interés Simple	23,679
Geométrico	26,616
Incremento Variable	22,758
Parábola	25,474
Gráfico Comparativo	26,125
Racional	21,184

-Para la predicción de una población hay que tener en cuenta las posibilidades de desarrollo que presenta la ciudad.

-Para aplicar los distintos métodos de cálculos debemos contar con una basta información censaria.

Según éstas recomendaciones podemos decir:

Mala, es una ciudad agrícola-minera, todavía en vía de desarrollo en obras hidráulicas y agropecuarias ésta crecerá en densidad y expansión, problemas eléctricos y viales no los tiene; actualmente pasan las líneas de alta tensión del Mantaro por los Cerros San Juan, en cuanto a vías se encuentra en construcción la autopista Pucusana-Cañete, a pesar de que ésta pasará cerca al mar, no le quitará importancia.

De los 8 resultados, de los distintos métodos podemos decir que están en el mismo orden, en éstos caso existe un criterio práctico; se toma el valor significativo, para nuestro caso tomaremos el promedio de los métodos matemáticos sin considerar el método aritmético que considera incrementos constantes cosa ine-

taota ya que la población crece progresivamente con el tiempo

Población futura año 2005 =  $P_{2005}$

$$P_{2005} = (23679 + 26616 + 22258 + 25474)/4 = 24635 = \text{hab.}$$

## CAPITULO III

### ESTUDIO DEL AREA URBANA- EXPANSTON Y DENSIDADES

#### 3.1 Características del área urbana de la Ciudad de Mala:

- a) Las viviendas que predominan corresponden al tipo promedio de la vivienda popular costera, es decir constituida por 42% del área urbana de adobe, techo de madera o caña, 31% por quincha, carrizo, esteras y un 27% de material noble (concreto, ladrillo aligerados). Los ladrillos son traídos de Chilca, los adobes y carrizos son del situ.
- b) Los porcentajes corresponden
- 42% al centro de Mala  
31% a Dignidad Nacional  
27% a Santa Rosa, calles Real y Panamericana
- c) Estado, las de adobe y quincha se encuentran en buen estado a pesar de su antigüedad; las de concreto son nuevas en su mayoría presentando de alturas diversas, hasta 4 niveles, en Santa Rosa la mayoría tiene 2 pisos.
- d) El área promedio en Santa Rosa y Dignidad 300 m<sup>2</sup> por lote, en el centro son grandes siendo algunas casas huertas. En su mayoría tienen amplios patios en el fondo, usándose como corrales para criar aves de corral, chanchos y otros como jardines.
- e) En cuánto a vías podemos decir: en el centro son angostas 8 mts. y no alineadas en cambio en la Urbanización San Pedro, Santa Rosa y Dignidad son amplias de 15 á 20 mts. y alineadas. Presentándose pavimentadas solo las calles del centro Marchand, Real, Puno, Campos, Francia.

En ésta última década se han incrementado las construcciones de material noble, por el creciente comercio; su control está a cargo del Concejo Provincial de Cañete, que no cuenta con un plano regulador ni menos de zonificación, a pesar de este inconveniente en la ciudad no hay tugurios ni parcelaciones.

Urge entonces hacer estudios de zonificación y expansión urbana por parte del Concejo Provincial, en coordinación con el Ministerio de Vivienda y más aún que -

no sabemos como desarrollará -Mala con la nueva autopista-Pucusana-Cañete, de no ser así será una ciudad sin brújula.

### 3.2 Zonificación actual de la población

Estudios efectuados por:

-El Concejo Provincial de Lima-Dirección de Ingeniería, elaboró un plano regulador el 20 St. 1967, por el Arqº Jorgé-Moscol, plano en escala 1/2000.

-El Ministerio de Vivienda-Dirección de Planificación y Control Urbano, elaboró un plano regulador en 1972 pero sin -aprobación hasta la fecha.

En resumen la expansión urbana está normada por el plano -elaborado en el año 1967-Concejo de Lima, con algunas modificaciones emanadas por el Concejo Provincial de Cañete y el Ministerio de Vivienda.

El área urbana actual de Mala es 85 hás. con una densidad-bruta de 140 hab/hás. en el centro y de 179 hab/hás. en Dignidad y Santa Rosa. El equipamiento actual, edificios u otros (Indicados en plano)

#### a) Centro Cívico

La Municipalidad se halla en la Plaza de Armas Principal en su lado derecho se halla el puesto de la Guardia Civil, ambos de material noble.

En Dignidad Nacional, se ha reservado un lote para un Puesto de Guardia Civil en el Centro Cívico ubicado en la Av. Circunvalación, éste consta de una posta, y un colegio (lotes)

Cabe resaltar, que además se cuenta con Plazas de Armas en Dignidad y Santa Rosa, con sus respectivos locales comunales.

#### b) Centro Comercial

Está definido en la calle Real y la Panamericana Sur en una longitud de unos 800 mts.

#### c) Centro Asistencial

Tenemos las siguientes postas: Del Area Hospitalaria-Ministerio de Salud en la Plaza de Armas y la Posta del Instituto Peruano de Seguridad Social en la Calle Real; ambos prestan asistencia médicas, odontológicas, obstetricia, emergencia y visita domiciliaria.

Se cuenta con dos centros de salud particulares en la calle Real.

d) Mercado

El principal se halla en la calle Marchand, antiguo de adobe actualmente se está financiando la construcción del nuevo mercado en la calle Real y Sebastián Barranca. Además existen otros mercadillos en la calle Marchand y Real, de material provisional y ligero.

e) Industrial

Existen bodegas de licores dentro de las propias viviendas y están dispersas de igual modo los que fabrican los embutidos aunque éstos se encuentran en la Panamericana.

f) Camal

Se halla en la Calle Coronel Castillo, es de material noble, pequeño; actualmente se ha reservado área en la margen izquierda abajo del puente de la panamericana.

g) Terminal Terrestre

No existen, se usan todas las bermas de la Panamericana Sur a pesar de lo estrecho y peligroso que es su estacionamiento, ya que hay una variedad de servicios Vulcanizadora, restaurants, etc.

h) Campo Deportivo

Existen un Estadio Municipal, ubicado en la Av. 9 de Octubre con un área de 11,886 m<sup>2</sup>. circulado con muros de ladrillo y adobe, cuenta con tres anillos como tribunas y con habitaciones que funcionan como camerinos y duchas.

i) Cementerio

En el lado adyacente y detrás del estadio pegado al cerro y con frente al camino de ingreso a Santa Rosa, con un área de 9516 m<sup>2</sup>.

### 3.3 Plano Regulador de la Ciudad

La Ciudad de Mala por la magnitud de su población debe contar con un plano regulador en la que considere y -  
norme:

- Reapertura de nuevas calles y remodelación del centro de la ciudad.
- El número de pisos y tipo de viviendas y densidades.
- Reservas y mantener la intangibilidad de las tierras- de uso agrícola, preservando el equilibrio ecológico- del medio ambiente.
- Dar seguridad en caso de un desastre natural
- En general establecer, patrones y formas de habitación que están de acuerdo a la dinámica del crecimiento po- blacional de la ciudad de Mala y que los costos sean- accesibles para las mayorías, a fin de restringir la- formación de asentamientos humanos no planificados, - como las llamados "Pueblos Jóvenes".  
Es urgente tener éstos porque no sabemos que pasará - con el nuevo trazo de la autopista.

#### Observación

Actualmente (Marzo 1,981) la Oficina de Remodelación- Dirección Asentamientos Huamanos No Regulados a pro - puesto los planos de zonificación y lotización de Dig- nidad Nacional y Santa Rosa ante la Dirección de Pla- nificación y Control Urbano del Ministerio de Vivien- da para su aprobación.

### 3.4 Expansión Urbana

Se justifica por los siguientes factores:

#### a) Producción agrícola-agropecuaria

- Los productos agrícolas son de suma necesidad pa- ra abastecer al mercado de Lima y nacional, pero- debe disponerse de estructuras de acopio y almace- naje. De igual modo las frutas.
- El ganado porcino y aves de corral se ha ido in- crementando en éstos últimos años.

#### b) Vías de Comunicación

La Panamericana Sur agiliza el comercio de los pro- ductos agrícolas tanto a Lima como a otros lugares del País.  
Esta fluidez aumentará con la nueva autopista.



c) Industrias

De llevarse a cabo planes de desarrollo es factible que se pueda instalar industria; fábrica de conservas de fruta.

d) Otros

-Por la cercanía a los centros mineros que cada año amplían su explotación y extracción de minerales.

-Por la comodidad y tranquilidad que ofrecen sus balnearios.

Para el proyecto se asumirá un área de expansión de urbana de 70 há.s., teniendo como base las densidades bruta de 180 y 150 habt/há. para una población de 24,632 habitantes, el área considerada estará extendida en camino a la Huaca, hasta llegar a éste anexo, las características de este terreno, completamente plano y entre las curvas de nivel 30 á 20 m.s.n.m., con pendiente promedio del 1.5%, y en las margenes de Dignidad-Santa Rosa dirigidas hacia el Este.

3.5. Documentación Técnica disponible

Contamos con los siguientes planos:

- a) Plano de la ciudad, del año 1959, levantado por el Ministerio de Fomento y Obras Públicas, a escala 1/2000.
- b) Plano de expansión urbana del año 1967, levantado por el Concejo Provincial de Lima, escala 1/2000.
- c) Fotografías Aéreas del Proyecto 175-70-A-SA.N. del año 1970-Ministerio de Aeronáutica.
- d) Plano topográfico de Mala y catastrales de Santa Rosa y Dignidad Nacional-Ministerio de Vivienda y Construcción del año 1980, escala 1/2,000.

## CAPITULO IV

### FIJACION DE DOTACIONES

#### 4.1 Consumo de Agua

Estimada la población futura, debemos determinar la cantidad de agua que se requiere para servir a la población futura. Hay que considerar que la dotación para la población futura no es una cantidad verdaderamente cierta sino apreciativa y aproximada de acuerdo a las características propias de la ciudad de Mala, al fijarla hay que tener en cuenta que ésta cumpla con la capacidad del sistema, de no ser así, un exceso será caro por un sobrediseño y un déficit no cumplirá con sus objetivos.

La dotación de agua de una población se toma como unidad en litros por habitantes y por día, está basada en el promedio anual de consumo de la población.

Los factores que influyen en el consumo de agua son:

- 4.1.1 Clima
- 4.1.2 Hábitos y nivel de vida de la población
- 4.1.3 Actividades de la población
- 4.1.4 Tamaño de la población
- 4.1.5 Presión del agua en el servicio
- 4.1.6 Medición del consumo
- 4.1.7 Costo del servicio

#### 4.1.1 CLIMA

Para nuestro proyecto, es un factor importante en los meses de verano ya que el uso del agua se incrementa para el baño y en la parte alta Dignidad y Santa Rosa para regar sus calles que no están pavimentadas y evitar el polvo.

#### 4.1.2 Hábitos y Nivel de Vida de la Población

Respecto a los hábitos de la ciudad, podemos decir que el consumo es por regar la Plaza de Armas principal y las calles de Dignidad y Santa Rosa.

En cuanto al nivel de vida el consumo es medio porque no hay un nivel residencial y en su mayoría las viviendas cuentan con un solo grifo de agua.

Aunque hay que considerar que la mayoría conserva huertas dentro de sus viviendas que las riegan con agua potable.

#### 4.1.3 Actividades de la Población

La ciudad de Mala se caracteriza por ser una ciudad comercial del tipo de servicios: grifos, restaurants, expendios de frutas, carne de caprino, ovinos y derivados, desarrollándose a lo largo de la Panamericana Sur; por tanto debemos estimar que el consumo de agua es de consideración.

En cuanto a industrias la demanda es mínima pero debemos dotar para un futuro inmediato ya que no sabemos como despejará su desarrollo con el paso de la autopista Pucúsana-Cañete.

#### 4.1.4 Tamaño de la Población

Sabemos que a mayor población mayor será el consumo, por tanto mayor deberá ser la dotación, es lo que se llama la utilización del consumo simultáneo.

Para nuestro caso podemos decir que la población en el futuro es pequeña.

#### 4.1.5 Presión del agua en el Servicio

Si la presión de servicio es mayor que la presión máxima - el consumo aumenta porque el agua escapa a través de las - válvulas y grifos, en el caso contrario a menor presión de servicio que la presión mínima de consumo, también aumenta ya que los usuarios dejan abiertos los grifos temiendo - quedarse sin el.

Para nuestro estudio las características topográficas nos favorecen ya que la ciudad de Mala está en un terreno plano y con diferencias de cotas de 55 m. y con una pendiente promedio del 5%; el problema de presión se salvará a - considerar dos zonas para el abastecimiento una alta y otra baja, que lo veremos a posteriori en la red de distribución.

#### 4.1.6 Medición del Consumo

Debido a la falta de medición del consumo; el usuario tiene de a hacer mayor consumo y por tanto mayores desperdicios. En Mala solo se cuenta 41.4% de la población servida con medidores, lo cuál origina importante consumo y pérdidas, - la falta de medidores se debe al escaso presupuesto que - cuenta la Oficina de Operación y Mantenimiento de Mala del Ministerio de Vivienda y Construcción.

#### 4.1.7 Costo del Servicio

En este factor no hay preocupación a pesar de que se les mide el consumo a los usuarios, porque las tarifas no guardan relación entre la prestación del servicio y el costo para su ejecución, ampliación, mejoramiento y mantenimiento del abastecimiento de agua Potable. Manifestado según R.S. 250-80-VC-5400 del Ministerio de Vivienda y Construcción de fecha 26.12.80.

Para disminuir el consumo es necesario que los usuarios tengan sus respectivos medidores, porque según Linsley la utilización de agua se reduce hasta en un 40%.

En la ciudad de Mala el costo del servicio está de acuerdo a la clasificación del Ministerio de Vivienda.

GRUPO I	VOLUMEN	TARIFA /M3	TARIFA MENSUAL MINIMA
SERVICIO	MENSUAL	Mínimo exceso	SOLES
	M3		
Doméstico	20	12	240
	40	12	480
Comercial	30	21	630
	50	22	1,100
Industrial	50	38	1,900
	100	43	4,300

Precios a Marzo de 1,981

La ciudad tiene 420 conexiones domiciliarias de los cuales 174 poseen medidores.

#### 4.2 Tipos de Consumo ó usos del agua

La podemos clasificar:

- 4.2.1 Consumo doméstico
- 4.2.2 Consumo comercial é industrial
- 4.2.3 Consumo Público
- 4.2.4 Fugas y desperdicios inevitables

##### 4.2.1 Consumo doméstico

Se refiere al uso que se da al agua dentro del predio o vivienda.

Area personal	40%
Cocina	20%
Lavado ropas	15%
Sanitarios	5%
Lavado pisos, autos	5%
<u>Riego jardines</u>	<u>5%</u>
Total consumo doméstico.	100%

En poblaciones como Mala y en la costa por lo general el porcentaje de consumo doméstico con respecto al total es de -- 42.5%. En ciertas ciudades alcanzan el 80%, es muy variable.

Para el presente proyecto asumiré una dotación de 85 H/hab/día por lo siguiente:

-La ciudad tiene una demanda moderada de agua para el consumo doméstico variando solo en verano.

#### 4.2.2 Consumo comercial é industrial

El uso es dentro de las industrias, la dotación o uso es muy-variable, unas usan gran cantidad de agua otras no, están en razón de la unidad de producción y el grado de industrialización, se estima un consumo del 25%, siendo su variación de 10 al 35% del consumo total.

Como para:

<u>Tipo</u>	<u>Consumo -dotación</u>
Oficina Comerciales	50 lit/hab/día
Hoteles, pensiones	120 lit/cama/día
Mataderos-camales	150-300 lit/cabeza/día
Curtiembres	50-60 lit/pza/día

Mala es una ciudad de comercio tipo servicios restaurants, bares, venta de carnes, vulcanizadoras, hoteles, etc. y que necesita servicio permanente, seguirá del mismo modo por tanto - asumo una dotación de 50 lit/hab/día para el uso comercial é - industrial.

#### 4.2.3 Consumo Público

Comprenden las aguas destinadas a riego de jardines públicos, - mercados, riego de estadios, hospitales, colegios, municipalidades, cárceles, etc. Se considera en este rubro el agua para-extinguir incendios.

De acuerdo a las características de Mala con tres Plazas de Armas, equipamiento comunales respectivos asumo 12.5% del consumo total, este porcentaje varía del 10 al 30%.

Dotación para uso público 25 lit/hab/día.

#### 4.2.4 Pérdidas , fugas

-Fugas; son las que se producen en la red de distribución por-conexiones mal hechas, roturas y accidentes, se producen en - las calles, no las paga el usuario.

-Desperdicios, son fugas que se pierden dentro del predio por válvulas abiertas, goteos, mala calidad de la fabricación de los accesorios, las paga el propietario. Nadie controla esta anomalía.

Las pérdidas llegan hasta un 40% del consumo total caso de Lima en el verano; para nuestro asumire 20% osea 40 lit/hab/día.

Dotaciones del Reglamento Nacional de Construcciones RNC. Según anexo III Título 2 toma en cuenta el tamaño de la población y el clima.

-Población de 10,000 á 50,000 hab.

-Clima: Templado ó cálido: Dotación 200 lit/hab/día.

Dotaciones sobre abastecimientos de agua según varios autores.

Autor	Consumo Doméstico	Consumo Industrial	Consumo Público	Pérdidas y Fugas
Mendiola	57-190	38-208	19-57	38-152
Linsley	76-190	38-379	38	76
Garrelts	80-240	40-240	20-60	40-160
Fair-Geyer	57-265	38-379	20-75	38-151
Azevedo	100-150	50-80	15-45	25-55

Consumo en lit/hab/día.

De la tabla anterior podemos decir que:

- Que para las ciudades Norteamericanas se da cantidades de dotaciones altas y esto se debe a que su población están en el orden de los 100,000 habitantes las menores o en todo caso su actividad comercial-industrial está tremendamente desarrollada.
- Muestra realidad es distinta somos retoños en cuanto a población y desarrollo, para nuestro caso las dotaciones asumidas están dentro de los rangos del Ingº Mendiola y del Prof. Azevedo Netto, quienes mejores han estudiados la realidades latinoamericanas (Perú-Brasil).

### Resumen

Para el proyecto en estudio se ha tenido en cuenta los factores para la asignación de la dotación como:

- a) Clima
- b) Nivel Socio-Económico de la ciudad
- c) Población
- d) Costo del agua

La dotación y según el consumo para <sup>la</sup> es:

<u>Consumo</u>	<u>Dotación</u> lit/hab/día	Porcentaje
Doméstico	85	42.50
Comercial e Indust.	50	25.00
Público	25	12.50
Pérdidas y fugas	<u>40</u>	<u>20.00</u>
	200	100.%

Dotación 200 lit/hab/día.

VARIACIONES DEL CONSUMO Y VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO5.1 Variaciones en el Consumo

La influencia de las estaciones, los días de la semana y las horas del día hacen que el consumo de agua sea variable; como en el verano por el calor se presentan las máximos estacionales consumiéndose grandes volúmenes de agua para el uso humano. En el invierno es lo contrario, esto da lugar a que la demanda no sea constante sino variable en todos los días del año.

Las variaciones diarias dependen del tipo de actividad que desarrolle la ciudad, el hombre y de los hábitos-costumbre, del mismo. En ciudades pequeñas con ocupación, hábitos y costumbres el consumo en determinadas momentos es superior al consumo promedio diario anual, caso de Mala. En grandes ciudades la demanda o consumo se hace constante por la uniformidad del flujo y por su menor intensidad debido a la heterogeneidad de actividades y costumbres.

Las variaciones normales de consumo son necesario conocer para diseñar apropiadamente las tuberías de abastecimiento, reservorios y redes de distribución. Deberá considerarse consumos imprevistos para determinadas épocas del año, como en verano que concurren muchos bañistas a sus balnearios y para combatir posibles incendios.

En resumen las variaciones del consumo de agua pueden ser: anuales, mensuales, diarias y horarias.

Las más importantes son las diarias y las horarias.

5.1.1. Variaciones Diarias

El consumo diario por persona aumenta con el mejoramiento del saneamiento de una población y depende del aumento de su economía y bienestar de sus habitantes.

El coeficiente de variación diaria ( $k_1$ ) está dado por la relación.

$$K_1 = \frac{\text{Volumen del día de máximo consumo}}{\text{Consumo promedio anual}}$$



Este coeficiente puede llegar a tomar valores altos en los días calurosos.

Para fijarlo seguiremos recomendaciones de diferentes autores y reglamentos.

AUTOR	RANGO-NORMAL	PROMEDIO	OBSERVACION
FAIR-GEYER	1.2 - 2.0	1.5	E.E.U.U.
AZEVEDO	1.25 - 1.50		Brasil
CASTAGNINO	1.4 - 1.6	1.5	Clima Templado
	1.2 - 1.4	1.3	Clima cálido-húmedo
	1.8 - 2.0	1.9	Clima árido
HUTTE	1.6 - 2.0		Alemania
R.N.C.	1.2 - 1.5	1.3	Perú

-En el Reglamento Nacional de Construcciones RNC., la variación esta con respecto al promedio anual de la demanda.

-Los valores del Ingeniero W. Castagnino son para ciudades de América Latina.

Para el proyecto asumiré el coeficiente de variación diaria  $K_1=1.3$

Por lo siguiente:

- No hay variación extrema del clima, es casi uniforme
- El valor asumido está dentro del rango de las normas RNC.(Perú) normas del Brasil que toman en consideración nuestra realidad, - historia, costumbres, hábitos, caso de Mala.

Este coeficiente es determinante en el diseño de las instalaciones de captación, almacenamiento y líneas de conducción.

$$K_1 = 1.3$$

### 5.1.2 Variaciones Horarias

Dentro de las horas del día el consumo no es constante, varía hora a hora, ésta depende del régimen de vida y tamaño de la población.

Estas variaciones horarias de consumo dan origen a un coeficiente ( $K_2$ ) que corresponde a la hora de mayor demanda; viene dado por la relación.

$$K_2 = \frac{\text{Volumen en la hora de mayor consumo}}{\text{Consumo promedio horario}}$$

Las  $K_2$  se establecen para el día de máximo consumo al año.

Para determinar los valor de  $K_2$ , se hacen en base de observaciones sistemáticas de los medidores que se instalan en los reservorios de distribución. En las grandes ciudades estos valores son leídos por una computadora y emitidos en gráficos de descargas versus horas del día. En nuestro país no se han implementado estos sistemas y más aún pocas observaciones de este tipo se hacen.

Es una ciudad en donde su población se dedica a actividades agrícolas, minera y comerciales, comenzando a las 4 a.m. y terminando a las 18 horas; según esto podemos decir que la mayor demanda se produce de 4 a.m. a 11 a.m., tomando un máximo maximum de 10 a.m. a 11 a.m., en la tarde 4 p.m. a 6 p.m. toma un máximo y en la noche de cero horas a 4 a.m. un mínimo minimumum.

Valores para  $K_2$  según Autores y Normas

<u>Autor</u>	<u>Rango</u>	<u>Promedio</u>	<u>Observaciones</u>
Fair-Geyer	2.0-3.0	2.5	Ciudades EE.UU
Hutte	1.5-2.5		Alemania
Mendiola	1.7		Ciudades Perú
RNC.			Norma Peruana
	2.5		Poblac. de 2,000 - 10,000 hab.
	1.8		Poblac. más de 10,000 hab.

En los países desarrollados el máximo consumo está referido al consumo máximo diario anual, su consumo horario no es muy variado

Los valores que toma las Normas Peruanas para los efectos de las variaciones de consumo considera la relación con respecto al promedio anual de la demanda.

Es importante conocer el máximo consumo horario para poder diseñar la red de distribución, reservorio de almacenamiento y calcular el volumen de regulación.

Para la ciudad de Mala asumiremos  $K_2 = 1.8$ , 180% del máximo horario y que corresponden a la hora 10-11 de la mañana.

$$K_2 = 1.8$$

Coefficiente de reforzamiento  $K_3$ , viene dado por la relación

$$K_3 = K_1 \times K_2$$

Con este coeficiente se calcula el consumo máximo maximum y que corresponde a la hora del máximo consumo del año.

Luego tendremos:

a) Consumo promedio anual  $Q_p$

$$Q_p = \frac{\text{dotación} \times \text{población}}{86,400} \text{ lit/seg.}$$

$$Q_p = \frac{200 \times 24636 \text{ lit/seg.}}{86,400} = 57.03$$

$$Q_p = 57.03 \text{ lit/seg.}$$

b) Consumo máximo horario =  $Q_{\max i. hor}$

$$Q_{\max i. hor} = K_2 \times Q_p \text{ Lit/seg.}$$

$$Q_{\max i. hor} = 1.8 \times 57.03 = 102.65 \text{ lit/seg.}$$

c) Consumo máximo diario =  $Q_{\max d}$

$$Q_{\max d} = K_1 \times Q_p \text{ lit/seg.}$$

$$Q_{\max d} = 1.3 \times 57.03 = 74.13 \text{ lit/seg.}$$

d) Consumo o gasto máximo maximorum =  $Q_{MM}$ .

$$Q_{MM} = K_3 \times Q_p = K_1 \times K_2 \times Q_p \text{ lit/seg.}$$

$$Q_{MM} = 1.3 \times 1.8 \times 57.03 = 133.43 \text{ lit/seg.}$$

La red de distribución se diseña con el  $Q_{MM}$ .

### DIAGRAMA DE VARIACIONES HORARIAS

Después de haber asumido los valores máximos y mínimos correspondientes a las diferentes horas del día confeccionaremos el cuadro en el cual se ha tenido en cuenta.

- a) Variación horaria para el día de máximo consumo
- b) Actividades de la población de Mala
- c) Costumbre y hábitos
- d) Tamaño de la población

### 5.2 VOLUMEN ALMACENAMIENTO

En el abastecimiento de agua potable para centros urbanos, el gasto disponible y las demandas no coinciden durante las horas del día, en ciertas horas la demanda es mayor que el suministro y en otras lo inverso.

Por estas variaciones se construyen reservorios que aseguran la compensación del abastecimiento, de tal manera que almacene el sobrante en horas de poco consumo y suministre agua en las horas de máximo consumo.

Para calcular el volumen útil del reservorio hay que tener en cuenta.

- Volumen de almacenamiento por variaciones horarias =  $(V_A)$
- Volumen para combatir incendios  $(V_i)$
- Volumen de emergencia y reserva  $(V_R)$

Para el diseño del reservorio la capacidad es la suma de los volúmenes anteriores  $V_U = V_A + V_i + V_R$

Ventajas de los Reservorios de Almacenamiento.

- a) Dimensionamiento económico de las diferentes partes del sistema

como menor tamaño de tuberías, bombas, filtros etc. Con el reservorio solo se capta de la fuente el gasto máximo diario, de no existir, las tuberías de conducción serán de mayor diámetro mayor capacidad de bombas, porque se necesitará captar el gasto máximo horario.

- b) Mejora las presiones del sistema y da mayor confianza del usuario en la red.
- c) Mayor disponibilidad para reparar accidentes e interrupciones
- d) Mayor rendimiento de las bombas por la uniformidad de presiones.

### 5.2.1 Volumen de Regulación de las Variaciones Horarias

Conocidas las variaciones horarias se puede calcular el volumen de regulación necesario para compensar las continuas diferencias entre el agua que se capta y lo que se consume en un día.

El volumen de regulación depende como se efectue el suministro de agua sea por gravedad o bombeo.

- a) Suministro por gravedad, es continuo durante las 24 horas del día en este caso varía del 15% al 30% del volumen que se consume en el día de máximo consumo.
- b) Suministro por bombeo: puede ser
  - b.1) Continuo, se bombea las 24 horas del día su volumen es similar al caso por gravedad
  - b.2) Discontinuo o intermitente, en estos casos solo se bombea algunas horas del día.

Para determinar el volumen de regulación hay métodos como:

- M1) Método gráfico - Diagrama Masa o Rippl.
- M2) Método analítico - Ecuación técnico-económica
- M3) Aplicación de normas de diseño

#### M1) Método Gráfico

A partir de las variaciones horarias se construye el diagrama masas o de Rippl, que representa el consumo acumulado-hora a hora durante las 24 horas del día de máximo consumo. Se hará para los suministros por gravedad y bombeos, ver cuadros y gráficos posteriores.

#### M2) Método Analítico

Para aplicar este método se formarán cuadros con los valores del porcentaje de consumo durante las 24 horas del día y los porcentajes de suministro según tipo de sistema, determinándose el porcentaje de volumen de regulación. Ver cuadros posteriores.

SUMINISTRO CONSTANTE LAS 24 HORAS DEL DIA

VALORES PARA DIAGRAMA DE VARIACIONES HORARIAS									
Horas	%	lit/seg	m3/h	%(+)	%(-)	%	M3	DIFERENCIAS	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(+)	(-)
0-1	30	2224	80.060	4.17	1.25	1.25	50.060	2.92	
1-2	30	2224	80.060	4.17	1.25	2.50	160.120	2.92	
2-3	30	22.24	80.060	4.17	1.25	3.75	240.180	2.92	
3-4	80	59.30	213.494	4.17	3.33	7.08	453.674	0.84	
4-5	85	63.01	226.838	4.17	3.54	10.62	680.512	0.63	
5-6	90	66.72	240.181	4.17	3.75	14.37	920.693	0.42	
6-7	110	81.54	293.555	4.17	4.59	18.96	1214.248		0.42
7-8	130	96.37	346.928	4.17	5.42	24.38	561.176		1.25
9-10	160	118.61	426.989	4.17	6.67	36.88	2361.780		2.50
8-9	140	103.78	373.615	4.17	5.83	30.21	1934.791		1.66
10-11	180	113.43	480.362	4.17	7.50	44.38	2842.142		3.33
11-12	155	114.90	413.645	4.17	6.46	50.84	3255.787		2.29
12-13	140	103.78	373.615	4.17	5.83	56.67	3629.402		1.66
13-14	130	96.37	346.928	4.17	5.42	61.09	3976.330		1.25
14-15	100	74.13	266.868	4.17	4.17	66.26	4243.198		-
15-16	110	81.54	293.555	4.17	4.58	70.84	4536.753		0.41
16-17	120	88.96	320.242	4.17	5.00	75.84	4856.995		0.83
17-18	140	103.78	373.615	4.17	5.83	81.67	5230.610		1.66
18-19	100	74.13	266.868	4.17	4.17	85.84	5497.478		
19-20	90	66.71	240.181	4.17	3.75	89.59	5737.659	0.42	
20-21	80	59.30	213.494	4.17	3.33	92.92	5951.153	0.84	
21-22	80	59.30	213.494	4.17	3.33	96.25	6164.647	0.84	
22-23	60	44.48	160.121	4.17	2.50	98.75	6324.768	1.67	
23-24	30	22.24	80.060	4.17	1.25	100.00	6404.828	2.92	
				100.00	100.00			17.26	17.26

Observación Tabla

Columna (2) % Asumido de consumo horario para el día de máximo consumo - 30% se debe a 10% de pérdidas, fugas y 20% de probable consumo real es el mínimo minimorum

-180% es el consumo máximo maximorum y se produce de 10-11 horas.

Columna (3) Consumo horario  $q_h = (2) \times Q_{md} = (2) \times 74.13$  litls.

Columna (4) Consumo horario  $m^3/h$   $q_h = (3) \times 3600$

Columna (5) % consumo medio o suministro, en el intervalo de tiempo

$$\text{Considerado } \% = \frac{100}{n} = \frac{100}{24} = 4.17$$

$n =$  Intervalos

La suma  $\% = 100$

Columna(6). Porcentaje relativo de consumo en el intervalo, está dado por  $\% = \% \text{ consumo medio} \times \% \text{ de suministro} = (2) \times (5)$

La suma  $\% = 100$

Columna(7) % Relativo acumulado

Columna(8) Consumo acumulado

Para las diferencias cualquiera de la columnas(5), (6) pueden llevar - signos (+) ó (-).



Conclusiones del Cuadro.-

- El volumen acumulado en el día de máximo consumo:

$$V = Q_{md} \times 86400 = 6404.832 \text{ m}^3$$

- Se comprueba que es igual a la suma de consumos horarios

$$\Sigma V = 6404.828 = V = 6404.832 \text{ m}^3$$

- Podemos graficar el diagrama de variaciones en el consumo horario
- Que el depósito queda vacío de las 19 horas hasta las 6 de la mañana del día siguiente, por tanto en estas horas debemos almacenar agua esto significa 17.26% del volumen almacenado en el día de máximo consumo.

$$\text{Volumen almacenamiento } V_A = (0.1726) (6405) = 1106 \text{ m}^3$$

- Podemos graficar el Diagrama de Masas.

SUMINISTRO POR BOMBEO

Para calcular el volumen de almacenamiento para este sistema debemos hacer un ecuacionamiento técnico-económico de modo que se determine el tiempo óptimo de bombeo.

Bombeo Continuo

El cálculo es similar al uso de suministro por gravedad, en este caso la bomba funciona las 24 horas del día y se considera su arranque y parada automático.

Bombeo Intermitente

Para obtener el volumen de almacenamiento en este sistema debemos analizar período de bombeos a 12,14,16,18 horas para medios urbanos - teniendo en consideración:

- Hora de inicio del bombeo
- Costos de operación y mantenimiento
- Graficarlos para establecer relaciones y comparación

Los datos se analizan en los cuadros siguientes:

12 HORAS DE BOMBEO

Hora de inicio	0		5		10		15		20		Observaciones
	Consumo %	S (+)	D (-)	S (+)	D (-)	S (+)	D (-)	S (+)	D (-)	S (+)	
		Promedio Intelecto									Consumo (C) = (-)
0-1	30	1.25	8.33	7.08	1.25		8.33	7.08	8.33	7.08	Suministro (S) = (+)
1-2	30	1.25	8.33	7.08	1.25		8.33	7.08	8.33	7.08	Diferencia D
2-3	30	1.25	8.33	7.08	1.25		8.33	7.08	8.33	7.08	
3-4	80	3.33	8.33	5.00	3.33		8.33	5.00	8.33	5.00	
4-5	85	3.54	8.33	4.79	3.54		8.33	4.79	8.33	4.79	
5-6	90	3.75	8.33	4.58	3.75		8.33	4.58	8.33	4.58	
6-7	110	4.59	8.33	3.74	4.59		8.33	3.74	8.33	3.74	
7-8	130	5.42	8.33	2.91	5.42		8.33	2.91	8.33	2.91	
8-9	140	5.83	8.33	2.50	5.83		8.33	2.50	8.33	2.50	
9-10	160	6.87	8.33	1.66	6.87		8.33	1.66	8.33	1.66	
10-11	180	7.50	8.33	0.84	8.33	0.84	8.33	0.84	8.33	0.84	
11-12	155	6.46	8.33	1.87	8.33	1.87	8.33	1.87	8.33	1.87	
12-13	140	5.83	8.33	2.50	5.83	2.50	8.33	2.50	8.33	2.50	
13-14	130	5.42	8.33	2.91	5.42	2.91	8.33	2.91	8.33	2.91	
14-15	100	4.17	8.33	4.16	4.17	4.16	8.33	4.16	8.33	4.16	
15-16	110	4.58	8.33	3.75	4.58	3.75	8.33	3.75	8.33	3.75	
16-17	120	5.00	8.33	3.33	5.00	3.33	8.33	3.33	8.33	3.33	
17-18	140	5.83	8.33	2.50	5.83	2.50	8.33	2.50	8.33	2.50	
18-19	100	4.17	8.33	4.16	4.17	4.16	8.33	4.16	8.33	4.16	
19-20	90	3.75	8.33	4.58	3.75	4.58	8.33	4.58	8.33	4.58	
20-21	80	3.33	8.33	5.00	3.33	5.00	8.33	5.00	8.33	5.00	
21-22	80	3.33	8.33	5.00	3.33	5.00	8.33	5.00	8.33	5.00	
22-23	60	2.50	8.33	5.83	2.50	5.83	8.33	5.83	8.33	5.83	
23-0	30	1.25	8.33	7.08	1.25	7.08	8.33	7.08	8.33	7.08	
			49.13	49.15	32.67	32.70	40.60	40.62	62.47	62.51	
% Almacenamiento			49.14%		32.70%		40.61%		62.49%		
									65.18	65.21	
									65.20%		





16 HORAS DE BOMBEO

HORA DE INICIO		0 Hora		4		8		12		18	
Hora	Consumo %	%	D	%	D	%	D	%	D	%	D
0-1	30	1.25	-	1.25	1.25	1.25	-	1.25	5.00	6.25	5.00
1-2	30	1.25	-	1.25	1.25	1.25	-	1.25	5.00	6.25	5.00
2-3	30	1.25	-	1.25	1.25	1.25	-	1.25	5.00	6.25	5.00
3-4	80	3.33	-	3.33	3.33	3.33	-	3.33	2.92	6.25	2.92
4-5	85	3.54	-	3.54	3.54	3.54	-	3.54	2.71	6.25	2.71
5-6	90	3.75	-	3.75	3.75	3.75	-	3.75	2.50	6.25	2.50
6-7	110	4.59	-	4.59	4.59	4.59	-	4.59	1.66	6.25	1.66
7-8	130	5.42	-	5.42	5.42	5.42	-	5.42	0.83	6.25	0.83
8-9	140	5.83	-	5.83	5.83	5.83	-	5.83	0.42	6.25	0.42
9-10	160	6.67	-	6.67	6.67	6.67	-	6.67	0.42	6.25	0.42
11-12	155	6.46	-	6.46	6.46	6.46	-	6.46	0.21	6.25	0.21
10-11	180	7.50	-	7.50	7.50	7.50	-	7.50	1.25	6.25	1.25
12-13	140	5.83	-	5.83	5.83	5.83	-	5.83	0.42	6.25	0.42
13-14	130	5.42	-	5.42	5.42	5.42	-	5.42	0.83	6.25	0.83
14-15	100	4.17	-	4.17	4.17	4.17	-	4.17	2.08	6.25	2.08
15-16	110	4.58	-	4.58	4.58	4.58	-	4.58	1.67	6.25	1.67
16-17	120	5.00	-	5.00	5.00	5.00	-	5.00	1.25	6.25	1.25
17-18	140	5.83	-	5.83	5.83	5.83	-	5.83	0.42	6.25	0.42
18-19	100	4.17	-	4.17	4.17	4.17	-	4.17	2.08	6.25	2.08
19-20	90	3.75	-	3.75	3.75	3.75	-	3.75	2.50	6.25	2.50
20-21	80	3.33	-	3.33	3.33	3.33	-	3.33	2.92	6.25	2.92
21-22	80	3.33	-	3.33	3.33	3.33	-	3.33	2.92	6.25	2.92
22-23	60	2.50	-	2.50	2.50	2.50	-	2.50	3.75	6.25	3.75
23-0	30	1.25	-	1.25	1.25	1.25	-	1.25	5.00	6.25	5.00
				31.0431.04	19.37	19.37		26.26	43.76	43.76	43.13
				31.04	19.37	19.37		26.26	43.76	43.76	43.13.

18 HORAS DE BOMBEO

HORAS DE INICIO	0			4			9			14			20								
	Horas	Consumo %	S	D	+	-	S	D	+	-	S	D	+	-	S	D	+	-			
		Prom. Int.(-)	+																		
0-1	30	1.25	5.56	4.31		1.25	5.56	4.31		1.25	5.56	4.31		1.25	5.56	4.31		1.25	5.56	4.31	
1-2	30	1.25	5.56	4.31		1.25	5.56	4.31		1.25	5.56	4.31		1.25	5.56	4.31		1.25	5.56	4.31	
2-3	30	1.25	5.56	4.31		1.25	5.56	4.31		1.25	5.56	4.31		1.25	5.56	4.31		1.25	5.56	4.31	
3-4	80	3.33	5.56	2.23		3.33	5.56	2.23		3.33	5.56	2.23		3.33	5.56	2.23		3.33	5.56	2.23	
4-5	85	3.54	5.56	2.02		3.54	5.56	2.02		3.54	5.56	2.02		3.54	5.56	2.02		3.54	5.56	2.02	
5-6	90	3.75	5.56	1.81		3.75	5.56	1.81		3.75	5.56	1.81		3.75	5.56	1.81		3.75	5.56	1.81	
6-7	110	4.59	5.56	0.97		4.59	5.56	0.97		4.59	5.56	0.97		4.59	5.56	0.97		4.59	5.56	0.97	
7-8	130	5.42	5.56	0.14		5.42	5.56	0.14		5.42	5.56	0.14		5.42	5.56	0.14		5.42	5.56	0.14	
8-9	140	5.83	5.56	0.27		5.83	5.56	0.27		5.83	5.56	0.27		5.83	5.56	0.27		5.83	5.56	0.27	
9-10	160	6.67	5.56	1.11		6.67	5.56	1.11		6.67	5.56	1.11		6.67	5.56	1.11		6.67	5.56	1.11	
10-11	180	7.50	5.56	1.94		7.50	5.56	1.94		7.50	5.56	1.94		7.50	5.56	1.94		7.50	5.56	1.94	
11-12	155	6.46	5.56	0.90		6.46	5.56	0.90		6.46	5.56	0.90		6.46	5.56	0.90		6.46	5.56	0.90	
12-13	140	5.83	5.56	0.27		5.83	5.56	0.27		5.83	5.56	0.27		5.83	5.56	0.27		5.83	5.56	0.27	
13-14	130	5.42	5.56	0.14		5.42	5.56	0.14		5.42	5.56	0.14		5.42	5.56	0.14		5.42	5.56	0.14	
14-15	100	4.17	5.56	1.39		4.17	5.56	1.39		4.17	5.56	1.39		4.17	5.56	1.39		4.17	5.56	1.39	
15-16	110	4.58	5.56	0.98		4.58	5.56	0.98		4.58	5.56	0.98		4.58	5.56	0.98		4.58	5.56	0.98	
16-17	120	5.00	5.56	0.56		5.00	5.56	0.56		5.00	5.56	0.56		5.00	5.56	0.56		5.00	5.56	0.56	
17-18	140	5.83	5.56	0.27		5.83	5.56	0.27		5.83	5.56	0.27		5.83	5.56	0.27		5.83	5.56	0.27	
18-19	100	4.17	5.56	1.39		4.17	5.56	1.39		4.17	5.56	1.39		4.17	5.56	1.39		4.17	5.56	1.39	
19-20	90	3.75	5.56	1.81		3.75	5.56	1.81		3.75	5.56	1.81		3.75	5.56	1.81		3.75	5.56	1.81	
20-21	80	3.33	5.56	2.23		3.33	5.56	2.23		3.33	5.56	2.23		3.33	5.56	2.23		3.33	5.56	2.23	
21-22	80	3.33	5.56	2.23		3.33	5.56	2.23		3.33	5.56	2.23		3.33	5.56	2.23		3.33	5.56	2.23	
22-23	60	2.50	5.56	3.06		2.50	5.56	3.06		2.50	5.56	3.06		2.50	5.56	3.06		2.50	5.56	3.06	
23-0	30	1.25	5.56	4.31		1.25	5.56	4.31		1.25	5.56	4.31		1.25	5.56	4.31		1.25	5.56	4.31	
			23.09	23.09		23.09	23.09	23.09		23.09	23.09	23.09		23.09	23.09	23.09		23.09	23.09	23.09	23.09
			23.09 %	23.09 %		23.09 %	23.09 %	23.09 %		23.09 %	23.09 %	23.09 %		23.09 %	23.09 %	23.09 %		23.09 %	23.09 %	23.09 %	23.09 %
			30.95	30.95		30.95	30.95	30.95		30.95	30.95	30.95		30.95	30.95	30.95		30.95	30.95	30.95	30.95
			30.95 %	30.95 %		30.95 %	30.95 %	30.95 %		30.95 %	30.95 %	30.95 %		30.95 %	30.95 %	30.95 %		30.95 %	30.95 %	30.95 %	30.95 %
			37.98	37.98		37.98	37.98	37.98		37.98	37.98	37.98		37.98	37.98	37.98		37.98	37.98	37.98	37.98
			37.98 %	37.98 %		37.98 %	37.98 %	37.98 %		37.98 %	37.98 %	37.98 %		37.98 %	37.98 %	37.98 %		37.98 %	37.98 %	37.98 %	37.98 %
			33.66	33.66		33.66	33.66	33.66		33.66	33.66	33.66		33.66	33.66	33.66		33.66	33.66	33.66	33.66
			33.66 %	33.66 %		33.66 %	33.66 %	33.66 %		33.66 %	33.66 %	33.66 %		33.66 %	33.66 %	33.66 %		33.66 %	33.66 %	33.66 %	33.66 %



VALORES PARA DIAGRAMA DE MASAS O RIPPL

Horas	Consumo %		Suministro % del Total				
	Horario	Acumul.	12 h.	14 h.	16 h.	18 h.	24 h.
0-1	1.25	1.25					4.17
1-2	1.25	2.50					8.34
2-3	1.25	3.75					12.51
3-4	3.33	7.08					16.68
4-5	3.54	10.62			6.25	5.56	20.85
5-6	3.75	14.37		7.14	12.50	11.12	25.02
6-7	4.59	18.96	8.33	14.28	18.75	16.68	29.19
7-8	5.42	24.38	16.66	21.42	25.00	22.24	33.36
8-9	5.83	30.21	24.99	28.56	31.25	27.80	37.53
9-10	6.67	36.88	33.32	35.70	37.50	33.36	41.70
10-11	7.50	44.38	41.65	42.84	43.75	38.92	45.87
11-12	6.46	50.84	49.98	49.98	50.00	44.48	50.04
12-13	5.83	56.67	58.31	57.12	56.25	50.04	54.21
13-14	5.41	61.09	66.64	64.26	62.50	55.60	58.38
14-15	4.17	66.26	74.97	71.40	68.75	61.16	62.55
15-16	4.58	70.84	83.30	78.54	75.00	66.72	66.72
16-17	5.00	75.84	91.63	85.68	81.25	72.28	70.89
17-18	5.83	81.67	100.00	92.82	87.50	77.84	75.06
18-19	4.17	85.84		100.00	93.75	83.40	79.23
19-20	3.75	89.59			100.00	88.96	83.40
20-21	3.33	92.92				94.52	87.57
21-22	3.33	96.25				100.00	91.74
22-23	2.50	98.75					95.91
23-24	1.25	100.00					100.00

CONCLUSIONES

1) De los cuadros anteriores y del diagrama de Rippl o Masa determinamos:

Período de Bombeo (h)	Hora de Inicio	Método Analítico		Método Gráfico (Masa)	
		% Volum. alm.	Volum. alm. (m <sup>3</sup> )	% Volum. alm.	Volum. alm. (m <sup>3</sup> )
12	6	32.70	20.95	32.55	20.85
14	5	25.14	16.10	24.25	15.53
16	4	19.37	12.41	17.50	11.21
18	4	15.59	9.99	11.80	7.56
24	0	17.26	11.06	17.25	11.05

2) Tener cuidado con el manejo de valores, puede llevarnos a tomar capacidades mayores que la requerida.

3) Del Diagrama de Masa

-Nos determina las horas en que se almacena agua y las capacidades en porcentaje del volumen de agua regulado.

4) Para cálculos asumiré valores del método analítico

5) La pendiente es la que determina si hay producción o mayor consumo:

Si la pendiente de suministro es mayor que la de consumo, entonces hay producción y su exceso se almacena para consumirlo - en horas de mayor consumo.

Si la pendiente de consumo es mayor que la producción, entonces hay mayor consumo, estas son las horas de mayor demanda y en estas horas disminuye el almacenamiento.

En el análisis de período de bombeos

6)-A menos tiempo de bombeo mayor es el volumen de almacenamiento y con menores costos de equipamiento.

-A mayor tiempo de bombeo, menor es el volumen de almacenamiento y con mayores costos de equipamientos, operación y mantenimiento.

**Conclusión:**

La adecuada selección del período de bombeo, me determina la solu  
ción más económica por disminución de la cantidad de agua por al  
macenar.

### 5.2.2 Volumen para combatir incendios

La demanda de agua contra incendios es función de:

- Tamaño de la población y extensión disponible
- Grado de inflamabilidad de los materiales
- Valor de las propiedades
- Existencia de suministros, almacenamientos y bombas privadas

El volumen de agua para combatir incendios dentro del consumo anual es casi despreciable por lo pequeño, pero si influye en el consumo diario y horario. En poblaciones grandes esta influencia no es tan alta como en poblaciones pequeñas.

En el Perú es poco frecuente los incendios debido al material de las edificaciones.

Para determinar el volumen de agua contra incendios existen varios criterios:

- 1) Reglamento Nacional de Construcciones R.N.C(Perú)
- 2) Normas Americanas
- 3) Normas Brasileñas.

Veamos su aplicación para el caso de Mala

- 1) Reglamento Nacional de Construcciones-RNC.  
Para poblaciones de 10,000 á 100,000 habitantes, considerar un siniestro que sea combatido por:
  - a) Dos hidrantes, operando simultáneamente, teniendo en cuenta que dure 2 horas, ya que no se cuenta con Compañía de Bomberos.
  - b) El gasto a considerar por hidrante puede ser 15 lt/seg. dentro del rango de las normas que es 10 á 20 lit/seg.
  - c) El material inflamable constituido por adobes, madera, quincha, cañas etc.

Según esto el volumen de agua contra incendios  $V_i$ .

$$V_i = NQ \times t \quad \text{donde } N= 2 \text{ hidrantes}$$

$$Q= 0.015 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$t= 2 \text{ horas}$$

$$V_i = 2 \times 0.015 \times 2 \times 3600 = 216 \text{ m}^3.$$

#### 2) Normas Americanas

- a) El Consejo Nacional de aseguradores contra incendios - (N.B.F.U) recomienda:  
Para poblaciones menores de 200,000 habitantes, el gasto contra incendios estará dado por la fórmula:  

$$Q = 64.345 \sqrt{P} (1-0.01 \sqrt{P}) \text{ lit/seg.}$$
 donde  $P$ = población en miles.

Para Mala  $P = 24.635$   
 $Q = 64.345 \sqrt{24.635} (1 - 0.01 \sqrt{24.635}) = 304 \text{ lit/seg.}$   
Valor alto respecto al dado por RNC.

Hay fórmulas empíricas

b) KUICHLING  $Q = 700 \sqrt{P} \text{ gl/min.} = 44.158 \sqrt{P} \text{ lit/seg.}$   
 $P = \text{población en miles}$

Mala  $P = 24.635$   
 $Q = 44.158 \sqrt{24.635} = 219 \text{ lit/seg.}$

Valor alto respecto al RNC.

c) FREEMAN, R. John

$Q = 250 \left( \frac{P}{5} + 10 \right) \text{ gl/min.} = 15.771 \left( \frac{P}{5} + 10 \right) \text{ lit/seg.}$   
 $P = \text{población en miles}$

Mala  $P = 24.635$   
 $Q = 15.771 \left( \frac{24.64}{5} + 10 \right) = 235 \text{ lit/seg.}$

Valor alto respecto al RNC.

Conclusión: Los gastos son demanado altos, no están de acuerdo a nuestra realidad, descartamos estas normas para Mala.

### 3.0 Normas Brasileiras

Recomienda para combatir incendios una capacidad de 250 á 500 m<sup>3</sup> - para ciudades pequeñas.

Esta de acuerdo con nuestra realidad y dentro de los valores dados en RNC.

Volumen asumido contra incendios ( $V_i$ ) = 230 m<sup>3</sup>.

está dentro de normas RNC. (Perú) y normas Brasileiras y de acuerdo característica de la ciudad de Mala.

$$V_i = 230 \text{ m}^3.$$

### 5.2.3 Volumen de Reserva

Este volumen es el necesario para el caso de emergencia y que dependen de las interrupciones de bombes, accidentes de las tuberías accesorios de la línea de conducción, como del tiempo de reparos - de las instalaciones.

La determinación es criterio del ingeniero proyectista; los ingenieros americanos consideran del 20 al 30% del volumen total de las variaciones horarias más incendios.

Tomando el 25% significa

$$VR = 33\% (VA + Vi)$$

Si tomamos valores para nuestro caso, los volúmenes de reserva serán altos, fuera de nuestra realidad.

Se acostumbra tomar para poblaciones pequeñas un

$$VR = 0.10 (VA + Vi)$$

Para nuestro proyecto no consideraré volumen para reserva por:

- El funcionamiento del sistema actual no ha sufrido desperfecto, lo que me dice que tiene un buen mantenimiento y operación.
  - Es imposible que en Mala se presente coincidente una emergencia e incendio, de ocurrir un incendio la población participa y auxilia con algunos pozos propios.
  - Se puede usar el volumen para incendios como reserva.
- En resumen tendremos:

Período Bombeo (h)	Volu.Regulac. M3	Volu.Inoen. días m3.	Volumen Almc. total m3.	Observac.
12	2095	230	2325	
14	1610	230	1840	
16	1241	230	1471	
18	999	230	1229	
	1106	230	1336	Suministro - por gravedad

Del cuadro asumiré el volumen total de almacenamiento para un - - período de bombeo de 18 horas, es lo recomendable, de no ser

-Si bombeamos menos de 18 horas, el gasto de bombeo aumentaría lo - que traería que el rendimiento de la fuente o pozo, no cubra esta - demanda.

-Si el bombeo es mayor de 18 horas, el volumen de regulación y total aumentaría con mayores infraestructuras, mayores consumos de energía y con mayores gastos de operación y mantenimiento, que atentarían la economía del proyecto.

-El volumen total de almacenamiento 1250 m3 asumido para el proyecto.

Reservorio Nuevo (1250 -450) = 800 m3.

## CAPITULO VI

### FUENTES DE CAPTACION - DISCUSION ALTERNATIVAS

Determinada la población, dotación y volumen de almacena- -  
miento, el problema es buscar la fuente de abastecimiento adecuada  
para elegirla debemos hacer estudios hidrológicos, geológicos y -  
topográficos de las zonas posibles de solución.

Con todos estos datos se inicia el estudio de las diferentes fuen-  
tes determinando:

-El gasto o rendimiento mínimo (en épocas de sequías), ésta deberá  
ser mayor o igual al gasto máximo diario anual.

-La calidad del agua, deberá cumplir normas permisibles de potabi-  
lidad.

Para la elección definitiva de la solución, se tendrá en considera-  
ción el aspecto técnico-económico de la captación, línea de conduc-  
ción y tratamiento del agua.

#### 6.1 Fuentes de abastecimientos de agua

Los tipos de fuentes se pueden clasificar como:

- aguas Pluviométricas
- aguas superficiales
- aguas subterráneas

##### 6.1.1 Aguas Pluviométricas

Son las provenientes de las lluvias, granizos o nieve, por lo ge  
neral se utilizan para poblaciones rurales pequeñas.

En nuestro proyecto no es posible utilizarla como fuente ya que-  
las precipitaciones son nula en la Costa y escasa en la cuenca -  
del río Mala.

Si se presentan ocurren encima de los 3800 m.s.n.m. de la cuenca  
y es registrada en las estaciones Pluviométricas de Huañeco y Hua-  
rachiri.

##### 6.1.2 Aguas Superficiales

Las aguas pueden ser provenientes de:

- Depósitos naturales; lagos y lagunas
- Depósitos artificiales; represas de almacenamiento o regulación
- Corrientes superficiales permanentes o intermitentes casos de -  
ríos, arroyos, manantiales, canales, acequías, etc.



Para la captación de aguas superficiales es necesario primero estudiar el rendimiento es decir la cantidad de agua o volumen disponible, debido que su régimen de descargas tiene máximos y mínimos. En casos de descargas mínimas se recurre al almacenamiento - y de allí se toma para el abastecimiento.

Para nuestro proyecto tenemos la Estación Hidrométrica de aforo - La Capilla, que lleva registros de descargas de las aguas del río Mala desde el año 1938, del cuál según la ONERN a determinado las siguientes características mensuales:

Descarga mínima	0.75 m <sup>3</sup> /seg.
Descarga mínima minimorum	0.09 m <sup>3</sup> /seg.
Descarga máxima maximorum	264 m <sup>3</sup> /seg.

La Dirección General de aguas y suelos (DGAS) -Ministerio de - - Agricultura y Alimentación (MAA) Chequeo y revisó estos valores - a través de un análisis de consistencia de la información Hidrológica para el río Mala (Año-1980) con el fin de verificar su autenticidad. Este análisis se hizo por métodos estadísticos con el - fin de corregir errores aleatorios de mediciones, observaciones y como de errores sistemáticos o de consistencia naturales o provocados, llegándose a la siguiente conclusión:

- Los datos de campos se estiman confiable ya que en los períodos- (1938-1966), (1966-1978) no se cambio de operador.
- El ciclo hidrológico para la cuenca del río Mala se inicia en el mes de octubre y concluye el mes de setiembre del año calendario siguiente.
- Las variaciones estacionales del régimen de descargas son consecuencia directa de sus fuentes de alimentación.
- Se estudiaron 66500 hás. del Valle de Mala, del cuál para desarrollar 1200 hás., se necesitará 21.9 millones de m<sup>3</sup>. de agua, - considerando como módulo de necesidad 18250 m<sup>3</sup>/há. De acuerdo el estudio hidrogeológico se estima que las aguas superficiales cubrirán 11.03 millones m<sup>3</sup>., existiendo un déficit de 10.87 millones de m<sup>3</sup>., que se cubrirán por aguas subterráneas.

De lo expuesto deducimos que abastecer por aguas superficiales - nos traería una cuantiosa inversión debido a que almacenar agua - significa construir presas para regular las aguas y asegurar el - suministro, en el período de estiaje.

De llevarse a cabo la regulación de aguas, con fines de desarrollo nos presentaría un segundo inconveniente la línea de conducción - sería extensa más de 15 km., que con sus obras complementarias de captación, pozas de sedimentación, tratamientos, etc. nos demandaría una fuerte inversión inicial.

En conclusión descartamos el aprovechamiento de aguas superficiales para el abastecimiento urbano de Mala.

### 6.1.3 Aguas Subterráneas

Las aguas subterráneas pueden ser:

- De manantiales naturales
- De galerías filtrantes
- De pozos sea tabular o tajo abierto

La determinación de las aguas subterráneas es un problema estrictamente técnico y que debe hacerse de acuerdo a estudios hidrogeológicos de la zona, ya que no es económico ir haciendo perforaciones de un sitio a otra en busca de agua.

Por el costo de la perforación del pozo es deseable tener cierta seguridad de que el pozo llegue al acuífero satisfactoriamente.

Los análisis que se siguen para el estudio de pozos son:

- Exploraciones geofísicas
- Cateos

Dentro de las exploraciones geofísicas tenemos:

- Métodos de resistividad
- Métodos sísmicos o acústicos

Estos métodos se basan en la velocidad de la onda y la resistividad de los materiales a través de los que pasa determinando la presencia de agua, localización e indicando la calidad química del agua subterránea.

Para el Valle de Mala existe el Inventario de las Fuentes de Aguas Subterráneas (1972) y un Estudio Hidrogeológico del Valle Mala (1980) efectuados por la Dirección General de Aguas y Suelos (DGAS)-Ministerio de Agricultura y Alimentación (MAA), de los cuales extraemos las siguientes consideraciones:

- El inventario, fue un trabajo de campo realizada por los ingenieros Fernando Soto y Jean Pierre con el propósito de hallar las características técnicas de los pozos, manantiales y galerías filtrantes así como los datos concernientes a piezometría, explotación, uso y calidad físico química del agua subterránea.
- El Estudio Hidrogeológico, evaluó el potencial acuífero subterráneo disponible, considerando aspectos socio-económicos y agroeconómicos, fue a nivel semidetallado.

#### Equipo y Método de Campo

Las medidas de campo se realizaron: con sonda eléctrica para medir el nivel de agua, con plomada para las mediciones de las profundidades de los pozos.

Se uso: Resistivímetro Chauvin-armoux, termómetro para determinar la conductividad eléctrica y altímetro Thomens y teodolitos para la nivelación de los puntos.

Fue un trabajo de dos años 1978-1979, interviniendo un grupo de dieciséis especialistas.

6.20 Presentación del inventario.- Se encontraron los siguientes

6.21 <u>Tipos de Fuentes</u>	Relación
T = Pozos tubulares	8
TA= Pozos tajos abiertos	91
M = Manantiales	1
	Total 100

6.22 Características Generales de las fuentes

a) Pozos Tubulares (T)

Diámetros varían 10" á 18"  
Profundidad varían de 10 á 82 m.

Construidos generalmente por equipos mecánicos

Equipos: Mecánicos y con rendimientos de 10 á 22 lit/seg.

Usos: Complejos Industriales 4 (Minas Raúl y Condestable)

Domésticos 1

Agrícolas (Iumbreras) 3

b) Pozos Tajo Abierto (TA)

Diámetros: de 1 m. á 3 m.

Profundidad: de 1 mt. á 43 mt. sin revestir y con columna de agua reducida.

Extracción : con baldes y con rendimientos limitados

Usos : domésticos y pecuarios (agrícolas, granjas).

c) Manantial (M)

Exista un único en la hacienda o Cooperativa San José del Monte, ubicado en el lugar denominado Buenos Aires.

Uso: fines doméstico y con rendimiento limitado.

6.23 Explotación de la Napa y distribución por tipo de Usos

Explotación; Se calculó para cada fuente de agua la masa — anual explotada en metros cúbicos. Para los usos domésticos— se hizo en base de modulos considerando.

Consumo diario/adulto = 250 lit.

Consumo diario/familia =1250 lit.

La masa anual para el año 1979 fué de 13'699,013 m<sup>3</sup>., que — fueron extraídas de todas las fuentes, y que representa una— explotación continuada de la napa de 48 lt/seg. para pozos — tubulares y de 1.3 lt/seg. para pozos o tajo abierto.

Distribución de la explotación por tipo de Uso (Año 1979)

<u>Tipo</u>	<u>Uso</u>	<u>Volumen m<sup>3</sup>/año</u>	<u>%</u>
T	Domést.	149,848	
	Indust.	1'254,200	
	<u>Agrícola</u>	<u>110,700</u>	
	Total	1'514,748	11.05
TA	Domést.	49,721	
	Indust.	109,000	
	<u>Agrícola</u>	<u>200,000</u>	
	Total	358,721	2.61
Drenes		11'580,544	84.53
Manat.		<u>245,000</u>	<u>1.81</u>
Total Anual		13'699,013	100.%
De los Pozos	<u>Distribución</u>	<u>Volumen m<sup>3</sup>/año</u>	<u>%</u>
	Doméstico	199,569	10.65
	Industrial	1'363,200	72.76
	<u>Agrícola</u>	<u>310,700</u>	<u>16.59</u>
	Total	1'873,469	100.%

6.3 Calidad de las Aguas Subterráneas

Temperatura : varía de 20° C á 23° C y depende de la ubicación y tipo de fuente.

El P.H.

Varía de 6.7 á 7.8, es agua practicamente neutra a ligeramente básica.

Composición Química

Todas las aguas son del mismo grupo, bicarbonatadas. Con la — circulación en el acuífero el agua se mineraliza y aumenta sensiblemente la concentración del sodio pero son utilizables. Ver-cuadro de análisis químico.

De acuerdo a los límites aprobados por ESAL son consideradas - aguas de potabilidad pasables (aceptables), y se hallan en la-zonas de Mala aguas arriba hasta Galango, Iumbreras, San Mar -cos, La Aguada, Bujama Alta, San José del Monte, La Huaca y - Rinconada.

ANÁLISIS QUÍMICO DEL AGUA - DIFERENTES FUENTES

FUENTE :	Ca	+ Mg	+ Na	+ K	Suma Cationes	HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	NO <sub>3</sub>	SO <sub>4</sub>	Cl.	Suma aniones	Boro	C.E.	SAR.	P.H.	Clasificación.	Sólido Disuelto
Mina Raúl N° 1	2.3	1.4	2.1	0.07	5.8	4.0	0.5	0.0	2.0	6.5	0.3	0.63	1.5	7.5	C2 51	0.40
Santa Enriqueta	5.8	1.6	2.2	0.16	9.7	4.2	2.5	0.6	2.4	9.7	0.3	0.97	1.1	7.5	C3 51	0.62
La Aguada (M. Huapaya)	1.9	2.05	1.6	0.26	5.8	3.0	0.5	0.	2.4	5.9	0.4	0.64	1.1	7.7	C2 51	0.48
La Huaca	6.2	1.6	4.2	0.21	12.2	4.0	0.	0.8	7.0	12.2	0.2	1.18	2.1	6.9	C3 51	0.92
Agua Potable-Mala MVC.	4.0	1.15	3.1	0.06	8.3	3.4	1.0	1.1	2.8	8.3	0.4	0.85	1.9	7.2	C3 51	0.54
San José del Monte	3.3	1.15	2.3	0.04	6.7	3.6	0.5	0.2	2.4	6.7	0.3	0.69	1.5	7.5	C3 51	0.80
Santa Rosa -Huarangal	4.0	1.3	6.	0.11	11.4	2.8	1.0	4.8	2.8	11.4	0.5	1.11	3.6	7.0	C2 51	0.60

Análisis efectuado : Ministerio de Agricultura y Alimentación

Sub-Dirección de Aguas Subterráneas

Laboratorio: UNA.

Observaciones : Cationes : m eq x lt.

Aniones : m eq x lit.

CE. : m.m. hos/cm.

Boro : p.p.m.



CARACTERISTICAS DE ALGUNOS POZOS - MALA

NOMBRE FUENTE	TIPO	Cota Suelo m.		Prof. m.	Año Perfor.	Nivel Piezont.		Explotación			
		Suelo	Suelo			Prof(m)	Cota	Uso	Q(lit/seg)	Masa Anual m <sup>3</sup> .	Estado
Condestable	T	19.5	54.0	54.0	1963	13.0	6.5	Ind.Dom.	16.7	330,000	U
Condestable	T	16.0	45.0	45.0	1968	10.0	6.3	Ind.Dom.	16.	442,000	U
Raíl 1	T	4.7	10.0	10.0	1961	0.6	4.2	Ind.Dom.	15.	570,00	U
Raíl 2	T	40.	82.0	82.0	1967			Ind.Dom.	18.	570,000	U
Huaca	TA	9.0	3.7	3.7	1968	3.1	5.9	Dom.		90	U
Mala (Torres)	TA	32.	33.0	33.0	1950	18.2	14.2	Dom.		90	U
Mala(Chumpitaz)	TA	36.	22.0	22.0	1927	20.2	16.5	Dom.		500	U
Agua Potable -M.V.C.	T	25.5	60.0	60.0	1963			Dom.	18	148,000	U
Totoritas	TA	2.2	3.0	3.0	1960			Dom.		180	U
Lumbreras	T	34.8	45.0	45.0		22.3	12.5	Riego	17.3	30,000	U
Fao. Los Cerros	T	26.5	37.0	37.0	1970	19.1	7.5	Riego	11.0	16,500	U
Bujama Baja	TA	2.8	2.0	2.0		1.4	1.5	Riego	10.	27,000	U

U = En uso.

Fuente : Minist. Agricultura y Alimentación (MAA) Año 1980

Proyecto: "Ampliación de la frontera agrícola con utilización de aguas subterráneas".

#### 6.4 Funcionamiento del acuífero del Valle de Mala (Estudio Nov. 1979)

##### 6.4.1 Napa fréatica.-

Napa del Valle predominante se encuentra libre y en forma cilíndrica por la presencia de lentes de arcillas no se descarta la presencia de artesianos localizados.

##### 6.4.2 Morfología de la Napa

La morfología del techo de la napa tiende a ser uniforme en todo el ámbito territorial del valle, debido a las condiciones locales de alimentación y/o drenaje y a la configuración del impermeable que condiciona el flujo subterráneo.

En 1979 se elaboró la Carta de Hidroisohipsas, del cual la napa sigue una dirección paralela a la del río Mala drenando hacia el Océano Pacífico.

##### 6.4.3 Profundidad de la Napa

Se halla a diferentes profundidades, dependiendo de su topografía.

En general después de medir gran número de pozos la napa es superficial, sin embargo hay zonas donde el nivel se halla a 35.62 m. en Mala se halla en un promedio de 20 mts.

De la Carta de Isoprofundidades de la napa deducimos:

- El nivel disminuye de aguas arriba hacia aguas abajo.
- Profundidad en la margen derecha: 15 mts. promedio
- Profundidad en la margen izquierda: 15 mts. promedio
- Variación de la napa en estiaje de 0.5 á 4 mt.

##### 6.4.4 Pendiente hidráulica de la napa

Se determinó en la zona de Mala del 6%, en las inmediaciones de la desembocadura del río del 0.5%

##### 6.4.5 Hidrodinámica Subterránea

Se evaluarón la transmisividad y coeficiente de almacenamiento estas características indican como es el comportamiento del flujo de agua a través del medio poroso, los resultados de cinco pruebas de bombeo en diferentes lugares del valle y de acuerdo a la interpretación del método de tehis-jacob, se establecieron los siguientes valores:

Transmisividad (T en m<sup>2</sup>/seg.)

De  $55 \times 10^{-2}$  -  $3 \times 10^{-3}$

La variación depende del espesor del acuífero que va de 100 á - 300 m. según resultados de la prospección geofísica. Se tomo rango representativo de 150 á 200 mt.

Permeabilidad (K m/s)

De  $0.7 \times 10^{-3}$  m/s -  $2.6 \times 10^{-3}$  m/s.

60.48 m/día - 224.64 m/día

Esta constante es independiente de las propiedades del agua y del espesor del acuífero, varía en la dirección S.E. de Mala

Coeficiente de almacenamiento (%)

Parámetro hidráulico del acuífero, indica la capacidad que tienen los materiales acuíferos para almacenar o liberar agua se expresa generalmente en porcentaje.

Valores : Rango 6.7 - 6.9 %

6.5 Conclusiones de los Estudios

- Del estudio hidrogeológico se efectuó un balance del reservorio-acuífero en la cual se disponen 64 millones de m<sup>3</sup>/año que equivalen a 2.03 m<sup>3</sup>/s.
- Se determinó zonas favorables en el valle de Mala para perforar pozos de donde se puede extraer un caudal óptimo de explotación de unos 50 lit/seg/pozo. Valor coincidente con el aforo del MVC-DOM.
- El volumen explotado es relativamente bajo representa 16% de las reservas disponibles de aguas subterráneas.
- El reservorio acuífero está constituido por materiales del cuaternario origen aluvial, depositados en 3 niveles fluvio-aluviales. De la perforación los primeros metros son relleno aluvial, cantos rodados, gravas, arenas, limos y arcillas en forma heterogénea en forma de mezcla estratificada.
- Recomienda perforar pozos con profundidades promedio de 60 mt. y ubicarlos convenientemente para mejorar su eficiencia, conducción y aplicación del agua.
- Resumen y conclusión final.  
Asumiré como fuente de suministro las aguas subterráneas para el abastecimiento de agua potable para la ciudad de Mala.

6.6 Normas y límites de Potabilidad-Comparación para las aguas Subterráneas del valle de Mala.

El agua para poder ser bebida con seguridad, no debe contener bacterias productoras de enfermedades patógenas y además no debe tener sabores y olores convenientes, color, turbidez y sustancias químicas.

Requisitos que debe reunir el agua Físicos, Químicos, Bacteriológicos y Radiológicos.

6.6.1 Físicos

Relativos a la apariencias del agua como: color, olor, sabor y temperatura.

-Color: es incolora; en el laboratorio el color se determina por comparación visual de los tubos de Nessler, tubos de vidrios con soluciones de diferente intensidad de color - standar.

El máximo es 15 unidades.



- Olor : Es inodora
- Sabor : Es agradable
- Temperatura : de 20° á 23°C, no trae disgusto al consumidor

#### 6.6.2 Químicos

El análisis químico sirve para determinar la dureza total, - alcalinidad total, PH y la presencia de cloruros y fluoruros del agua.

El agua puede contener sustancias tóxicas en la solución, si al analizarlas exceden las concentraciones recomendadas se rán desechadas.

Límites Tolerables de sustancias tóxicas en la solución

Sustancia	Entidad	Perú (M.S)	Inter (O.M.S)
		miligramo litro	mg/lit.
Arsénico	(As)	0.10	0.05
Bario	(Ba)	1.00	
Cadmio	(Cd)	0.01	
Cromo	(Cr <sup>6+</sup> )	0.02	
Cianuros	(CN)	0.02	
Plomo	(Pb)	0.05	0.05
Selenio	(Se)	0.05	0.01
Plata	(Ag)		0.05
Cobre	(Cu)	3.00	1.00
Cloruros			1.00
Fluoruros			0.7 - 1.2
Hierro	(Fe)	0.5	0.3
Manganeso	(Mn)		0.05
Zinc	(Zn)	15.00	5.00

Dureza.— Del agua apreciada por su contenido en carbonatos y sulfatos de calcio o magnesio, se expresa siempre por la proporción de carbonatos en miligramos/litro. La dureza debe ser menor de 50 mg/lit.

A pesar que la dureza del agua no tiene ningún peligro sanitario sin embargo obligan a usar mayor proporción de jabón cuando son duras.

Un método simple de determinar la dureza del agua es agregar jabón líquido de calidad standar a una muestra de agua hasta que se forme espuma. La cantidad de jabón marca el grado de dureza.

Alcalinidad.— Se determina por la presencia de iones bicarbonatos, carbonatos e hidroxido (OH). Ocasionalmente los iones fosfatos y silicatos u otras bases contribuyen en forma importante a la alcalinidad.

La alcalinidad total se expresa en términos de carbonato de calcio (Ca CO<sub>3</sub>) equivalente en miligramos/litro Máximo 120 - p.p.m. Ca CO<sub>3</sub>.

El P.H..- Indica la acidez neta e alcalinidad del agua, se define como el logaritmo del inverso de las concentraciones de iones hidrógeno en gramos/litro.

$$PH = \log (H^+) = \log \left( \frac{1}{H^+} \right)$$

En el agua pura a 25° C, el  $(H^+) = 1.00 \times 10^{-7}$ , PH=7 representa una solución neutra, no es ácida ni alcalina.

Cada disminución unitaria en el PH representa un aumento 10 veces mayor el carácter básico y cada aumento unitario representa un incremento 10 veces mayor en el carácter básico.

El P.H. es importante conocerlo para poder hacer las dosificaciones adecuadas de productos químicos y control adecuado de procesos de desinfección ya que las bacterias patógenas no perduran por largos lapsos en aguas fuertes alcalinas o básicas, es decir a valores altos de PH (mayores de 11) o valores muy bajos (menores de 3).

Para determinar el P.H. hay métodos como observación directa y usos de electrodos. El primer método se basa en echar un indicador a la solución y comparar con patrones de color da precisiones de 0.1 unidades de P.H.

Método electrodos, se usa equipos eléctricos de precisiones de - - 0.03 á 0.02 unidades de P.H.

Cloruros La mayoría de aguas contienen algo de cloruros en solución La presencia de cloruros indica una posible polución extraña por deyecciones humanas.

Fluoruros Algunas fuentes contienen fluoruros naturales, si estas concentraciones se aproximan al nivel óptimo puede producir efectos benéficos para la salud pública, ayuda evitar la descomposición de la dentadura en los niños.

El exceso de fluoruros en las aguas pueden ocasionar fluorosis dental (manchas).

### 6.6.3 Análisis Bacteriológicos

Se realiza con el objeto de poder descubrir organismos patógenos - en el agua y examinar la calidad del agua.

Las bacterias coliformes se detectan mezclando la muestra en un caldo de lactosa e incubando durante 48 horas a una temperatura de 37° C, si la muestra despidió bióxido de carbono, entonces la muestra puede tener bacterias coliformes. Esta prueba es presuntiva de ser positiva se tomará una prueba confirmativa para decidir si el agua es peligrosa o no

Las bacterias coliformes no deben exceder de 1 por 100 ml. en promedio de las muestras.

#### 6.6.4 Examen Microscópico

No es imprescindible pero nos sirve para determinar la presencia de ciertas formas orgánicas que dan mal olor o mala apariencia del agua, se utiliza para esta el microscopico.

#### 6.6.5 Conclusión Calidad del Agua

Las aguas subterráneas para el suministro de Mala no con - tiene elementos químicos dañinos para el humano y es una - agua neutra, según esto confirmamos que lo de buena calidad y cumple las normas Internacionales y Nacionales.

#### 6.6.6 Cuidado de la Fuente

Ya que serán aguas subterráneas pocos problemas tendremos, pero debemos proteger:

- a) La captación, fijando un perímetro de protección
- b) Aplicación estricta de reglas y precauciones sanitarias como:
  - Mantener un buen servicio de mantenimiento; limpieza - desinfección, buen estado de equipos, etc.
  - Tener registro confiable del análisis químico
  - Tener personal calificado para la operación.

#### 6.7 ALTERNATIVAS ESTUDIADAS-JUSTIFICACION SOLUCION

Habiendo llegado a la conclusión que la fuente de abasteci miento serán las aguas subterráneas, en las alternativas - nos queda plantear tipos de captación, longitud y caracte - rística de la conducción, dentro de estas veremos que los - costos de mantenimiento y reposición sean los más bajos po sibles.

En cuanto a costos estos dependen del tipo de materiales - y equipos a usar sean nacionales o importados.

Los materiales nacionales su variación de costo está de - acuerdo a la variación interna del país, mientras que los - importados su variación está de acuerdo a la tasa de infla - ción del dolar americano. En general en los equipos impor - tados su costo de mantenimiento son altos.

Finalmente debemos conocer el tipo de préstamos para saber cuál va a ser la amortización anual que naturalmente depen de del tipo de interés del capital prestado.

#### 6.7.1 Esquemas de Abastecimiento -Aguas Subterráneas

##### A) Captación Pozos excavados

- 1) Ordinario con drenes radiales
- 2) Caseta bombeo-equipos
- 3) Línea de Impulsión
- 4) Reservorio de almacenamiento
- 5) Red de distribución

B) Captación Pozos Profundos

- 1) Ubicación del Pozo-Tubular
- 2) Caseta de Bombeo-y equipos
- 3) Línea de impulsión
- 4) Reservorio de almacenamiento
- 5) Red de distribución

ESQUEMA A: CAPTACION POZOS EXCAVADOS

Como en el lecho del río la NF esta de 3 á 4 mt. sobre la superficie del terreno, planteamos este tipo de captación.

A.1 Características

-Ubicación : Cota 26 m.s.n.m. Cruce camino San José del Monte y S. Barranca

-NF. :Cota 22 m.s.n.m.

-Galerías: Radiales según Ranney se obtiene hasta 40 veces mayor del rendimiento normal. Esto evita la interferencia entre ellos, como la construcción de nuevos pozos.

Ubicados cota 14 m.s.n.m.

-Diámetro del Pozo  $\phi = 1.50$  m.  $r = 0.75$  m.

-Gradiente hidráulica de la Napa  $i = 0.006$  (Dato M.A.A)

-Gasto. Existen muchas fórmulas para determinarlo, según Dupuit.

$$Q = \pi K \frac{(H^2 - h^2)}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)} = \text{rendimiento del pozo (m}^3/\text{seg)}$$

K = Conductividad = 142.56 n/día (tomando promedio del rango.

R = Radio de influencia del pozo. Si recarga es igual a volumen extraído R toma la sgte. forma

$$R = \frac{0.68 (H^2 - h^2)}{i H_1 \log. \left(\frac{R}{r}\right)}$$

r = radio del pozo

H = potencia del acuífero saturado antes del bombeo

h = nivel dinámico o altura de abatimiento de la N.F.

H<sub>1</sub> = potencia del acuífero

Depresión máxima = h

Por criterios prácticos asumir  $h = \frac{H-2}{3} H = \frac{H}{3}$  (Kozery)

Sea H = 20 m. h = 6.70 m. r = 0.75 mín. RNC.

$$\text{luego } R = \frac{0.68 (26.7) (13.3)}{0.006 \times 24 \log. \left(\frac{R}{0.75}\right)} = \frac{1677}{\log. \left(\frac{R}{0.75}\right)}$$

Por tanteos  $R = 580$  m.

$$\text{Gasto } Q = \frac{1.36K (H^2 - h^2)}{\log \left( \frac{R}{r} \right)} = \frac{1.36 \times 24.96 \times 26.7 \times 13.3}{\log \left( \frac{580}{0.75} \right)} = 4174 \text{ m}^3/\text{día} = 48.3 \text{ lt/seg.}$$

El valor  $Q$  esta dentro del valor dado por el MVC. y MAA, lo asumiré como rendimiento del pozo.

Gasto Requerido para el sistema, se bombeará 18 horas según análisis

$$Q_R = Q_{nd} \times \frac{24}{H_B} \quad (\text{lt/seg}) \quad H_B = \text{horas de bombeo}$$

$$Q_R = 74.13 \times \frac{24}{18} = 98.8 \text{ lt/seg.} = 99 \text{ lt/seg.}$$

Comparando  $Q_R$  y  $Q$  calculado para el pozo

$$Q < Q_R$$

Se deberá construir las galerías radiales ideales por Ranney para - aumentar el rendimiento del pozo, en un número tal que  $Q > Q_R$ , esto - se determinará durante la construcción.

Supongamos que logramos un 30% más del rendimiento normal entonces - el valor probable será:

$$Q \text{ captado} = 1.3 Q = 1.3 \times 48.3 = 62.80 \text{ lt/seg.}$$

No es suficiente un solo pozo, esto plantea perforarse 2 pozos con - sus respectivos equipamientos

$$Q \text{ captado} = Q (\text{pozo 1}) + Q (\text{pozo 2}) = 62.80 \times 2 = 125.60 \text{ lt/seg.}$$

$$Q \text{ captado} > Q_R \quad \text{OK}$$

Radio de influencia, se asumirá que de cada pozo se bombeará cauda - les aproximadamente iguales como 50 y 49 lt/seg., luego para  $R$ ;

$$Q = K_i \times 2 \pi R H$$

$$R = \frac{Q}{2 \pi K_i H} = \frac{4320}{2 \pi \times 24.92 \times 0.006 \times 20} = 230 \text{ m.}$$

Luego la distancia mínima entre pozos será 460 m.

## A.2 Bombas-Línea de Conducción

Las bombas serán accionadas por energía eléctrica ya que actualmente contamos con la línea CORMAN de alta tensión que pasa por los Cerros San Juan de Lima a Marcona.

En la Línea de conducción usaremos tubos de asbesto cemento AC. clase 150.

### A.2.1 Consideraciones para hallar Cota del Reservorio

Cota Reservorio = Cota alta-población + Presión Mínima +  $H_h$ .

Cota alta-población = la más alta = 76 m. en. m.

Presión Mínima (Vivienda) = 15 m.

$\Sigma h$  = Pérdidas de carga, accesorios, fricción = 15 m.

Cota Reservorio =  $76 + 15 \frac{1}{4} \times 15 = 106$  m.s.n.m. (aproximado)

Cota Reservorio = 96 m.s.n.m. (Definitiva después de verificar presiones en la red de distribución)

En cuanto a la línea de conducción se presenta dos posibles modos o disposición de conducir el agua de los pozos hacia el tanque.

Modo 1.- Las líneas de impulsión se unen y llegan con una sola tubería de descarga.

Modo 2.- Las líneas de impulsión llegan al tanque con dos tuberías de descargas una de cada pozo.

Se usará tubería AC, C = 140, clase 150, para el cálculo de velocidades y la pendiente hidráulica de la tubería se usarán los Nomogramas de Hazen Williams, asumiendo los gastos y los diámetros económicos.

Según Bresse  $D = K \times 0.25 \sqrt{Q}$

Todos los Modos y cálculos los acompañamos en la tabla.

Clave

ME-i (i = 1,2,3) = Modos en el caso de Pozos excavados

MT-i (i = 1,2,3) = Modos en el caso de Pozos tubulares

Consideraciones

En el caso de unirse las líneas de impulsión se considerará un 15% pérdida de accesorios respecto a la fricción.

### A.2.2 Diámetros Económicos

K = 1.3	$x = 18/24$	$D = 1.21 \sqrt{Q}$	
Q (m <sup>3</sup> /s)	D(m) Estimado	D (asumido)	
0.050	0.27	11"	8"
0.049	0.27	11"	8"
0.100	0.38	15"	14"

El trazo de la línea deberá ser en lo posible lo más recta de la captación al tanque evitando cambios bruscos tanto en planta como en elevación.

### A.2.3 Cálculo de la Potencia de las Bombas.-

#### POZO 1

Cota de Captación = 26 m.s.n.m.

Cota del Reservorio = 96 m.s.n.m. Resultado, después de verificar presiones en la red.

Longitud tubería = 530 m. (A.C  $\phi$  8" c = 140)

Qd (diseño) = 50 lt/seg.

H (altura de impulsión) = h + hf + hm. (m)



$h = \text{Cota Reservorio} - \text{Cota Captación} + \text{Profundidad Nivel dinámico de napa (m)}$

$h_f = \text{Pérdida de carga debido a fricción de tuberías}$

$h_m = \text{Pérdida de carga por accesorios en la línea de impulsión} - \text{por lo general se asume } 10\% \text{ de la pérdida por fricción.}$

$$H = (96 - 26 + 17.3) + (11 \times 53) + 0.1(11 \times 53) = 87.3 + 5.83 + 0.58$$

$$H = 93.71 \text{ m.}$$

$$\text{Potencia Requerida } P = \frac{QH}{75 \times e} \quad \text{HP (De la bomba)}$$

$Q = \text{Caudal lt/seg.}$

$e = \text{Eficiencia de la bomba (0.825 Byron-Jackson Hidrostral)}$

$75 = \text{Factor de conversión (1 HP = 75 kg -metro)}$

$$P = \frac{50 \times 93.71}{825 \times 75} = 76 \text{ HP}$$

### POZO 2 (P2-A)

Cota Captación = 39.60 m.s.n.m.

Cota Reservorio = 96.00 m.s.n.m.

longitud de tubería = 820 m. (AC  $\phi$  8" C=140)

$Q_d = 49 \text{ H/seg.}$

$$H = (96 - 39.6 + 17.3) + (11 \times 82) + 0.1(11 \times 82) = 73.70 + 9.02 + 0.90$$

$$H = 83.62 \text{ m.}$$

$$\text{Potencia requerida } P = \frac{49 \times 83.62}{825 \times 75} = 63 \text{ H.P.}$$

Luego para impulsar los 99 lt/seg. al reservorio que se encuentra en la cota 96 m.s.n.m. usaremos dos bombas.

El cálculo para los distintas alternativas es similar, los valores y resultados están en el cuadro.

### ESQUEMA B - CAPTACION POZOS PROFUNDOS

#### B.1 Características

a) Fuente :Agua subterráneas profundas

b) Hidrogeología: los estratos del acuífero de acuerdo a las perforaciones del MAA. y la Dirección de Operación y Mantenimiento del Ministerio de Vivienda y Construcción (MVC-DOM), se halló lo que presentamos en la página N° , nos da idea del potencial.

-Captación: Considerar el pozo (P-1), con cota 26 m.s.n.m.

-N.F (Nivel freático) = 4.00 m. debajo del ras del suelo

-Diámetro del Pozo tubular  $\phi = 18''$

-Profundidad del pozo = 70 m.

-Gasto: del aforo del MAA -MVC-DOM el gasto es mayor de 50 lit/seg.



Cálculo del Radio de Influencia del Pozo R (m)

Determinado por la fórmula

$$R = \frac{0.68 (H^2 - h^2)}{i H_1 \log \left( \frac{R}{r} \right)}$$

H<sub>1</sub> = 150 m. Espesor del acuífero se considera hasta la capa impermeable, valor resultado de los estudios de la prospección geofísica método de la resistividad eléctrica.

H = 42 m. Espesor del acuífero saturado

h = Máxima depresión se asume  $h = \frac{H}{3} = 14$  m.

r = 9" = 0.2286 m.

i = 0.006 pendiente de la napa (dato MAA)

$$R = \frac{0.68 (42^2 - 14^2)}{0.006 \times 150 \log \left( \frac{R}{0.2286} \right)} = \frac{1185.}{\log \left( \frac{R}{.2286} \right)}$$

Tanteando R = 369 m.

Generalmente este valor se determina de las pruebas de bombeo para una depresión de la napa de 0.1 m.

$$N^{\circ} \text{ de pozos} = \frac{99}{50} = 1.98 \approx 2$$

El problema que tenemos que resolver, es saber donde ubicar - el segundo pozo para su perforación.

Ubicación del pozo tubular

Considerar distancia mínima entre pozos = 700 m.l, con esto - se salva posible interferencia entre ellos, en caso de excesivo abatimiento y se logra recibir la recarga continua tanto de las lluvias de la parte alta, las infiltraciones de los canales Bujama y San Marcos de la Aguada y del propio río Mala.  Naturalmente  estará dentro de la zona favorable de explotación - de aguas subterráneas determinado en el Estudio Hidrogeológico

B-2 Cálculo de las Potencias de las bombas.

Para el cálculo asumiremos que se bombeará de dos pozos tubulares, el caudal de 99 H/seg., a través de dos líneas de impulsión con caudales aproximadamente iguales, de tal manera que.

$$Q \text{ bombeo} \geq Q \text{ requerido.}$$

POZO 1

H = altura de impulsión (m) = H<sub>g</sub> + H<sub>g</sub> + Σh

H<sub>g</sub> = altura geométrica (cota tanque-Cota Pozo) = 96-Cota Pozo

H<sub>S</sub> = altura de succión 17.3 + 4+5 = 26.3 m.

Σh = Pérdida de carga por fricción de la tubería y accesorios

$$h = h_f + h_a = h_f + 0.1 h_f = 1.1 h_f$$

$$H = (96-26) + 26.3 + 1.1 h_f = 96.30 + 1.1 h_f.$$

$$H = 96.3 + (.53 \times 10.7) \times 1.1 = 102.54 \text{ m.}$$

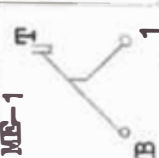


Potencia de la bomba

$$P = \frac{49 \times 102.54}{825 \times 75} = 81. \text{ HP.}$$




El cálculo para los demás casos es similar, teniendo en cuenta la variación de la cota de los pozos y sus pérdidas de cargas.

RESUMEN DE ALTERNATIVAS DE ABASTECIMIENTOS

POZOS EXCAVADOS

Modos	Tramo	Q	φ "	V	L(m)	S(m/km)	h <sub>f</sub> (m)	H (m)	Bomba(HP)	Observaciones:
ME-1 	1-U	49	8	1.52	494	10.7	6.45	93.75	75	φ = diámetro tubería Q = lit/seg. V = m/s.
	2B-U	50	8	1.53	560	11.0	7.42	78.22	64	
	U-T	99	14	1.06	200	2.8				
ME-2 	1-U	49	8	1.52	382	10.7	5.11	92.41	73	H = altura de impulsión
	3-U	50	8	1.53	590	11.0	7.75	91.05	74	
	U-T	99	14	1.06	190	2.8				
ME-3 	1-T	49	8	1.52	530	10.7	6.24	93.54	74.	
	2A-T	50	8	1.53	820	11.0	9.92	83.62	68	

POZOS TUBULARES

MT-1 	1-T	49	8	1.52	530	10.7	6.24	102.54	81
	2A-T	50	8	1.53	820	11.0	9.92	92.62	75
MT-2 	1-T	49	8	1.52	530	10.7	6.24	102.54	81
	2B-T	50	8	1.53	760	11.0	9.20	89.00	72
MT-3 	1-T	49	8	1.52	530	10.7	6.24	102.54	81
	2C-T	50	8	1.53	1080	11.0	13.07	95.37	77

### 6.7.2 Estudio Económico de los Esquemas Propuestos

Para la selección de una alternativa (esquema), en proyectos de ingeniería debe hacerse en base de consideraciones económicas siempre y cuando el proyecto sea físicamente factible, según esto se debe estimar en lo posible los costos de cada una de las alternativas para analizar cual tiene un menor costo anual.

Para determinar el costo anual, es necesario conocer el período de diseño del proyecto, tasa de interés anual del capital prestado y duración de las obras hidráulicas.

El capital de recuperación o amortización anual que se tiene que pagar por un capital prestado se halla por la fórmula:

$$a = Ci (1+i)^t / ((1+i)^t - 1)$$

a = amortización anual

c = capital prestado

i = tipo de interés anual

t = período de préstamo en años

Los organismos internacionales como (AID) Agencia Interamericana para el Desarrollo, (BID) Banco Interamericano de Desarrollo prestan para proyectos de abastecimientos de agua a una tasa de interés de 4 á 7.5% con períodos de amortización de 25 á 30 años

Para el proyecto asumir            i = 7% anual  
   t = 25 años

La amortización anual será: a = 0.085BC.

COSTOS DE LAS ALTERNATIVAS - SISTEMAS DE BOMBEO

FECHA MAYO 15-1981

	POZOS EXCAVADOS			POZOS PROFUNDOS		
	ME - 1	ME - 2	ME - 3	MT - 1	MT - 2	MT - 3
a) <u>Costo Instalación</u>						
-Obras de captación 99 lt/s.	19'170,000	19'170,000	19'170,000	15'400,000	15'400,000	15'400,000
-Caseta de bombeo 1(100 m <sup>2</sup> \$/30,000/m <sup>2</sup> ) y Mejora	4'000,000	4'000,000	4'000,000	4'000,000	4'000,000	4'000,000
-Equipo bombeo: 4 Bombas, 4 Motores eléctricos con pletos incluye cabezal, columnas, canastilla, linterna, instalación, etc.	36'473,600	38'572,800	37'260,800	40'934,400	40'147,200	41'459,200
-Línea de impulsión (AC), C=140, clase 150, Accesorios considera 5% de pérdidas, según longitud	10'326,795	9'601,355	10'003,990	10'003,990	9'552,470	11'922,950
-Reservorio (800 m <sup>3</sup> ) Apoyado	6'560,000	6'560,000	6'560,000	6'560,000	6'560,000	6'560,000
TOTAL Soles	76'530,395	77'904,155	76'994,790	76'898,390	75'659,670	79'342,150
Dolares	186,660	190,010	187,792	187,557	184,535	193,517
b) <u>Costo Anual</u>						
-Amortización del costo (25 años al 7%)	6'566,308	6'684,176	6'606,153	6'597,882	6'491,600	6'807,556
Costo total x 0.0858						
-Costo operación y mantenimiento considerar 1% del costo de las bombas nuevas	218.842	231,437	223,565	245,606	240,883	248,755
-Para motores eléctricos 2% su precio	291.790	308.582	298,086	327,475	321,178	331,674
-Dos operarios 2(2100x365)	1'533,000	1'533,000	1'533,000	1'533,000	1'533,000	1'533,000
-Mantenimiento de la captación, línea impulsión Reservorio considerando 5% costo de la instalac.	2'002,840	1'966,567	1'986,700	1'798,199	1'775,623	1'894,148
Costo anual por bombeo TOTAL Soles	10'612,780	10'723,762	10'647,504	10'502,162	10'362,284	10'815,133
Dolares	25,885	26,156	25,970	25,615	25,274	26,378

Cambio 1 Dolar NA = 4.10 Soles.







De las alternativas estudiadas, deducimos que el sistema de pozos tubulares modo (MT-2) es la más económica entre los sistemas planteados. En esta alternativa se contempla perforar los pozos P1 y P-2B, ubicados dentro de la zona favorable de explotación de aguas subterráneas del valle de Mala, con estos dos pozos se asegura el abastecimiento para nuestro proyecto.

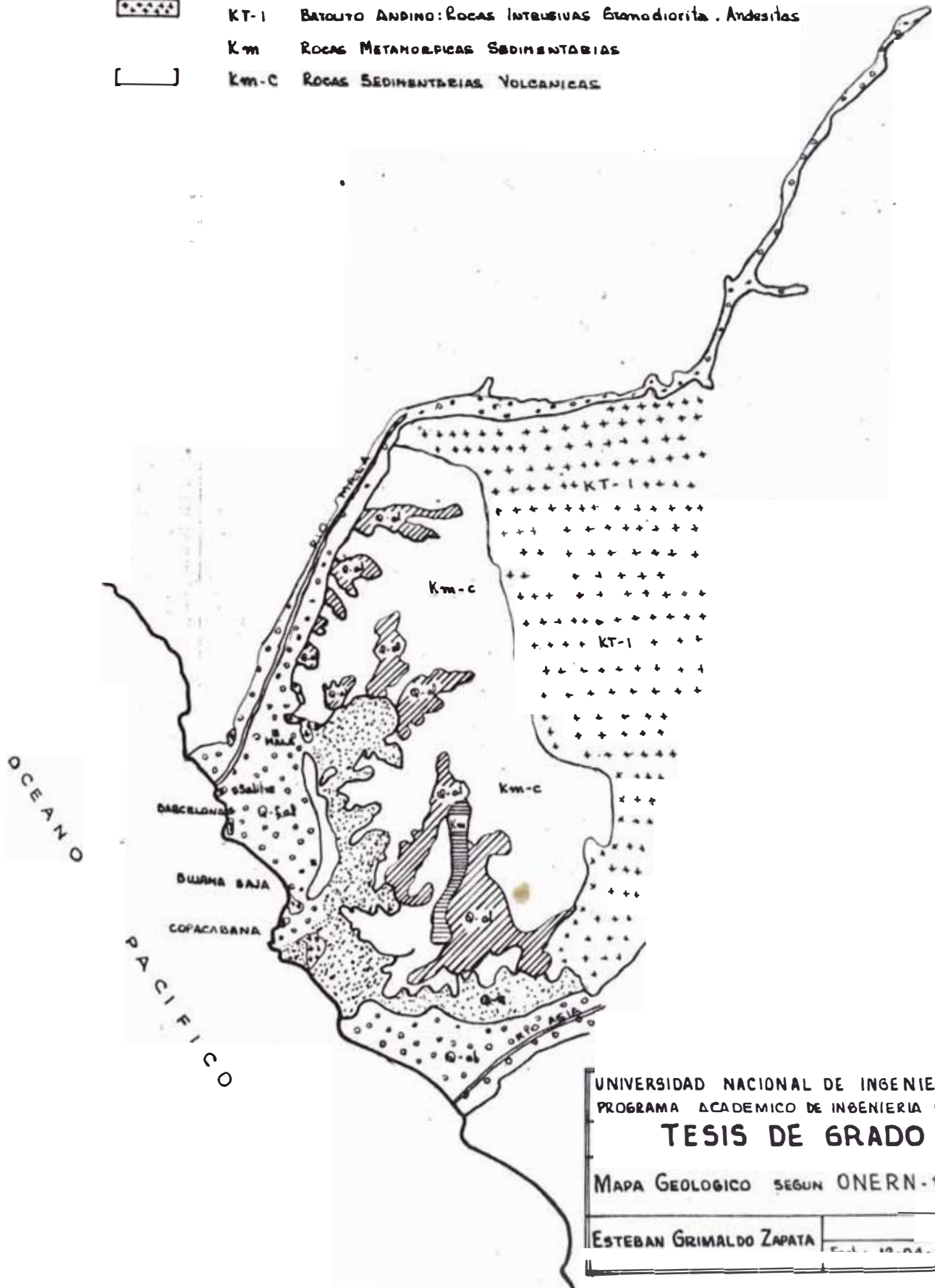
Razones del bajo costo anual por bombeo de la alternativa escogida (MT-2).

- Bajo costo de la línea de impulsión y del equipo de bombeo, que es producto de la menor distancia entre la captación y el reservorio, como de la menor altura dinámica total de bombeo.
- Aprovechamiento de recursos ya instalados, para los pozos tubulares solo se perforará el segundo pozo ya que actualmente existe el pozo (P-1). En el caso de pozos excavados se deberá perforar los dos pozos.
- Los costos de mantenimiento de todo el sistema son más bajos. Otras razones para escoger esta alternativa.
- Nos ofrece seguridad en cuanto a servicios, hay mayores posibilidades de permanencia del caudal a requerir, en una napa acuífero profunda que en una napa superficial.
- Es más eficiente y más cómodo en cuanto perforación e instalación del equipo de bombeo.

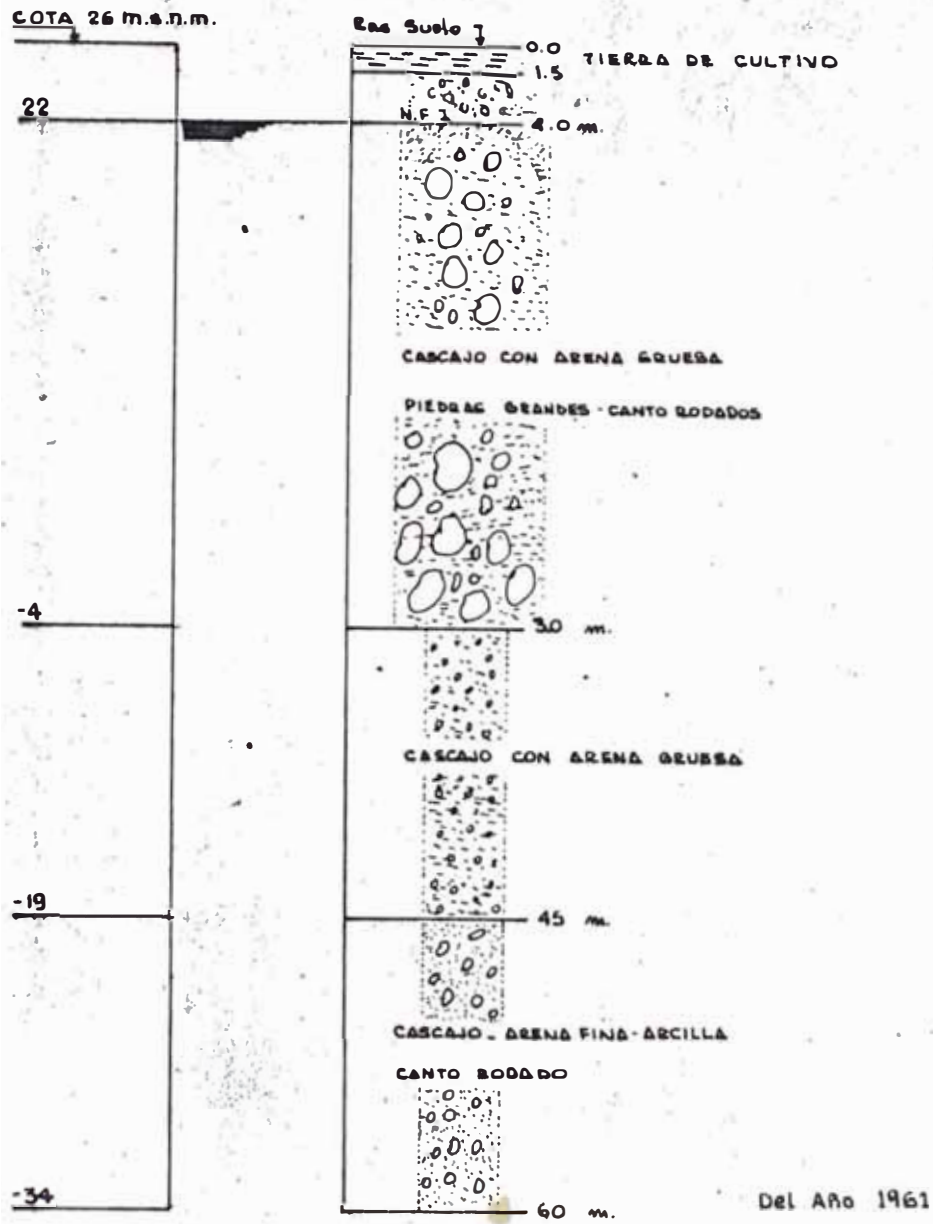
De este análisis y por todas estas razones escogemos como fuente de abastecimiento aguas subterráneas con captación de pozos profundos, modo MT-2, conduciéndose con dos líneas de impulsión y con un caudal de 99 lt/seg.



-  Q-f-al DEPOSITO FLUVIO-ALUVIONAL : Arena . Grava . Arcilla . Conglomerado
-  Q-al DEPOSITO ALUVIONAL
-  Q-e DEPOSITO EOLICO : Dunas . Medanos ondulados suaves
-  KT-1 BATOLITO ANDINO : Rocas intrusivas Granodiorita . Andesitas
-  Km ROCAS METAMORFICAS SEDIMENTARIAS
-  Km-c ROCAS SEDIMENTARIAS VOLCANICAS



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
 PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL  
**TESIS DE GRADO**  
 MAPA GEOLOGICO SEGUN ONERN-1976  
 ESTEBAN GRIMALDO ZAPATA  
 E.L. 19.04.1981



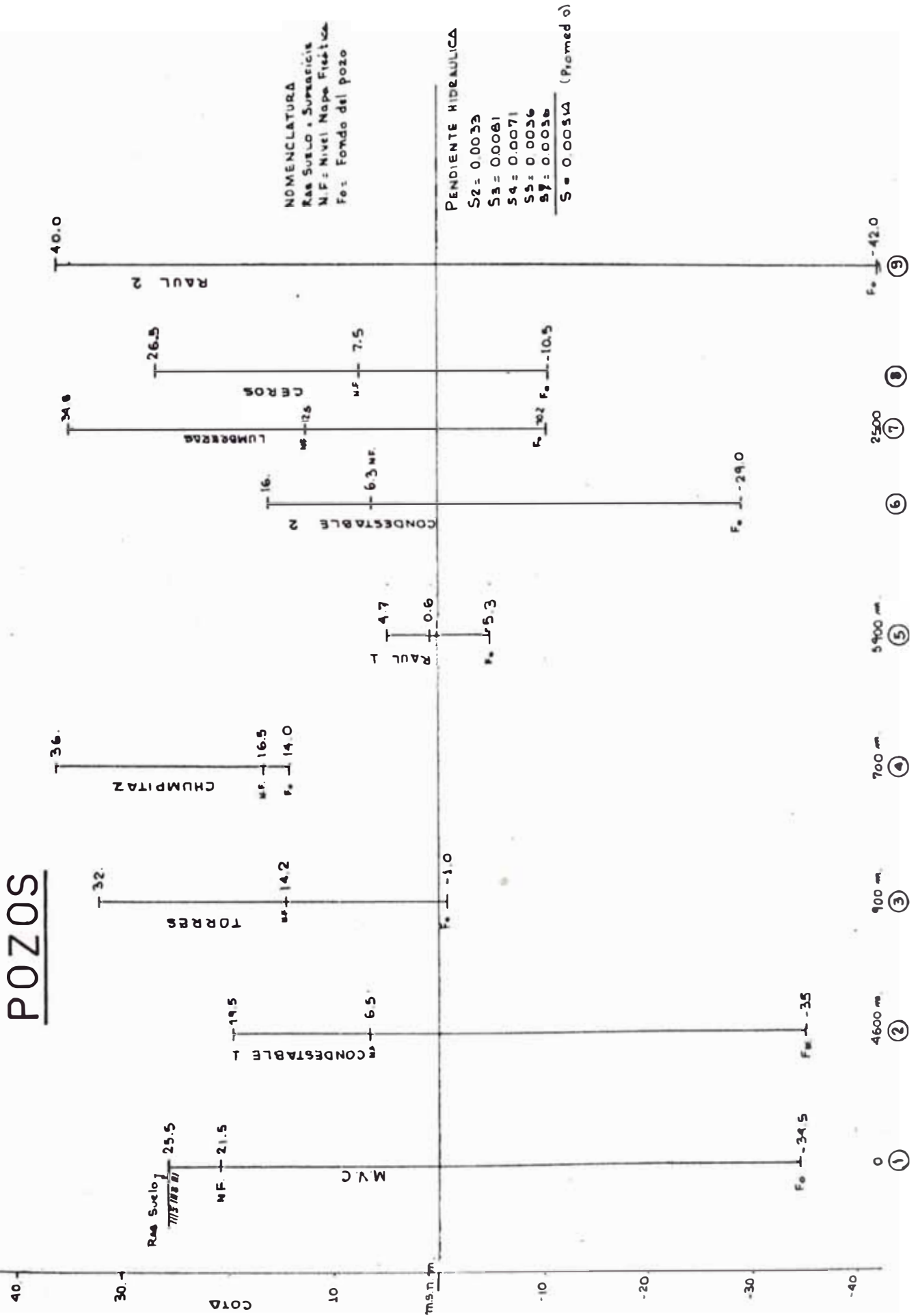
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
PROGRAMA ACADEMICO: INGENIERIA CIVIL

Tesis de Grado Abast Agua Mala.  
**PERFIL ESTATIGRAFICO**  
**POZO 1 - MINISTERIO VIVIENDA**

ESTEBAN GRIMALDO Z...

V 1: 400  
H 1: 20

Fecha: JUN 26-1961



## CAPITULO VII

### SISTEMA DE CAPTACION

La captación es el punto inicial de un sistema de abastecimiento de agua y es por ello que su diseño debe reunir las condiciones para poder captar un caudal que como mínimo debe ser igual al caudal máximo diario anual, en el caso más desfavorable como en las sequías.

#### 7.1 Ubicación de la Zona.-

La zona de captación de las aguas subterráneas estará ubicada en la margen izquierda del Río Mala, al Norte de la ciudad, por el camino a la CAP. San José del Monte. Se efectuará por medio de pozos tubulares, ubicado en las cotas indicadas en el plano de alternativas, se usarán bombas centrífugas de eje vertical para pozos profundos accionadas por motores eléctricos.

#### 7.2 Número de Pozos -Características

Se obtiene de la siguiente relación

$$N^{\circ} \text{ Pozos} = \frac{\text{Gasto requerido}}{\text{Rendimiento del pozo}}$$

El gasto requerido (QR) para el día de máximo consumo y para el período de bombeo de 18 horas será  $QR = 99 \text{ lt/seg.}$

El gasto determinado por pozo :  $50 \text{ lt/seg.}$ , valor resultado después de haber efectuado cinco pruebas de bombeo en diferentes zonas del valle de Mala, por la Dirección General de Aguas y Suelos -Ministerio Agricultura.

Las pruebas fueron de un solo régimen de bombeo es decir de caudales constante y tiempos prolongados con la finalidad que el valor fuera representativo.

$$\text{Luego } N^{\circ} \text{ Pozos} = \frac{99}{50} = 2$$

Distancia mínima entre pozos: será 700 m.l., elimina toda posibilidad de interferencia y permite la recarga del pozo.

Profundidad de los pozos: por recomendación del estudio hidro-geológico serán de 70 m.

Los diámetros de los pozos serán :  $\phi = 18''$  (. 2286 m)

Revestidos con forros metálicas en toda su longitud y en su parte inferior con filtro alrededor del diámetro.

En cuanto al diseño del filtro este dependerá de las experiencias que tengan los contratista o el Minist. de Vivienda y Construcción.

En materia de filtros hay gran atraso por los problemas, limitaciones y función del material de cobertura.

Cabe mencionar que actualmente existen otros materiales filtrantes fuera de la arena y grava como la fibra de vidrio - Lana de vidrio, Espuma de Poliétileno que se están usando - en EE.UU. y Holanda pero todavía con poco beneficio impor - tante a pesar de su elevado costo.

Terminada la construcción de los pozos se procederá a desinfectarlo con una solución de cloro durante 24 horas y se - aforará después de un bombeo continuo mínimo de 72 horas, - graficando los resultados gasto VS. depresión, conforme los señala el RNC. en captación de Aguas subterráneas.

### 7.3 Elección de las bombas y motores

Para elegir las bombas y motores debemos conocer la altura de bombeo y la capacidad de la bomba, ambas están en función del tipo de tuberías, pérdidas de cargas, eficiencias e instalaciones de fluido eléctrico. Mayores detalles se verán en la Línea de Conducción y sus consideraciones.

### 7.4 LINEA DE CONDUCCION Y CONSIDERACIONES

Para llevar el agua desde el punto de captación al Reservorio se utilizan varios sistemas de conducción. La elección del sistema tiene en cuenta la fuente de abastecimiento, ubicación de la captación con respecto a la población por servir y el factor económico.

Los sistemas de abastecimientos pueden hacerse por:

- Conductos abiertos
- Conductos cerrados

Para nuestro caso tenemos:

El sistema de abastecimiento es por conducto cerrado y que funcionará a base de bombas; la captación esta en un punto más bajo que la población a abastecer.

#### 7.4.1 Selección del tipo de tubería en la línea de impulsión

Para proyectos de abastecimientos se presentan como alternativas una amplia gama de soluciones referente a la calidad y material de las tuberías, todas las soluciones tienen características técnicas y económicas diferentes, que no pueden considerarse equivalentes y por lo tanto es necesario ponderar de alguna manera las características propias de las mismas para fines comparativos.

Entre los factores que influyen en el seleccionamiento de los tipos de tuberías tenemos:

- Seguridad contra riesgos en la fabricación
- Transporte y almacenamiento
- Vida útil esperada
- Comportamiento hidráulico-Estructural
- Capacidad de resistir las condiciones del medio ambiente
- Exigencias constructoras, reparaciones y mantenimiento
- Costo de la construcción y fabricación.

De lo anterior, el único factor cuantificable es el costo de la construcción y fabricación, nos da términos más o menos exactos porque incluye el valor de la tubería, obras especiales, civiles y equipos

En realidad es el factor que determina cual es el valor de mérito técnico de la solución o mejor dicho el costo de excelencia técnica relativa de cada alternativa del cual elegimos el tipo de tubería más conveniente.



De los tipos de tuberías que conocemos: acero, fierro fundido y asbesto cemento, la más económica es la de asbesto-cemento- (Según precios de la Casa Wiese es cuatro veces menor que ambas) desde ya nos inclinamos por éste tipo.

#### Ventajas y Desventajas de la tubería de asbesto-cemento

##### Ventajas

- Son económicas
- Mantienen sus condiciones iniciales, por tanto mantienen su flujo.
- Son livianas y permiten un fácil manipuleo en la instalación
- Sus uniones son flexibles y de rápido montaje lo que significa bajo costo en la instalación de la tubería.
- La flexibilidad de uniones evita rotura en casos de asentamientos y movimientos sísmicos.
- Pueden ser cortados fácilmente

##### Desventajas

- Tienen poca resistencia al corte, tener cuidado en reparaciones.
- Tienen poca resistencia a la flexión, lo que puede llevarla a la rotura.

En el Perú los fabrica ETERNIT y son de dos tipos.

Tubería Magnani, para presiones moderadas de 45,75,105 lb/pulg<sup>2</sup> de longitudes de cuatro metros y de diámetro 3" a 10".

Tubería Mazza, soportan altas presiones de 105,150 y 200 lb/pulg<sup>2</sup>, se fabrican en diámetros de 3" a 36", sus longitudes varían de 3 á 4 mt. Hay tuberías menores longitudes de 1 á 2 mt. que sirven de empalmes.

##### Conclusión

La tubería en la línea de impulsión será de Asbesto-Cemento - (A.C) la clase la determinaremos luego podrá ser de 150 ó 200.

7.4.2 Dimensionamiento Hidráulico de la Línea de Impulsión

Para el cálculo de líneas de conducción por bombeo se recomienda:

- Usar las fórmulas de Hazen-Williams
- Dimensionar de acuerdo al estudio del diámetro económico
- Instalar dispositivos contra golpe de ariete.
- Uso de válvulas de purga y aire
- Los equipos de bombeo serán dobles para garantizar un servicio continuo.

Para análisis económico del diámetro debemos considerar:

Diámetro tentativo según Bresse para sistema discontinuas

$$D = K n^{\frac{1}{4}} Q B^{\frac{1}{2}}$$

D = diámetro tentativo

K = Coeficiente según tipo tubería. Asbesto Cemento=1.3

n = N° horas de bombeo 124

QB = Gasto de bombeo en m<sup>3</sup>/seg.

Altura Dinámica total HDT (m)

$$HDT = H_g + H_{fI} + H_{fS} + H_{LI} + H_{LS}$$

H<sub>g</sub> = Altura geodésica (Cota tanque-Cota captación+altura descarga + altura de captación a nivel dinámico dentro del pozo.

Altura descarga en el tanque = 6.00 m. mínimo

H<sub>f</sub> = Pérdida por fricción de tuberías

H<sub>L</sub> = Pérdidas localizadas por accesorios.

7.4.3 Amortización Anual de Tuberías y Equipo de Bombeo

Tuberías y Accesorios

Considerar Período útil = 40 años, como el período del proyecto es 25 años, al término de éste las tuberías tendrán un valor residual que asumiremos 35% del costo actual.

Esquema  $C = P_t (1+r)^t$   
 $P_t = C \frac{1}{(1+r)^t} = C \cdot FSA$

FSA = Factor simple de actualización

Si la tasa de interés anual es 7% puesta para 25 años, entonces FSA =0.1842.

Costo de la tubería considerando este valor residual a la fecha.

$$C_t = C + 0.35C \cdot FSA = C (1+0.35 \times 0.1842) = 1.064C$$

amortizando a una tasa de 10% anual durante 10 años.

$$a = C_t \frac{0.1}{1.1} \frac{1.1}{-1} 10 = 0.1627C_t$$

amortización anual del costo de las tuberías será:

$$a_t = 1.064 \times 0.1627C = 0.17311C$$

Equipo de Bombeo

Considerar que el equipo tendrá una vida útil de 10 años, según esto.

Valor residual al cabo de 10 años será cero por ciento (0%).

$$F.S.A = \frac{1}{(1+0.1)^{10}} = 0.3855 \text{ para } r=10\% \text{ de interés anual } t=10 \text{ años}$$

Costo del equipo de bombeo al cabo de 10 años.

$$C_e = C + C (0.3855) = 1.3855C.$$

Amortizando a un interés de 10% durante 10 años.

$$a = \frac{.10(1.1)^{10} C_e}{(1.1)^{10} - 1} = 0.1627 C_e$$

Amortización anual del costo del equipo del bombeo

$$a_e = 0.2254C$$

Con estas consideraciones elaboramos el cuadro de análisis económico.

7.5.0 ANALISIS ECONOMICO PARA DETERMINAR DIAMETRO

7.5.1 Cálculo según numeración del cuadro (Pozo 1)

1.-  $D = 1.3 (0.75)^{0.25} (0.050)^{\frac{1}{2}} = 0.27 \text{ m} = 11''$

- 2.- Población 25 años 24635 hab.
- Población 10 años 13.960 hab. (De gráfico)
- Población 10 años 7.050 hab. (Para Pozo-1)

$$QP = \frac{200 \times 7050}{86400} = 16.32 \text{ lt/S.}$$

$$Q_{nd} = 1.3 \times 16.32 = 21.22 \text{ lt/S.}$$

$$Q \text{ necesario} = \frac{24}{18} \times 21.22 = 28.3 \text{ lt/S.}$$

3.- Longitud de la tubería incluye 5% de desperdicios, según planos.

4.- Precios de Casa Wiese (A.C, C = 140, A-15)

5.- Costo = Longit. x costo m.l.

6 y 7 Del Nomograma Hazen Williams con Q (10 años) y Di  
Línea de impulsión corta con todos los D,  $\frac{L}{D} < 4000$ .

8.-  $H_I = S \times L$

9.-  $h_S = S \times L_S$   $L_S = 30.00 \text{ m. de aspiración}$

10.- Accesorios -Impulsión K

1 Válvula Check	5	$h_I = 10.5 \frac{V^2}{2g}$
4 Codos 90° (0.75)	3.0	
1 Válvula Compuerta	2.5	

$$EK = 10.5$$

11.- Accesorios -Succión

1 Canastilla con válvula incorporada	3.	
1 Ingreso	0.45	$h_s = 4.35 \frac{V^2}{2g}$
1 Codo 90°	<u>0.9</u>	
	<b>EK = 4.35</b>	

12.- Altura Geodésica Hg

Hg = (96-26) + 6 + 30 = 106  
Altura de descarga en tanque mínimo = 6 m.  
Altura de aspiración = 30 m.

14.- Potencia Consumo

$$P = \frac{(HDT) Q}{75 e} \text{ 10 años} \quad \text{HP}$$

e = eficiencia conjunto Motor-bomba=0.76 Según Wiese  
Motor Dalcrosa, Bomba Hydrostal B-I por etapas

15.- Potencia instalada

$$PI = P + AP$$

AP= 10% P Según Hidrostral para potencias mayores de  
10 HP, en seguridad por algún dato, que no  
se puede calcular.

16.- Costo por HP instalada, dato Casa Wiese -Ing° R-Escobar

18.- Depreciación del Equipo, considerar 10% de su costo inicial

19.- Costo operación.

1 Obrero Básico 1124 x 2.25 = \$/ 2529/día  
Bonific.976 x 1.0188 = \$/ 994/día

Incluye beneficios sociales y cuotas obreros patronales

Anual            Básico 923,085 Soles  
                  Bonific.362,937 Soles  
                  (Soles)1'286,022

Costo Mantenimiento.

Considerar 5% del costo de la instalación: tuberías, bombas

8" (Soles)	524,578
10"	583,522
12"	645,098
14"	717,675

20.- Potencia Instalada Kw -h

$$P = PI \times 0.736$$

21.- Costo Energía Anual C =

$$CE = P \times N \times 365 \times \text{Costo Kw -h}$$

N = N° horas bombeo

Costo Kw -h = 14 soles

22.- Amortización tuberías anual según cálculo anteriores.

24.- Costo total anual = Costo depreciación + Operación y Mant.+  
Costo amortizaciones +Costo Energía.

### 7.5.2 Para POZO -2

El cálculo es similar y bajo mismas condiciones que pozo-1

1.-  $D = 1.3 (0.75)^{0.25} (0.049)^{\frac{1}{2}} = 0.27 \text{ m} = 11''$

2.- Población (10 años-1990) 6910 hab.

$$Q_p = \frac{200 \times 6910}{86400} = 15.00 \text{ h/S.}$$

$$Q_{md} = 1.3 \times 16.00 = 20.8 \text{ lt/S.}$$

$$Q \text{ necesario} = \frac{24}{18} \times 20.8 = 27.73 \text{ lt/S.}$$

3.-  $L = 770 \times 1.05 = 809 \text{ m.}$

6,7.- Para AC , C =140

$$Q = 27.73 \text{ lt/S (1990)}$$

Hallamos V y S. de tablas. Interpolando

8 .-  $h = S \times L_r = S \times 0.760$

9.-  $h_{fs} = S \times L_s = S \times 0.035$

10.- Accesorios - Impulsión

$$h = 10.5 \frac{V^2}{2g.}$$

11.- Accesorios - Succión

$$h = 4.35 \frac{V^2}{2g.}$$

12.- Altura geodésia Hg.

$$H_g = (96-42.5) + 6 + 30 = 89.5 \text{ m.}$$

19.- Costo Operación

$$1 \text{ Obrero : } 1'286,022$$

Costo Mantenimiento Tuberías y Equipo considerar 5% su costo inicial.

8"	(Soles)	515,650
10"		602,935
12"		684,593
14"		788,573

20.- Energía Anual Costo

$$C = \text{Costo K} -h \times 18 \times 365 \text{ PI} = 91980 \text{ P}_I$$

22.- Amortización Anual

$$\begin{aligned} \text{Tuberías} &= 0.17311 \text{ C} \\ \text{Equipo} &= 0.2254 \text{ C} \end{aligned}$$

ANÁLISIS ECONOMICO : Determina Diámetro Económico  
Línea de Impulsión para Pozo (P-1)

Descripción		Diámetro			
		8"	10"	12"	14"
1	Caudal bombeo 25 años	lt/s 49	49	49	49
2	Caudal bombeo 10 años	lt/s 28,3	28,3	28,3	28,3
3	Longitud Línea Impulsión	m 557	557.	557.	557.
4	Costo Tubería m.l(Soles)	4703.	7055.	9266.	11,872.
5	Costo tubería de Impuls.(\$/)	2'619,571.	3'929,635	5'161,162.	6'62,704.
6	Velocidad V m/s	0.87	0.56	0,39	0.29
7	Pendiente S m/km.	3.62	1.22	0.50	0.24
8	Pérdidas fricción Impuls.	m 1,92	0.65	0,27	0.13
9	Pérdidas fricción Succión	m 0.11	0.04	0.02	0.01
10	Pérdidas localiz. Impuls.	m. 0.41	0.17	0.08	0.04
11	Pérdidas localiz. Succión	m 0.17	0.07	0.03	0.02
12	Altura geodésica Hg(m)	106.	106.	106.	106.
13	Altura Dinámica total (m)	108.61	106.93	106.40	106.20
14	Potencia de Consumo (HP)	54.	53	53	53
15	Potencia instalada (HP)	60	59	59	59.
16	Costo por HP Instalado(\$/)	131,200	131,200	131,200	131,200
17	Costo equipo bombeo (\$/)	7'872,000	7'740,800	7'740,800	7'740,800
18	Costo depreciación (\$/)	787,200	774,080	774,080	774,080
19	Costo Operación y Manten.	1'810,600	1'869,544	1'931,120	2'003,697
20	Potencia instalada Kw -h	44.16	43.42	43.42	43.42
21	Costo Energía anual	4'061,837	3'993,772	3'993,772	3'993,772
22	Costo amortización tubería	453,474	680,259	893,449	1'144,725
23	Costo amortización Equipo	1'774,349	1'744,776	1'744,776	1'744,776
24	Costo total anual	8'887,460	9'062,431	9'337,197	9'661,050

Conclusión: Para el pozo (P-1) tomar línea de impulsión  $\phi$  =8"  
Asbesto -Cemento C-140, Clase A-10, 150 lb/pulg<sup>2</sup>.



ANÁLISIS ECONOMICO: DETERMINA DIAMETRO ECONOMICO DE LA LINEA DE IMPULSION - POZO 2B

Descripción		Diámetro			
		8"	10"	12"	14"
1	Caudal bombeo 25 años	lt/s 50	50	50	50
2	Caudal bombeo 10 años	lt/s 27.73	27.73	27.73	27.73
3	Longitud línea Impulsión	m 798	798	798	798
4	Costo tubería ml.	4703	7055	9266	11,872
5	Costo tubería impulsión \$	3'752,994	5'629,890	7'394,268	9'473,856
6	Velocidad m/s.	0.86	0.54	0.38	0.28
7	Pendiente S m/km.	3.48	1.17	0.48	0.22
8	Pérdida fricción impulsión	2.65	0.89	0.36	0.17
9	Pérdida fricción succión	0.12	0.04	0.02	0.01
10	Pérdida localizada Impuls.	0.39	0.16	0.08	0.04
11	Pérdida localizada succión	0.16	0.07	0.03	0.02
12	Altura geodésica hg (m)	89.50	89.50	89.50	89.50
13	Altura Dinámica total m	92.82	90.66	89.99	89.74
14	Potencia de consumo HP	45.	44.	44.	44.
15	Potencia instalada HP	50.	49.	48.	48.
16	Costo HP instalado (\$)	131,200	131,200	131,200	131,200
17	Costo Equipo bombeo (\$)	6'560,000	6'428,800	6'297,600	6'297,600
18	Costo depreciación (\$)	656,000	642,880	629,760	629,76
19	Costo Operac. y Mant. (\$)	1'801,672	1'888,957	1'970,615	2'074,595
20	Potencia instalada Kw -h	36.56	35.71	35.44	35.35
21	Costo energía anual (\$)	3'362,825	3'284,642	3'259,807	3'251,528
22	Amortización anual tubería	649,681	974,590	1'280,022	1'640,019
23	Amortización anual Equipo	1'478,624	1'449,052	1'419,479	1'419,479
24	Costo total anual (\$)	7'948,802	8'240,121	8'559,683	9'015,381

Conclusión La línea de impulsión para el pozo 2B será  $\phi$  -8" adquirir tuberías de asbesto-cemento AC , C= 140 Clase A-10 ,150 lb/pulg<sup>2</sup>.

7.6 Determinación de las Características del Equipo -Según Proyectista  
Será para Período (1990 -2005 )

Nº	DESCRIPCION	POZO-1	POZO-2
1	Caudal de bombeo lt/s	49	50
2	Longitud Línea Impulsión (m)	530	760
3	Velocidad m/s	1.51	1.54
4	Pendiente S (m/km)	9.98	10.36
5	Pérdidas fricción impulsión (m)	5.29	7.87
6	" " succión (m)	0.35	0.36
7	Pérdidas localizadas-impulsión (m)	1.22	1.27
8	" " -succión (m)	0.51	0.53
9	Altura geodésica Hg (m)	106.00	89.50
10	Altura Dinámica total (m)	113.37	99.53
11	Potencia de consumo (HP)	97.46	87.31
12	Potencia instalada (HP)	107.20	96.04

Equipo del Fabricante

Nº	DESCRIPCION	POZO -1	POZO-2
1	Proveedor : Casa A. y F.	Wiese S.A.	
2	Bomba Hydrostal Byron Jackson		
	Eje vertical de turbina.		
	Modelo (Año 1980-1990)	12 GH-5 Etapas	12 GH -5 Etap.
	( 1990-2005)	12 GH-6 Etapas	12 GM -5 Etap.
3	Altura Dinámica total (m)		
	Período 1980-1990	110.00	110.00
	1990-2005	132.00	110.00
4	Gasto (lt/s)		
	Período 1980 -1990	35	35
	1990 -2005	75	56
5	Eficiencia	78.5%	78.5%
6	Diámetro de impulsores	8"5/8	8"5/8
7	Velocidad R.P.M.	1770	1770
8	Motor: Delcrosa Eléctrico 440 V. 60 ciclos trifásico		

conclusi : Equipo del fabricante satisface necesidades del proyecto.

### 7.7 Tratamiento del Agua

El tratamiento del agua subterránea generalmente requiere solo un proceso de esterilización, que se hace empleando cloro como desinfectante. La cantidad de cloro depende del contenido orgánico, temperatura y ión hidrógeno del agua.

Se recomienda que el contenido residual de cloro para asegurar la desinfección debe ser de 0.1 á 0.2 p.p.m. residuo que se obtiene con la dosis de 0.35 p.p.m.

La clorinación se hará aplicando la solución de cloro directamente a la tubería de impulsión; en el mercado existen estos equipos.

## CAPITULO VIII

### RESERVORIO

En los sistemas de abastecimientos de agua potable, es aconsejable instalar reservorios de almacenamiento por:

- Da lugar a reparar la línea de conducción sin interrumpir el suministro a la población.
- Atiende las variaciones horarias de consumo
- Es una seguridad de reserva contra incendios y emergencias
- Mejora las presiones en el sistema.

#### 8.1 Capacidad del Reservorio

Para el proyecto la capacidad cubrirá las demandas de las variaciones horarias e incendios.

El volumen de almacenamiento se determinó anteriormente y es de 800 m<sup>3</sup>., con esto se piensa abastecer la parte alta de la ciudad y la parte baja con el antiguo reservorio de 450 m<sup>3</sup>.

#### 8.2 Ubicación del Reservorio

Por conveniencia de tener una presión adecuada en la red, la cota de rebose será 102.00 m.s.n.m. y estará ubicado por condiciones topográficas en el Norte de la ciudad, en las estribaciones del Cerro San Juan.

Esta es la única alternativa económica, ya que se logra trazar la línea de impulsión lo más corta posible desde la captación.

En cuanto a la geología del suelo (cerro San Juan), es bastante bueno para cimentar el reservorio, su conformación pertenece al Batolito andino.

#### 8.3 Tipo de Reservorio

En nuestro medio se conocen dos tipos de reservorios

- Apoyados directamente en el terreno
- Elevados, se construyen sobre torres metálicas o pilares de concreto.

Para el proyecto de Mala, dada las condiciones de topografía y geología, hemos escogido un Reservorio de forma circular, de cabecera apoyado directamente sobre el terreno y con un tirante de agua igual a 6.00 m.

La forma circular son los más convenientes para soportar las presiones del agua.

#### 8.4 Cálculo de las dimensiones del reservorio

Para forma cilíndricas, el volumen queda expresado:

$$V = \frac{\pi}{4} D^2 \cdot h.$$

$$D = \left( \frac{4 V}{\pi h} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Como  $h = 6.00 \text{ m.}$   
 $v = 8.00 \text{ m}^3.$

$$D = \left( \frac{4 \times 800}{\pi \times 6} \right)^{\frac{1}{2}} = 13.03$$

$D = 13.10 \text{ m.}$  Diámetro interior  
 $h = 6.00 \text{ m.}$  Tirante de agua  
 $H = 6.50 \text{ m.}$  Altura de muros

La cubierta del reservorio será una cúpula esférica cuya flecha - será igual a  $\frac{1}{4}$  del radio interior

$R = 6.50 \text{ m.}$   
 $f = 0.25 \times 6.50 = 1.625 \text{ m.}$

### 8.5 Tuberías de Desague, Rebose y Ventilación

Todo reservorio debe tener una tubería de desague y un conducto de rebose conectados entre si, con la capacidad de eliminar el - máximo gasto y todo exceso.

Las tuberías utilizadas en estas conexiones serán de acero tanto dentro del reservorio como en la caseta de control.

#### 8.5.1 Cálculo diámetro de la tubería de desague

Sabemos:

Omax	99 lt/seg.
Cota de salida	96.30 m.s.n.m.
Cota de descarga	102.00 m.s.n.m.
Longitud	
N = rugosidad	0.013 (tubería)
S = pendiente	0.037 m/m.

La tubería trabaja como canal, aplicamos la fórmula de Manning

$$Q = \frac{AR^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{N}$$

Utilizando el Nomograma para las fórmulas de Manning y considerando un flujo normal y a tubo lleno tenemos:

$$\frac{Y}{d_o} = 1$$
$$\frac{AR^{\frac{2}{3}}}{d^{\frac{8}{3}}} = 0.30 \quad ; \quad AR^{\frac{2}{3}} = 0.30 d^{\frac{8}{3}} \quad (A)$$

$$\text{De Manning} \quad AR^{2/3} = \frac{QN}{S^{1/2}} \quad (B)$$

$$(A) = (B) \quad 0.30 d^{8/3} = \frac{QN}{S^{1/2}}$$
$$d^{8/3} = \frac{QN}{0.3 S^{1/2}}$$

Con valores

$$d^{8/3} = \frac{0.099 \times 0.013}{0.3 \times (0.037)^{1/2}}$$
$$d = 0.24 \text{ m} = 10''$$

### 8.5.2 Tubería de Rebose

Será de diámetro  $d=10''$ , conectado entre si con la tubería de desagüe ver indicación de planos.

### 8.5.3 La ventilación

Del reservorio se hará por medio de 4 tuberías de ventilación de  $\phi$  de fierro fundido, ubicadas simétricamente en la losa - del techo, terminarán en un codo de  $180^\circ$  y protegidas en la salida por una malla de cobre.

Su finalidad es evitar que se produzcan efectos de vacío parcial en el interior del reservorio, de producirse dañaría la estructura y el comportamiento hidráulico del agua sería distinto del conocido.

El ingreso al interior del reservorio se hará por la cubierta entrada circular de 0.60 m. de diámetro, tendrá tapa de fierro fundido tipo buzón, con armellas para poner llaves de seguridad.

Para bajar se instalará escalera tipo gato con escalines de fierro de  $3/4''$  espaciados a 30 cm. y anclados a los muros - de concreto.



## CAPITULO IX

### RED DE DISTRIBUCION

Llámase Redes de distribución de agua potable al conjunto de tuberías que tienen por objeto distribuir el líquido - elemento dentro de la población, en cantidad, calidad y - presión suficiente.

En todo sistema de distribución por más elemental que sea siempre cuenta con los siguientes elementos:

- Red de tuberías y accesorios
- Conexiones domiciliarias

Quando el abastecimiento es controlado por zonas, debido a presiones excesivas se puede usar cámaras rompe-presión - su mantenimiento es más económico que las válvulas reductoras de presión.

Para el Proyecto Mala el abastecimiento será por zonas al ta y baja, con el fin de obtener presiones uniformes y - que no escapen de los límites recomendados por el Regla - mento Nacional de Construcciones.

#### 9.1. LINEA DE ADUCCION O ALIMENTACION

Definición, son las tuberías que inician en el reservorio y - van a la zona de servicio o primera conexión domiciliaria, - su capacidad debe ser diseñada para conducir el caudal máximo horario.

##### Alternativa

El abastecimiento será por dos líneas debido a que tentativa mente la presión en el punto más desfavorable de la ciudad - cota 20 m.s.n.m. es mayor que 50 m. de columna de agua, - - máxima recomendada en el RNC.

Línea 1 ; alimentará la parte alta, partiendo del Reservorio Nuevo y entrando a la red de distribución por la - avenida Circunvalación Miramar, con una longitud - de 502 ml.

Línea 2 ; alimentará la parte baja, partirá del Reservorio - Nuevo y llevará el agua al Reservorio antiguo con - Cota de Reboso 69 m.s.n.m, y de allí a la red por - la Calle Los Paltos teniendo una longitud total de 219 ml.

Esta se puede decir que es la única alternativa, ya que desde un inicio por la condiciones topográficas ésta determina - ubicar el reservorio en la misma nariz de las estribaciones - del Cerro San Juan y otro por la gran cercanía a la ciudad -

que no permite desarrollar otro tipo de abastecimiento debido a la gran pendiente que existe en esta parte donde se encuentran los reservorios, y donde necesariamente se deberá abastecer a las zonas en direcciones opuestas.

#### Ventajas que nos ofrece la alternativa escogida

- Utilización del reservorio antiguo como de su línea de aducción, con cierta modificación en la entrada a la red.
- El reservorio antiguo funcionará prácticamente como una cámara rompe-presión, permitiéndonos una mejor distribución de las presiones en las redes.
- La utilización de parte de infraestructura ya instalada nos reducirá gastos en la adquisición de tuberías y accesorios.

En cuanto a la determinación de los diámetros de la línea de aducción en realidad es un problema porque no sabemos como se repartirá  $Q_{max.hor} = 102.65$  lt/seg. para cada zona. Para resolverlo primero debemos calcular las poblaciones y caudales de cada zona según las redes que se planteen.

### 9.2.0 TIPOS DE REDES DE DISTRIBUCION

-Entre los más conocidos tenemos:

#### 9.2.1 Redes Abiertas ó "Espina de Pescado", usados en ciudades que tienen su desarrollo urbano longitudinalmente. Caso de las Ciudades de la Costa.

En este tipo hay una sola matriz, siendo la dirección del flujo única, y el diámetro único o decreciente según se aleje del punto de alimentación inconvenientes, cualquier interrupción paraliza todo el sistema.

Ventajas, es más económico "aparentemente".

#### 9.2.2 Redes Cerradas o Parrillas, constituida por marcos cerrados en forma de mallas, esto hace que elimine los puntos estacionarios y que la dirección del flujo no sea definido. En este tipo se distinguen las redes principales y las secundarias, del cuál las secundarias se conocen como de relleno o servicios y son las que entregan el agua al consumidor.

Para el Proyecto de Mala, hemos considerado el tipo de Malla para ambas zonas baja y alta, debido al alineamiento de sus calles y a su topografía plana relativamente.

En la Zona alta se ha proyectado tres circuitos y en la Zona baja seis circuitos.

#### Ventajas en este tipo Red Cerrada

- Mejor funcionamiento en caso de incendio, se puede conducir agua al lugar requerido cerrando ciertas válvulas.
- Las pérdidas de cargas son menores; cada tramo de malla puede ser alimentado por ambos extremos.
- Nos ofrece seguridad en el abastecimiento, salvo el caso de interrupciones por desperfectos de la red.

### 9.3.0 Selección del tipo de Tuberías

Según comentarios y justificaciones del capítulo VII, las tuberías a usar en las redes será de asbesto-cemento por la economía en el costo de la adquisición. Sabemos que el costo de la tubería de asbesto-cemento es 4 veces menor que la PVC y 6 veces menor que las de fierro (FERRUM) en el caso más extremo, en realidad es el factor determinante.

#### Ventajas que nos ofrece la tubería asbesto-cemento

- Seguridad en el mercado por parte de los fabricantes ETERNIT
- Se mantiene el diámetro inicial al correr de los años - por tanto se mantiene las condiciones iniciales de flujo.
- Son livianas y fáciles de manipular.

La tubería a usar será olase 105 lb/pulg<sup>2</sup> (A-7.5),C=140.

### 9.4.0 PLANEAMIENTO DEL DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCION

#### 9.4.1 Estudio del Plano de la Ciudad de Mala

Contamos con el plano topográfico (escala 1/2000 y con curvas al metro, con su respectivo manzaneo y futura expansión, con las limitaciones hechas en el capítulo III, proporcionado por el Ministerio de Vivienda.

#### 9.4.2 Las densidades Proyectadas para la ciudad de Mala

<u>Lugar</u>	<u>Actual</u>	<u>Futura</u>	<u>Hab/há.</u>	<u>Area Estruct.</u>
-Dignidad Nacional	179	180		I
-Sta. Rosa	179	180		I
-Centro Mala				
Pista-Plaza	140	148		II
-Centro Mala Pista				
Plaza	100	148		V

Me he permitido asumir estas densidades debido, que los lotes de las viviendas tienen un área mayor que 180 m<sup>2</sup>.- mínimo para tipos de viviendas R3.

#### 9.4.3 Trazado de la Red.

Para formar el esquema de la red debemos tener en cuenta - Que las tuberías troncales estén separadas de 300 a 600 m. y formen circuitos cerrados, pasando en lo posible - por las calles principales y de mayor densidad poblacional.

Según estas consideraciones después de varios intentos - trazamos el esquema mostrado que luego se hará el cálculo hidráulico.

9.4.4. Áreas de influencia (Ver cuadro siguiente)

Con el esquema de la red podemos evaluar el área de influencia de cada tramo de la tubería principal.

-Zona alta formada por tres circuitos cerrados y enla—zados sobre sí, comprende Dignidad Nacional, Santa Rosa.

-Zona Baja formada por seis circuitos cerrados enlazados sobre sí, y comprende Centro de Mala-Plaza y Panamericaa hacia Huaca.

9.4.5. Consumo Unitario por tramo (Ver cuadro)

Para encontrar el consumo unitario se puede emplear dos métodos:

- a) Por medio de áreas de influencia de cada tramo, método que usaremos para el proyecto de Mala, debido a su crecimiento urbano y poblacional horizontal y con densidades uniformes.
- b) Por la proporción de las longitudes de las redes de servicio, no lo usaremos generalmente se emplea en tipo de redes abiertas.

Conociendo el área de influencia de cada tramo de la red y su respectiva población podemos conocer el consumo en dicho tramo, para seguridad este gasto lo concentramos en el extremo del tramo.

Cálculo previo para hallar los consumos máximos horarios y máximos diario anual.

$$Q_{\max.\text{diario}} = \frac{Q_{\max\text{diario}}}{\text{Población}} = \frac{74.13}{24670} = 0.00300 \text{ lit/seg/hab.}$$

$$Q_{\max \text{ Maxim.}} = \frac{Q_{\max.\text{max}}}{\text{Población}} = \frac{133.43}{24670} = 0.00541 \text{ lt/seg/hab.}$$

POBLACION-CONSUMO POR TRAMOS

N°	Tramo	Longitud m.	Area In- fluencia Há.	Población	CONSUMO (lt/S.	
					Q <sub>max.</sub> Dian	Q <sub>max.</sub> horario
<b>Z O N A   A L T A</b>				Dens. 180 hab/há.		
1	AB	270	4.80	864	2.60	4.67
2	BC	263	4.78	861	2.59	4.66
3	CD	307	4.07	733	2.20	3.97
4	DE	361	12.82	2308	6.94	12.48
5	AJ	364	6.22	1120	3.37	6.06
6	BH	183	2.70	486	1.46	2.63
7	HG	181	3.12	562	1.69	3.04
8	JG	270	2.96	533	1.60	2.88
9	IH	272	1.57	283	0.85	1.53
10	CI	114	2.69	484	1.45	2.61
11	GF	58	1.86	335	1.01	1.81
12	FE	545	4.12	742	2.23	4.01
<b>Total</b>			51.71	9,311 hab.	27.99	50.35

		<b>Z O N A</b>	<b>B A J A</b>	Dens. 148 hab/há.		
1	KL	679	4.65	688	2.07	3.72
2	LM	225	2.80	415	1.25	2.25
3	MN	264	5.17	765	2.30	4.14
4	NN	86	1.14	169	0.51	0.92
5	NO	302	5.55	822	2.47	4.45
6	OP	642	9.74	1442	4.33	7.80
7	KZZ	14	0.06	9	0.03	0.05
8	ZZ-M	696	11.03	1632	4.90	8.82
9	ZZ-Z1	48	0.06	9	0.03	0.05
10	Z1-Z	284	6.59	975	2.93	5.27
11	Z -Y	236	0.92	136	0.41	0.74
12	MU	200	1.59	236	0.71	1.28
13	UT	55	1.63	241	0.72	1.30
14	YT	355	5.94	879	2.63	4.75
15	YW	143	2.24	332	1.00	1.80
16	TS	212	3.12	462	1.39	2.50
17	NQ	402	5.75	851	2.56	4.60
18	WS	440	5.54	820	2.46	4.44
19	SQ	250	5.41	801	2.41	4.33
20	QP	324	6.16	912	2.74	4.93
21	QR	290	5.59	827	2.49	4.97
22	WV	365	6.86	1015	3.05	5.49
23	VR	518	6.22	921	2.76	4.98
<b>TOTAL :</b>			103.76	15,359 hab.	46.15	83.08



#### 9.4.6 Criterios de diseño de la red

La red de distribución debe cumplir con las condiciones de presión, velocidad y gastos mínimos y máximos conforme recomienda el R.N.C.

##### Condiciones de presión

Las presiones máximas y mínimas en la red de distribución serán de 50 m. y 15 m. de columna de agua respectivamente (R.N.C.).

Las presiones altas o excesivas producen en la red fugas por filtraciones y por golpes de ariete que llegan a romper instalaciones. Mantener presiones altas significa alto costo de mantenimiento y elevado costo en la adquisición de materiales.

Las presiones mínimas serán las necesarias para subir por los menos tres pisos en la conexiones domiciliarias en la parte alta y 4 pisos en la zona baja de Mala.

##### Condiciones de Velocidad

En las tuberías de asbesto-cemento fijaremos velocidades de flujo para tuberías en buenas condiciones entre:

$$\begin{aligned} V_{\min} &= 0.60+1.50 \text{ (m/s)} & D &= \text{Diámetro del tubo} \\ V_{\max} &= 5.00 \text{ m/s} & & \text{según Eternit} \\ \text{Si } V &= 0 \text{ m/s, instalar válvulas para eliminar} \\ & & & \text{los residuos que pueden acumularse} \\ & & & \text{en estos puntos muertos.} \end{aligned}$$

##### Caudal de diseño

El criterio que se usa es hacer comparaciones entre

- a) El caudal máximo horario para ciudades que no cuentan con servicios contra incendios. Caso de Mala y recomendado por el RNC.
- b) El caudal máximo anual de la demanda diaria más la demanda de incendio, correspondiente al máximo de la demanda horaria.

Se toma el que resulte mayor

Para Mala Comparación

$$Q_{\max} \text{ diario} = 74.13 \text{ lt/seg.}$$

$$Q_{\max} \text{ horario} = 133.43 \text{ lt/seg.}$$

$$Q \text{ incendio} = 30. \text{ lt/seg. (Un siniestro combatida por 2 hidrautes.}$$

$$\text{a) } Q_{\max} \text{ dia.} + Q_{\text{inc.}} = 74.13 + 30 = 104.13 \text{ lt/seg.}$$

$$\text{b) } Q_{\max} \text{ hora} = 133.43 \text{ lt/seg.}$$

$$104.13 < 133.43$$



luego para el diseño considerar un caudal de 133.43 lt/seg. que alimenta a la red en la Zona Baja y Alta de la manera:

<u>Zona</u>	<u>Area de Influencia (Há)</u>	<u>Q<sub>max</sub>.horario(lt/seg)</u>
Alta	51.71	50.35
Baja	103.76	83.08
Total	155.47 há.	133.43 lt/seg.

Determinación del gasto de distribución en cada tramo

Previamente debemos calcular el diámetro de cada tramo, y esto - lo podemos hacer por el método de la pendiente uniforme, que - - tiene parámetros de la ecuación de Hazen y Williams, es para el caso de tipo de redes cerradas.

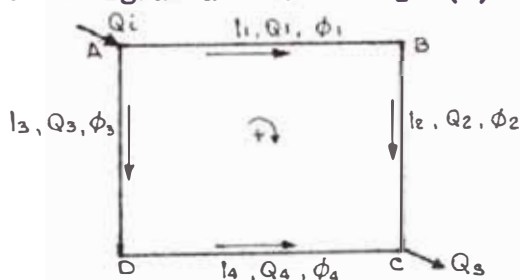
Determinados los diámetros y gastos verificamos por el método de Hardy Cross. El cálculo en este caso puede hacerse con Mini-computadores (Manual) y procesadas en el computador (programas automáticos).

Puede calcularse también por el método de tuberías equivalente o seccionamiento los diámetros y gastos.

Recomendaciones para redes de circuitos cerrados

-Las longitudes positivas deberán ser aproximadamente iguales a las negativas.

-La suma algebraica de las pérdidas de cargas alrededor de un - circuito serán igual a cero  $\sum h_f (+) + \sum h_f (-) = 0$



-En cada nudo debe existir un equilibrio de caudales

$$Q_1 = Q_2 + Q_3$$

-Seleccionar a priori el punto de equilibrio, de la figura será "C"

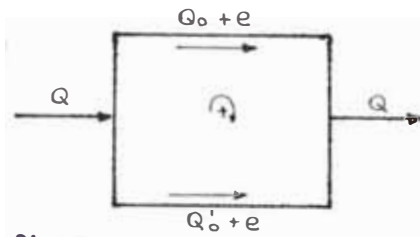
Método de Hardy Cross

Es un método de tanteos, verifica los datos que el proyectista su pone, para aplicarlo el proyectista:

-Asume una distribución de caudales arbitraria, con la única con sideración que la suma algebraica de los caudales en cada nudo- sea cero y que la pérdidas de cargas alrededor de cada circuito sea cero esto se logra después de varias iteraciones.

-Arbitrariamente se asigna signos positivos a caudales y pérdidas de carga que tienen el sentido horario y negativa la viceversa.

-Expresión matemática



$Q_0, Q'_0$  =gasto asumido  
 $e$  = error que corrige - gastos iniciales.

De la figura:

Gasto correcto  $Q_c = Q_0' + e$  --- (1)

Hazen y Williams  $h_f = KQ^n$  - (2)

donde  $h_f$  = pérdida de carga en el tramo

$N = 1.85$  para Hazen y W.

$K = \text{Constante} = \frac{L}{(0.0178 \text{ CD}^{2.63})^{1.85}}$

(1) en (2)

$$h_f = K (Q_0' + e)^{1.85}$$

$$h_f = K Q_0'^{1.85} + 1.85 Q_0'^{1.85-1} K e + 0.786 e^2 Q_0'^{0.15} K$$

Se toma solo dos términos

$$h_f = h_0 + 1.85 \frac{h_0}{Q_0} e$$

generalizando

$$\sum h_f = \sum h_0 + 1.85 e \sum \frac{h_0}{Q_0}$$

como  $\sum h_f = 0$

$$e = - \frac{\sum h_0}{1.85 \sum \frac{h_0}{Q_0}}$$

El valor "e" en cada iteración da resultados menores, tiende a cero.

El ingeniero Carlos Ruiz Altuna propuso una simplificación - del método de Hardy Cross como:

$$e = - \frac{\sum h}{1.85 \sum h^{\#}} \cdot Q'$$

$\sum h$  = suma algebraica de las pérdidas de carga en cada circuito

$\sum h^{\#}$  = Suma algebraica de las pérdidas de carga en valor absoluto en cada circuito.

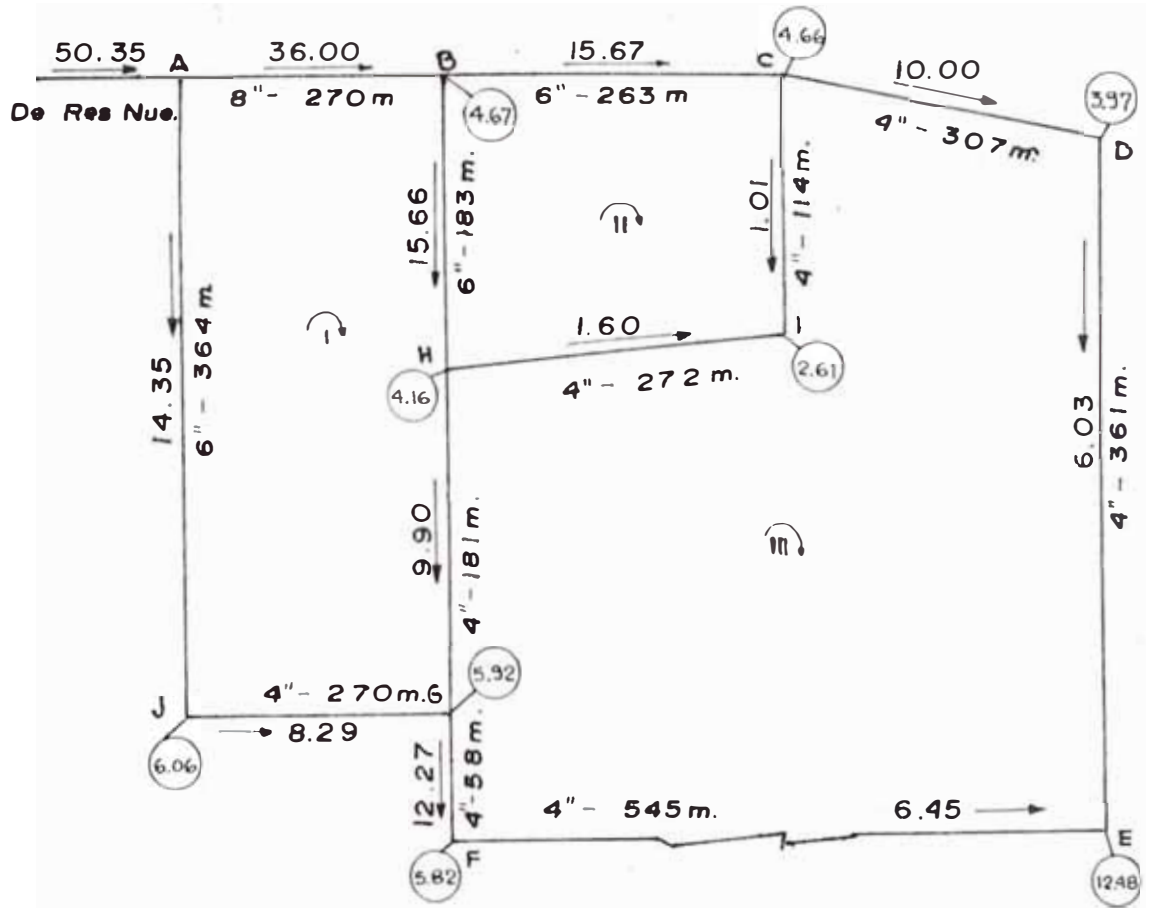
$Q'$  = Gasto promedio en cada circuito, se toman valores absolutos

Límite para iterar :  $\sum h = \pm 0.01 \text{ m.}$

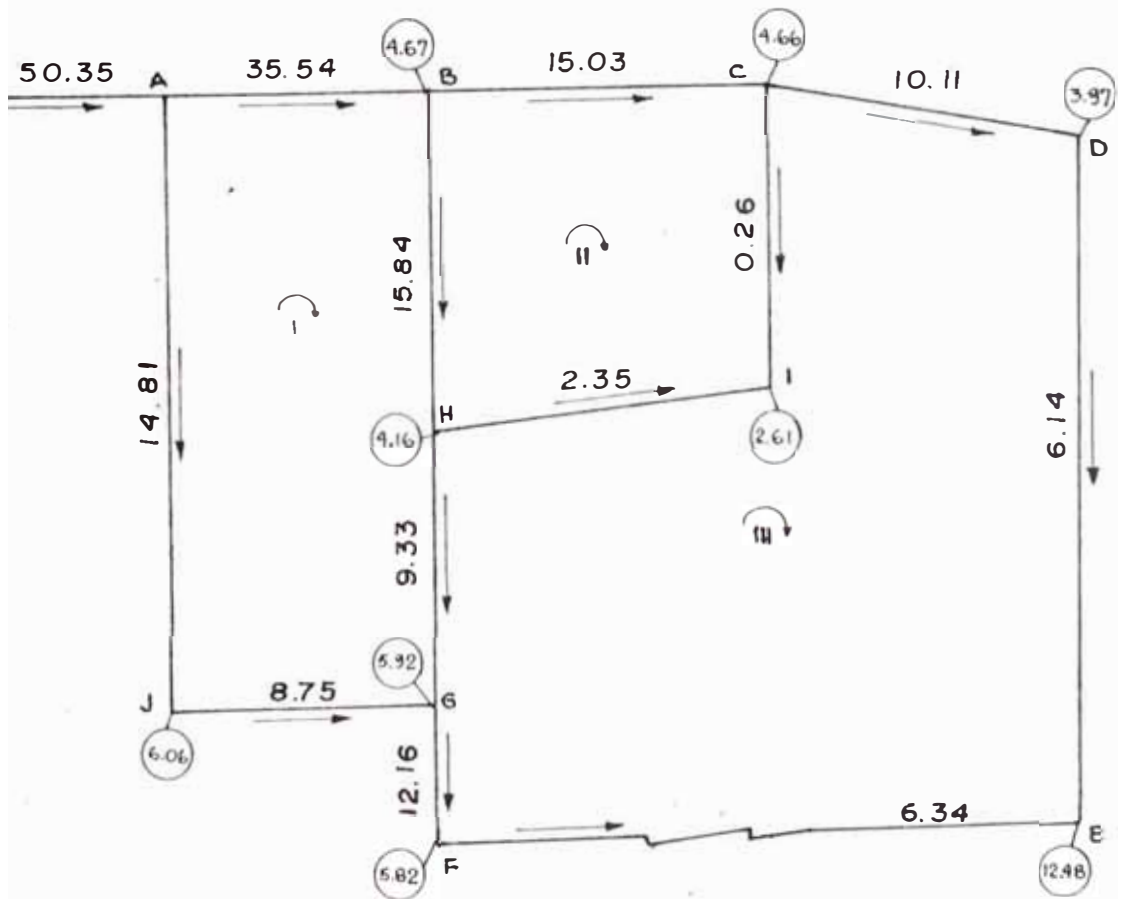
A continuación presentamos los cálculos para cada zona.

Circuito	Gastos en marcha Iniciales Asumidos										Gastos lineales					Cota		Cota Piezométrica m.s.n.m.
	Tramo	Longitud Km.	φ	K x 10 <sup>-3</sup>	Q lt/seg.	V m/s	h m	Q H/seg.	h m	V m/s	V mín. m/s	Terreno m.s.n.m.	Presión		Cota			
													m	lb/pul <sup>2</sup>				
I	AB	0.270	8	2.0126	3600	1.11	1.52	35.54	1.48	1.10	0.90	60.80	28.72	40.13	89.02			
	BH	0.183	6	5.5302	15.66	0.86	0.90	15.84	0.92	0.87	0.82	49.40	38.70	55.04	88.40			
	HO	0.181	4	39.3316	9.90	1.22	2.73	9.33	2.45	1.15	0.75	42.70	42.95	61.08	85.65			
	GJ	0.270	4	58.6715	-8.29	1.02	-2.94	-8.75	-3.24	1.08	0.75	42.40	46.49	66.12	88.89			
	JA	0.364	6	10.9999	-14.35	0.77	+1.52	-14.81	+1.61	0.81	0.82	67.20	23.30	33.14	90.50			
<p>Q' = 16.84    E<sub>h</sub> = 0.69                  ● = -0.65    E<sub>h</sub>* = 9.61</p>																		
II	HC	0.263	6	7.2478	15.67	0.86	1.29	15.03	1.20	0.82	0.82	61.80	26.02	37.00	87.82			
	CI	0.114	4	24.7720	1.01	0.12	0.03	0.26	0.00	0.03	0.75	62.50	25.31	36.00	87.87			
	IH	0.272	4	59.1061	-1.60	0.20	-0.14	-2.35	-0.28	0.29	0.75	49.40	38.70	55.04	88.40			
	HR	0.183	6	5.5302	-15.66	0.86	-0.90	-15.84	-0.92	0.87	0.82	60.80	28.22	40.13	89.02			
<p>Q' = 8.49    E<sub>h</sub> = 0.28                  ● = -0.54    E<sub>h</sub>* = 2.36</p>																		
III	CD	0.307	4	66.7116	10.00	1.23	4.72	10.11	4.82	1.25	0.75	65.00	18.00	25.60	83.00			
	DE	0.361	4	78.4459	6.03	0.74	0	6.14	2.25	0.76	0.75	48.40	31.83	45.30	80.25			
	EF	0.545	4	118.4295	-6.45	0.60	-3.73	-6.34	3.61	0.78	0.75	40.20	44.16	62.80	84.36			
	FG	0.058	4	12.6035	-12.27	1.51	-1.30	-12.16	-1.28	1.50	0.75	42.70	42.95	61.08	85.65			
	GH	0.181	4	39.3316	-9.90	1.22	2.73	-9.33	2.45	1.15	0.75	49.40	38.65	54.96	88.65			
	HI	0.272	4	59.1061	1.60	0.20	0.14	2.35	0.28	0.29	0.75	62.50	25.31	36.00	87.87			
IC	0.114	4	24.7720	-1.01	0.12	-0.03	-0.26	0.00	0.03	0.75	61.80	26.02	37.00	87.82				
<p>Q' = 6.75    E<sub>h</sub> = 0.75                  ● = 0.18    E<sub>h</sub>* = 14.83</p> <p>6 Iteraciones</p>																		

ZONA ALTA CONDICIONES INICIALES



GASTOS FINALES



Consideraciones en el cálculo

Velocidad

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

V =

Para 8"	0.03084 G.
6"	0.05482 G.
4"	0.12335 G.

LINEA DE ADUCCION .- ZONA ALTA

- a) Qnh = 50.35 lt/s.  
L = 553.0 m.

Cota fondo del Reservoirio = 96 m.s.n.m.  
Cota Piezométrica Reservoirio = 96.30 m.s.n.m.  
Cota Piezométrica entrada en la red. (A) = 96.30 - hf  
Cota terreno (A) = 67.20 m.s.n.m.

- b) Cálculo pérdida de carga

Del Nomograma Eternit

c = 140                      S = 10.497 m/km.  
L = 553                      h = SL = 10.497 x .553 = 5.80  
V = 1.55 m/s.

- c) Cota Piezométrica en (A)

$$CP_A = 96.30 - 5.80 = 90.50 \text{ m.s.n.m.}$$

- d) Presión de ingreso PA = CP<sub>A</sub> - CT<sub>A</sub>

$$PA = 90.50 - 67.20 = 23.30 \text{ m. Pmín. (15 m)}$$

LINEA ADUCCION .- ZONA BAJA

- a) Qnh = 83.04 lt/seg.  
L = 189 m.l.

Cota fondo del Reservoirio Antiguo = 66 m.s.n. m.

- b) Pérdida de carga

C = 140                      S = 25.84 m/km.  
L = .089                      h = 25.84 x .089 = 2.30 m.  
g = 8"                      V = 2.56 m/s

- c) Cota Piezométrica Reservoirio Nuevo 96.30  
Cota Piezométrica Reservoirio Antiguo 66.30  
Cota Piezométrica entrada en la red (E) = 66.30 - hf  
= 66.30 - 2.30 = 64 m.s.n.m.

Presión de ingreso en la red (E) = 64 - CT<sub>E</sub>  
= 64 - 40 = 24 m. Pmín. OK'.

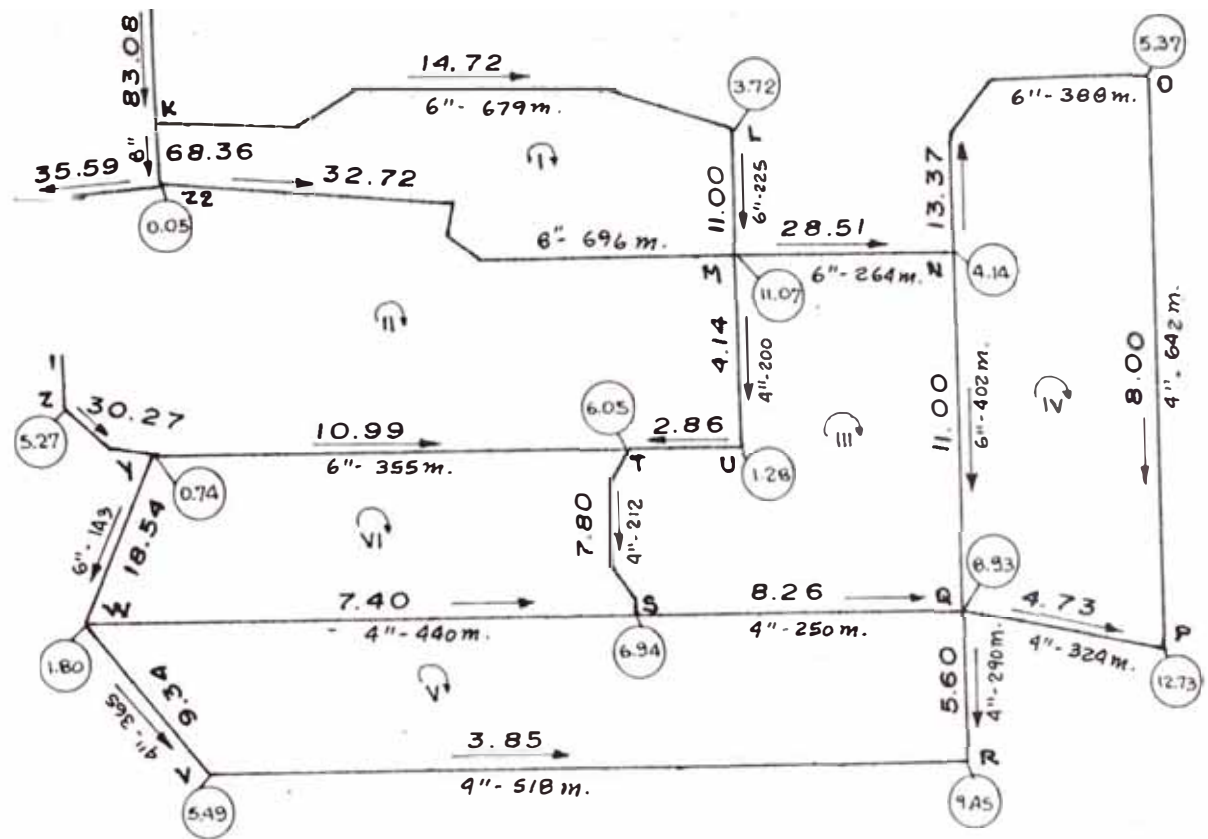


Circuito	Tramo	Longit. m.	ϕ "	K x10 <sup>-3</sup>	Gastos Iniciales				Gastos Finales				Cota		Cota Piezométrico m.s.n.m.
					Q lt/s.	V m/s	h m.	Q lt/s	h m.	V m/s	terreno m.s.n.m.	Presión m.			
I	KL	.679	6	20.5192	14.72	0.81	2.97	14.83	3.01	0.81	38.95	22.04	31.35	60.99	
	LM	.225	6	6.7995	11.00	0.60	0.57	11.11	0.58	0.61	32.30	28.11	39.98	60.41	
	MZ	.696	8	5.1881	-32.72	1.01	-3.29	-32.73	-3.29	1.01	38.70	25.04	35.61	63.74	
	ZZK	.014	8	0.1044	-68.36	2.11	-0.26	-68.25	-0.26	2.11	40.00	24.00	34.14	64.00	
$Q' = 31.70$ $Eh = 0.01$ $e = 0.02$ $Eh\# = 7.09$															
II	Z2-M	.696	8	5.1881	32.72	1.01	3.29	32.73	3.29	1.01	32.30	28.11	39.98	64.01	
	MU	.200	4	43.4604	4.14	0.51	0.60	3.63	0.48	0.45	27.65	32.28	45.91	59.93	
	UT	.055	4	11.9516	2.86	0.35	0.08	2.35	0.06	0.30	28.15	31.72	45.12	59.87	
	TY	.355	6	10.7280	-10.99	0.60	-0.90	-12.18	-1.09	0.67	32.40	28.57	40.64	60.97	
	YZ	.236	8	1.7592	-30.27	0.93	-0.97	-30.15	-0.96	0.93	34.60	27.33	38.87	61.93	
	Z-21	.284	8	2.1170	-35.54	1.10	-1.57	-35.42	-1.55	1.09	39.80	23.68	33.68	63.48	
Z1-Z2	.048	8	0.3578	-35.59	1.10	-0.27	-35.47	-0.26	1.09	38.70	25.04	35.61	63.74		
$Q' = 21.73$ $Eh = 0.26$ $e = -0.40$ $Eh\# = 7.68$															
III	MN	.264	6	7.9780	28.51	1.56	3.92	29.14	4.09	1.60	28.80	27.52	39.14	56.32	
	NQ	.402	6	12.1484	11.00	0.60	1.03	11.59	1.12	0.64	22.50	32.70	46.51	55.20	
	QS	.250	4	54.3254	-8.26	1.02	-2.70	-7.55	-2.28	0.93	26.25	31.23	44.42	57.48	
	ST	.212	4	46.0680	-7.80	0.96	-2.06	-8.48	-2.40	1.05	28.15	31.72	45.12	59.87	
	TU	.055	4	11.9516	-2.86	0.35	-0.68	-2.35	-0.06	0.30	27.65	32.28	45.91	59.93	
	UM	.200	4	43.4604	-4.14	0.51	-0.60	-3.63	-0.48	0.45	32.30	28.11	39.98	60.41	
$Q' = 10.43$ $Eh = 0.49$ $e = 0.27$ $Eh\# = 10.39$ <p align="center">8 Iteraciones.</p>															

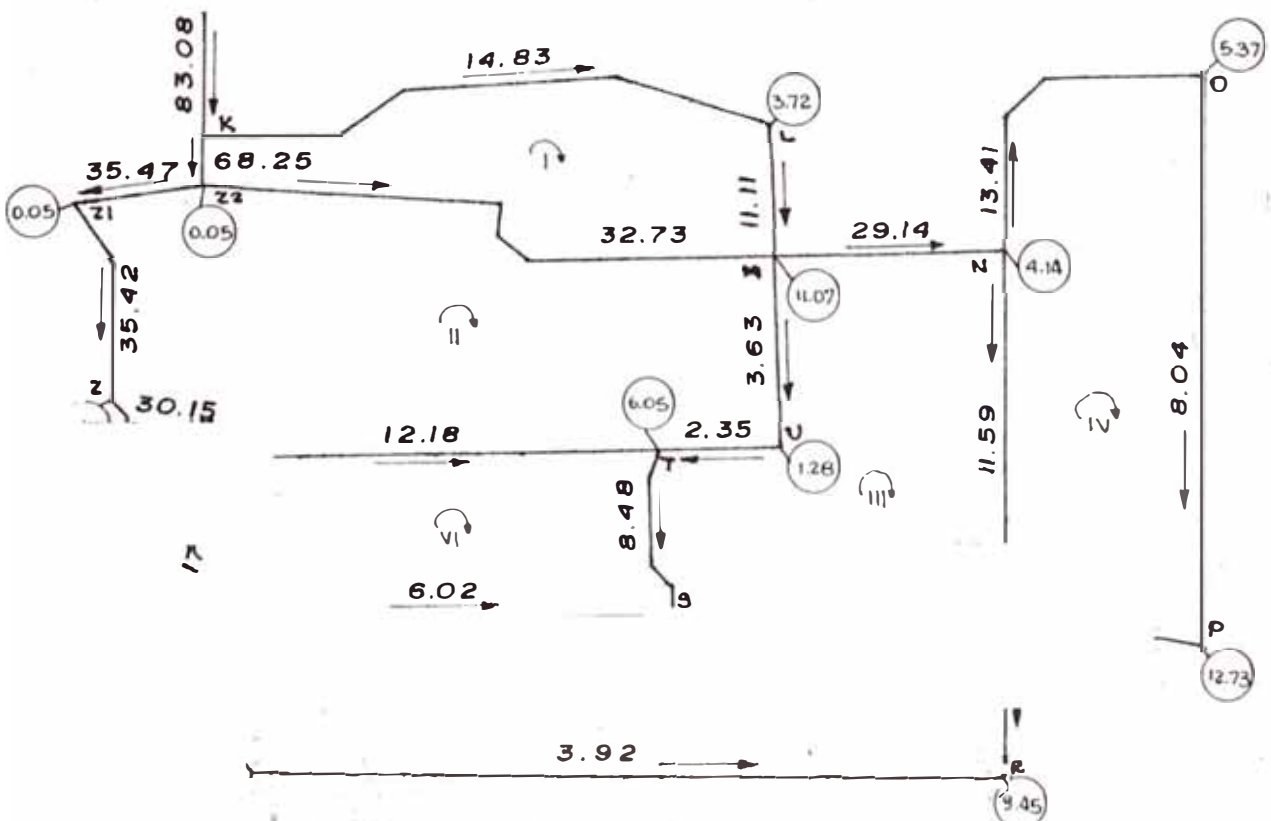


	long.	$\phi$	$K \times 10^{-3}$	$Q$	$V$	$h$	$Q$	$h$	$V$	$Q$	$h$	Pre- sion	Cota terreno	Cota Piezométr.
IV	NO	.388	6	11.7253	13.37	0.73	1.42	13.41	0.74	1.43	0.74	20.99	33.90	54.89
	OP	.642	4	19.4011	8.00	0.44	0.91	8.04	0.99	0.92	0.99	34.97	19.00	53.97
	PQ	.324	4	70.4058	-4.73	0.58	-1.25	-4.69	0.59	-1.23	0.59	32.70	22.50	55.20
	QN	.402	6	12.1484	-11.00	0.60	-1.03	-11.59	0.64	-1.12	0.64	27.52	28.80	56.32
$Q' = 9.28$ $\Sigma h = 0.05$ $e = -0.05$ $\Sigma h' = -4.61$														
V	SQ	.250	4	54.3254	8.26	1.02	2.70	7.55	0.93	2.28	0.93	32.70	22.50	55.20
	QR	.290	4	63.0175	5.60	0.69	1.53	5.53	0.68	1.49	0.68	34.01	19.70	53.71
	RV	.518	4	112.5623	-3.85	0.48	-1.36	-3.92	0.48	-1.41	0.48	29.02	26.10	55.12
	VW	.365	4	79.3151	-9.34	1.15	-4.95	-9.41	1.16	-5.02	1.16	27.29	32.85	60.14
	VS	.440	4	95.6128	7.40	0.91	3.88	6.02	0.74	2.66	0.74	31.23	26.25	57.48
$Q' = 6.89$ $\Sigma h = 1.80$ $e = -0.46$ $\Sigma h' = 14.42$														
VI	YT	.355	6	10.7280	10.99	0.60	0.90	12.18	0.67	1.09	0.67	31.12	28.15	59.87
	TS	.212	4	46.0680	7.80	0.96	2.06	8.48	1.05	2.40	1.05	31.23	26.25	57.48
	SW	.440	4	95.6128	-7.40	0.91	-3.88	-6.02	0.74	-2.66	0.74	27.29	32.85	60.14
	WY	.143	6	4.3214	-18.54	1.02	-0.96	-17.23	0.94	-0.83	0.94	28.57	32.40	60.97
													105	
$Q' = 11.18$ $\Sigma h = 1.88$ $e = 1.46$ $\Sigma h' = 7.80$														

Del Res. Antiguo



GASTOS FINALES



## C A P I T U L O    X

### METRADO Y PRESUPUESTO

Los costos unitarios que aparecen en cada una de las partidas es producto del análisis de costo y en algunos referenciales.

Los materiales: cemento serán llevado de la fábrica Chilca, fierros y tuberías de asbesto, cemento de Lima, para el caso del flete Lima-Mala se ha considerado S/o. 2.40 / kilo, tarifa vigente a la fecha del presupuesto.

Los precios de los materiales están en base :

-Catálogo Peruano de la Construcción-CAPECO Junio 1981.

-Cotizaciones diversas firmas comerciales (Wiésse).

-Cotizaciones de mercado en Mala.

-Datos proporcionados por los ingenieros :

Renato Escobar Zamalloa - UFRP,

Javier Bacigalupo Barbieri-UFRP,

Manuel Ventura-Plan Rehatic-Mala, y

Antonio Pérez Cuzcano-Plan Rehatic-Mala

El personal considerado será de la Zona, el costo hora hombre fué fijado para la provincia de Cañete para los trabajadores de la construcción civil, incluyendo todos los beneficios sociales en :

Capataz	HH	863.50
Operario	HH	700.40
Oficial	HH	662.10
Peón	HH	638.00

RESUMEN PRESUPUESTO : ABASTECIMIENTO

AGUA POTABLE CIUDAD DE MALA -CAÑETE .

FECHA : AL 31 - 12 - 1,981

1.00 OBRAS PRELIMINARES		1'850,000
2.00 CAPTACION:POZO EQUIPO		91'315,824
3.00 LINEA CONDUCCION -IMPULSION		295'204.210
4.00 RESERVORIO ALMACENAMIENTO		
RESERVORIO	26'524,490	
CASETA VALVULAS	4'551,607	31'076,097
		419'446,131
5.00 GASTOS GENERALES Y UTILIDAD 22%	92'278,148	
		511'724,279
6.00 IMPUESTOS SERVICIOS 3 %		15'351,728
TOTAL GENERAL	S/o.	527'076,007

SON : QUINIENTOS VEINTISIETE MILLONES

SETENTAISEIS MIL SIETE SOLES .

# PRESUPUESTO No

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE MALA - CAÑETE

Grado TESIS DE GRADO

Hoja No. 001

De

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA - PROGRAMA ACADEMICO INGENIERIA CIVIL

Hecho

Revisado

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL	
				PARCIAL	TOTAL
<b>OBRAS PRELIMINARES</b>					
Construcciones Preliminar					
a) Oficinas	Est.			180,000	
b) Almacenes	Est.			90,000	
c) Caseta Guardiania	Est.			60,000	
d) Servicios Higiénicos	Est.			300,000	
e) Cercos	Est.			150,000	
f) Carteles	Est.			170,000	
Transporte Equipos	Est.			900,000	1'850,000
<b>CAPTACION-EQUIPO BOMBEO - CASETA</b>					
Movimiento de Tierras					
- Excavación en conglomerado pozo profundo, encamiado de fierro, filtro etc. según Especificaciones M.V.C.	M1	70.00	240,000	16'800,000	
- Eliminación desmonte	Est.			80,000	
- Nivelación interior y apisonado	M2	50.00	171	8,550	16'888,550
Trezo, niveles y replanteo	Est.			50,000	50,000
Equipo de Bombeo, Suministro, colocación bombas. Motores eléctricos, considerando un equipo de reserva. Bomba Hidrostat Nacional; tubo de Sección 8". Motor Eléctrico asíncrono trifásico de 75 HP 1700 rpm 220 V, 60 ciclos, arranque estrella triángulo lubricado con aceite 137,600/HP.	Glob.			55'931,648	55'931,648
Equipo auxiliar. Motor Diesel Estacionario para accionar bomba de 75 HP.	Est.			10'000,000	10'000,000
Equipo de Clorinación incluye balanza de plataforma de 500 Kg. botellas 3	Est.			2'100,000	2'100,000
<b>Solés Oro, Total</b>					

APROBADO

CONFORME

REVISADO

HECHO POR:

VICINA DE:

No	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	PRECIO UNITARIO	COSTO	
					PARCIAL	TOTAL
06	Obras Civiles-Caseta de Bombeo-Pozo 2 Proyectado					
	Preliminares					
	a) Expropiaciones	M2	250	200	50,000	
	b) Acceso	Est.			200,000	
	c) Trazo y Replanteo	M2	96	202	19,392	269,392
	Movimiento de Tierras					
	a) Excavación Zanja para cimientos y base del grupo electrógeno	M3	41.10	1,521	62,513	
	b) Relleno y Compactación	M2	6.00	800	4,800	
	c) Eliminación desmonte	M3	35.00	1,009	35,315	102,628
	Concreto Simple					
	a) Cimiento de concreto ciclópico 1:10 + 30% P.G.	M3	22.15	13,155	291,383	
	b) Sobrecimiento de concreto ciclópico 1:8 + 25% P.M.					
	. Concreto	M3	11.90	18,714	222,697	
	. Encofrado	M2	81.25	2,800	227,500	
	c) Falsa Zapata f'c = 175 Kg/cm2	M3	1.46	20,606	30,085	771,665
	Concreto Armado F'c = 175 Kg/cm2					
	Columnas					
	a) Concreto		2.60	31,723	82,480	
	b) Encofrado	M2	20.84	2,767	57,664	
	c) Acero fy= 4200 Kg/cm2	Kg	277	430	119,110	259,254
	Vigas y Dinteles					
	a) Concreto	M3	3.60	31,723	114,203	
	b) Encofrado	M2	4.35	3,030	13,181	
	c) Acero	Kg	315	430	135,450	262,834
	Techo Aligerado h=0.17 f'c 175 Kg/cm2					
	a) Concreto	M3	4.80	31,723	152,270	
	b) Encofrado	M2	62.40	1,922	119,933	
	c) Ladrillo	U	625	348	217,500	
	d) Acero	Kg.	335	430	144,050	633,753
	Base Grupo Electrónico f'c 210 Kg/cm2					
	a) Concreto	M3	2.5	24,000	60,000	

Soles Oro Total S/.

APROBADO

CONFORME

REVISADO

HECHO POR:



VICINA DE: \_\_\_\_\_

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL	
				PARCIAL	TOTAL
b) Acero	Kg	70.00	430	30,100	
c) Encofrado	M2	5.2	3,313	17,228	107,328
<u>Albañileria</u>					
<u>Muros de ladrillo K.K. asentado 1:5 Mortero</u>					
a) Cabeze	M2	195.0	6,170	1'203,150	
b) Soga	M2	8.4	3,610	30,324	1'233,474
<u>Revoques</u>					
a) Tarrajeo Muros	M2	320.00	1,195	382,400	
b) Enlucido cielo raso	M2	62.40	2,226	138,903	
c) Derrames varios	M1	17.00	1,300	22,100	543,403
<u>Piso</u>					
a) Pulido de cemento con ocre rojo y bruñado	M2	73.00	1,744	127,312	
b) Loseta corriente	M2	3.00	6,137	18,411	145,723
<u>Zócalos y Cubiertas</u>					
a) Zócalo cemento pulido h=0,50 m. exteriores	M1	38.70	900	34,830	
b) Zócalo cemento interior h= 0,10 m.	M1	36.00	504	18,144	
c) Contrazocalo mayólica Nacional blanca 15 x 15	M2	3.60	10,194	36,698	
d) Cubertura techo con ladrillo pastelero	M2	95.15	1,200	114,180	203,852
<u>Carpinteria Madera</u>					
a) Principal 1.50 x 2.75	M2	4.30	32,300	138,890	
b) Contraplacadas	M2	12.60	25,366	319,612	458,502
<u>Carpinteria Metálica</u>					
a) Puerta interior-Máquina	M2	6.11	16,000	97,760	
b) Ventanas	M2	15.40	12,000	184,800	282,560
<u>Cerrajeria Vidrios</u>					
a) Chapa Forte 2 golpes	U	2	12,891	25,782	
b) Chapa puerta interiores	U	6	8,886	53,316	
c) Bisagra fierro aluminizadas	Par	11	3,500	38,500	
d) Picaporte	U	2	3,200	6,400	
e) Vidrios simples Nacionales	P2	166	620	102,920	226,918
<u>Pintura</u>					
a) Supermate en muros	M2	320	673	215,360	
b) Temple cielo raso	M2	62.40	843	52,603	
c) Barnizado puertas madera	M2	16.90	682	11,526	

Soles Oro Total S/. \_\_\_\_\_

APROBADO

CONFORME

REVISADO

HECHO POR:

LÍNEA DE: \_\_\_\_\_

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL	
				PARCIAL	TOTAL
d) Anticorrosiva y esmalte en puertas y ventanas metálicas		21.51	736	15,831	295,320
<u>Instalación Eléctrica</u>					
a) Centro de luz	Pto	10	8,640	86,400	
b) Tomacorrientes	Pto	7	8,640	60,480	
c) Tablero de alimentación	Est.	1	50,000	50,000	
d) Artefactos-Lámparas	U	10	500	5,000	201,880
<u>Instalación Sanitaria</u>					
a) W.C. tanque bajo y colocación	U	1	45,300	45,300	
b) Lavatorio blanco	U	1	24,200	24,200	
c) Ducha cromada	U	1	6,200	6,200	75,700
<u>Varios</u>					
Canaleta para cables y tuberías con tapa de fierro es- triado	M1	10.20	7,200	73,440	
Veredas exteriores	M2	10.00	9,800	98,000	
Remodelación Caseta Pozo "1	Est.			100,000	271,440
00 LINEA DE CONDUCCION					
01 Obres Preliminares					
Trazo y replanteo	Est.	3 meses	Topógrafo	450,000	450,000
02 Movimiento de Tierras					
a) Excavación zanja	M3	13,942	1,733	24'161,486	
b) Refino y nivelación zanja	M1	19,916	290	5'775,640	
c) Preparación cama de apoy para tuberías	M1	18,968	380	7'207,840	
d) Relleno y episonado de zanjas	M3	10,907	1,296	14'135,472	
e) Eliminación desmonte	M3	3,035	1,000	3'035,000	54'315,438
03 Tuberías					
Asbesto-cemento incluye 3% de rotura, e=140, comprende adquisición, instalación y prueba hidráulica, sellado uniones y otros					
a) de 4" de diámetro	M1	15,194	8,264	125'563,210	
b) de 6" de diámetro	M1	3,178	13,650	43'379,700	
c) de 8" de diámetro					
Clase 150 lb/pulg.2 Imbu- sión	M1	383	26,146	10'013,918	
Clase 105 lb/pulg.2Distri-					

Soles Oro Total S/. \_\_\_\_\_

APROBADO

CONFORME

REVISADO

HECHO POR:

UBICACION DE: \_\_\_\_\_

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL	
				PARCIAL	TOTAL
ción	Ml	213	21,851		
d) de 8" Impulsión	Ml	1,290	26,146	4'654,263	183'611,080
<b>Accesorios</b>					
Tee 4" x 4"	U	41	12,000	492,000	
6" x 6"	U	4	26,000	104,000	
6" x 4"	U	4	23,000	92,000	
8" x 6"	U	2	34,000	68,000	
Tapón 4"	U	11	3,500	38,500	
Reducción 6" x 4"	U	12	5,000	60,000	
8" x 6"	U	1	8,000	8,000	
Yee 4" x 4"	U	3	6,800	20,400	
Cruces 4" x 4"	U	19	17,000	323,000	
6" x 4"	U	1	29,000	29,000	
6" x 6"	U	3	34,000	102,000	
8" x 6"	U	3	38,900	116,700	
Codos 4" x 90°	U	9	4,800	43,200	
4" x 45°	U	8	4,000	32,000	
4" x 11°15'	U	4	8,000	32,000	
4" x 22°30'	U	4	8,000	32,000	
6" x 11°15'	U	1	12,800	12,800	
6" x 22°30'	U	2	12,800	25,600	
6" x 45°	U	4	13,000	52,000	
8" x 22°30'	U	1	14,000	14,000	
8" x 45°	U	2	8,000	16,000	
8" x 90°	U	1	9,000	9,000	
Válvulas 4"	U	55	128,200	7'051,000	
6"	U	16	218,942	3'503,072	
8"	U	3	324,360	973,080	
Grifos contra incendio, incluye, Tee, Válvula ½ 4", - Niples	U	17	300,000	5'100,000	18'349,352
04 Varios					
Rotura y reparación de pavimento concreto	Ml	500	9,500	4'750,000	4'750 000
					295'204,210
<b>00 RESERVORIO ALMACENAMIENTO</b>					
Volumen 800 m <sup>3</sup> , apoyado tipo circular r=13, h=6 de agua h=6.40 muro					
<b>01 Obras Preliminares</b>					
a) Limpieza, trazado y estado	Est.			100,000	

Soles Oro Total S/ \_\_\_\_\_

APROBADO

CONFORME

REVISADO

HECHO POR:

VICINA DE:

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL	
				PARCIAL	TOTAL
b) Habilitación zona de acceso	Est.			980,000	1'080,000
02 Movimiento de Tierras					
a) Corte, excavación con equipo suelo roca descompuesta	M3	1,330	1,400	1'862,000	
b) Eliminación desmonte	M3	1,000	1,009	1'009,000	
c) Nivelación y compactación			800	32,000	2'903,000
3 Concreto Simple					
a) Casa de concreto 4 <sup>a</sup> de plataforma		220	13,155	2'894,100	2'894,100
04 Concreto Armado					
Cimientos Armados f'c = 140 Kg/cm <sup>2</sup>					
a) Concreto	M3	29	28,476	825,804	
b) Fierro	Kg	592	430	254,560	
Losa piso f'c=140 Kg/cm <sup>2</sup>					
a) Concreto	M3	39	28,476	1'110,564	
b) Acero	Kg	4,752	430	2'043,360	
Muros f'c=210 Kg/cm <sup>2</sup>					
a) Concreto	M3	68.8	39,492	2'717,049	
b) Encofrado	M2	564.3	9,350	5'276,205	
c) Fierro	Kg	5,198	430	2'235,140	
Losa de techo f'c=210 Kg/cm <sup>2</sup>					
a) Concreto	M3	15.6	32,929	513,693	
b) Encofrado	M2	573	4,035	2'312,055	
c) Acero	Kg	2,492	430	1'071,560	18'359,990
5 Pintura					
a) Pintura a la cal en muros exteriores	M2	282	200	56,400	
b) Pintura asfáltica impermeable tipo FLINKOTE o similar	M2	282	1,500	423,000	479,400
Varios					
a) Junta de deslizamiento - planta de neopreno	M1	32	18,000	576,000	
b) Escalera metálica de inspección de tubo galvanizado exterior	U	1	80,000	80,000	

Soles Oro Total S/.

APROBADO

CONFORME

REVISADO

HECHO POR:

CATEGORIA DE: \_\_\_\_\_

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL	
				PARCIAL	TOTAL
c) Escalera tipo gato int.	U	1	20,000	20,000	
d) Puerte Metálica y dispositivos de seguridad	U	1	60,000	60,000	
e) Puntos de Ventilación	U	4	18,000	72,000	808 000
					26'524,490
<b>00 AMARA DE VALVULAS</b>					
<b>01 Obras Preliminares</b>					
Prezo y replanteo	Est.			12,000	12,000
<b>02 Movimiento de Tierras</b>					
a) Excavación cimentación	M3	3.00	1,400	4,200	
b) Nivelación de terreno y apisonado	M3	7.00	800	5,600	
c) Acarreo	M3	2.80	1,000	2,800	12,600
<b>03 Concreto Simple</b>					
a) Ciclópeo 1:10 + 30% P.G.	M3	3.00	13,155	39,465	
b) Ciclópeo 1:8 + 25% P.M.					
. Concreto	M3	1.05	18,714	19,650	
. Encofrado	M2	9.45	2,800	26,460	
c) Falso piso concreto mezcla 1:8 de 3" e	M2	14.20	1,719	24,410	109,985
<b>04 Concreto Armado</b>					
Columnas f'c=175 Kg/cm2					
a) Concreto	M3	0.60	31,723	19,034	
b) Acero	Kg	57.2	430	24,596	
c) Encofrado	M2	4.75	2,767	13,143	
<b>05 Vigas</b>					
a) Concreto	M3	0.70	31,723	22,206	
b) Acero	Kg	31.0	430	13,330	
c) Encofrado	M2	2.1	3,030	6,363	
<b>06 Ladrillo Aligerado h= 0.20</b>					
a) Concreto	M3	1.20	31,723	38,068	
b) Acero	Kg	66	430	28,380	
c) Encofrado	M2	14.25	1,922	27,389	
d) Ladrillo	U	128	430	55,040	247,549
<b>07 Albañileria</b>					
a) Tarrajeo Muros	M2	60	1,195	71,700	
b) Cielo raso Tarrajada	M2	14.25	2,226	31,721	
c) Piso cemento ocre rojo	M2	14.25	1,744	24,852	
d) Muro de Cabeza K.K.	M2	27.05	6,170	166,899	295,172

Soles Oro Total S/. \_\_\_\_\_

APROBADO

CONFORME

REVISADO

HECHO POR:

CINA DE: \_\_\_\_\_

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL	
				PARCIAL	TOTAL
<b>06 Varios</b>					
a) Puerta madera contrapla- cada, marco, chapa, etc. colocada	M2	1.89	35,366	66,842	
b) Ventanas Metálicas pinta- das	M2	2.40	18,673	44,815	
c) Vidrios simple nacional	P2	28	620	17,360	
d) Pintura al temple muros y cielo raso	M2	74.25	670	49,748	
e) Punto de luz	Pto.	1	8,640	8,640	187,406
<b>07 Tuberías y Accesorios</b>					
a) Tendido y colocación tu- bería de 8"		6	25,840	155,040	
b) Tendido y colocación tu- bería de 10" desagüe y re- bose, Limpia	M1	19	31,840	604,960	
c) Codo 10" x 90°		5	19,900	99,500	
d) Válvula compuerta 10"	U	4	419,919	1,679,676	
e) Válvula compuerta 8"	U	2	324,360	648,720	
f) Transición 10"	U	6	12,000	72,000	
g) Doble Tee 10"	U	2	20,000	40,000	
h) Reducción 10" x 8"	U	4	16,000	64,000	
i) Cono de Rebose 10" x 12"	U	1	18,000	18,000	
j) Tee 10"	U	1	55,000	55,000	
k) Canastilla Salida 10" x 12"	U	1	74,000	74,000	
l) Niple 10" 0.90 m	U	1	21,600	21,600	
0.60 m	U	1	14,400	57,600	
0.40 m.	U	4	13,200	52,800	
1.10 m.	U	1	24,000	24,000	
m) Uniones Simples 10"	U	2	10,000	20,000	3,686,896
					4,551,607

Solos Oro Total S/ : \_\_\_\_\_

APROBADO

CONFORME

REVISADO

HECHO POR:



## B I B L I O G R A F I A

- 1.- Concejo Distrital de Mala -Registro Civiles  
Años 1966 -1980
- 2.- Ministerio de Educación -Nucelo 24-06 Mala  
Estadística 1980
- 3.- Ministerio de Salud -Area Salud Mala-Informe Anual 1980
- 4.- Ministerio de Vivienda y Construcción  
-Dirección Obras Sanitarias -Proyectos - Lima  
-Oficina Zonal -Cañete -A.H.N.R. -Catastro Dignidad-Sta. Rosa  
-Oficina Administ. Aguas Mala -Entrevista Funcionario  
-Plan de Acción del Sector 1977-1980 -Lima Abril 1977
- 5.- Correa Pereyra, Luciano -Historia de Creación de distritos -  
en la Provincia de Cañete-1977-Perú
- 6.- Navarro Palma, Augusto.  
Apuntes del Curso Abastecimiento de Agua Potable y Alcantari-  
llado.  
Dictado en la Universidad Nacional de Ingeniería  
Lima 1979. I
- 7.- Escobar Zamalloa, Renato -Bacigalupo Barbieri, Javier  
Apuntes del Curso Saneamiento  
Dictado Universidad Particular Ricardo Palma -Lima 1979-B.
- 8.- Oficina Nacional de Estadística y Censo (ONEC)  
Volumen XXIII - Censo 1961 -Lima 1973  
Volumen VII - Censo 1972 -Lima 1974
- 9.- Instituto Geográfico Militar (IGM)  
Carta Geográfica Lima - Perú -1971
- 10.- Evaluación de los Recursos Naturales en las Cuencas de los -  
Rios Chiloa, Mala, Asia-ONERN 1976 -Lima.
- 11.- Linsley Ray K - Franzini  
Ingeniería de los Recursos Hidráulicos -CECSA -México 1972
- 12.- Fair -Geyer -Okun  
Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales -AID-México 1968
- 13.- Azevedo Netto, José  
Manual de Hidráulica Ed. Blucher -Sao Paulo 1957-Brasil
- 14.- Ministerio de Agricultura y Alimentación  
-Inventario de las Fuentes de Agua Sub-terráneas  
Valle de Mala -Sub-Dirección Aguas Subt. Lima 1972  
-Estudios de Reconocimientos Drenaje y Recuperación de Suelos

- afectados Valle Mala -CENDRET - 1971  
- Estudio Hidrogeológico del Valle de Mala-DGAS-PLANREHABILITACION  
1980 (Nivel Semidetallado)
- 15.-Ministerio de Aeronáutica  
Proyecto N° 175-70 A - Fotografías Aereas -Dirección  
General de Aerofotografías - SAN. Escala 1:10,000  
Marzo 1970 - Lima.
- 16.-Centro de Drenaje y Recuperación de Tierras  
Convenio Perú -Holanda -II Curso Nacional de Drenaje de - -  
Tierras Agrícolas - U.N.A. - La Molina -Lima 1969 -Perú
- 17.-Mondragón Chuquizongo, Domingo  
Perú necesita capacitar personal para verificar calidad de-  
Agua -Conferencia Prensa Abril 1981 -Lima (Comercio)  
Miembro AIDIS
- 18.-Organización Mundial de Salud (OMS).  
Purificación y tratamiento del Agua -Abril 1981 -Lima
- 19.-Del Cossio, José Luis  
Problemas Prácticos en la mecánica de suelos -UNI 1979 -Lima
- 20.-Terzaghi, Karl -Peck, Ralph B.  
Mecánica de suelos en la Ingeniería Práctica . Ed Ateneo -  
Buenos Aires -1973 Argentina.
- 21.-Závala C. Alfonso  
Conferencia Canal TV-7, Asesor General, Director Obras Sani-  
tarias del Minist. Vivienda -Mayo 17, 1981 -Lima
- 22.-Carbajal Olortegui, Luis Alberto.  
Tesis Grado Abast. Agua Potable P.J. San Pedro-Chimbote -  
U.N.I. 1977 -Perú.
- 23.-Hidrostal  
Manual de Instalación, Operación y Mantenimiento de Bombas -  
Lima 1978.
- 24.-CAPECO -Cámara Peruana de la Construcción  
Anuario 80 de la Construcción -Lima -Perú 1981
- 25.-A y F. WIESE S.A. - Distribuidores  
Boletín precios Lima- Perú.
- 26.-Rosell Calderón, Arturo  
Anales del Primer Congreso Nacional de Ing° Civil  
CIP -1976 -Lima.

- 27.- Chávez Castaman Milton  
Costos y Presupuestos UNI. 1967 - Lima
- 28.- Normas y Requisitos para los Proyectos de Agua Potable  
y Alcantarillado -Localidades Urbanas - R.N.C. - M.V.C.  
Lima - 1972.
- 29.- Sociedad de Industrias -Conclusiones y Recomendaciones  
Meta Año 2000 - Lima 1981-14 Junio Suplemento La Prensa
- 30.- ETERNIT  
Manual de Instalaciones de tuberías Asbesto-Cemento Tu  
bos de presión Lima - Perú.