

**Universidad Nacional de Ingeniería**

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL



**“AMPLIACION DE LOS SER-  
VICIOS DE AGUA Y DISEÑO  
PARA LA EXPANSION URBA-  
NA DE SAN VICENTE DE CAÑETE”**

**TESIS**

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

**INGENIERO CIVIL**

**EFRAIN SALATIEL SILVA ESPINO**

**LIMA \* PERU \* 1981**

# I N D I C E G E N E R A L

	Pág.
CAPITULO I	
DATOS GENERALES SOBRE SAN VICENTE DE CAÑETE	
1.1 Aspectos Geográficos .....	1
1.2 Aspectos Topográficos .....	2
1.3 Aspectos Socio Económicos .....	2
1.4 Situación Regional .....	6
1.5 Actividad Regional .....	9
CAPITULO II	
BASES PARA EL ESTUDIO	
2.1 Clima .....	13
2.2 Estado Actual de los Servicios de Agua .....	13
2.3 Dotaciones .....	16
2.4 Variaciones en el Consumo .....	29
2.5 Periodo de Diseño .....	34
2.6 Población Futura .....	36
2.7 Plan Regulador .....	54
2.7.1 Expansión Urbana: Proyecto del Ministerio de Vivienda y Construcción .....	54
2.7.2 Observaciones al "Esquema de Expansión Urbana de San Vicente de Cañete .....	59
2.7.3 Propuesta de Expansión Urbana .....	61
2.8 Capacidad del Sistema y Volumen de Almacenamiento .....	62

## CAPITULO III

## DESCRIPCION DEL SISTEMA - FUENTES DE ABASTECIMIENTO

3.1	Abastecimiento por Aguas Superficiales .....	81
3.2	Abastecimiento por Aguas Subterráneas .....	87
3.3	Calidad del Agua Subterránea .....	95
3.4	Fuente de Captación .....	101
3.5	Materiales de Tuberías - Adopción .....	102
3.6	Condiciones de Funcionamiento de la Red .....	110
3.7	Diseño y Funcionamiento de las Redes .....	113
3.7.1	Zona 1 - Red 1 .....	113
3.7.2	Zona 2 - Red 2 .....	132
3.8	Fundamento y Programa para la Verificación de la Red en una Calculadora Programable HP 25 .	146
3.9	Abastecimiento en Espina de Pescado - Parte Baja de Zona 1 .....	153
3.9.1	Descripción .....	153
3.9.2	Deducción de Fórmula .....	153
3.9.3	Areas Reales y Supuestas .....	155
3.10	Pozo y Equipo de Bombeo .....	157
3.11	Reservorio 2 .....	160
3.12	Reservorio 3 .....	163

## CAPITULO IV

ESTIMACION DEL COSTO .....	171
----------------------------	-----

BIBLIOGRAFIA .....	183
--------------------	-----

## ==CAPITULO==I==

### DATOS GENERALES SOBRE SAN VICENTE DE CAÑETE

El presente capítulo trata de dar una información somera, pero suficiente para un proyecto de abastecimiento de agua potable y ubicar al lector en aspectos geográficos geológicos y socio - económicos acerca del Poblado de San Vicente de Cañete. Este capítulo es meramente informativo pero necesario por que todos sus puntos deciden muchos aspectos del proyecto de abastecimiento tales como dotaciones, posición de fuentes de captación, ubicación del tanque de almacenamiento, etc.

#### 1.1 ASPECTOS GEOGRAFICOS

El poblado de San Vicente de Cañete, al cual denominaremos de aquí en adelante sólo San Vicente se encuentra ubicado dentro de la Cuenca del Río Cañete perteneciente a la Macro Región de Lima. San Vicente capital de la Provincia de Cañete en el Departamento de Lima, se encuentra ubicada sobre los  $13^{\circ}07'20''$  de Latitud Sur y los  $76^{\circ}25'59''$  de Longitud al Oeste de Greenwich, a 150 kmt. al sur de Lima y a una altura de 36.5 mt.. sobre el nivel del mar.



PLANO DE UBICACIÓN  
CANETE

## 1.2 ASPECTO TOPOGRAFICO

No hay levantamiento topográfico de la ciudad a excepción de algunos puntos importantes, como la ubicación de la Plaza de Armas y el Cerro Candela, y las curvas de nivel que se tienen son sólo aproximadas. Sin embargo podemos describirla como topográfica bastante irregular. Sus calles suben y bajan; en general la inclinación predominante es en la dirección de NORTE a SUR.

El Cerro Candela ubicado al norte de la ciudad es el accidente topográfico más saltante; sobre él se encuentra actualmente el reservorio de agua.

## 1.3 ASPECTO SOCIO - ECONOMICO

### 1.3.1 SOCIAL

La religión predominante es la católica. El nivel de vida es bastante modesto y aún se vive un ambiente tranquilo. La situación económica les permite enviar a sus hijos a estudios secundarios; gran cantidad se traslada a Ica, Lima o Ayacucho para seguir estudios superiores.

Cuenta con un cine llamado San Martín, ubicada en la Plaza del mismo nombre (hay otro -- que no funciona) en el cual se exhibe películas diariamente y escasamente obras teatrales. Cuenta con Estadio de Fútbol con instalaciones apropiadas, tres parques, dos hospitales y un centro de salud del Ministerio de Salud.

En resumen el equipamiento actual es:

- a) Recreación: Un estadio  
Un Cine.  
Tres parques.
- b) Sanidad : Dos Hospitales  
Un centro de Salud del Ministerio correspondiente: TOTAL 140 camas (1970).
- c) Socio - Cultural:  
Un Centro Parroquial  
Una Capilla  
Un Club  
Sindicatos: Choferes, profesores, obreros.
- d) Administración:  
Caja Nacional del Seguro Social  
Municipalidad  
Comisaría  
Sub - Prefectura  
Camal  
Juzgados.  
Dependencia del Ministerio de Trabajo.  
Dependencia del Ministerio de Agricultura.  
Dependencia del Ministerio de Vivienda.  
Registros Electorales  
Jefatura Territorial  
Correos  
Bancos  
Bomberos  
Cementerio, etc.

e) Servicios:

- Agua Potable.- De abastecimiento - deficiente. Obtenido mediante galería filtrante de los puquios de "Santustio" cerca de la acequia Huanca y también de 2 pozos. Se estima el consumo diario entre 3000 a 4000 m<sup>3</sup>.
- Desague.- Mediante red de alcantarillado al canal Ihuanco el cual - lo lleva al mar. Esta red adolece de serias deficiencias.
- Energía Eléctrica.- Proviene de la Hidroeléctrica del Mantaro. El servicio se restringe sólo a la zona urbana.
- Vías.- La mayoría es asfaltada salvo el barrio de Valdivia y unas recientes invaciones.

1.3.2 ECONOMICO

En este rubro debemos hacer las respectivas separaciones entre actividades comerciales, industriales, así como ganaderas y de agricultura.

- La actividad Comercial.- Es bastante movida; hay centros comerciales variados y grandes que son abastecidos con suficiente facilidad desde Lima

Estos, están ubicados principalmente en la Calle San Agustín, siguiendo la calle 2 de Mayo, Bolognesi, Av. Benavides, calle Bellavista, O'Higgins y Grau; estando casi todas alrededor de la Plaza de Armas. En cuanto a la industria, San Vicente cuenta con una buena actividad industrial debido a la existencia de diversidad de fábricas que dan trabajo a gran cantidad de habitantes. A continuación se mencionan algunas y su respectivo rubro industrial.

- Cía Industrias La Unión            Aceites, Jabones.
- Manuel A. Pineda Ramos            Maquinarias.
- Eugenio Venturo Estrada            Imprenta.
- Pelaez Hnos. S.C.R.L.                Imprenta.
- Panificadora Cañete                 Panadería.
- Castillo P. y A.S.A.                 Bebida.
- Monteverde y Sicheri S.A.          Panadería.
- Cía Agrícola Montalvan             Textiles.
- Soc. Agrícola Hualcará S.A.        Textiles.
- Santa Luisa                            Licorería.

Así mismo, las conglomeraciones industriales se encuentran en la Av. Benavides, Av. 28 de Julio, Calle San Agustín, O'Higgins y Sepúlveda.

- En Agricultura.- Tenemos unas 34,000 Ha de área irrigada y unas 24,052 Ha de área cultivable; las demás hectáreas presentan problemas de salinidad y recientemente el Ministerio de Agricultura ha lo -

grado mediante riego y drenaje (proceso de lixiviación) recuperación de extensas zonas salitrosas ubicadas mayormente al Oeste de San Vicente y pegado a la Panamericana. La producción es de pastos y pan llevar para alimentación y algodón, lino, vid para industrias.

- En Ganadería.- Tenemos los siguientes: vacuno, caballar, y mular; es importante hacer notar que estas actividades se encuentran en retroceso lo mismo que la crianza de aves y chanchos.

Otros aspectos importantes no pueden verse aisladamente de las poblaciones cercanas a San Vicente como son los poblados de Imperial, Cerro Azul, San Luis, Quilmaná, Lunahuaná, Pacarán y Zúñiga, y que a continuación se les engloba en un todo por ser aspectos y situaciones regionales.

#### 1.4 SITUACION REGIONAL

La cuenca del Río Cañete se encuentra en la parte media de la Costa Central del Perú, hacia el extremo sur del Dpto. de Lima, entre las coordenadas 11° y 13° de Latitud y 75° y 76° de Longitud con una extensión de 6194 km<sup>2</sup> y con 24,052 Ha cultivadas.

Según la ONERN<sup>1</sup>, la Cuenca del Río Cañete está formada por el llano aluvial (ubicada en la costa) denominada Valle y la zona montañosa o cuenca alta (ubicada en la sierra).

1 (ONERN) Oficina Nacional de Evaluación de Recursos Naturales.

#### 1.4.1 POBLADOS

Los poblados más importantes se encuentran en el llano aluvial o valle, encontrándose también en esta zona, tres caseríos y catorce Cooperativas Agrarias. Por ser importante la interrelación de estos poblados a continuación se describe en forma bastante sencilla a cada una de ellos, tomando sólo a aquellos que su población total no sea menor de 1,000.

##### a) SAN VICENTE DE CAÑETE

Población ubicada a unos 150 kmt. al sur de Lima, ocupa una extensión urbana en 1980 de aproximadamente 98 Ha con una densidad bruta estimada de 141 hab/Ha. (al año 1970). Es la de mayor importancia por su población, por su condición de Capital de Provincia y por constituir centro de servicios hospitalarios, educacionales y administrativos para la región.

San Vicente, se complementa con la ciudad de Imperial generando una zona de influencia inmediata que incluye los poblados de Quilmaná, San Luis, Nuevo Imperial y Cerro Azul.

##### b) IMPERIAL

Situado al Este de San Vicente y a unos 4 km, ocupa una extensión urbana de 1980 de 70 Ha. y una densidad media de 139 hab/Ha (al año 1970). Es el poblado de segunda importancia en el valle caracterizándose por su actividad comercial.

Su ubicación geográfica central con respecto a la Cuenca del Río Cañete, le permite funcionar como centro comercial de un gran sector del valle y de los poblados del interior de la cuenca.

c) CERRO AZUL

Situado a 12 km al Norte de San Vicente y a 5 km al Oeste de la Carretera Panamericana, ocupa una extensión de 23 Ha y una densidad estimada de 89 hab/Ha. Se caracteriza -- por ser el puerto de la Provincia de Cañete. Su crecimiento ha sido lento debido a la baja intensidad del transporte marítimo, por las malas condiciones de embarque y desembarque que ofrece el puerto, haciendo un servicio demasiado caro.

d) SAN LUIS

Se encuentra a 5.5 km al Norte de San Vicente. Tiene una extensión de 15.6 Ha y una densidad bruta de 148 Ha. Normalmente funciona como ciudad dormitorio pues alberga a obreros que llegan a trabajar las Cooperativas Agrarias.

e) QUILMANA

A 13 km al Norte de Imperial y sobre toda la antigua Panamericana. Tiene unas 60 Ha con densidad bruta de aproximadamente 41 hab/Ha. Situada en las pampas de Quilmaná, está fuera de las áreas de cultivo. Es centro residencial de trabajadores y propietarios de

la zona de irrigación de Nuevo Imperial.

f) NUEVO IMPERIAL

Distante 4.4 km al Este de Imperial, en la carretera que conduce a Lunahuaná. Se desarrolla en una extensión de 20 Ha con una densidad bruta estimada de 56 hab/Ha.

g) LUNAHUANA - PACARAN - ZUÑIGA

Estos son poblados en la cuenca alta. Están ubicados a 40, 57 y 62 km respectivamente al Este de San Vicente. El más importante es Lunahuaná que se caracteriza por sus frutas - y la industria del vino.

## 1.5 ACTIVIDAD REGIONAL

### 1.5.1 SECTOR PRIMARIO

La actividad predominante de la región es el sector primario: Agricultura. La zona del Valle - es más productiva que la cuenca alta y comprende principalmente el cultivo de algodón, maíz, papa hortalizas y cítricos cubriendo éstos el 83% del área agrícola neta del valle. El cultivo del algodón abarca cerca del 44% del área agrícola ("Cuenca del Río Cañete" ONERN). La principal actividad ganadera del valle está representada por la explotación del ganado vacuno tanto para la producción de leche y carne. Según ONERN, en el año 1968 la

ganadería lechera contaba con 3350 cabezas. Casi toda la población ganadera es explotada en establos lecheros.

También existe producción avícola, para la obtención de carnes y huevos.

### 1.5.2 SECTOR SECUNDARIO

El sector secundario o sector industrial está relacionado y supeditado a la producción agrícola. Operan en el Valle de Cañete una fábrica de aceite de pepita de algodón, una fábrica que produce alimentos concentrados para animales a base de insumos agrícolas como pasto, cáscara de algodón, coronta de maíz, harina de alfalfa, maíz grano y harina de pescado. Cuenta también con instalaciones a nivel industrial de sembríos de alfalfa y flores.

Hubo una fábrica de Harina de Pescado en Cerro Azul, pero tuvo que cerrar debido al bajo potencial ictiológico y a las pobres condiciones de embarque y desembarque que le ofrecía el puerto.

### 1.5.3 SECTOR TERCIARIO

Este sector comercial se desarrolla activamente. La proximidad del Valle de Cañete a los mercados de Lima y Callao (centros de mayor consumo en el país) le confiere gran significación en aspectos relacionados a la comercialización.

El valle comercializa con Lima y Callao, su producción de algodón que está destinada en 77% a

80% a los mercados internacionales de Europa, Asia y América ("Cuenca del Río Cañete" ONERN ).

También comercializa su producción de naranjas, melones, carnes y huevos a los mercados de - Lima, Ica, Arequipa, Moquegua, Tacna y Ayacucho.

En cuanto al mercado en el interior del valle esta constituido por los principales centros urbanos del valle: San Vicente e Imperial, siguiendole en importancia Quilmaná y Nuevo Imperial.

## CAPITULO II

=====

### BASES PARA EL ESTUDIO

El presente capítulo trata de los parámetros limitantes para el proyecto de ampliación de los servicios de abastecimiento. Actualmente San Vicente cuenta con un abastecimiento que si bien es bastante deficiente, no debemos ignorar la infraestructura existente. La actual red, con sus tuberías de fierro fundido y asbesto - cemento han de ser consideradas, tratando de no removerlas, sino en caso justificable. Factores o bases limitantes para el proyecto son también el clima, plan regulador futuro, reglamentos para densidades urbanas, recomendaciones para dotaciones, etc. La combinación de éstos y algunos aspectos considerados en el capítulo I determinan en una u otra forma el tipo y costo del proyecto.

Es pues importante la descripción de cada uno de ellos. La forma de hacerlo será tal que una vez expuesto cada punto , se procede a hacer los respectivos cálcullos del proyecto de ampliación presente en los casos que sea necesario.

Punto como las posibles fuentes de abastecimiento también sería importante en el presente capítulo, pero por tener mayor afinidad con la Descripción del Sistema de Abaste

cimiento es que se le verá en el capítulo siguiente.

## 2.1 CLIMA

El clima de Cañete es bastante parecido al de Lima; se caracteriza por su escasa precipitación pluvial, con lloviznas en invierno y abundante horas de sol en verano.

Las variaciones de la temperatura son tanto anuales como estacionales. Las temperaturas durante el invierno tienen una media de 15°C y 25°C durante el verano, correspondiendo estas oscilaciones a zonas templadas.

Durante los meses de Mayo a Octubre y debido a su poca altura y cercanía al mar se forman espesas neblinas que con frecuencia ocasiona accidentes de tráfico en la Panamericana. En verano, en los meses de Noviembre a Abril el clima es seco, ocasión que es aprovechada para bañarse en los manantiales cercanos e ir a la playa. En la parte alta de la cuenca, o sea en los poblados de Lunahuaná, Pacarán y Zúñiga, los inviernos tienen mayor precipitación pluvial, con temperatura que pueden llegar a 8°C; en verano llega a 34°C, pero el agua nunca falta, razón por la que éstos poblados y especialmente Lunahuaná se caracteriza por su producción de uvas y otras frutas.

## 2.2 ESTADO ACTUAL DE LOS SERVICIOS DE AGUA

### 2.2.1 RED DE DISTRIBUCION

El sistema de agua potable, aunque con varias ampliaciones y modificaciones data desde el año -



TANQUE DE REGULACION CON CAPACIDAD PARA 800 M<sup>3</sup>. NO SE LE USA ACTUALMENTE PUES PRESENTA FILTRACIONES. SE ENCUENTRA SOBRE EL CERRO CANDELA



EMANACIONES DE AGUA MUY CERCA DE LA CARRETERA PANAMERICANA Y LA AV. 28 DE JULIO. LA DE LA FOTO ES PARA TODO USO DOMESTICO.

1930. Estas ampliaciones y modificaciones han afectado en su mayor parte a la red de distribución a la cual se le ha ido añadiendo tuberías de Asbesto Cemento a las antiguas que son de fierro fundido. Los diámetros existentes son de 3", 4", 6" y 8" en uno y otro material.

Actualmente se cuenta con 1602 instalaciones domiciliarias y sólo 735 cuentan con medidor. Todavía se pueden ver las piletas que antaño servían para el abastecimiento. El plano 1 indica la actual red.

### 2.2.2 CAPTACION

La captación se realiza por medio de una galería filtrante y dos caissons, uno de los cuales - el más antiguo, se encuentra equipado con dos motores a petróleo crudo de 180 H.P. cada uno, y dos bombas centrífugas marca HIDROSTAL. El consumo de petróleo es de 2 galones por hora y está diseñado para que funcione sólo un equipo a la vez. Desafortunadamente en la actualidad uno de estos motores se encuentra malogrado. El caisson antiguo tiene un diámetro de 3 mt y una profundidad de 3.5 mt.

El rendimiento que actualmente se obtiene de los dos caissons y de la galería filtrante es de 50 lit/seg. que es el gasto con el que se abastece San Vicente en las horas de bombeo .

La Galería filtrante capta las aguas del manantial de Oré; éste consta de una sola tubería de concreto Hume de 6" de diámetro, con una longitud de 44 mt aproximadamente y con perforaciones dispuestas en forma de trebolillo cada 30 cm, con diámetros de 3/4". Esta galería empieza aproximadamen



AQUI SE SEÑALA DOS "FUENTES" DE AGUA PARA USO DOMESTICO. EL CANAL QUE SE VE ES EL IHUANCO DE POCOTEN EL QUE VIERTE EL DESAGÜE DE LA CIUDAD.

te desde el punto donde brotaba el agua hasta un buzón rectangular de concreto. Desde este buzón - sale una tubería de concreto de 4" de diámetro que conduce por gravedad el agua hasta el pozo equipado. Todo esto y el pozo no equipado constituye la captación de las aguas del Manantial de -- Cuenca, ubicada ésta en la parte Este de la ciudad.

### 2.2.3 TANQUE DE REGULACION

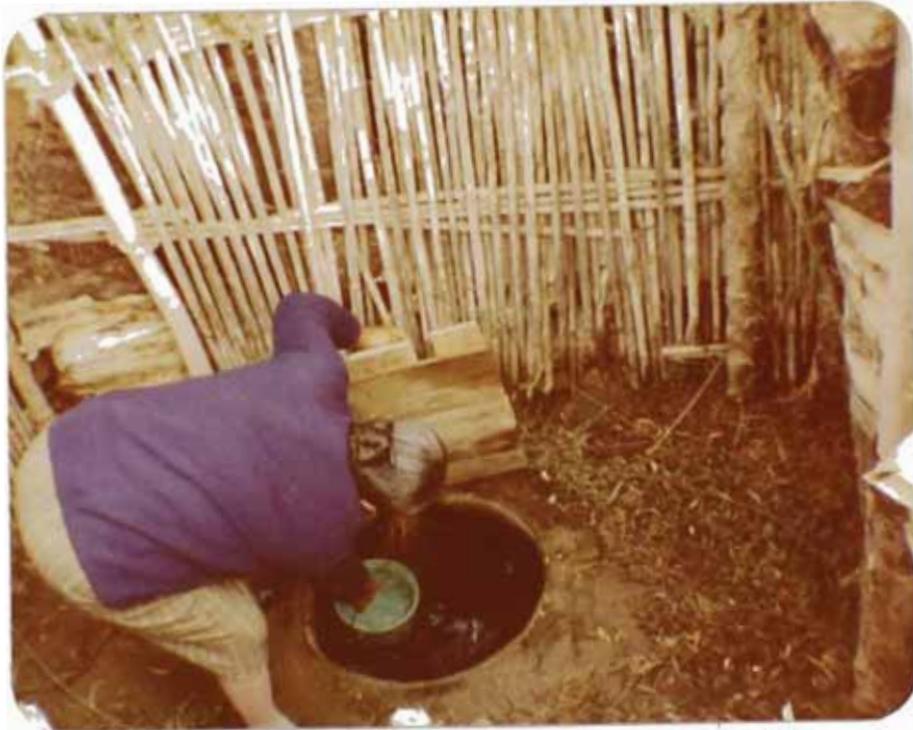
El actual reservorio se encuentra ubicado en el cerro Candela, en la cota 80.5 m.s.n.m., frente a la carretera que une San Vicente e Imperial, a unos 45 mt sobre la Plaza de Armas. Es de concreto armado de forma rectangular, del tipo apoyado y de 800 m<sup>3</sup> de capacidad. Presentó filtraciones desde el momento de inauguración y en la actualidad no se le usa.

### 2.2.4 LINEA DE IMPULSION

La línea de impulsión es de asbesto - cemento, 10" de diámetro, de clase 150 lib/pul<sup>2</sup>, con una longitud aproximada de 600 mt; va desde el pozo equipado hasta el reservorio siguiendo un trazo acorde con una futura vía de circulación. Este sistema diseñado con reservorio de cabecera no funciona y actualmente la línea de impulsión está empalmada directamente a la red mediante la tubería de 8" que pasa por la avenida Benavides y mediante un sistema de válvulas permite bombear a la red directamente.



PEQUEÑO DOZO PARTICULAR PARA USO DOMESTICO EN EL INTERIOR DE UNA VIVIENDA DE LA AV. BENAVIDES.



"FUENTE" DE AGUA PARA USO DOMESTICO EN EL INTERIOR DE UNA VIVIENDA AL FINAL DE LA AV. 28 DE JULIO.

La presión de agua es deficiente teniendo sus puntos críticos en la parte alta de la Avenida Benavides y en el mercado Modelo en donde funciona en la parte alta las dependencias del Ministerio de Vivienda y Construcción, entidad que tiene a su cargo la administración y control del agua potable.

El tiempo de bombeo es de 18 horas continuas iniciandose a las 5 horas y culminando a las 23 horas.

#### 2.2.5 LINEA DE CONDUCCION

La línea de conducción es de fierro fundido, de 8" de diámetro. Va del reservorio a la red haciendo un recorrido de 600 mt aproximadamente. No se le usa pues el tanque no funciona.

#### 2.2.6 TRATAMIENTO DEL AGUA

Sólo recibe desinfección mediante un clorinator. Cuando no se cuenta con balones de cloro, se agrega hipoclorito. Los análisis presentados en el capítulo 3 muestran la calidad del agua.

### 2.3 DOTACIONES

Se define la dotación como la cantidad promedio de agua que consume diariamente un habitante. Se consi- gue teóricamente como el volúmen total consumido duran- te un año dividido luego por los 365 días del año y por el número de habitantes de la población. Se expresa en lit/hab-día y denominaremos de aquí en adelante  $Q_p$ .

Qp      Dotación (lit/hab-día)

La fijación de Qp no es hallable fácilmente y normalmente se toman valores recomendados por personas o entidades dedicadas a la especialidad. Son muchas las recomendaciones dadas, sin embargo en el presente proyecto se adoptará el valor recomendado por el Reglamento Nacional de Construcciones, el cual fija para poblados como San Vicente:

$$Qp = 200 \text{ lit/hab-día.}$$

A continuación se enumera los principales factores y criterios que determinan este valor.

### 2.3.1 FACTORES QUE FIJAN LA DOTACION

Para determinar dotaciones hay que tener en cuenta los siguientes factores que afectan el consumo per-cápita en una población.

#### a) IMPORTANCIA Y DESARROLLO DE LA CIUDAD

En poblados importantes y desarrollados - los consumos per-cápita son mayores que en los poblados menos importantes debido a que en estos últimos los consumos se restringen casi exclusivamente a los domésticos.

b) CONDICIONES CLIMATERICAS

Es fácil comprender que el Qp en zonas cálidas es mayor que en aquellas en donde el clima predominante es frío.

c) EQUIPAMIENTO COMERCIAL E INDUSTRIAL

Las ciudades con mayor movimiento comercial e instalación industrial tienen un alto consumo per-cápita tanto por uso en el equipamiento como por los pobladores atraídos por estos centros en busca de empleo.

d) COSTUMBRES DE LA POBLACION

Los hábitos como bañarse al levantarse, gusto de jardinería, etc aumentan notablemente el consumo promedio; influye también la actividad a la que se dedica la población notándose que en poblados rurales o semirurales donde el consumo por aseo es bastante menor que en aquellos donde predominan los obreros por ejemplo.

e) CARACTERISTICAS DEL SERVICIO

Debemos anotar aquí cuatro puntos que son:

e.1 Calidad del Agua

El agua aunque potable, puede ser turbia o salobre motivo por el cual la población tiende a usarla en lo mínimo necesario. También el consumo industrial se restringe a la calidad del agua.

e.2 Presión en la Red

Conexiones deficientes y válvulas en mal estado suelen producir fugas en caso que la presión en la red sea exagerada.

e.3 Tarifas

Es fácil comprender que si el agua se entrega a un costo demasiado bajo, el consumidor tenderá a desperdiciarla ya sea usando más volumen del necesario o no separando sus instalaciones deficientes.

e.4 Forma de Distribución

En lugares donde el abastecimiento se realiza mediante piletas el consumo es menor que en aquellos donde el abastecimiento es domiciliario y con medidor.

2.3.2 CRITERIOS QUE FIJAN LA DOTACION

a) COMPARACION CON CIUDADES SEMEJANTES

a.1 Si bien las ciudades que menciona el Ingeniero Mendiola en "Ingeniería Sanitaria" - pueden no tener semejanza con San Vicente, se dan sólo como referencia de dotaciones para poblados urbanos.

<u>POBLACION</u>	<u>DOTACION (lit/hab-día)</u>
Ica	250
Chiclayo	150
Huaraz	200
Huacho	200
Piura	200
Trujillo	150

Vemos que dotaciones entre 150 y 250 lit/hab-día han cumplido bien su cometido aunque se debe aclarar que actualmente Piura adolece de presión en la red e Ica tiene nuevas urbanizaciones en las que el agua sólo llega de noche.

a.2 El "Seminario sobre Diseño de Abastecimiento de agua" por OPS dió las siguientes dotaciones promedio para la población urbana en el año 1962 en Latino América.

<u>PAIS</u>	<u>DOTACION (lit/hab-día)</u>
Brasil	200 a 300
Colombia	200 a 300
El Salvador	200 a 350
Haití	75 a 284
Honduras	130 150
Venezuela	200 a 600

a.3 El 'Proyecto Integral de Agua Potable y Alcantarillado de la ciudad de Piura' presenta el siguiente cuadro para ciudades Americanas con alto porcentaje de servicio con medidor.

CIUDAD	POBLACION (miles)	DOTACION lit/hab-día	AÑO	MEDIDOR %
Nicaragua	120	200	1947	100
Maracaibo	180	210	1949	100
san Juan	390	290	1949	100
Cali	243	246	1951	80
Valparaiso	203	247	1947	100
Ayellaneda	800	175	1940	100
Rosario	700	150	1948	100
Mendoza	200	200	1948	100
Montevideo	750	110	1945	100
Bogotá	500	183	1949	90

#### b) RECOMENDACIONES DE ESPECIALISTAS

Se consideran aquí recomendaciones para uso doméstico, comercial e industrial uso público y desperdicios.

##### b.1 CONSUMO DOMESTICO

Comprende preparación de alimentos, bebidas, higiene, lavado de ropa, utencili

lios, regadío de jardines particulares, - etc. Para esta situación un estudio realizado en Brasil por muestreo en localidades urbanas determinó:

RUBRO	CONSUMO (lit/hab-día)	
Bebida y Cocina	10	20
Lavado de ropa	10	20
Baño personal	25	55
Limpieza baños	15	25
Jardinería	15	30
Eventuales	25	50

El "Seminario sobre Diseño de Abastecimiento de Agua" da los siguientes valores para el uso doméstico:

RUBRO	CONSUMO (lit/hab-día)	
Bebida y cocina	10	20
Lavado de ropa	10	20
Baño	25	55
Sanitarios	15	25
Desperdicios	15	50
Otros	15	30
	100	- 200 lit/hab-día.

Agrega además consumo por riego de jardín en 1 a 3 lit/hab-día-m<sup>2</sup>.

## b.2 COMERCIAL E INDUSTRIAL

Es el agua consumida tanto para uso personal que labora, como insumo y la consumida en operaciones industriales en lo que respecta a la parte industrial.

A continuación se da recomendaciones dadas en el "Seminario sobre Diseño de Abastecimiento de Agua":

### CONSUMO COMERCIAL

<u>RUBRO</u>	<u>CONSUMO</u>
Oficinas Comerciales	
- Percápita	50
- Por m <sup>2</sup> de area útil	10
Tiendas	
- Pequeñas (hasta 50m <sup>2</sup> ) min	500
- Grandes (por m <sup>2</sup> de área)	8
Restaurant (por m <sup>2</sup> de área)	25
Bares	
- Pequeñas (hasta 50m <sup>2</sup> ) min	2000
- Grandes (por m <sup>2</sup> de área)	40
Hoteles y pensiones	
(por hospedaje)	720
Hospitales (por paciente)	250

## CONSUMO INDUSTRIAL

<u>RUBRO</u>	<u>CONSUMO</u>
Uso Sanitario per cápita	70 (lit/día)
En proceso Industriales	
- Enlatados (por kg)	1 a 5 lit
- Papel (kg de producción)	100-400 lit
- Acerías (kg de acero)	250-450 lit
- Curtiembres (por pieza)	50- 60 lit
- Azúcar (por kg)	50-100 lit
- Telares de algodón (kg)	10- 20 lit

Otras recomendaciones para el uso industrial y comercial se dan a continuación :

- En ciudades con más de 25,000 habitantes, este consumo puede alcanzar el 20% del total.
- Puede variar entre 15% y 65% del total con un promedio de 32% según el "Manual of American Water Works Practice".

### b.3 CONSUMO PUBLICO

Se entiende por éste. al volumen destinado al riego de jardines públicos, piletas ornamentales, lavado de vías, fuentes y bebederos, piscinas públicas, edificios públicos, la usada para combatir incendios, etc.

A continuación se dan algunas recomendaciones:

- Como 38 lit/hab-día según Mendiola.
- Entre 38 a 60 li/hab-día según Steel.
- Entre el 10% y el 30% del consumo doméstico según el "Seminario sobre Diseño de Abastecimiento de Agua "

#### b.4 PERDIDAS EN LA RED

Este es un volumen no computable fácilmente; incluye agua derrochada por los consumidores, fugas en la red debido a malas instalaciones de válvulas y juntas, etc. Se puede considerar entre el 15% y 20% del consumo total.

### 2.3.3 RANGOS DE LOS DIFERENTES TIPOS DE CONSUMO

A continuación y como complemento de cada una de las anteriores definiciones, se dan valores investigados por entidades y personas.

a) En ciudades Norteamericanas según Yair y Ge-  
yer:

TIPO DE CONSUMO	VARIACIONES	MEDIA
Doméstico	57 - 265	133
Comercial/Industrial	38 - 380	114
Público	19 - 75	30
Pérdidas	80 - 110	95

b) Otras recomendaciones para ciudades Americanas :

<u>TIPO DE CONSUMO</u>	<u>MEDIA</u>
Doméstico	140
Comercial/Industrial	160
Público	40
Pérdidas	75

c) En el Estado de Sao Pablo de Brasil se dieron las siguientes dotaciones :

TIPO DE CONSUMO	MEDIA 1951	MEDIA 1957
Doméstico	85	140
Industrial/Comercial	50	100
Público	25	15
Pérdidas	40	45

d) Recomendaciones en % respecto al total de la dotación dado por Steel :

TIPO DE CONSUMO	PORCENTAJE
Doméstico	40,0
Industrial	21,3
Comercial	14,0
Público	10,0
Pérdidas	14,7

#### 2.3.4 VALORES DE DOTACIONES INVESTIGADOS

a) El Ing. Rivas Mijares ha estudiado en el Brasil y ha obtenido el siguiente cuadro, haciendo separación entre localidades con instalaciones con medidor e instalaciones sin medidor.

TAMAÑO DE POBLACION	DOTACION (lit/hab-día)	
	CON MEDIDOR	SIN MEDIDOR
Menor de 5000	100 - 150	200 - 300
De 5000 a 25000	150 - 200	300 - 400
De 25000 a 100000	200 - 250	400 - 500
Mayor de 100,000	250 - 300	400 - 600

b) Dotaciones investigadas en ciudades Americanas

<u>CIUDAD</u>	<u>DOTACION (lit/hab-día)</u>
Nicaragua	200
Maracaibo	210
San Juan	290
Cali	246
Valparaíso	247
Ayellaneda	175
Rosario	150
Mendoza	200
Montevideo	110
Bogotá	183

### 2.3.5 RECOMENDACIONES DE DOTACIONES EN EL PERU

a) El Reglamento Nacional de Construcciones da las siguientes recomendaciones para nuestro medio diferenciando los climas y el tamaño de la población:

TAMAÑO DE POBLACION	DOTACION (lit/hab-día)	
	CLIMA	CLIMA
	FRIO	TEMPLADO-CALIDO
Entre 2,000 y 10.000	120	150
Entre 10.000 y 50,000	150	200
Mayor de 50,000	200	250

b) La Empresa de Saneamiento de Lima (ESAL) recomienda dotaciones según el tipo de habilitación

<u>TIPO DE HABILITACION</u>	<u>DOTACION</u>
Residencial	300 lit/hab-día.
Popular	250 lit/hab-día.
Industriales	
- Pesadas	2 lit/seg-Ha.
- No pesadas	1 lit/seg-Ha.

## 2.4 VARIACIONES EN EL CONSUMO

El consumo de una población no es constante en el tiempo. Varía de hora en hora durante el día, notándose un alto consumo al medio día y una disminución durante la noche. Igualmente no todos los días se consume el mismo volumen; generalmente el consumo aumenta en los días sábado y domingo.

También se producen variaciones mensuales en el consumo, pero éstos en realidad se traducen a los días de máximo consumo y a su vez éstos a las horas de máximo consumo. Las relaciones que hay entre los consumos se denominan coeficientes de variación y pueden ser diarias y horarias.

### 2.4.1 VARIACIONES DIARIAS

Son variaciones que se producen día a día durante un año.

#### - COEFICIENTES DE VARIACIONES DIARIAS

Se le define como la relación que existe entre el volumen del día de máximo consumo y el volumen promedio diario anual. El volumen promedio diario anual  $V_p$  se calcula con la dotación mediante:

$$V_p = \text{Dotación} \times \text{Población}$$

### 2.4.2 VARIACIONES HORARIAS

Son variaciones que se producen hora a hora durante un día.

-- COEFICIENTE DE VARIACIONES HORARIAS

Distinguiamos aquí el coeficiente referido al consumo de un día cualquiera, y el referido al día de máximo consumo.

--- REFERIDO A UN DIA CUALQUIERA  $K_2$

Se define como la relación del volumen de la hora de máximo consumo en un día cualquiera y el consumo promedio horario del mismo día.

--- REFERIDO AL DIA DE MAXIMO CONSUMO  $K_3$

Se define como la relación entre el consumo de la hora de máxima demanda y el consumo promedio horario anual. Se le denomina coeficiente máximo maximorum y se le obtiene como el producto de  $K_1 \times K_2$ .

2.4.3 ALGUNAS RECOMENDACIONES Y APRECIACIONES PARA LOS VALORES DE  $K_1$  Y  $K_2$  O  $K_3$

a) VALORES DE  $K_1$  EN OTROS PAISES

<u>PAIS</u>	<u>_____</u>
Brasil: Dpto. de obras Sanitarias de Sao Paulo.	1.25
Brasil: Entidades Federales del Noreste	1.20

PAIS

E. E U. U.	1.50
Francia	1.20 - 2.00
Colombia	1.25 - 1.50
Venezuela	1.2
Perú	1.20 - 1.30

b) VALORES RECOMENDABLES PARA  $K_1$  SEGUN CLIMAS PREDOMINANTES (Seminario sobre Diseño de Abastecimiento de Agua).

CLIMA

Templado	1.4	1.6
Cálidos y Húmedos	1.2 a	1.4
Seco árido	1.8 a	2.0

c) VARIACIONES DE  $K_1$  EN EL PERU

Máximo	1.2 a	1.30
Mínimo	0.9 a	0.85

d) RECOMENDACIONES DE PERSONALIDADES PARA  $K_1$  y  $K_3$

PERSONALIDADES	$K_1$	$K_3$
E. W. Steel	1.8 a 2.0	2.7
R. O. Goodrich	1.8	-----
W. A. Castagnino	1.8 2.0	2.0 a 2.5
A. Pons	-----	1.56 a 2.08

e) VALORES DE  $K_2$  EN OTROS PAISES

PAIS

Alemania	1.5 2.5
Francia	1.5
España	1.6
Inglaterra	1.5 + 2.0

f) VALORES DE  $K_2$  RECOMENDADO POR NUMERO DE HABI-

TANTES

<u>TAMAÑO DE POBLACION</u>	$K_2$
Entre 2.000 y 5,000	1.80
Entre 5,000 y 15,000	1.65
Mayor de 15,000	1.50

g) LA ESAL DA LAS SIGUIENTES RECOMENDACIONES PARA  
 $K_1$  y  $K_3$

<u>TIPO DE HABILITACION</u>	<u><math>K_1</math></u>	<u><math>K_3</math></u>
Residencial	1.3	2.6
Industrial	2.0	2.0

h) EL R.N.C. DA LAS SIGUIENTES RECOMENDACIONES -  
PARA  $K_1$  y  $K_3$  SEGUN EL TAMAÑO DE LA POBLACION

<u>TAMAÑO DE POBLACION</u>	<u><math>K_1</math></u>	<u><math>K_3</math></u>
Entre 2,000 y 10,000	1.2 - 1.5	2.5
Más de 10,000	1.2 - 1.5	1.8

#### 2.4.5 COEFICIENTES K ADOPTADAS

El presente proyecto será diseñado según las recomendaciones del R.N.C. o sea tomando valores de:

$$K_1 = 1.3$$

$$K_3 = 1.8$$

## 2.5 PERIODO DE DISEÑO

Todo proyecto de Ingeniería debe estar encaminado a prestar un servicio eficiente a la comunidad; para lograr este fin, el proyecto debe estar condicionado primordialmente, al periodo de vida de las diversas instalaciones y al tiempo en que el proyecto deberá servir - en condiciones óptimas.

Se llama "Periodo de Diseño" a un lapso de tiempo que se considera como límite probable para que el proyecto preste servicios eficientes. Al final del "periodo de Diseño" se deberá efectuar ampliaciones según la realidad del momento.

Hay diversos factores que limitan el "Periodo de Diseño":

### 2.5.1 VIDA UTIL DE LOS ACCESORIOS DEL SISTEMA

Se fabrican accesorios para grandes duraciones, pero estos no son convenientes porque pueden quedar obsoletos en poco tiempo.

### 2.5.2 CRECIMIENTO POBLACIONAL

Si las tasas de crecimiento son bajas, los periodos de diseño han de ser cortas, pues de lo contrario se harían gastos en instalaciones que sólo serían usadas al final del "Periodo de Diseño". Es conveniente en este caso la construcción por etapas.

### 2.5.3 FACTOR ECONOMICO

Es el principal y normalmente determina la magnitud del proyecto. Un periodo corto es más económico, pero queda obsoleto en un tiempo también corto.

### 2.5.4 FACTOR TECNICO

En poblaciones pequeñas puede resultar que los accesorios necesarios sean más pequeños que los recomendados o fabricados, esta situación obliga a ampliar el "Periodo de Diseño".

El Reglamento Nacional de Construcciones recomienda Periodos de Diseño comprendidos entre 10 y 15 años para instalaciones de agua. Como este periodo es para proyectos nuevos y no para ampliaciones, en el presente se adopta el periodo de Diseño de 20 años debido principalmente a que se cuenta con gran cantidad de instalaciones: red de distribución, fuente de abastecimiento, tanque de regulación, etc. y además por tratar de captar las zonas de expansión propuesto por el Ministerio de Vivienda y Construcción en "Esquema de Expansión Urbana de San Vicente de Cañete".

El proyecto se realiza en una sola etapa -- pues San Vicente ha crecido en forma bastante desordenada y se presentan grupos habitacionales bastantes dispersos.

## 2.6 POBLACION FUTURA

La población futura constituye la base para la fijación de la capacidad de las instalaciones, ya que las predicciones sobre las futuras demandas de agua se basan en las estimaciones de la población y los consumos por habitantes. En adelante usaremos el símbolo Pf cuando nos refiramos a la población futura.

Pf            Población Futura

Hay diferentes métodos que permiten una estimación de Pf y todas se rigen de una u otra forma en fórmulas matemáticas. En este acápite vamos a desarrollar varios métodos pero he de aclarar que los crecimientos demográficos no se siñen estrictamente a una fórmula matemática y pueden haber fenómenos socio-económicos como fortuitos, que pueden alterar su crecimiento.

En todos los casos es necesario datos censales y el cálculo de la Pf se realiza extrapolando a éstos.

El siguiente cuadro muestra las poblaciones censadas urbanas en diferentes fechas.

<u>FECHA</u>	<u>POBLACION URBANA</u>
1876	1436
9 - 6 - 1940	4794
2 7 - 1961	7184
4 6 1972	9589

La población futura Pf se calcula para el año 2.000 o sea para 20 años a partir de 1980.

#### 2.6.1 METODO GRAFICO O DE TENDENCIA

Consiste en graficar los puntos Población Vs Fecha de censo y luego determinar la tendencia de estos puntos gráficamente.

Este método es muy impreciso pues el trazo de la curva es bastante subjetivo. El gráfico #4 muestra la curva de tendencia.

Pf                    20,5000 habitantes.

#### 2.6.2 METODO ARITMETICO

Supone el crecimiento poblacional en forma lineal. La pendiente se determina como un promedio de las pendientes intercensales.

$$Pf = Po + rt$$

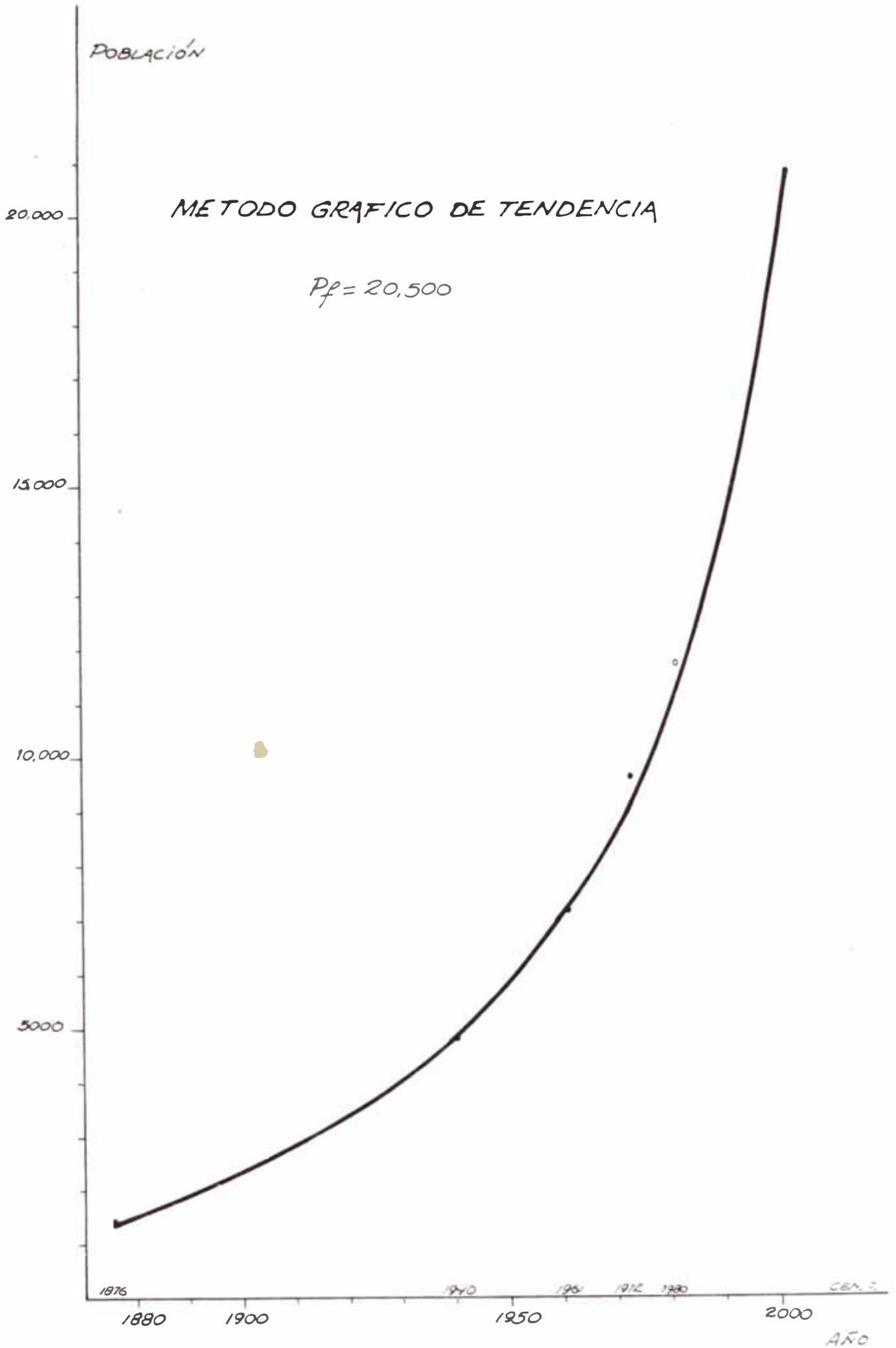
donde:

Pf    Población futura  
 Po    Población inicial  
 t     Tiempo entre Pf y Po, en años.  
 r     Razón de crecimiento anual.

POBLACIÓN

METODO GRAFICO DE TENDENCIA

$$P_f = 20,500$$



AÑO	POBLACION	$\Delta P$	t	r
1876	1436	---	--	---
1940	4794	3358	64	52
1961	7184	2390	21	114
1972	9589	2405	11	219

Tomando las dos últimas razones:

$$r = \frac{114 + 219}{2} = 166.5 \text{ hab/año.}$$

Entonces:

$P_f$  Población al año 2,000

$$P_f = P_{1972} + rt$$

$$t = 2,000 - 1972 = 28$$

$$P_f = 9589 + 28 \times 166.5$$

$$P_f = 14,251 \text{ habitantes}$$

### 2.6.3 METODO DEL INTERES SIMPLE

Supone el crecimiento poblacional como un capital impuesto a una tasa de interés simple. Esta tasa se calcula como el promedio pesado de las tasas intercensales.

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

Pf Población futura  
 Po Población inicial  
 r Tasa de crecimiento  
 t Tiempo en décadas, entre Pf y Po.

$$r = \frac{Pf - Po}{Po \times t} = \frac{P}{Po \times t}$$

P Incremento de población entre periodo intercensales.

AÑO	POBLACION	ΔP	t	r	rt
1876	1436	----	---	---	----
1940	4794	3358	6.4	0.37	2.34
1961	7184	2390	2.1	0.24	0.50
1972	9589	2405	1.1	0.30	0.33
			9.6		3.17

$$r = \frac{rt}{\sum t} = \frac{3.17}{9.60} = 0.33$$

Entonces :

$$Pf = P_{1972} ( 1 + rt )$$

$$t = 2.8$$

$$Pf = 9589 ( 1 + 0.33 \times 2.8 )$$

$$Pf = 18,449$$

$$Pf = 18,449 \text{ habitantes.}$$

#### 2.6.4 INTERES COMPUESTO O GEOMETRICO

Es análogo al anterior, pero con una tasa de interés compuesto. Esta tasa, se calcula como la media geométrica de las tasas intercensales.

$$Pf = Po ( 1 + r )^t$$

donde:

- Pf Población futura
- Po Población inicial
- t Tiempo entre Pf y Po en décadas.
- r Tasa de crecimiento.

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

AÑO	POBLACION	t	Pf/Po	r	r <sup>t</sup>
1940	4794	---	----	-----	-----
1961	7184	2.1	1.50	0.213	0.039
1972	9589	1.1	1.33	0.296	0.262

3:2

$$r = \sqrt[3.2]{0.039 \times 0.262}$$

$$r = 0.249$$

$$P_f = P_{1972} (1 + r)^t$$

$$t = 2.8$$

$$P_f = 9589 (1 + 0.249)^{2.8}$$

$$P_f = 17,871 \text{ habitantes}$$

### 2.6.5 PARABOLA DE SEGUNDO GRADO

Referida a un sistema de ejes coordenados,  $x$  con un origen de población  $C$  conocido y haciendo pasar por  $C$  y otros dos datos censales una curva del tipo:

$$P = Ax^2 + Bx + C$$

donde:

- $P$  Población genérica.
- $A, B, C$  Constantes de la curva
- $x$  Tiempo acumulado desde el primer dato.

AÑO	P	x
1940	4794	0
1961	7184	21
1972	9589	32

Para el año 1940

$$x = 0 \quad P = 4794$$

Luego:

$$4794 = A(0)^2 + B(0) + C \quad ; \quad C = 4794.$$

- Para el año 1961

$$x = 21 \qquad P = 7184$$

Luego:

$$7184 = A(21)^2 + B(21) + C$$

Entonces:

$$441A + 21B = 2390 \quad \text{----} \quad 1$$

- Para el año 1972

$$x = 32 \qquad P = 9589$$

Luego:

$$9589 = A(32)^2 + B(32) + C$$

Entonces:

$$1024A + 32B = 4795 \quad \text{----} \quad 2$$

Resolviendo las ecuaciones 1 y 2 tenemos:

$$A = 3.276$$

$$B = 45.017$$

Calculamos Pf con  $x = 60$

$$Pf = 3.276 x^2 + 45.017 x + 4794$$

$$Pf = 19.289 \text{ habitantes.}$$

#### 2.6.6 METODO DE LOS INCREMENTOS VARIABLES

Se calcula la población futura mediante :

$$Pf = Po + m \overline{\Delta_1 P} + \frac{m(m+1)}{2} \overline{\Delta_2 P}$$

donde:

Pf Población futura

Po Población del último dato.

m Número de décadas entre Pf y Po.

$\Delta_1 P$  Promedio del primer incremento.

$\Delta_2 P$  Promedio del segundo incremento.

AÑO	POBLACION	$\Delta_1 P$	$\Delta_2 P$
1950	5,900	1,100	
1960	7,000	2,100	1,000
1970	9,100 ,	2,900	900
1980	12,000		
		6,100	1,900

$$\overline{\Delta_1 P} = 6,100 / 3 = 2030$$

$$\overline{\Delta_2 P} = 1,900 / 2 = 950$$

Entonces:

$$Pf = 12,000 + 2 (2030) + \frac{2(2 + 1)}{2} 950$$

$$Pf = 18,910 \text{ habitantes.}$$

#### 2.6.7 METODO RACIONAL

Este método es el más efectivo y lógico para el estudio del desarrollo de una población, pues considera aspectos importantes que afectan el cre

cimiento poblacional. Los principales factores - que afectan el método son los procesos políticos sociales y económicos, traducidos éstos a dos variables que son: el crecimiento vegetativo y el saldo migratorio.

a) Crecimiento vegetativo.- Es el crecimiento poblacional que se produce sin alteraciones foráneas. Se calcula como la diferencia entre el número de nacimientos y defunciones.

b) Saldo Migratorio.- Cantidad de personas que entran (inmigrantes) o salen (emigrantes) de una población.

Idealmente, podríamos calcular la población futura mediante:

$$P_f = P_o + ( N - D ) + ( I - E )$$

donde:

$P_f$  Población futura

$P_o$  Población actual

$N$  Nacimientos entre  $t_f$  y  $t_o$

$D$  Defunciones entre  $t_f$  y  $t_o$

$I$  Inmigrantes entre  $t_f$  y  $t_o$

$E$  Emigrantes entre  $t_f$  y  $t_o$

(  $N - D$  ) Saldo vegetativo

(  $I - E$  ) Saldo migratorio

Esta fórmula es de muy difícil aplicación - pues a veces no contamos siquiera con Po. En el caso de San Vicente, tenemos datos del crecimiento vegetativo mas no del saldo migratorio, - pero se puede tener una idea de él, como veremos más adelante, mediante el crecimiento vegetativo y los datos censales.

Los censos de 1961 y 1972 arrojaron un total de habitantes en el Distrito de San Vicente de Cañete de 14,712 y 17,052 respectivamente. La ONE presento el siguiente cuadro resumen del Distrito de San Vicente:

CENSO 1961			
POBLACION URBANA		POBLACION RURAL	
Hombres	Mujeres	Hombres	Mujeres
3597	3587	4148	3380
7184		7528	
14,712			

CENSO 1972			
POBLACION URBANA		POBLACION RURAL	
Hombres	Mujeres	Hombres	Mujeres
4799	4790	3934	3529
9589		7463	
17,052			

El análisis siguiente es importante porque el abastecimiento que se planea es sólo para la zona urbana de San Vicente y es necesario conocer qué porcentaje de la población total representan la rural y la urbana.

- a) Vemos que en 1961, la población rural representaba el 51.2% del total de la provincia de San Vicente mientras que en el año 1972, la población rural disminuyó a 43.7%. Paralelamente a esto, vemos que la población rural no sólo no creció vegetativamente sino que disminuyó de 7528 habitantes en 1961 a 7463 en 1972. Es evidente que durante este periodo los pobladores del campo han ido a formar parte de la población urbana de San Vicente, Mala, Imperial, Lima, Ica y también Arequipa y Ayacucho.
- b) Para el periodo intercensal del 72 al 80 se puede considerar también que la población rural ha disminuido y voy a tomarla como 40% con respecto a la población total del Distrito. Este porcentaje también se puede considerar en el crecimiento vegetativo del Distrito.

A continuación se presenta cuadros de Nacimientos y defunciones de toda la provincia; en él se calcula el crecimiento vegetativo en el Distrito, el crecimiento vegetativo urbano y las migraciones que se producen.

AÑO	NAC.	DEF.	$\Delta h$		POB. EN EL DISTRITO	CENSO	$\Delta h$		POB. URBANA	CENSO
			EN EL DISTRITO	URBANA			URBANA			
1940	----	---	-----	10782	10782	---	---	4794	4794	
1941	425	326	99	10881	10881	60	60	4854	4854	
1942	472	407	65	10946	10946	39	39	4893	4893	
1943	481	342	139	11085	11085	83	83	4976	4976	
1944	467	266	201	11351	11351	121	121	5097	5097	
1945	505	232	273	11624	11624	164	164	5261	5261	
1946	539	178	361	11985	11985	217	217	5478	5478	
1947	596	193	403	12388	12388	242	242	5720	5720	
1948	547	169	378	12766	12766	227	227	5947	5947	
1949	613	189	424	13190	13190	254	254	6201	6201	
1950	614	199	415	13605	13605	249	249	6450	6450	
1951	680	200	480	14085	14085	288	288	6738	6738	
1952	707	213	494	14579	14579	296	296	7034	7034	
1953	799	209	590	15169	15169	354	354	7388	7388	
1954	865	212	653	15822	15822	392	392	7780	7780	
1955	797	250	547	16369	16369	328	328	8108	8108	
1956	851	225	626	16995	16995	376	376	8484	8484	
1957	818	271	547	17542	17542	328	328	8812	8812	
1958	914	267	647	18189	18189	388	388	9200	9200	
1959	926	323	603	18792	18792	362	362	9562	9562	
1960	966	362	604	19396	19396	362	362	9924	9924	
1961	1048	269	779	20175	20175	467	467	10391	10391	
				14712	14712			7184	7184	

EMIGRACION

EMIGRACION

ANO	NAC.	DEF.	$\Delta h$ EN EL DISTRITO	POB., EN EL DISTRITO	CENSO	$\Delta h$ URBANA	POB. URBANA	CENSO
1961	---	---	---	14712	14712	467	7184	7184
1962	1052	239	813	15525		488	7672	
1963	1080	283	797	16504		478	8150	
1964	1082	300	782	17286		469	8619	
1965	1085	298	787	18073		472	9091	
1966	1037	228	809	18882		485	9576	
1967	1029	267	762	19644		457	10033	
1968	1076	215	861	20505		517	10550	
1969	1099	193	906	21411		544	11094	
1970	1119	202	917	22328		550	11644	
1971	1269	208	1061	23388		637	12281	
1972	1236	231	1005	24393	17052	603	12884	9589

EMIGRACION

EMIGRACION

Del análisis del cuadro anterior deducimos:

- a) El crecimiento vegetativo en el distrito debió alcanzar aproximadamente en el año 1961 una población de 20,175 habitantes; pero el censo de ese año arrojó una población total de 14,712. Quiere decir que se ha producido una emigración hacia centros poblados.
- b) Partiendo con la población censada en 1961 y aumentando el crecimiento vegetativo año a año debemos llegar al año de 1972 con una población de 17,052. Nuevamente se produjo un proceso de emigración.
- c) La emigración se ha producido tanto del campo como de la ciudad. De 1940 a 1961 la población urbana debió alcanzar aproximadamente unos --- 10,391 habitantes; pero el censo del 61 reveló que habían sólo 7,184.
- d) Durante el periodo entre los años 1961 y 1972 la población urbana también sufrió un proceso de emigración. Partiendo de la población censada y urbana de 1961 ( 7,184 habitantes) y aumentando año a año el crecimiento vegetativo, llegamos al año 1972 con una población de 12,884, mientras que el censo reveló que habían sólo - 9,589.

CONCLUSIONES:

- a) Ya que durante los periodos 40 - 61 y 61 - 72 la población total en el Distrito soportó un proceso de emigración, es de esperar, que durante el periodo 72 - 80 se haya, producido el mismo proceso. Esta afirmación es aceptable debido a que Cañete se encuentra tan cerca de poblados como Lima, Ica, Arequipa, etc. que sus habitantes se ven atraídos hacia éstos en busca de mejores condiciones de vida.
- b) La Corporación del Mantaro (CORMAN) ha previsto para el periodo 1968 - 1980 una tasa de crecimiento de 3.3% para la urbana, 3.2% para la rural y 3.3% para el total. En base a estas tasas de crecimiento el Ministerio de Vivienda y Construcción presenta en "ESQUEMA DE EXPANSION URBANA DE SAN VICENTE DE CAÑETE", los siguientes cuadros:

POBLADO	1968		1970
	POB. TOTAL	POB. URBANA	POB. URBANA
San Vicente	20,770	9,961	10,630

	1970	1975	1985
POBLADO	POB. URBANA	POB. URBANA	POB. URBANA
San Vicente	10,630	12,504	17,300

Vemos que la población urbana - censada de -- 1972 (9589 habitantes) es menor que la proyección de CORMAN para 1970 (10,630) lo cual resulta de aplicar la tasa de interes de 3.3% anual a partir del año 1968 sin tomar en cuenta el saldo migratorio que tan solo de 1961 a 1972 a sido de 3,295 personas aproximadamente.

12,884 -	Crecimiento vegetativo
9,589	Censo urbano de 1972
<hr/>	
3,295	Emigracion urbana de San - Vicente.

que resultó ser la sorprendente tasa de emigración de 25.57% en una década aproximadamente.

$$\frac{3,295}{12,884} \times 100 = 25.57\%$$

Indudablemente que las tasas de CORMAN son altas, y los estudios que realizó esta entidad - fueron para ampliar los servicios de energía e eléctrica al valle.

- c) En Octubre de 1980 el Instituto Nacional de Estadística ( INE ), con motivo de realizar el VIII CENSO DE POBLACION y III DE VIVIENDA el 12 de Julio de 1981, llevó a cabo un pre-censo de la población urbana de San Vicente de Cañete, encontrando 11,900 personas. Esta cantidad toma en cuenta 58 casas desocupadas y 182 viviendas ausentes a lo que asigna 5 habitantes en casa una; por lo tanto la población real censada fue de 10,790 habitantes.

AÑO	POBLACION	TASA
1940	4794	
1961	7184	1.94 %
1972	9589	2.66 %
1980	11990	2.83 %

Tomando la tasa 2.83 % anual tenemos:

$$Pf = 11,990 ( 1 + 0.0283 )^{20}$$

Pf = 20,960 habitantes.

- d) La emigración en la década del 60 ha sido aproximadamente de 25.57 %. La tasa de crecimiento para la misma década se calcula a continuación:

AÑO	URBANO	POBLACION	INDICE DE CRECIMIENTO
1962	488	7672	6.36
1963	478	8150	5.87
1964	469	8619	5.44
1965	472	9091	5.19
1966	485	9576	5.06
1967	457	10037	4.55
1968	517	10550	4.90
1969	544	11094	4.90
1970	550	11644	4.48
1971	637	12281	5.19
1972	603	12884	4.68

Crecimiento para una década -  $56.62 \times 10/11$   
= 51.5% por década.

LUEGO:

$$r = 0.515 - 0.256 = 0.259$$

$$Pf = 11,990 (1.259)^2$$

$$Pf = 19,005 \text{ habitantes.}$$

Para el desarrollo del presente estudio se adopta -  
como población futura Pf, 20,000 habitantes.

## 2.7 PLAN REGULADOR

En todo proyecto de agua y alcantarillado, es necesario contar con las zonas de expansión y el correspondiente trazo futuro de calles y avenidas. Con ésta información se harán los trazos de la red de distribución y también se podrá ubicar convenientemente el tanque de regulación.

### 2.7.1 EXPANSION URBANA: PROYECTO DEL MINISTERIO DE VIVIENDA Y CONSTRUCCION

A continuación, se expone brevemente los puntos relacionados con el crecimiento urbano y equipamiento para San Vicente propuesto en "Esquema de Expansión Urbana de San Vicente de Cañete" por el Ministerio de Vivienda y Construcción. Este documento, que se encuentra en la Biblioteca del Ministerio de Vivienda y Construcción (# de ingreso 4256) se divide en:

1) Situación Regional, donde ubica geográficamente al Valle de Cañete, describe a cada poblado importante del valle y además adopta para el crecimiento urbano de San Vicente las tasas calculadas por CORMAN\* para el periodo 1968 - 1980.

- 3.3 % anual para el crecimiento urbano.
- 3.2% anual para el crecimiento rural.
- 3.3% anual para el valle en general.

También describe la actividad regional, vías de acceso al valle, equipamiento en cuanto a salud,

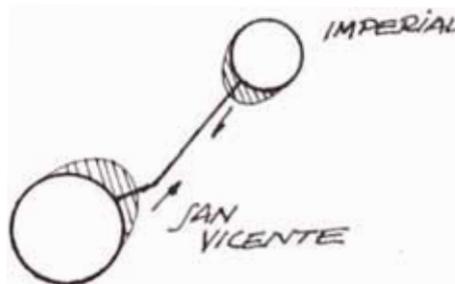
educación y servicios, y en cuanto a demografía presenta para el crecimiento urbano el cuadro que sigue:

	1970	1975	1985
San Vicente	10,630	12,504	17,300
Imperial	8,498	9,996	13,830

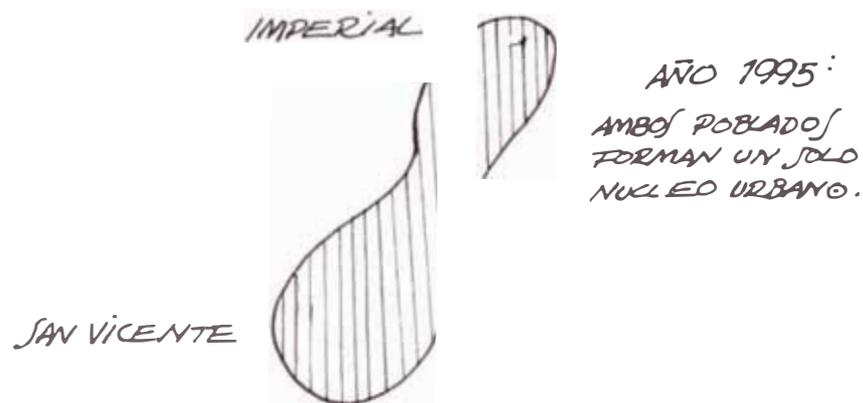
En este mismo acápite y bajo el subtítulo "Proposiciones Regionales" plantea las siguientes pautas de crecimiento para los poblados urbanos de San Vicente e Imperial, intentando consolidarlos en un solo polo regional.

- Primera ETapa : al año 1985

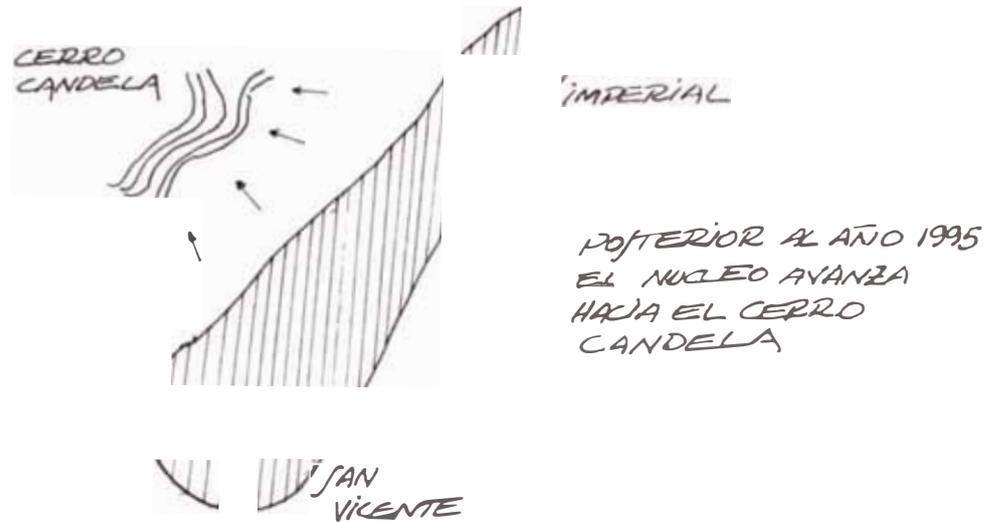
- a) Consolidación de San Vicente de Cañete, robusteciendo su calidad de Centro Político, Administrativo, Cultural y Financiero de la región, planteándole un crecimiento organizado y claramente limitado.
- b) Consolidación de Imperial siguiendo con sus características de Centro Comercial con posibilidades de implantar industrias.



- Segunda Etapa : Posteriormente a 1985 se comenzará a unir ambos poblados por medio de la vía San Vicente - Imperial llegando a unirse - el año 1995, año en que ambos poblados alcanzan una población urbana de 44,000 habitantes, calculado con una tasa de crecimiento de 3.3 % anual. La idea es formar un solo núcleo regional quedando los demás poblados absorbidos aquí; además se prevee el crecimiento de Luaná.



- Tercera Etapa : Posterior al año 1995 el nuevo núcleo se expande hacia el Nor-Oeste en la dirección del Cerro Candela; además, el núcleo quedaría perfectamente asentado mediante:
  - a) Hacerlo un gran centro de equipamiento regional mediante la implementación de Colegios, Hospitales, etc.
  - b) construcción de una vía de evitamiento alrededor al Cerro Candela que se unirá a la futura Panamericana Sur (en construcción).



II) Antecedentes de la Situación Urbana de San - Vicente de Cañete.- Describe en este acápite extensiones densidades demográficas, características urbanas, nuevas urbanizaciones, avenidas de mayor comercio, estados de agua, desagüe y energía eléctrica, además menciona que no hay terrenos eriazos aledaños a San Vicente y que para la expansión urbana se tratará de usar las de menos productividad agrícola.

III) Propuestas de Expansión Urbana de San Vicente .- Sólo se refiere a la consolidación de San Vicente al año 1985 expuesto en el punto a de la Primera Etapa. Este acápite se subdivide en :

a) Requerimientos de Expansión.- Se prevee para la Primera Etapa dos partes de:

- Primera Parte.- Al año 1975, con una tasa - de 3.3% anual a partir del año 1970.

POBLACION TOTAL	12,504
DENSIDAD BRUTA DE DISEÑO	130 hab/Ha.
AREA URBANA NECESARIA	90 Ha.
AREA INDUSTRIAL	10 Ha.

Segunda Parte.- Al año 1985, con una tasa -  
de 3.3% anual apartir del año 1975.

POBLACION TOTAL	17,300
DENSIDAD BRUTA DE DISEÑO	120 hab/Ha
AREA TOTAL NECESARIA	150 Ha.

- b) Zonificación.- Describe el uso del suelo a --  
1985. Distingue zonas residenciales, recreacio  
nales y comerciales.
- c) Estructuración Urbana.- Divide a San Vicente  
en 3 barrios A, B, C y describe a cada uno --  
respecto a tamaño de población, áreas y densi  
dades.
- d) Sistema Vial.- Se prponen trazos para las fu  
turas vías de comunicación y sus respectivas  
secciones.
- e) Expansión por partes.- Describe cuales son los  
barrios (A,B,C) que se usarán en la primera y  
segunda parte de expansión, ambos en la prime

ra Etapa al año 1985.

- f) Equipamiento Necesario.- Cuantifica las áreas necesarias para el equipamiento tanto para la primera y segunda parte de la Primera Etapa - de Expansión Urbana.

Del resumen de "Esquema de Expansión Urbana de San Vicente de Cañete" debemos tomar muy en cuenta la tasa de crecimiento adoptada, además de las densidades, áreas y zonas de expansión.

- Tasa de Crecimiento anual	3.3 %
- Población al año 1975	12,504
- Densidad bruta a 1975	130 hab/Ha!
- Area necesaria al año 1975	100 Ha.
- Población al año 1985	17,300
- Densidad bruta diseño a 1985	120 hab/Ha.
- Area necesaria al año 1985	150 Ha.

#### 2.7.2 OBSERVACIONES AL "ESQUEMA DE EXPANSION URBANA DE SAN VICENTE DE CAÑETE"

Un recorrido por el poblado de San Vicente, permitió darme cuenta que éste no ha crecido significativamente en los últimos años, ni mucho menos como lo propone el Plan Regulador del Ministerio de Vivienda y Construcción. Esto se debe principalmente a:

- Poca velocidad en el equipamiento propuesto.
- Cálculo excesivo de la población futura.
- Constante emigración, tanto urbana como rural.

Entre los puntos anteriores, el más importante y que puede resumir a los otros dos es el cálculo excesivo de la población futura. Este, ha sido calculado con una tasa (calculada por CORMAN) de 3.3% anual el cual es demasiado alto para San Vicente como veremos más adelante, De ningún modo se critica aquí la tasa calculada por CORMAN pues éstos realizaron un estudio para dotar de mayor energía eléctrica el Valle de Cañete y cada institución adopta sus respectivos factores de seguridad según a lo que se dediquen y al tipo de proyecto. Si es criticable que el Ministerio de Vivienda y Construcción adopte tasas que no concuerdan con el propósito de su proyecto.

A continuación las principales observaciones:

- a) El censo de 1972 arrojó una población total en el Distrito de 17,052. Con una tasa de 3.3% y a partir de 1966 la población al año 72 sería de 23,650 habitantes.
- b) El mismo censo arrojó una población urbana de 9,589 habitantes. La calculada con 3.3% anual daría 11,342 habitantes a partir de 1968.
- c) El INE en un pre-censo realizado en Octubre - de 1980 determinó una población potencial de 11,990 habitantes en San Vicente. Con una tasa de 3.3% y a partir de 1972 la población sería de 14,706 habitantes.
- d) Las tasas de crecimiento urbano para los periodos 40-61, 61-72 y 72-80 son de 1.94%, 2.66%, y 2.83% respectivamente, y ni una alcanza la de 3.3% adoptada por el M.V.C.

e) Por todos los excesos mencionados, es de esperar que San Vicente no alcanzará a cubrir toda el área asignada hasta el año 1985, ni llegará a unirse con Imperial en 1995 según el plan del Ministerio de Vivienda y Construcción.

### 2.7.3 PROPUESTA DE EXPANSION URBANA

Con la población de diseño calculada anteriormente y una densidad promedio bruta de diseño de 110 hab/Ha., calculo el área necesaria que ocupará San Vicente al 2,000.

Población de diseño	20,000 hab.
Densidad bruta	110 hab/Ha.

$$A = \frac{20,000 \text{ hab}}{110 \text{ hab/Ha.}} \quad 182 \text{ Ha.}$$

Estas 182 Ha serán repartidas según las prioridades que establece el Ministerio de Vivienda . El gráfico #6 indica las zonas de expansión propuestas en la que se tiene 4 Ha. más de las necesarias, osea 186 Ha. en total.

## 2.8 CAPACIDAD DEL SISTEMA .- VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO

El volumen de almacenamiento es aquel que permite abastecer a la ciudad en momentos que no haya bombeo - desde la captación o para usos de emergencia. A éste volumen se le almacena en un reservorio que preferentemente se le coloca en la parte alta de la ciudad y así asegurar una presión uniforme en todos los puntos de la red; si no hubiera puntos altos, se les da la altura mediante una estructura de concreto armado.

Los volúmenes de almacenamiento varían según las variaciones de la demanda durante el día. volúmenes contra incendios y volumen de reserva para eventualidades.

Debemos recordar los valores calculados o adoptados en puntos anteriores.

Población Futura	20,000 habitantes.
Dotación	200 lit/hab-día.
Coef. Variación Diarias $K_1$	1.30
Coef. Max. Maximorum $K_3$	1.80

Como veremos más adelante, la ciudad de San Vicente se dividirá en dos zonas para lograr un abastecimiento eficiente. Una que llamaremos zona 1, quedará abastecida con las actuales instalaciones: pozo equipado, línea de impulsión, tanque de regulación y línea de alimentación; abastecerá en caso todo el casco urbano - antiguo una extensión de 102 Ha ( de las 186 Ha totales) que representa el 55% del total, al tanque de regulación se le denomina 1 y es importante recordar --

que puede almacenar  $800 \text{ m}^3$ .

Una zona 2, quedará abastecida por un nuevo pozo y también un nuevo tanque regulador 2 en la parte alta de la ciudad. El área abastecida será de 84 Ha que representa el 45% dle total. Los motivos que obligan a esta división se explican más adelante.

Calculamos ahora la población en cada zona:

Zona 1

$$\text{Población} = 0.55 \times 20,000 = 11,000 \text{ hab.}$$

Zona 2

$$\text{Población} = 0.45 \times 20,000 = 9,000 \text{ hab.}$$

Realizamos también algunos cálculos que necesitaremos:

$V_{p1}$  Volumen Promedio Diario.

$$\begin{aligned} V_{p1} &= \text{Dotación} \times P_f \\ &= (200)(11,000) = 2,200,000 \text{ lit/día.} \\ &= 2,200 \text{ m}^3/\text{día.} \end{aligned}$$

$Q_{p1}$  Caudal Promedio Diario.

$$Q_{p1} = \frac{V_{p1}}{86,400} = \frac{2,200,000}{86,400} = 25.46 \text{ lit/seg.}$$

$$Q_{p_1} = 25.46 \text{ lit/seg.}$$

$Q_{md_1}$  Caudal Máximo Diario.

$$\begin{aligned} Q_{md_1} &= K_1 \times Q_{p_1} \\ &= 1.3 \times 25.46 = 33.10 \text{ lit/seg.} \\ &= 33.10 \text{ lit/seg.} \end{aligned}$$

$Q_{mh_1}$  Caudal Máximo Horario. (Máximo Maximorum).

$$\begin{aligned} Q_{mh_1} &= K_3 \times Q_{p_1} \\ &= 1.8 \times 25.46 = 45.83 \text{ lit/seg.} \\ &= 45.83 \text{ lit/seg.} \end{aligned}$$

PARA LA ZONA 2

$V_{p_2}$  Volumen Promedio Diario.

$$\begin{aligned} V_{p_2} &= \text{Dotación} \times P_f \\ &= 200 \times 9,000 = 1'800,000 \text{ lit/día.} \\ &= 1,800 \text{ m}^3/\text{día.} \end{aligned}$$

$Q_{p_2}$  Caudal Promedio Diario.

$$\begin{aligned} Q_{p_2} &= V_{p_2} / 86,400 \\ &= 1'800,000 / 86,400 = 20.83 \text{ lit/seg.} \\ &= 20.83 \text{ lit/seg.} \end{aligned}$$

$Q_{md_2}$  Caudal Máximo Diario.

$$\begin{aligned} Q_{md_2} &= K_1 \times Q_{p_2} \\ &= 1.3 \times 20.83 = 27.08 \text{ lit/seg.} \\ &= 27.08 \text{ lit/seg.} \end{aligned}$$

$Q_{mh_2}$  Caudal máximo horario (máximo maximorum).

$$Q_{mh_2} = K_3 \times Q_{P_2}$$

$$Q_{mh_2} = 1.8 \times 20.83 = 37.49 \text{ lit/seg.}$$

$$= 37.49 \text{ lit/seg.}$$

El volumen del Reservorio se calcula para el día de máximo consumo y es el resultado de la suma de:

- Fluctuaciones de la Demanda  $C_F$
- Demanda Contra Incendios  $C_S$
- Capacidad para emergencias  $C_E$

#### 2.8.1 FLUCTUACIONES DE LA DEMANDA - $C_F$

El consumo de agua de una población es variable según las necesidades que tengan los habitantes en las diferentes horas del día. En el presente proyecto asumiremos que se consume a las doce del día 1.4 veces el caudal máximo diario y 0.4 veces el mismo caudal a las cuatro de la mañana. Según esto, tenemos las siguientes variaciones:

HORA	FRACCION CON RESPECTO AL CAUDAL MAXIMO DIARIO	GASTO CONSUMIDO lit/seg.	
		ZONA 1	ZONA 2
0 - 1	0.65	21.52	17.62
1 - 2	0.60	19.86	16.26
2 - 3	0.55	18.21	14.91
3 - 4	0.40	13.24	10.84
4 - 5	0.50	16.55	13.54
5 - 6	0.65	21.52	17.62
6 - 7	0.98	32.44	26.56
7 - 8	1.35	44.70	36.59
8 - 9	1.25	41.40	33.88
9 - 10	1.15	38.10	31.17
10 - 11	1.32	43.69	35.77
11 - 12	1.40	45.83	37.49
12 - 13	1.35	44.70	36.59
13 - 14	1.30	43.04	35.23
14 - 15	1.25	41.40	33.88
15 - 16	1.10	36.40	29.81
16 - 17	1.13	37.40	30.62
17 - 18	1.15	38.10	31.17
18 - 19	1.20	39.78	32.52
19 - 20	1.25	41.40	33.88
20 - 21	1.07	35.44	29.00
21 - 22	0.90	29.80	24.39
22 - 23	0.80	26.50	21.68
23 - 24	0.70	23.17	18.97

En ambas zonas, el abastecimiento será discontinuo y los volúmenes por fluctuaciones de la demanda se calculan gráficamente mediante las curvas de "Diagrama - Masa" y el trazo de la recta más favorable de la oferta de agua.

ZONA 1

HORA	GASTO (lit/seg)	VOL.(m <sup>3</sup> /h)	ACUMULADO(m <sup>3</sup> )
0 - 1	21.52	77.47	77.47
1 - 2	19.86	71.50	148.97
2 - 3	18.21	65.56	214.53
3 - 4	13.24	47.66	262.19
4 - 5	16.55	59.58	321.77
5 - 6	21.52	77.47	399.24
6 - 7	32.44	116.78	516.02
7 - 8	44.70	160.92	676.94
8 - 9	41.40	149.04	825.98
9 - 10	38.10	137.16	963.14
10 - 11	43.69	157.28	1120.42
11 - 12	45.83	164.99	1285.41
12 - 13	44.70	160.92	1446.33
13 - 14	43.04	154.92	1601.27
14 - 15	41.40	149.04	1750.31
15 - 16	36.40	131.04	1881.35
16 - 17	37.40	134.64	2015.99
17 - 18	38.10	137.16	2153.15
18 - 19	39.78	143.21	2296.36
19 - 20	41.40	149.11	2455.47
20 - 21	35.44	127.58	2573.05
21 - 22	29.80	107.28	2680.33
22 - 23	26.50	95.40	2775.73
23 - 24	23.17	83.41	2860.00

ZONA 2

HORA	GASTO (lit/seg)	VOL.(m <sup>3</sup> /h)	ACUMULADO(m <sup>3</sup> )
0 - 1	17.62	63.43	63.43
1 - 2	16.26	58.54	121.97
2 - 3	14.91	53.68	175.64
3 - 4	10.84	39.02	214.67
4 - 5	13.54	48.74	263.41
5 - 6	17.62	63.43	326.84
6 - 7	26.56	95.62	422.46
7 - 8	36.59	131.72	554.18
8 - 9	33.88	121.97	676.15
9 - 10	31.17	112.21	788.36
10 - 11	35.77	128.77	917.14
11 - 12	37.49	135.32	1052.46
12 - 13	36.59	131.72	1184.18
13 - 14	35.23	126.83	1311.01
14 - 15	33.88	121.97	1432.98
15 - 16	29.81	107.32	1540.30
16 - 17	30.62	110.23	1650.53
17 - 18	31.17	112.21	1762.74
18 - 19	32.52	117.07	1879.81
19 - 20	33.88	121.97	2001.78
20 - 21	29.00	104.40	2106.18
21 - 22	24.39	87.80	2193.98
22 - 23	21.68	78.05	2272.03
23 - 24	18.97	68.29	2340.00

Mientras la curva de abastecimiento más se asemeje a la curva de consumo, menores serán los volúmenes de regulación, tanto es así que si el abastecimiento siguiera la curva de las variaciones horarias del consumo, no habría necesidad de usar el tanque de regulación; pero como ésto no es posible por lo menos podemos asemejar la curva de abastecimiento con la de consumo, mediante el manipuleo adecuado de las horas de funcionamiento del equipo de bombeo, se llama esto conducción discontinua.

El funcionamiento del equipo de bombeo puede ser entre 14 y 20 horas, usándose normalmente un funcionamiento de 18 horas continuas.

Del gráfico # 8, válido para ambas zonas, vemos que:

ZONA 1

$C_{F1}$  Volumen por fluctuaciones de demanda.

$$C_{F1} = 262.19 + 179.67 = 442.00 \text{ m}^3.$$

- Tiempo de bombeo continuo

$$N = 22 - 4 = 18 \text{ horas.}$$

- Gasto en la línea de impulsión.

$$Q_{LC1} = Q_{md1} \times \frac{24}{N}$$

$$Q_{LC1} = 33.10 \times \frac{24}{18} = 44.13 \text{ lit/seg.}$$

ZONA 2

$C_{F2}$  Volumen por fluctuación de la demanda

$$C_{F2} = 214.67 + 146.02 = 361.00 \text{ m}^3.$$

- Tiempo de bombeo continuo

$$N = 22 - 4 = 18 \text{ horas.}$$

- Gasto en la línea de impulsión

$$Q_{LC2} = Q_{md2} \times \frac{24}{N}$$

$$Q_{LC2} = 27.08 \times \frac{24}{18} = 36.11 \text{ lit/seg.}$$

A manera de información diremos que el R.N.C. recomienda un volumen de regulación del 25% del Volumen Promedio Anual  $V_p$ , multiplicado por la razón  $24/N$  donde  $N$  es el número de horas de bombeo:

Para la ZONA 1 (R.N.C.)

$C_{F1}$  Volumen por fluctuación de la demanda.

$$C_{F1} = 0.25 V_{p1} \times \frac{24}{N}$$

$$C_{F1} = 0.25 \times 2,200 \times \frac{24}{18} = 733.00 \text{ m}^3.$$

Para la ZONA 2 (R.N.C.)

$C_{F2}$  Volumen de regulación por fluctuación de la demanda.

$$C_{F2} = 0.25 V_{p2} \times \frac{24}{N}$$

$$C_{F2} = 0.25 \times 1800 \times \frac{24}{18} = 600 \text{ m}^3$$

La ESAL recomienda como volumen de regulación del 18% del volumen del día de máximo consumo, multiplicado por la relación  $24/N$ , donde  $N$  es el mínimo de horas de bombeo.

Para la ZONA 1 (ESAL)

Volumen del día de máximo consumo.  $V_{md1}$

$$V_{md1} = K_1 \times V_{p1}$$

$$V_{md1} = 1.3 \times 2,200 = 2,860 \text{ m}^3$$

$C_{F1}$  Volumen por fluctuación de la demanda.

$$C_{F1} = 0.18 \times 2,860 \times \frac{24}{18} = 686 \text{ m}^3$$

Para la ZONA 2 (ESAL)

$V_{md2}$  Volumen del día de máximo consumo

$$V_{md_2} = K_2 \times V_{p_2}$$

$$V_{md_2} = 1.3 \times 1800 = 2,340 \text{ m}^3$$

$C_{F2}$  Volumen por fluctuaciones de la demanda.

$$C_{F2} = 0.18 \times 2340 \times \frac{24}{18} = 562 \text{ m}^3.$$

Para el presente proyecto, tomaremos los volúmenes de regulación calculados mediante la curva de variaciones horarias. El cuadro siguiente es un resumen de los volúmenes de regulación por fluctuación de la demanda en  $\text{m}^3$ .

	VARIACIONES HORARIAS	R.N.C.	ESAL
ZONA 1	442	733	686
ZONA 2	361	600	562

VOLUMENES DE REGULACION POR FLUCTUACIONES DE LA DEMANDA ( $\text{m}^3$ )  $C_F$ .

### 2.8.2 DEMANDA CONTRA INCENDIOS

La ESAL recomienda un volumen contra incendios de  $200 \text{ m}^3$  para habilitaciones menos de 50 Ha - y de  $400 \text{ m}^3$  para habilitaciones mayores de 50 Ha. - Nosotros tendríamos que tomar los  $400 \text{ m}^3$  para ambas zonas pues las dos pasan de 50 Ha sin embargo vemos también lo que dice el R.N.C.

El R.N.C. no prevee demanda contra incendios para poblaciones menores de 10,000 habitantes. En tonces, según este reglamento la zona 2 no tendría esta demanda; pero la tomaremos como  $C_{S2} = 200 \text{ m}^3$ . Entre 10,000 y 100,000 habitantes el R.N.C. recomienda para esta demanda el volumen resultante de suponer un siniestro en cualquier punto de la red y atendida por dos hidrantes simultáneamente. Si los hidrantes tienen una capacidad de 10 a 15 lit/seg y si suponemos un siniestro de una duración de dos horas.

Tenemos para la ZONA 1

$$C_{S1} = 15 \text{ lit/seg} \times 2 \text{ hidrantes} \times 2 \text{ horas.}$$

$$C_{S1} = 216,000 \text{ lit.}$$

$$C_{S1} = 216 \text{ m}^3$$

También, para la zona 1, se puede calcular la demanda contra incendio mediante la siguiente fórmula para el caudal.

$$Q = 10 \sqrt{P}$$

donde:

Q Caudal en lit/seg.

P Población futura en miles.

El suministro se considera de 2 horas.

Entonces:

$$Q = 10 \sqrt{11} = 33.17 \text{ lit/seg.}$$

$$C_{S1} = 33.17 \text{ lit/seg} \times 2 \text{ horas} \times 3,600 \text{seg/hora.}$$

$$C_{S1} = 239 \text{ m}^3.$$

Tomamos para la zona 1 los  $216 \text{ m}^3$  calculados - mediante el R.N.C.

El siguiente cuadro resume las demandas contra incendios ( $\text{m}^3$ ).

	R.N.C.	ESAL
ZONA 1	216	400
ZONA 2	0	400

---

VOLUMENES DE DEMANDA CONTRA INCENDIOS  $C_S$ .

### 2.8.3 DEMANDA PARA EMERGENCIAS $C_E$

Se considera aquí el volumen de agua que se puede necesitar en el supuesto caso de que ocurriera un siniestro de grandes proporciones o un desperfecto en las obras de captación en el día de máximo consumo. Siendo este volumen y el demanda contra incendios ocurrentes en el día de máximo consumo, deberán sumarse al volumen por fluctuaciones de la demanda que también es diseñada para el día de máximo consumo.

Debemos tener en cuenta los siguientes criterios:

- a) De producirse un desperfecto en las obras de captación, las separaciones más largas que se producen son en el sistema de bombeo, que aunque tengan dos equipos para asegurar un abastecimiento eficiente, suelen llevar de 2 a 4 horas en su reparación y puesta en funcionamiento. Tomando el tiempo de 2 horas, por considerar de poca frecuencia estos casos de emergencia, tenemos:

Para la ZONA 1

$$C_{E1} = Q_{LC1} \times t$$

donde:

$C_{E1}$  Volumen para emergencia.

$t$  Tiempo de desabastecimiento 2 horas

$Q_{LC1}$  Gasto en la línea de impulsión.  
(44.13 lit/seg).

$C_{E1}$  Gasto en la línea de impulsión .-  
(44.13 lit/seg).

$$C_{E1} = 318 \text{ m}^3.$$

Para la ZONA 2

$$C_{E2} = Q_{LC2} \times t$$

$$C_{E2} = 36.11 \text{ lit/seg} \times 2 \text{ horas} \times 3600 \text{ seg/h}$$

$$C_{E2} = 260 \text{ m}^3.$$

b) Otro criterio para determinar la capacidad para emergencias es tomar a éste como un tercio del volumen calculado para el día de máximo consumo luego:

Para la ZONA 1

$$C_{E1} = \frac{K_1 Vp_1}{3} = \frac{1.3 \times 2,200}{3}$$

$$C_{E1} = 953 \text{ m}^3$$

Para la ZONA 2

$$C_{E2} = \frac{K_1 V_{P2}}{3} = \frac{1.3 \times 1,800}{3}$$

$$C_{E2} = 780 \text{ m}^3.$$

c) También se puede considerar esta demanda como el 10% de la capacidad total del reservorio. - Esto es:

$$C_E = 0.1 (C_F + C_S + C_E)$$

Para la ZONA 1

$$C_{E1} = 0.1 (C_{F1} + C_{S1} + C_{E1})$$

$$C_{E1} = 0.1 (442 + 216 + C_{E1})$$

$$C_{E1} = \frac{65.80}{0.9} = 74 \text{ m}^3$$

Para la ZONA 2

$$C_{E2} = 0.1 (C_{F2} + C_{S2} + C_{E2})$$

$$C_{E2} = 0.1 (361 + 200 + C_{E2})$$

$$C_{E2} = 0.1 (361 + 200 + C_{E2})$$

$$C_{E2} = \frac{56.10}{0.9} = 63 \text{ m}^3.$$

- d) La ESAL recomienda se tome como el 7% del volumen del día de máximo consumo, multiplicado -- por  $24/N$ , donde N es el número de horas de bombeo.

Para la ZONA 1

$$C_{E1} = 0.07 (K_1 V_{P1}) \times \frac{24}{N}$$

$$C_{E1} = 0.07 (1.3 \times 2,200) \times 24$$

$$C_{E1} = 267 \text{ m}^3.$$

Para la ZONA 2

$$C_{E2} = 0.07 (K_1 V_{P2}) \times \frac{24}{18}$$

$$C_{E2} = (0.07) (1.3 \times 1,800) \frac{24}{18}$$

$$C_{E2} = 218 \text{ m}^3.$$

Tomaremos el criterio a, pues éste no es muy bajo como el c, ni tan alto como el b.

En la página siguiente se muestra el cuadro - resumen de los volúmenes de emergencia según los cuatro criterios antes expuestos.

Cuadro Resumen:

CRITERIOS	ZONA 1	ZONA 2
a	318	260
b	953	780
c	74	63
d	267	218

2.8.4 VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO

Como todos los volúmenes antes calculados se suponen en el día de máximo consumo estos habrán de sumarse para obtener el volumen total de regulación. A continuación se expone el cuadro resumen para el cálculo de los volúmenes de regulación de ambas zonas ( $m^3$ ).

La zona 1, actualmente cuenta con un tanque de regulación de  $800 m^3$ . Vemos que tenemos un déficit de  $176 m^3$ , que se solucionará mediante un tercer tanque 3 que por motivos de reducción de presión se construirá. El funcionamiento de la red se explica en el capítulo III.

VOLUMENES DE ALMACENAMIENTO

	ZONA 1	ZONA 2
C <sub>F</sub> Fluctuaciones de la Demanda.	442	361
C <sub>S</sub> Demanda de Incendio	216	200
C <sub>E</sub> Demanda de Emergencia.	318	260
C Velocidad de Regulación.	976	821

## CAPITULO III

### DESCRIPCION DEL SISTEMA

El presente capítulo es el más importante del proyecto; constituye casi la totalidad de los aspectos físicos necesarios para dotar a San Vicente de Cañete de agua potable en cantidad y calidad suficiente. Se detallan aquí aspectos desde las fuentes de abastecimiento, tipo de captación, diseño de reservorio y red de distribución.

#### - FUENTES DE ABASTECIMIENTO .- ADOPCION

Los recursos naturales de los cuales se hace la captación para dar un abastecimiento cualesquiera de agua son:

- Agua de lluvia
- Aguas superficiales
- Aguas subterráneas.

Se descarta la primera alternativa pues la precipitación pluvial en el valle de Cañete es casi nula. Podemos tener una idea de la precipitación recordando la de Lima.

Analizaremos las otras alternativas.

### 3.1 ABASTECIMIENTO POR AGUAS SUPERFICIALES

Existen numerosos cursos de agua en Cañete, pero el principal es el río Cañete siguiéndole el Canal Nue

vo Imperial, además de algunas lagunas y manantiales.

a) RIO CAÑETE

Nace en la cordillera de Pariacaca y los nevados de Llongote en la Provincia de Yauyos, mediante el desague de varias lagunas; también se ve alimentado por ríos más pequeños como; Yauyos, Huantán, Huancayo, Pampas, Tomas, etc. Este último es el mayor de los afluentes.

El río Cañete es el mas importante al Sur del departamento de Lima, conjuntamente con el río Mala. En su curso recorre los poblados de Pampas, Zúñiga, Pacarán, Lunahuaná, y otros caserios pequeños. Hace un recorrido de aproximadamente 205 kmt en una cuenca que abarca unos 6,100 Km<sup>2</sup>.

La profundidad media es de 1.5 mt y la mayor de 5 mt; la anchura media de 28 mt, presentando un máximo de 100 mt y un mínimo de 4 mt.

A este río nunca le falta agua y su menor caudal se presenta en los meses de Mayo a Diciembre. Durante los demás meses el caudal aumenta notablemente y cada cierto tiempo produce huaycos,

A manera de información se dan los mínimos gastos desde el año 1950 a 1970 medidos en la estación de Lunahuaná.

AÑO	MES	GASTO MINIMO MEDIDO (m <sup>3</sup> / seg.)
1950	Octubre	7.42
1951	Setiembre	8.90
1952	Octubre	9.54
1953	Octubre	8.60
1954	Setiembre	9.57
1955	Setiembre	9.37
1956	Octubre	7.78
1957	Octubre	6.25
1958	Setiembre	6.92
1959	Octubre	6.70
1960	Agosto	7.57
1961	Octubre	7.16
1962	Octubre	8.32
1963	Setiembre	11.11
1964	Octubre	8.30
1965	Octubre	6.40
1966	Octubre	7.60
1967	Setiembre	7.49
1968	Setiembre	8.00
1969	Octubre	9.02
1970	Agosto	7.08

b) CANAL NUEVO IMPERIAL

Toma sus aguas del río Cañete. Es de sección trapezoidal y de concreto. Ha sido construido para fines de irrigación cumpliendo su objeto en los dis

tritos de Caltopa, Tunel Grande, Alminares, Cantera, Cerro Alegre, Cantagallo, etc. regando aproximadamente unas 4000 Ha desde la toma hasta la repartición - en la Cooperativa La Huerta.

En el repartidor se divide en dos canales denominados "Lateral A" y "Lateral B". El A riega unas 700 Ha al pasar por Repartición, Bandurría y Quilmaná Desemboca en el B después de recorrer más de 7 kmt. El B tiene una longitud de aproximadamente 6 kmt. regando unas 1,000 Ha en los distritos Puente Negro, - Miramar, y La Victoria. Al llegar a Puente Negro se divide en otros canales regando unas 370 Ha en Roldán Superior y Roldán Inferior, y el otro 1,300 Ha - en Angela y La Quebrada. En época de estiaje lleva - un mínimo de 3,500 lit/seg y en época de avenida 8,000 lit/seg.

c) ACEQUIA HUANCA

Nace también en el río Cañete; es usado para regadío en los terrenos, Cueva, Chombo, Lúcumo, Hilarión 1, Hilarión 2, las Cooperativas Agrarias de Producción, Cerro Blanca, Unanue, San Pedro, Montalván, San Antonio, Santa Bárbara y Agua Dulce.

d) ACEQUIA MARIA ANGOLA

Nace en el río Cañete en la toma "La Fortaleza" y termina en la Cooperativa El Chilcal. Riega en las cooperativas Hualcarán, El El Chilcal, y La Quebrada

una 22,000 Ha en un recorrido de 12,441 mt. En época de avenida alcanza hasta 5,000 lit/seg. y en estiaje de 700 lit/seg.

e) ACEQUIA SAN MIGUEL

Nace en el río Cañete, también en la toma "La Fortaleza" y termina en la cooperativa Casa Blanca con un recorrido total de 18,884 mt. Riega 3,880 Ha en las CAPs Lúcumo, Cueva, Cerro Blanco, Unanue, Cerro Azul, Casa Blanca, Asona y Montalván. En Cueva de nacimiento a la acequia Pachacanilla que riega 1023 Ha en las CAPs La Esmeralda y Santa Rosa. En tiempo de estiaje lleva 1,500 lit/seg y en avenida hasta 6,000 lit/seg.

f) ACEQUIA VIEJA DE IMPERIAL

Nace en la toma "La Punta" en el río Cañete y termina en "Casa Pintada". Recorre 22,070 mt y riega 3707 Ha en las cooperativas Ungará, Hualcará, San Isidro, San Benito, Casa Pintada y Cerro Alegre. Data desde la época incaica. Suele llevar hasta 3,500 lit/seg en avenida y 1,300 lit/seg en estiaje.

g) ACEQUIA PALO - HERBAY

Nace también en el río Cañete, pero en la margen izquierda. Recorre 12,512 metros regando 2,400 Ha en Palo, Herbay Alto y Herbay Bajo.

h) IHUANCO DE POCOTO

Es un riachuelo que nace en la quebrada Ihuanco de Pocoto. En Enero y Febrero trae abundante agua y a partir del Cerro Cohete abastece a San Benito, Casa Pintada, Cerro Alegre y las parcelas de Cerro Cohete. Desemboca en el mar. En Enero, Febrero y Marzo puede alcanzar hasta 5,000 lit/seg.

i) LAGUNAS

Sólo a manera de información de Hidrología de la zona se mencionan aquí las aguas de laguna. Estas no constituyen una posible fuente de abastecimiento pues son fuertemente saladas predominando los cloruros y además de estar algunas demasiado alejadas. -- Hay diversos afloramientos de agua, sobre todo en -- "Tranquera de Fierro" en la parte baja del valle; pero las principales son: "Laguna Encantada", cerca a San Luis en las mediaciones de la cooperativa Casa Blanca, se le atribuyen propiedades medicinales; "Laguna La Encantada", "Laguna Mulicera" o "Cristalina" y "Laguna de Chilca".

j) MANANTIAL DE CUENCA

Ubicada al Sur Este del antiguo casco urbano y a muy corta distancia de la acequia Huanca.

k) MANANTIAL DE ORE

Este y el manantial de Cuenca constituyen la fuente que proporciona agua a San Vicente. Se encuentra a unos 80 mt del manantial de Cuenca.

### 3.2 ABASTECIMIENTO POR AGUAS SUBTERRANEAS

Para el abastecimiento por esta fuente, veremos -- primero aspectos importantes como la geología de la zona, características y límites de la napa freática. La figura # 9 muestra las curvas de igual profundidad de la napa freática, obtenidas por el Ministerio de Agricultura en 1968.

#### a) GEOLOGIA DE LA ZONA

Tocaremos este punto en lo mínimo necesario, para que nos permita tener idea acerca de los límites del acuífero.

Las rocas aflorantes van del Jurásico Superior al Cuaternario Reciente.

- Jurásico Superior - Cretáceo.- Presencia de limonitas y areniscas, lutitas, cuarcitas y calizas , intercaladas con derrames volcánicos andesíticos. Es una franja que se dispone paralelamente al litoral y al pie del Batolito Andino (Cerro Huayaullo, Pocoto, Conta, Lucma y Ramadilla).
- Terciario Superior.- Se identifican dos formaciones: Huamán, caracterizada por la presencia de arcillas, Lutitas, areniscas y conglomerados, y Cañete, con conglomerados y areniscas. Se le nota claramente en la margen derecha del río Cañete, formando el cerro -- Candela donde reposa sobre afloramientos aislados -- del Batolito Andino.

- Cuaternario.- Gravas, arenas, limos y arcillas que forman el relleno aluvial o coluvial de la zona.
- Batolito Andino.- Conicidd regionalmente en la zona va variando entre granito y granodiorita. Aflora -- preferentemente hacia el NE, marginando por el NW - con el cerro del Ihuanco la zona en estudio.

#### b) LIMITES Y CONFORMACION DE LA NAPA

"La caja impermeable" del acuífero las rocas --- pre - terciarias, y los sedimentos mas recientes del terciario y el cuaternario conforman el cuerpo del acuífero. El gráfico # 10, nos indica cómo limita el acuífero.

#### c) GEOMETRIA DEL COLCHON ACUIPERO

La superficie del techo de la napa tiene<sup>n</sup> 269 -- km<sup>2</sup>. Se desconoce su espesor aunque el pozo Santa Mónica ha alcanzado 80 mt de profundidad. El volumen aproximado del colchón es de  $2 \times 10^{10} \text{ m}^3$ . Hasta donde se conoce el acuífero está en condición de napa libre.

#### d) ALIMENTACION DEL ACUIPERO

El acuífero se recarga en casi su totalidad por las filtraciones del río Cañete y sus canales de irrigación. En menor cantidad se abastece de las aguas pro

venientes de la Quebrada Pocoto. El desague del acuífero es en el Océano Pacífico.

e) FLUCTUACION DEL NIVEL DE NAPA

Fluctuación media 1.14 mt, fluctuaciones extremas entre 3.00 y 0.15 mt; estas se presentan en los puntos de alimentación del acuífero, notándose una recarga de la napa en los meses de Enero a Abril donde el caudal del río Cañete aumenta.

f) PERFILES DEL ACUIFERO

No hay perfiles profundos del suelo; sin embargo reconocimientos geomorfológicos indican hacia el eje actual del río Cañete encontramos gravas redondeadas, arenas finas, y gruesas, limos y arcillas, y hacia el sector septentrional arenas medias y gruesas, gravas angulares, cantos angulares o sub-angulosos, limos y arcillas.

g) POZOS EN EXPLOTACION

Se han inventariado 92 pozos en el valle, de los cuales 12 son tubulares con profundidades de 20 a 80 mt y los 80 restantes son a tajo abierto con profundidades de 3 a 71 mts.

El cuadro de la siguiente página indica los pozos en San Vicente considerando sólo aquellos cuya cota del terreno está comprendida entre 20 y 60 msnm.

h) USOS DEL AGUA DE POZO EN EL VALLE

Anualmente se extrae 5!246,000 m<sup>3</sup> de agua del - acuífero. Su uso se reparte en los siguientes porcentajes:

Uso Agrícola	91 %
Uso Doméstico	8 %
Uso Industrial	1 %

Es importante hacer notar que la napa se explota hace más de 80 años y que los rendimientos mayores son en pozos tubulares con caudales que van de - 27 a 110 lit/seg!

i) PRUEBAS EFECTUADAS EN POZOS

Las pruebas (obtenidas por el Ministerio de Agricultura) se llevaron a cabo en los pozos denominados:

Fundo Santa Rosa  
Fundo Buenos Aires  
Fundo Santa Mónica  
Fundo El Cortijo  
Los Serranos Altos (CAP CASA PINTADA)  
Santa Amelia (CAP SAN BENITO)  
Huacachiyato N.º 1 (CAP HUALCARA)  
Establo (CAP HERBAY ALTO)

Las constantes hidráulicas obtenidas son: Transmisividades (T), Permeabilidad (K) y Coeficiente de Almacenamiento (S), además de la velocidad real efec-

tiva de escurrimiento ( $V_e$ ), y caudal unitario en un sector del acuífero ( $q$ ) y el caudal ( $Q$ ) de su respectiva sección.

#### j) TRASMISIVIDAD Y PERMEABILIDAD

Para calcular estas constantes se sometieron los pozos a 24 horas de bombeo continuo, controlando las variaciones del nivel de agua dentro del pozo, los caudales obtenidos, los tiempos y niveles inclusive 24 horas después de detenido el bombeo. Se han obtenido valores de  $T$  en el descenso y recuperación. La interpretación se basa en el método de Theis - Jacob. Con estos valores y asumiendo una columna permeable "e" se ha calculado el coeficiente de Permeabilidad ( $K$ ). Los resultados los vemos en la página siguiente. También se ha graficado las curvas de Isopermeabilidad del valle en la figura # 11. Nótese allí que la  $K$  disminuye de N a S, presentando en la parte central del valle un área menos permeable (pozo "Los Serranos Altos").

El rango de variación va de  $33 \times 10^{-4}$  m/seg a  $3.7 \times 10^{-4}$  m/seg. Este valor de  $K$  es aceptable para fines de abastecimiento de agua potable y son propios de terrenos aluvionales.

Los gráficos del # 12 al # 17 muestran algunos resultados llevados a cabo por el Ministerio de Agricultura, en el descenso de los pozos probados, así como de su recuperación.

POZO	TRASMISIVIDAD-T ( m <sup>3</sup> / seg / mt )			e ( mt )	K ( mt/seg )
	BOMBEO	RECUPERACION	PROMEDIO		
CASA PINTADA	1.64x10 <sup>-2</sup>	0.9x10 <sup>-2</sup>	1.27x10 <sup>-2</sup>	38	3.35x10 <sup>-4</sup>
SANTA AMELIA	-----	1.5x10 <sup>-2</sup>	1.5x10 <sup>-2</sup>	30	5.00x10 <sup>-4</sup>
HUACACHIVATO	2.80x10 <sup>-2</sup>	-----	2.80x10 <sup>-2</sup>	35	8.00x10 <sup>-4</sup>
FUNDO SANTA ROSA	9.70x10 <sup>-2</sup>	9.3x10 <sup>-2</sup>	9.50x10 <sup>-2</sup>	45	21.00x10 <sup>-4</sup>
FUNDO BUENOS AIRES	-----	5.0x10 <sup>-2</sup>	5.00x10 <sup>-2</sup>	15	33.00x10 <sup>-4</sup>
FUNDO SANTA MONICA	-----	12.6x10 <sup>-2</sup>	12.60x10 <sup>-2</sup>	62	20.30x10 <sup>-4</sup>
FUNDO EL CORTIJO	3.70x10 <sup>-2</sup>	3.4x10 <sup>-2</sup>	3.60x10 <sup>-2</sup>	35	10.30x10 <sup>-4</sup>
ESTABLO HERBAY ALTO	6.50x10 <sup>-3</sup>	6.0x10 <sup>-3</sup>	6.30x10 <sup>-3</sup>	17	3.70x10 <sup>-4</sup>

POZOS PROBADOS POR EL MINISTERIO DE AGRICULTURA

VALLE DE CAÑETE

k) COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO

Sólo en dos pozos (Establo y Huacachivato) fue factible desarrollar los "test" con piezómetros, lo que permitió la obtención de S.

METODO USADO	POZO ESTABLO	POZO HUACACHIVATO
THEIS - STANDAR	0.18	0.16
THEIS - JACOB	0.14	0.06
JAEGER	0.16	0.21

---

El Ministerio de Agricultura y Alimentación recomienda se tome para el valle de Cañete un valor del coeficiente de almacenamiento S igual a 0.16 .

l) OTROS VALORES CALCULADOS POR EL MINISTERIO DE AGRICULTURA Y ALIMENTACION.

- Velocidad Real Efectiva del Escurrimiento de la napa.- Calculada en una sección terminal de la napa (curva hidroisohipsa 20 msnm) ella asciende a  $4.5 \times 10^{-5}$  mt/seg o 4 mt/día, osea 1,200 mt al año.
- Caudal de la napa.- Se ha calculado el caudal unitario en un sector de la sección de la napa antes considerada (20 msnm).

$$q = 5.8 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{seg.}$$

El caudal de la napa en la sección respectiva es  $Q$  igual a  $9 \text{ m}^3/\text{seg}$ , o sea  $3 \times 10^8 \text{ m}^3/\text{año}$  que drenan subterráneamente al Océano Pacífico.

- Rendimiento Específico.- Varían entre 3 lit/seg-mt y 25 lit/seg-mt.

### 3.3 CALIDAD DEL AGUA SUBTERRANEA

El Ministerio de Agricultura ha analizado muestras de agua subterránea, en el Valle de Cañete, tomando la escala Francesa de potabilidad.

La descripción de la escala es la siguiente; los resultados se muestran en la página siguiente y sólo para el Distrito de San Vicente.

- 1 Potabilidad permanente, agua buena sin sabor particular.
- 2 Potabilidad permanente, agua pasable con sabor débilmente perceptible.
- 3 Potabilidad permanente, agua mediocre con sabor poco pronunciado.
- 4 Potabilidad permanente, agua mala con sabor poco desagradable.
- 5 Potabilidad momentánea, agua mala con sabor desagradable.
- 6 No potable o potabilidad momentánea, agua no apta para bebida.

POZO	Na	Cl	SO <sub>4</sub>	rCa + Mg	POTABILIDAD
LA ESMERALDA	1	1	1	2	2
J Y J MATAYOSHI	1	1	1	2	2
SANTA SOFIA	1	1	1	2	2
ESTABLO HERBAY ALTO	1	2	1	2	2
CAMPO HERBAY ALTO	1	1	1	2	2
A. CAMPELL Y R. LARRABIURE	3	3	4	3	4 •
GERMAN LARRABIURRE	1	1	1	2	2

POTABILIDAD SEGUN ESCALA FRANCESA ( POZOS DE SAN VICENTE )

El agua destinada al consumo no debe contener micro organismos, ni sustancias químicas a concentraciones que puedan amenazar la salud del hombre. Sus caracteres organologícos deben hacerla tan agradable a la vista y al paladar como las circunstancias lo permitan.

Toda agua destinada a la bebida por el hombre deberá tener las condiciones siguientes:

- Ser transparente, incolora, inodora e insípida.
- Que no tenga productos intestinales del hombre o animales .
- Que no tenga sustancias químicas nocivas a la salud.

Hay normas que limitan la cantidad y calidad de sustancias que puedan afectar la salud del hombre. La Organización Mundial de la Salud (OMS) tiene unas normas, -- que se pueden consultar en numerosas publicaciones; las cuales son tomadas en su totalidad o con algunas modificaciones por entidades de los diferentes países entre ellos el Perú.

Basándose en estas normas el Ministerio de Vivienda y Construcción, que tiene a cargo la administración y calidad del agua potable en San Vicente de Cañete analiza mensualmente el agua que circula por la red de distribución, tomando muestras en tres puntos diferentes de ésta.

De los informes emitidos por el Laboratorio Central del Ministerio de Vivienda y Construcción y que se muestra en las páginas 98, 99, y 100, queda demostrado que el agua subterránea es apta para la bebida y sólo es necesario la desinfección con cloro o hipoclorito.

### 3.4 FUENTE DE CAPTACION

El Ministerio de Vivienda y Construcción en "Proyecto de Ampliación y Mejoramiento de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado en la Ciudad de San Vicente de Cañete", además, considera como alternativa de captación de agua la Planta de tratamiento de agua de Imperial, -- distante unos 4,000 mt de San Vicente. Este mismo informe después de un análisis económico entre la ampliación de la Planta de Tratamiento de Imperial, captación del Río Cañete, y captación mediante Pozos de aguas subterráneas, concluye recomendando esta última alternativa. El presente proyecto adopta esta misma conclusión, o sea la captación del agua subterránea mediante Pozos.

Como comentario diré que los mantiales que tienen buena calidad del agua no cuenta con aforos; que para -- captar el agua del río Cañete se necesitaría de más de -- 4,000 mt de Línea de Impulsión además de la construcción de las obras de toma y la planta de tratamiento; lo mismo sucede con la planta de tratamiento de Imperial cuya capacidad habría que ampliar, además de tener que instalar más de 4,200 mt de línea de conducción. Por estos -- motivos es que la captación mediante Pozos del agua subterránea es bastante más económica que las demás alternativas según el anterior informe.

### 3.5 MATERIALES DE TUBERIAS - ADOPCION

Existen diversos tipos de tuberías cuyas conveniencias o inconveniencias destacaré posteriormente. Estas, deben cumplir ciertas condiciones supeditadas a los factores siguientes:

a) Capacidad de Conducción

Depende de la rugosidad de la tubería, la cual si es menor (o sea más lisa) producirá menores pérdidas de carga. Se expresa según la fórmula que se emplee por una constante de rugosidad que varía según Hazen y William, Chezy, etc.

b) Resistencia de la Tubería

Esta varía según la capacidad de esfuerzo de trabajo y debe manifestarse ante la acción de cargas internas y externas.

c) Duración de la Tubería

Referida al tiempo de permanencia en el servicio y en buenas condiciones de uso. Depende del uso a que se destine y el material de la tubería.

d) Facilidad de Transporte - Manejo y Tendido

Las tuberías a usarse deberán tener tamaños adecuados tal que permita su fácil acomodo y maniobrabilidad, no tener peso exagerado tal que haga costoso su transporte colocación, etc.

e) Seguridad

Referida sobre todo a presiones, debiéndose tener en cuenta la que la tubería pueda absorber.

f) Disponibilidad de Uso

Debe cumplir con tamaños y medidas estandarizadas tal que permita su remoción y poder ser remplazada por otra de otro material si es necesario.

g) Disponibilidad de Mano de Obra

Lo que es más importante en lo que se refiere a la unión de tubería con tubería, empalmes, puesto que se refiere a labores que deben ser realizadas -- por personal calificado.

### 3.5.1 TIPOS DE TUBERIAS

En el mercado podemos encontrar tuberías de:

- Fierro Fundido
- Asbesto - Cemento
- Plástico (PCV)
- Concreto
- Acero

La de mayor uso son la de asbesto-cemento -- (AC), y le sigue las de fierro fundido (ff). También se está usando las tuberías de plástico PCV.

Las tuberías de fierro fundido se usan para salvar grandes presiones, mientras que las tuberías de asbesto-cemento cuando es necesario grandes diámetros.

a) TUBERIAS DE FIERRO FUNDIDO

Son tuberías que se han usado bastante en redes de distribución de agua. Se fabrican en longitudes de hasta 20'; pero la más común y usada es la de 12'.

Los espesores dependen de las presiones que van a soportar y se fabrican para 85 Psi, 130 Psi, 150 Psi, 200 Psi, hasta 350 Psi. Normalmente se encuentran protegidos por compuestos bituminosos para protegerlos de la corrosión y además mejorarlos hidráulicamente. Las tuberías grandes son protegidas interiormente con la colocación de un mortero de cemento (centrifugado). Las juntas normales son de espiga y campana.

- VENTAJAS

- 1º.- Alto periodo de vida, llegando a durar hasta 100 años en condiciones normales de trabajo.
- 2º.- Alta resistencia a las cargas externas.
- 3º.- Su recubrimiento interior de bitúmenes o de concreto centrifugado, aumentan su coeficiente "C" de Hazen y William, produciendo menores pérdidas de carga.

- DESVENTAJAS

- 1º.- Peso demasiado alto.
- 2º.- Cuando no está protegido interiormente o se desprende la protección, el coeficiente "C" disminuye notablemente.

b) TUBERIA DE ASBESTO - CEMENTO

Fabricadas con fibras de Asbesto y Cemento Portland combinadas, de modo que se obtenga una estructura homogénea, muy densa y de gran adherencia entre asbesto y cemento. Se consiguen altas resistencias a la presión, además buenas propiedades al deterioro de la tubería.

En nuestro medio los fabrica la fábrica ETERNIT; también hay Roxite, Transite, etc. Eternit los fabrica en dos tipos:

TIPO MAZZA.- Son de alta presión y se fabrican de 75, 105, 150 y 200 Psi. Los diámetros van de 3" a 24" con una longitud de 4 mt. La unión es con anillo y puede deflechar hasta 13°.

TIPO MAGNANI.- Son tuberías de baja y media presión: 45, 75 y 105 Psi. Los diámetros van de 3" a 24". Las longitudes para 3" y 4" son de 3 mt y de 4 mt para diámetros mayores. La unión es de espiga y campana rellenándose con estopa y plomo.

- VENTAJAS

- 1°.- Son altamente resistentes a la corrosión y están libres de procesos electrolíticos.
- 2°.- Son livianas en comparación a las de fierro fundido.
- 3°.- No requieren juntas de expansión.
- 4°.- Las juntas pueden realizarse sin labores especiales

- 5°- Son fáciles de operar; es sencillo cortarlas y manipularlas. El tendido es bastante rápido.
- 6°- El anillo de jebe no deforma fácilmente.
- 7°- Tiene baja rugosidad; el coeficiente "C" de Hazen y William es alto y es más o menos 140 pies/seg. Este coeficiente varía muy poco con el tiempo.

- DESVENTAJAS

- 1°- Baja resistencia a la flexión, aunque parte de este esfuerzo puede ser absorbida por las juntas.
- 2°- Es frágil a las herramientas y equipos de excavación y colocación.
- 3°- Los productos del petróleo atacan las juntas de jebe.
- 4°- Los ácidos y sulfatos del suelo pueden corroer la tubería.
- 5°- Son fácilmente perforables.

c) TUBERIA DE PLASTICO - P.C.V.

Fabricadas mediante proceso de síntesis a base de policloruro de vinilo (PCV) que es un subtipo de los termoplásticos. En nuestro medio se les conoce como Vinduit y la marca más conocida es el PVC. Los

diámetros van de 1/2" a 8" con presiones de 75Psi, 105 Psi y 150 Psi. Las uniones son rígidas empleándose pegamentos plásticos:

- VENTAJAS

1º- Tienen alto coeficiente "C" de Hazen y William.

C 150 pie/seg y no varía con el tiempo.

2º- Son las mas livianas.

3º- Bajo costo de transporte.

4º- Buena resistencia a la corrosión.

5º- Gran facilidad para manipular, cortar y empalmar.

- DESVENTAJAS

1º- Poca resistencia mecánicas.

2º- Su comportamiento general en el transcurso del tiempo aún no se conoce, pues se trata de un nuevo tipo de tubería.

d) TUBERIAS DE CONCRETO

Son tuberías construidas por centrifugación, se usan cuando las presiones son bajas y el gasto es alto. Se fabrican hasta 72" de diámetro. Cuando han de usarse con presiones elevadas usan juntas "lock joint" (alma de acero).

- VENTAJAS

- 1º- Bajo costo de mantenimiento.
- 2º- Cuando transportan agua potable y están enterrados en suelos ordinarios, no presentan problemas de corrosión.
- 3º- No usan juntas de expansión.

- DESVENTAJAS

- 1º- Gran tendencia a fugas por su alta porosidad.
- 2º- Se corroe fácilmente bajo la presencia de ácidos y álcalis.
- 3º- Reparación dificultosa.

e) TUBERIAS DE ACERO:

Son tuberías muy usadas en tamaños superiores a 20'. Su esfuerzo de trabajo se toma como 16,000 Psi. Entre 4" y 24" se fabrican con incrementos de 2" y entre 30" y 72" con incrementos de 4". Se asume un período de vida de 40 años como mínimo.

- VENTAJAS

- 1º- Enterradas no necesitan juntas de expansión.
- 2º- Tienen longitudes mayores que otros tipos.
- 3º- Tienen superficie bastante lisa.

- DESVENTAJAS

- 1º- Como tienen pequeño espesor, son susceptibles de deformación.
- 2º- No se usa como tubería aérea.
- 3º- Se deterioran fácilmente ,ante la presencia de ácidos.

3.5.2 ADOPCION DEL TIPO DE TUBERIA

El costo de las tuberías, así como su transporte y colocación son las partidas que más influyen en el costo total del proyecto. La selección de éstas, será tal que asegure como término medio el periodo de diseño, la presión máxima de trabajo, etc y que además sea fácilmente transportable y manipulable.

Por estas características es que actualmente - se esta usando mucho las tuberías de asbesto - cemento. El presente proyecto también adopta este tipo de tubería. Por consiguiente y en consideración de presión en la red, como se verá más adelante, es que se usarán las de clase 105.

### 3.6 CONDICIONES DE FUNCIONAMIENTO DE LA RED

#### 3.6.1 PRESIONES MÁXIMAS Y MÍNIMAS

La ESAL recomienda que la presión máxima en cualquier punto de la red no exceda los 50 mt de agua; así mismo recomienda que la presión mínima en cualquier punto de la red no debe ser menor de 15 mt de agua. Estas limitaciones se toman en precaución a que se produzcan fugas y deterioros de las instalaciones en caso de tener altas presiones, o asegurar una presión mínima para necesidades domésticas y de incendios.

El R.N.C. también recomienda los mismos límites, aunque para casos especiales la presión mínima puede adoptarse como 10 mt.

#### 3.6.2 EL PORQUE SE DIVIDE LA RED EN DOS ZONAS

Ahora puedo explicar el motivo por el cual se divide el abastecimiento en dos zonas: El casco urbano al año 2,000 tendrá como cota máxima 61 msnm y la mínima de 22 msnm; véase la fig. # 19. Un proyecto económico sería aquél que considere las actuales instalaciones: pozo equipado, línea de impulsión, reservorio (que denomino 1 y que tiene capacidad para 800 m<sup>3</sup>) y línea de alimentación. Este reservorio tiene una cota de fondo de 80.5 msnm; se encuentra sobre el Cerro Candela y casi al centro de los puntos de cota 22 y 61 del casco futuro.

Un intento de alimentar la red desde este tanque (más otro a su costado para asegurar la futura demanda) dió los siguientes resultados:

- a) En la hora de máximo consumo la presión en el punto de cota 61, fue de 11.5 mt que es menor que los 15 mt mínimos; y la presión en el punto de cota 22 msnm fue de 53.2 mt, mayor que el máximo recomendable. Estas presiones están referidas a la cota de fondo del reservorio.
  
- b) En la hora de mínimo consumo las presiones -- fueron: 13.9 mt en el punto de cota 22msmm. - Estas presiones también medida desde la cota de fondo del tanque.

La situación de no alcanzar en ningún momento las presiones recomendadas, obligan a cambiar el diseño de la red colocando un nuevo tanque 2 cercano a la cota 61 msnm para asegurar así la presión mínima en ese punto. Se divide entonces el abastecimiento en dos zonas: la zona 1 abastecida por el tanque 1 y la zona 2 abastecida por el tanque 2. He de aclarar que ambas zonas estarán unidas pero interrumpidas mediante válvulas que sólo se abrirán en caso de emergencias extremas.

El problema de las presiones no termina para la zona 1 pues aún mantendría la cota 805 del re-

servorio y la cota 21 del terreno. Se plantea entonces construir un tercer tanque (3) en la posición que se indica en la figura # 19, alimentado desde la red de distribución y que tendrá por finalidad disminuir la presión para la parte más baja de la Zona 1. La altura del agua en el reservorio 3 se mantiene mediante un flotador. Debido a economía y a la actual distribución de la red, esta parte baja de la zona 1 se diseñará como "esquina de pescado",

### 3.6.3 VELOCIDADES DE FLUJO

En buenas condiciones de funcionamiento, la velocidad en las tuberías, se acostumbra a limitarla entre 0.6 mt/seg y 3 mt/seg. La menor velocidad es para asegurar el arrastre de sólidos en suspensión y la mayor para evitar deterioros en los aparatos e instalaciones domiciliarias. El R.N.C. recomienda para el caso de tubería de Asbesto - Cemento, acero y P.C.V. un rango de velocidades entre 0.6 mt/seg y 5 mt/seg.

Bonnet presenta el cuadro siguiente en donde especifica las velocidades máximas permisibles para diferentes diámetros comerciales.

D (pulg)	2	3	4	6	8	10
Vmax(mt/seg)	0.60	0.70	0.75	0.80	0.90	1.00

continuación ...

D ( pulg)	10	12	16	18	20
Vmax (mt/seg)	1.00	1.10	1.25	1.30	1.40

### 3.7 DISEÑO Y FUNCIONAMIENTO DE LAS REDES

Hemos determinado ya, que abasteceremos a la zona urbana de San Vicente de Cañete dividiendola en 2 zonas. A continuación se expone como funciona cada red, así como fuentes de abastecimiento, tuberías de impulsión y de conducción.

#### 3.7.1 ZONA 1 ( RED 1 )

##### 3.7.1.1 INSTALACIONES

###### a) FUENTE DE ABASTECIMIENTO

Se usará el actual pozo, con su respectiva caseta de bombeo . Esta fuente puede producir hasta 50 lit/seg.

###### b) LINEA DE IMPULSION

Se usará el actual, cerrando la conexión que tiene con la tubería de 8" - que pasa por la Avenida Benavides, para

conducir el agua directamente al tanque 1. Esta línea es de A.C. clase 150 y diámetro 10" ( ver figura # 18 ).

c) TANQUE DE REGULACION

Se usará el actual, al que se deberá reparar. Tiene 800 m<sup>3</sup>, ubicado a 83 - msnm en el Cerro Candela ( ver figura # - # 18 ).

d) LINEA DE ALIMENTACION

Se usará el actual; Tiene 8" de diámetro, de A.C. clase 105; pero la entrada a la red será por el punto A de la -- red 1 ( Ver figura # 18 y figura # 19 ).

e) RED DE DISTRIBUCION

Estará compuesta por casi toda la red existente. Esta consta de tuberías de f.º f.º y A.C. con diámetros de 4", 6" y 8". Se ha completado la red de distribución con tuberías de 6" siguiendo las -- vías de circulación propuestas por el Ministerio de Vivienda y Construcción (ver figura # 18 ) y tomando en cuenta las -- recomendaciones de la ESAL . Como se ha indicado anteriormente la Parte Baja de esta Zona 1 será separada de la Parte -- Alta mediante un tanque de regulación 3.

el cual se alimentará desde la misma red de distribución, por el nudo M. Ver figura # 19.

El motivo que obliga a esta separación es el exceso de presión que se tendría si la Parte Baja estuviera integrada como circuito a la Parte Alta. La Parte Alta tendrá 3 circuitos compuesta por una existente y dos proyectadas. La Parte Baja tiene una extensión de 28.65 Ha. y su diseño será en forma de espina de pescado con la tubería existente de Asbesto-Cemento y 6" de diámetro que recorre gran parte de la Av. 28 de Julio; a esta tubería se le añadirá otra tubería del mismo material y diámetro hasta llegar a la Carretera Panamericana Sur. La figura # 18 indica las tuberías existentes y proyectadas.

### 3.7.1.2 AREAS DE INFLUENCIA, DIAMETROS, LONGITUDES

#### CIRCUITO I

TRAMO	L (Kmt)	D (pulg)	AREA (Ha)
AB	0.65	6	5.97
BE	0.20	6	4.29
EC	0.34	6	11.20
CD	0.68	8 *	12.50
DA	0.31	6	3.66

## CIRCUITO II

TRAMO	L (Kmt)	D (pulg)	AREA (Ha)
EF	0.80	6	8.15
FH	0.39	6	4.03
HI	0.48	6 *	8.02
IJ	0.12	6	2.48
JC	0.07	8 *	0.66
CE	0.34	6	11.20

## CIRCUITO III

TRAMO	L (Kmt)	D (pulg)	AREA (Ha)
HK	0.29	6 *	2.11
KM	0.30	6	3.01
MJ	0.45	6 *	7.23
JI	0.12	6	2.48
IH	0.48	6 *	8.02

\* Tubería existente de Fierro Fundido f.f.o..

## 3.7.1.3 COMPROBACION DE LA RED - FUNCIONAMIENTO

El tanque 1, al tener constante comu  
nicación con el tanque 3 por medio de la  
red de distribución, y por estar a mayor

altura que ése, lo mantiene siempre lleno por lo tanto cualquier variación de consumo que se produzca en la Parte Baja será reflejada como salida en el nudo M en la misma cantidad de la variación. Esta salida por el nudo M no representa un gasto adicional del tanque 1 pues el volumen de regulación de éste ha sido calculada considerando las partes Alta y Baja.

Se comprueba la red para dos situaciones:

a) Mínimo consumo horario ( 0.52  $Q_{p1}$  )

$$Q_{minh} = 0.52 Q_{p1}$$

$$Q_{minh} = 0.52 \times 25.46 \text{ lit/seg.}$$

$$Q_{minh} = 13.24 \text{ lit/seg.}$$

q Gasto Específico.

$$q = \frac{13.24 \text{ lit/seg}}{102 \text{ Ha.}} = 0.130 \text{ lit/seg-Ha}$$

Salida por el nudo M (abastecimiento Parte Baja).

$$(0.130 \text{ lit/seg-Ha})(28.65 \text{ Ha}) = 3.72 \frac{\text{lit}}{\text{seg.}}$$

Después de asumir la dirección -- del flujo (Vef figura # 20) y determi-

nado la salida en cada nudo tenemos los siguientes gastos por corregir. Se asume positivo el gasto cuando tiene el mismo sentido de las agujas del reloj.=

## CIRCUITO I

TRAMO	Q (lit/seg).
AB	- 7.14
BE	- 6.37
EC	- 2.82
CD	5.63
DA	6.10

## CIRCUITO II

TRAMO	Q (lit/seg).
EF	- 2.99
FH	- 1.93
HI	1.93
IJ	2.25
JC	5.38
CE	2.82

## CIRCUITO III

TRAMO	Q (lit/seg).
HK	- 2.29
KM	- 2.02
MJ	3.04
JI	- 2.25
IH	- 1.93

Para calcular los gastos finales se ha utilizado el método iterativo de Hardy Cross con la fórmula de Hazen y William. Estas iteraciones se llevaron a cabo con ayuda de una calculadora manual programable H.P. 25. En el acápite 3.8 se describe el fundamento del programa para la H.P. 25 .

Después de dos iteraciones los caudales corregidos y las velocidades de flujo se presentan a continuación:

## CIRCUITO I

TRAMO	Q (lit/seg)	V (mt/seg)
AB	- 6.06	0.33
BE	- 5.29	0.29
EC	- 1.94	0.11
CD	6.71	0.21
DA	7.18	0.39

## CIRCUITO II

TRAMO	Q (lit/seg)	V (mt/seg)
EF	- 2.79	0.15
FH	- 1.73	0.09
HI	2.09	0.11
IJ	2.41	0.13
JC	5.58	0.17
CE	1.94	0.11

CIRCUITO III

TRAMO	Q (lit/seg)	V (mt/seg)
HK	2.25	0.12
KM	- 1.98	0.11
MJ	3.08	0.17
JI	- 2.41	0.13
IH	2.09	0.11

La pérdida de carga en la línea de alimentación es:

$$h = \frac{LQ^{1.85}}{5.813 \times 10^{-7} C^{1.85} D^{4.866}} = 0.27 \text{ mt.}$$

donde:

$$L = 0.15 \text{ Kmt.}$$

$$Q = 13.24 \text{ lit/seg.}$$

$$C = 95$$

$$D = 8''$$

La cota piezométrica en el nudo A - es:

$$CP (A) = 80.5 - 0.27 = 80.23 \text{ mt}$$

Asi mismo la presión en cada nudo a partir de la cota de fondo del reservorio se dan en la página siguiente.

NUDO	COTA PIEZOMETRICA	COTA TERRENO	PRESION (mt)
A	80.23	45.50	34.73
B	79.68	39.50	40.18
E	79.55	39.50	40.05
C	79.52	38.00	41.52
D	79.87	39.50	40.37
	79.42	34.50	44.92
H	79.38	34.50	44.88
I	79.29	37.00	42.29
J	79.50	37.50	42.00
K	79.30	34.80	44.50
M	79.27	36.00	43.27

Para la Parte Baja se tiene las siguientes pérdidas de carga (en el acápite 3.9 se explica y deduce la fórmula que sirve para calcular las pérdidas de carga en un abastecimiento de espina de pescado).

$$\text{TRAMO } Z_0 - Z_1$$

$$h_0 - 1 = \frac{Q_0^{2.85} - (Q_0 - q_1 L_1)^{2.85}}{2.85 q_1 K}$$

- Q<sub>0</sub> Caudal de entrada = 3.72 lit/seg
- q<sub>1</sub> Salida constante = 6.04 lit/seg-Kmt.
- L<sub>1</sub> Longitud = 0.25 kmt.
- K Constante = 33.21

Reemplazando tenemos:

$$h_0 - 1 = 0.06 \text{ mt}$$

TRAMO Z<sub>1</sub> - Z<sub>2</sub>

$$h_1 - 2 = \frac{Q_1^{2.85} - (Q_1 - q_2 L_2)^{2.85}}{2.85 q_2 K}$$

Q<sub>1</sub> Caudal de entrada, 2.21 lit/seg.

q<sub>2</sub> Salida constante, 4.24 lit/seg-Kmt.

L<sub>2</sub> Longitud, 0.25 Kmt.

K Constante, 33.21.

Reemplazando tenemos:

$$h_1 - 2 = 0.02 \text{ mt.}$$

TRAMO Z<sub>2</sub> - Z<sub>3</sub>

$$h_2 - 3 = \frac{Q_2^{2.85} - (Q_2 - q_3 L_3)^{2.85}}{2.85 q_3 K}$$

$Q_2$  Caudal de entrada, 1.15 lit/seg

$q_3$  Salida constante, 3.59 lit/seg-Kmt.

$L_3$  Longitud, 0.32 Kmt.

K Constante, 33.21.

Reemplazando, tenemos:

$$h_{2-3} = 0.01 \text{ mt.}$$

En el acápite 3.11 se ha calculado la cota de fondo del reservorio 3 las presiones en los puntos "Z" a partir de esa cota son:

---

NUDO	COTA PIEZOMETRICA	COTA TERRENO	PRESION ( mt )
	52.94	29.50	23.44
	52.92	27.00	25.92
$Z_3$	52.91	23.50	29.41

---

Las velocidades al inicio de cada tramo son:

TRAMO	V (mt/seg)
$Z_0 Z_1$	0.20
$Z_1 Z_2$	0.14
$Z_2 Z_3$	0.08

- b) Comparación entre  $Q_{mh}$  (Caudal Máximo Horario) y el  $Q_{md}$  (Caudal Máximo Diario) más caudal de incendio.

(R.N.C. , ESAL ).

$$Q_{mh} = 45.83 \text{ lit/seg.}$$

$$Q_{md} + Q_{\text{incendio}} = 33.10 + 30 = 63.1$$

Tomamos los 63.1 lit/seg. Se supone un incendio en el nudo M, con un gasto de 30 lit/seg (ESAL).

$$q = \frac{33.10}{102} = 0.325 \text{ lit/seg-Ha.}$$

Salidas por M.

- Abastecimiento Parte Baja

$$(0.325 \text{ lit/seg-Ha})(28.65 \text{ Ha}) = 9.30 \text{ lit/seg.}$$

- Gasto incendio (ESAL) = 30.5 lit/seg

Después de asumir la dirección de los flujos ( Ver figura # 22 ) y determinada la salida en cada nudo, tenemos los siguientes caudales por corregir.

CIRCUITO I

TRAMO	Q ( lit/seg ).
AB	- 30.89
BE	- 28.95
EC	- 15.51
CD	31.02
DA	32.21

---

CIRCUITO II

TRAMO	Q ( lit/seg ).
EF	- 12.04
FH	- 9.40
HI	9.40
IJ	10.20
JC	38.83
CE	15.51

## CIRCUITO III

TRAMO	Q (lit/seg)
HK	- 14.81
KM	- 14.21
MJ	28.42
JI	- 10.20
IH	- 9.40

---

Después de 4 iteraciones ( Ver pag. # 128 ) los caudales corregidos y las velocidades de flujo son las siguientes:

## CIRCUITO I

TRAMO	Q (lit/seg)	V (mt/seg)
AB	- 28.73	1.57
BE	- 26.79	1.47
EC	- 10.64	0.58
CD	33.18	1.02
DA	34.37	1.88

## CIRCUITO II

TRAMO	Q (lit/seg)	V (mt/seg)
EF	- 14.75	0.81
FH	- 12.11	0.66
HI	11.47	0.63
IJ	12.27	0.67
JC	36.12	1.11
CE	10.64	0.58

## CIRCUITO III

TRAMO	Q (lit/seg)	V (mt/seg)
HK	- 19.67	1.08
KM	- 18.99	1.04
MJ	23.64	1.30
JI	- 12.27	0.67
IH	11.47	0.63

La pérdida de carga en la línea de conducción será:

$$h = \frac{L Q^{1.85}}{5.813 \times 10^{-7} C^{1.85} D^{4.866}}$$

donde:

$$\begin{aligned} L &= 0.15 \text{ Kmt} \\ Q &= 63.1 \text{ lit/seg.} \\ &= 95 \\ D &= 8'' \end{aligned}$$

$$h = 4.88 \text{ mt.}$$

La cota piezométrica en A es:

$$CP(A) = 80.5 - 4.88 = 75.62 \text{ mt.}$$

Las presiones en cada nudo a partir de la cota de fondo del reservorio (80.5 msnm) son las siguientes:

NUDO	COTA PIEZOMETRICA	COTA TERRENO	PRESION (mt)
A	75.62	45.50	30.12
B	65.86	39.50	26.36
	63.22	39.50	23.72
C	62.39	38.00	24.39
D	69.13	39.50	29.63
F	59.68	34.50	25.28
H	58.44	34.50	22.94
I	61.19	37.00	24.19
J	61.57	37.50	24.07
K	54.02	34.80	19.22
M	51.93	36.00	15.93

Para la Parte Baja se tiene las siguientes pérdidas de carga calculadas con la fórmula obtenida en el acápite 3.9.

$$h_{0--1} = 4.56 \text{ mt.}$$

$$h_{1--2} = 5.18 \text{ mt.}$$

$$h_{2--3} = 5.67 \text{ mt.}$$

En el acápite 3.11 se ha calculado la cota de fondo del reservorio 3. Las presiones en los puntos "Z" -- a partir de esa cota son:

NUDO	COTA PIEZOMETRICA	COTA TERRENO	PRESION ( mt )
	48.44	29.50	18.94
	43.26	27.00	16.26
Z <sub>3</sub>	37.59	23.50	14.09

Las velocidades al inicio de cada tramo son:

TRAMO	V (mt/seg)
Z <sub>0</sub> Z <sub>1</sub>	2.17
Z <sub>1</sub> Z <sub>2</sub>	1.95
Z <sub>2</sub> Z <sub>3</sub>	1.80

### 3.7.2 ZONA 2 (RED 2)

#### 3.7.2.1 INSTALACIONES

##### a) FUENTE DE ABASTECIMIENTO

Se proyecta la construcción de un nuevo pozo con su respectiva caseta de bombeo. Su ubicación será lo más cerca no al nudo N (Ver figura # 19 ).

##### b) LINEA DE IMPULSION, TANQUE DE REGULACION Y LINEA DE ALIMENTACION

El tanque (821 m<sup>3</sup>) también estará lo más cercano posible al nudo N. Las líneas de impulsión y alimentación -- tendrán longitudes pequeñas. (Ver figura # 19 ).

##### c) RED DE DISTRIBUCION

Se toman las tuberías existentes y se completa con tuberías de 6" y 8" formandose 4 circuitos. (Ver figura # 19 ).

#### 3.7.2.2 AREAS DE INFLUENCIAS, DIAMETROS, LONGITUDES

## 3.7.2.2 AREAS DE INFLUENCIA, DIAMETROS, LONGITUD

CIRCUITO I

TRAMO	L (Kmt)	D (pulg)	AREA (Ha)
NØ	0.58	6	9.69
OP	0.61	6	6.60
PQ	0.31	6	4.50
QY	0.55	8	4.71
YN	0.60	8	7.02

CIRCUITO II


---

TRAMO	L (Kmt)	D (pulg)	AREA (Ha)
NY	0.60	8	7.02
YZ	0.22	6	8.96
ZT	0.65	6	2.53
TN	0.11	6	1.20

CIRCUITO III

TRAMO	L (Kmt)	D (pulg)	AREA (Ha)
YQ	0.55	8	7.71
QR	0.20	8	2.18
RS	0.28	6	8.56
SZ	0.64	6	3.68
ZY	0.22	6	8.96

CIRCUITO IV

TRAMO	L (Kmt)	D (pulg)	AREA (Ha)
RV	0.28	8	5.06
VW	0.57	6	7.45
WX	0.25	6	3.12
XS	0.49	6	6.23
SR	0.28	6	8.56

---

3.7.2.3 COMPROBACION DE LA RED

Se comprueba la red para dos situaciones:

a) Mínimo consumo horario ( 0.52  $Q_{p_1}$  ).

$$Q_{\min} = 0.52 \times 20.80$$

$$Q_{\min} = 10.84 \text{ lit/seg.}$$

$$q = \frac{10.84}{84} \frac{\text{lit/seg.}}{\text{Ha.}}$$

$$q = 0.130 \text{ lit/seg-Ha.}$$

Después de asumir la dirección del flujo (ver fig # 20 ) y de determinado la salida en cada nudo se tienen los siguientes gastos por corregir:

CIRCUITO I

TRAMO	Q (lit/seg).
NO	- 3.58
OP	- 2.33
PQ	- 1.48
QY	2.96
YN	4.67

---

CIRCUITO II

TRAMO	Q (lit/seg.)
NY	- 4.67
YZ	- 0.81
ZT	2.44
TN	2.59

CIRCUITO III

TRAMO	Q ( lit/seg)
YQ	- 2.96
QR	- 2.87
RS	- 0.59
SZ	1.78
ZY	0.81

CIRCUITO IV

---

TRAMO	Q ( lit/seg )
RV	- 2.01
VW	- 1.36
WX	- 0.40
XS	0.80
SR	0.59

---

Después de dos iteraciones (ver página # 138 ) los caudales corregidos y las velocidades de flujo son:

CIRCUITO

TRAMO	Q ( lit/seg)	V (mt/seg)
NO	- 2.80	0.15
OP	- 1.55	0.08
PQ	- 0.70	0.05
QY	3.74	0.12
YN	5.57	0.17

CIRCUITO II

TRAMO	Q ( lit/seg )	V (mt/seg)
NY	- 5.57	0.17
YZ	- 0.93	0.05
ZT	2.33	0.13
TN	2.47	0.14

## CIRCUITO III

TRAMO	Q (lit/seg)	V (mt/seg)
YQ	- 3.74	0.12
QR	- 2.87	0.09
RS	- 0.87	0.05
SZ	1.78	0.10
ZY	0.93	0.05

## CIRCUITO IV

TRAMO	Q (lit/seg)	V (mt/seg)
RV	- 1.73	0.05
VW	- 1.08	0.06
WX	- 0.12	0.02
XS	1.08	0.06
SR	0.87	0.05

La presión en cada nudo calculada a partir de la cota del fondo del Reservorio #2 (determinada en 3.11) -- son las siguientes:

NUDO	COTA PIEZOMETRICA	COTA TERRENO	PRESION (mt)
N	76.00	61.00	15.00
O	75.88	50.50	25.38
P	75.84	43.00	32.84
Q	75.83	49.80	26.03
Y	75.89	52.00	23.89
T	75.98	60.00	15.98
Z	75.90	50.20	25.70
S	75.85	39.00	36.85
R	75.63	42.00	33.63
V	75.62	38.50	37.12
W	75.60	36.00	39.60
X	75.59	33.50	42.09

b) Comparación entre el  $Q_{mh}$  (máximo horario) y  $Q_{md}$  (máximo diario) más caudal de incendio ( R.N.C. , ESAL).

$$- Q_{mh} = 37.49 \text{ lit/seg.}$$

$$- Q_{md} + Q_{incendio} = 27.08 + 30.0 = 57.08 \text{ lit/seg.}$$

Tomaremos los 57.08 lit/seg. Se supone un incendio en el Nudo X el cual gasta 30 lit/seg. (ESAL).

$$q = \frac{27.08 \text{ lit/seg}}{84 \text{ Ha.}}$$

Después de suponer el sentido de flujo (ver fig. # 22 ) y determinado la salida en cada nudo tenemos - los siguientes gastos:

## CIRCUITO I

TRAMO	Q (lit/seg)
NO	- 15.10
OP	- 11.99
PQ	- 9.87
QY	19.75
YN	26.80

---

## CIRCUITO II

TRAMO	Q (lit/seg)
NY	- 26.80
YZ	- 4.90
ZT	14.70
TN	15.09

---

CIRCUITO III

TRAMO	Q (lit/seg)
YQ	- 19.75
QR	- 25.71
RS	- 10.00
SZ	15.93
ZY	4.90

CIRCUITO IV

---

TRAMO	Q ( lit/seg)
RV	- 15.01
VW	- 13.39
WX	- 11.00
XS	22.00
SR	10.00

Después de dos iteraciones (ver página siguiente) los gastos corregidos y las velocidades de flujo son las siguientes:

CIRCUITO

TRAMO	Q (lit/seg)	V (mt/seg)
NO	- 13.30	0.73
OP	- 10.19	0.56
PQ	- 8.07	0.44
QY	23.43	0.72
YN	30.31	0.93

CIRCUITO II

TRAMO	Q (lit/seg)	V (mt/seg)
NY	- 30.31	0.93
YZ	- 4.73	0.26
ZT	12.99	0.71
TN	13.88	0.73

CIRCUITO III

TRAMO	Q (lit/seg)	V (mt/seg)
YQ	- 23.43	0.72
QR	- 27.59	0.85
RS	- 9.49	0.52
SZ	14.05	0.77
ZY	4.73	0.26

CIRCUITO IV

TRAMO	Q (lit/seg)	V (mt/seg)
RV	- 17.40	0.54
VW	- 15.78	0.87
WX	- 13.39	0.73
XS	19.61	1.08
SR	9.49	0.52

Las presiones en cada nudo a partir de la cota de fondo del reservorio ( ver acápite 3.11) son las siguientes:

NUDO	COTA PIEZOMETRICA	COTA TERRENO	PRESION (mt)
N	76.00	61.00	15.00
O	74.03	50.50	23.53
P	72.79	43.00	29.79
Q	72.39	49.80	22.59
Y	73.42	52.00	21.42
T	75.62	60.00	15.12
Z	73.49	50.20	23.29
S	70.87	39.00	31.87
R	71.71	42.00	29.71
V	71.31	38.50	32.81
W	68.54	36.00	32.54
X	67.65	33.50	34.15

### 3.8 FUNDAMENTO Y PROGRAMA PARA LA VERIFICACION DE LA RED EN UNA CALCULADORA PROGRAMABLE HP 25

La expresión general para calcular pérdidas de carga "h" en tuberías que trabajan a presión es:

$$h = K Q^x \dots\dots\dots ( 1 )$$

donde Q es el caudal y K es una constante que identifica la resistencia al paso del agua. Los valores de K y x dependen de la ecuación particular empleada (Chezy, Darcy, Hazen y Williams, etc.). Para la fórmula de Hazen y Williams, una de las expresiones para el cálculo de h es:

$$h = \frac{L Q^{1.85}}{5.813 \times 10^{-7} C^{1.85} D^{4.866}} \dots\dots\dots ( 2 )$$

donde:

- h pérdida de carga en metros.
- L longitud de la proyección horizontal de la línea de energía en Kmt.
- Q gasto en lit/seg.
- C coeficiente de Hazen y Williams.
- D diámetro de la tubería en pulgadas.

El Dr. Arturo Rocha recomienda los siguientes coeficientes de C según la naturaleza de las paredes de la tubería.

NATURALEZA DE LAS PAREDES	C
Extremadamente lisas y rectas	140
Lisas	130
Madera lisa, cemento pulido	120
Acero ribeteado	110
Fierro fundido viejo	95
Fierro viejo en mal estado	60 - 80
Acero fuertemente corroído	40 - 50

Como tenemos tuberías de asbesto-cemento y de fierro fundido, damos al primero  $C_1 = 140$  (R.N.C.) y  $C_2 = 95$  (recomendación del Dr. - Rocha) para el segundo.

Si todas las tuberías fuesen de asbesto - cemento ( $C_1 = 140$ ), la expresión (2) para  $h$  de  $H$ . y  $W$ . se transforma en:

$$h = \frac{L Q^{1.85}}{543 \times 10^{-5} D^{4.866}} \dots\dots\dots ( 3 )$$

que es la expresión que será introducida a la HP 25.

Sabemos además que si **dos** tuberías, una de AC y otra de f.f. - mantienen constantes su  $L$ ,  $Q$  y  $D$  entonces:

$$h_1 C_1^{1.85} = h_2 C_2^{1.85}$$
$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{C_1^{1.85}}{C_2^{1.85}}$$

$$h_2 = h_1 \left( \frac{C_1}{C_2} \right)^{1.85}$$

donde:

$h_1$  Pérdida producida en el A.C.

$h_2$  Pérdida producida en el f.o.f. .

$C_1$  Coeficiente de H y W para el AC ( 140 ).

$C_2$  Coeficiente de H y W para el f.o.f. (95).

$$h_2 = h_1 \left( \frac{140}{95} \right)^{1.85}$$

$$h_2 = h_1 ( 1.47 )^{1.85}$$

$$h_2 = h_1 (2.05) = 2.05 h_1. \dots\dots\dots ( 4 )$$

Si una tubería fuese de AC, la pérdida de carga  $h_1$  se calcula mediante la (3); pero si es de f.o.f. la pérdida de carga  $h_2$  se calcula también mediante (3) como si fuera de A.C. y luego se le corrige con el factor 2.05 según indica la ( 4 ).

Esta corrección también se inserta en el programa de la H.P. 25 y se usa mediante un llamado cuando sea necesario.

En el proceso iterativo de Hardy Cross, la expresión para calcular la corrección para los gastos supuestos es:

$$\Delta Q = \frac{-\sum h}{1.85 \sum \frac{h}{Q}} \dots\dots\dots ( 5 )$$

donde:

$\Delta Q$  Corrección al caudal supuesto.

$\sum h$  Suma algebraica de las pérdidas de carga. Se asume que h y Q son positivas cuando el flujo en un tramo de un circuito es en sentido horario.

$\sum \frac{h}{Q}$  Suma de las relaciones h/Q. Esta relación es siempre positiva.

La expresión (5) también se incluye en la HP 25 y se hace uso de ella mediante un llamado ( G0 T0 24 ) cuando sea necesario. El nuevo caudal ( Q +  $\Delta Q$  ) se realiza manualmente. Se prosigue con las iteraciones hasta que  $|\sum h|$  en todos los circuitos no sea mayor de 0.5 ( R.N.C.).

Las constantes 2.05 de la (4), 4.866 de la (3), 1.85 de la (3) y de la (5), y  $543 \times 10^{-5}$  de la (3) se introducen a la calculadora y se les mantiene siempre en los almacenamientos (ST0) 1, 2, 3 y 7 respectivamente. Los valores de L, D y Q para cada tramo se introducen en cada cálculo de la pérdida de carga en los REGISTROS Z, Y y X respectivamente

El programa para la H.P. 25 consta de 4 bloques que se describen en continuación. Es importante advertir que se intenta en lo posible explicar claramente el funcionamiento del programa para la HP 25 ; sin embargo quien desee hacer uso del programa deberá consultar el Manual de la HP 25 ( APPLICATIONS PROGRAMS H.P. 25 ) y enterarse de

como funcionan las escalas, almacenamientos, registros, etc.

### BLOQUE I (PASOS DEL 01 AL 10)

Calcula mediante la (3) la pérdida de carga  $h_1$  de un tramo si es AC; copiamos este valor. El valor de Q se introduce siempre positivo pues la HP 25 no calcula la potencia de números negativos. La pérdida de carga sale en pantalla siempre positiva y en el BLOQUE III se introduce el signo si es necesario.

Pasamos luego al Bloque III haciendo un llamado al paso - 15 ( GO TO 15 ). Si la tubería es de f.o.f., del Bloque I pasamos al Bloque II haciendo un llamado al paso 12 ( GO TO 12 ) en donde  $h_1$  se corrige pasando a  $h_2$ .

Para obtener el programa se debe tener la calculadora en posición de programación y luego pulsar f PRGM.

TECLEAR (ENTRADA)	PASO	EN PANTALLA	CODIGO
	00		
STO 4	01	23	04
RCL 3	02	24	03
f $y^x$	03	14	03
x $\geq$ y	04		21
RCL 2	05	24	02
f $y^x$	06	14	03
-	07		71
x	08		61
RCL 7	09	24	07
÷	10		71
	11	13	00

BLOQUE II ( PASOS 12 Y 13 )

Si la tubería fuese de fierro fundido, este bloque corrige el valor de la pérdida de carga  $h_1$  calculada en el Bloque I ; copiamos este valor corregido  $h_2$ . Para pasar del Bloque I al II es importante que el valor calculado en el Bloque I se mantenga en la pantalla. Pasamos luego al Bloque III haciendo un llamado al paso 15 ( GO TO 15 ).

TECLEAR (ENTRADA)	EN PANTALLA	
	PASO	CODIGO
	11	13 00
RCL 1	12	24 01
x	13	61
	14	13 00

BLOQUE III ( PASOS DEL 15 AL 22 )

Aquí se calcula para cada tramo la relación  $h/Q$  y se les va sumando en el almacenamiento 5 (STO 5) para tener allí  $\sum(h/Q)$ . La calculadora se detiene mostrando en pantalla la pérdida de carga y es donde podemos introducir el signo respectivo de éste. Tecleamos R/S y este valor de  $h$  se va sumando algebraicamente en el almacenamiento 6 (STO 6) para tener  $\sum h$ .

TECLEAR ( ENTRADA )	EN PASO	PANTALLA	CODIGO:
	14		13 00
ENTER	15		31
ENTER	16		31
RCL 4	17		24 04
÷	18		71
STO + 5	19	23	51 05
x ≥ y	20		21
R/S	21		74
STO + 6	22	23	51 06
	23		13 00

#### BLOQUE IV ( PASOS DEL 24 AL 29 )

Una vez que se ha terminado con todos los tramos de un circuito pasamos a este Bloque donde se calcula  $\Delta Q$  para los tramos comunes del circuito. Consiste este bloque en llamar los valores almacenados de  $\sum(h/Q)$  y  $\sum h$  y procesarlos adecuadamente, - mediante la (5).

TECLEAR (ENTRADA)	PASO	EN PANTALLA	CODIGO
	23		13 00.
RCL 6	24		24 06
RCL 5	25		24 05
—	26		71
RCL 3	27		24 03
	28		71
CHS	29		32
	30		13 00
			+

### 3.9 ABASTECIMIENTO EN ESPINA DE PESCADO - PARTE BAJA DE ZONA 1

#### 3.9.1 DESCRIPCION

La parte Baja de la Zona 1 tiene una extensión de 28.65 Ha. La Avenida 28 de Julio la recorre longitudinalmente y tiene una tubería de asbesto-cemento de 6" de diámetro. A ésta se le añadirá una tubería del mismo material y tipo, culminando en la carretera Panamericana. (ver figura # 24 ).

#### 3.9.2 DEDUCCION DE FORMULA

La pérdida de carga h en la fórmula de H y W, tiene la forma:

$$h = \frac{L Q^{1.85}}{K} \dots\dots\dots ( 1 )$$

donde:

$$K = 5.813 \times 10^{-7} C^{1.85} D^{4.866}$$

para  $D = 6''$  y  $C = 140$ , el valor de  $K$  es 33.21

Si la tubería tiene un caudal " $Q_0$ " al inicio de la tubería y por cada kilómetro tiene una salida de " $q$ " lit/seg, tenemos que el caudal " $Q$ " en cualquier sección será:

$$Q = Q_0 - qL$$

La pérdida de carga en un tramo muy pequeño será:

$$dh = \frac{Q^{1.85}}{K} dL$$

La pérdida de carga entre dos puntos separados por " $L$ " kilómetros será:

$$h = \int_0^L \frac{Q^{1.85}}{K} dL$$

siendo  $Q = Q_0 - qL$ , tenemos:

$$h = \int_0^L \frac{(Q_0 - qL)^{1.85}}{K} dL$$

$$h = \frac{1}{K} \left[ \frac{(Q_0 - qL)^{2.85}}{2.85 q} \right]_0^L$$

$$h = \frac{Q_0^{2.85} - (Q_0 - qL)^{2.85}}{2.85 \cdot qK} \dots\dots\dots ( 2 )$$

3.9.3 AREAS, REALES, Y SUPUESTAS

Cuando hablamos de una salida constante de "q" lit/seg-kmt, se entiende que la tubería recorre - paralela a un terreno rectangular al cual abastece, Nosotros no tenemos esa forma de área; sin embargo se puede hacer un modelo matemático de áreas tal que éstas sean rectangulares y representen la misma extensión que las reales. Para ello se ha dividido la tubería en tres partes que tienen longitudes de 0.25 kmt, 0.25 kmt, y 0.32 kmt respectivamente. La figura # 24, indica esta división y las áreas supuestas. La fórmula 2, se aplica a cada tramo obteniéndose así las pérdidas de carga parciales. El gasto que ingresa en cada tramo es el que ingresa en el tramo anterior menos su respectivo gasto de abastecimiento. y:

$$Q_i = Q_{i-1} - q_{i-1}L_{i-1}$$

Los valores de "q" se calculan para el mínimo consumo horario (3.72 lit/seg de salida por el nudo M) y para el momento en que se consume el Qmd y sucede un incendio en el nudo Z<sub>3</sub> (39.3 lit/seg de salida por el nudo M).

### 3.10 POZO Y EQUIPO DE BOMBEO

No es propósito de la tesis el diseño del pozo, ni la determinación detallada del equipo de bombeo; sin embargo se determinarán características importantes tal que permitan calcular el costo del proyecto.

#### 3.10.1 PROFUNDIDAD DEL POZO

Por no contar con ninguna curva de rendimiento de pozos en Cañete, la profundidad de éste lo tomaremos de 40 mt. Se incluye aquí los 11 mt que hay hasta encontrar la napa freática. Se debe recordar que tanto el tanque elevado 2 y su respectiva caseta de bombeo se encuentran en la cota 62 msnm al final de la Avenida Benavides. Estarán además uno junto al otro, evitándose así la línea de impulsión y la de alimentación.

#### 3.10.2 DIAMETRO DE TUBERIA DE REVESTIMIENTO

Se selecciona en función de las características de la bomba a instalar, también hay recomendaciones para el diámetro de la tubería de revestimiento y dependen del gasto a bombear.

PRODUCCION Y DIAMETRO INTERNO DEL REVESTIMIENTO

PRODUCCION DEL POZO ( lit/seg )	DIAMETRO RECOMENDADO (pulgadas)
menor de 6	6
5 - 11	8
10 - 25	10
22 - 42	12
40 - 60	14
55 - 82	16
80 - 120	18
115 - 200	24
más de 200	30

---

DIAMETROS DEL REVESTIMIENTO SEGUN LA UNIVERSIDAD DE MINNESOTA ( ESTADOS UNIDOS ).

CAUDALES (lit/seg)	DIAMETROS (pulgadas)
inferior a 6.5	6
5 - 11.0	8
10 - 25.0	10
22 - 42.0	12
39 - 56.0	14
53 - 83.0	16

Escogemos una tubería de revestimiento de 12".

### 3.10.3 EQUIPO DE BOMBEO

Será del tipo de eje vertical conectado a un motor a petróleo y opcionalmente a un motor eléctrico.

La Potencia sera:

$$P = \frac{Q H}{76 \mathcal{C}}$$

donde:

Q Gasto en lit/seg  $\approx 40$  lit/seg.

H. Altura Dinámica Total.

$$H = H_s + H_i + h$$

$H_s$  Altura de succión  $\approx 40$  mt.

$H_i$  Altura de impulsión  $\approx 20$  mt.

$h$  Pérdidas en el pozo y línea de conducción; no se considera.

$$H = 60 \text{ mt.}$$

Eficiencia de Bomba  $\approx 65$  %.

luego:

$$= 50 \text{ H.P.}$$

## 3.10.4 MOTOR ESTACIONARIO DIESEL

Será de eje horizontal. Trasmite su movimiento a la bomba mediante una cardán y un cabezal -- mixto. La Potencia necesaria será por lo menos 20% mayor que la de la bomba:

$$P = 1.2 \frac{QH}{76 \text{ C}} = 60 \text{ H.P.}$$

3.11 RESERVORIO 2

- a) CAPACIDAD : 821 m<sup>3</sup>.
- b) FORMA : Circular.
- c) TIPO : Elevado.
- d) UBICACION : Lo más cercano posible al nudo N de entrada a la red.

Tomando un diámetro de 15 metros, tendremos:

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

$$h = \frac{4V}{\pi D^2} = \frac{4 \times 821}{\pi \times 15^2} = 4.65 \text{ mt.}$$

Considerando un borde libre de 0.35 mt, tenemos que  $h = 5$  mt que está dentro de la recomendación de la ESAL.

#### e) INSTALACIONES

- Tubería de abastecimiento de 8" de diámetro, conectada directamente al pozo.
- Tubería de reboce de 6" de diámetro; toma agua del vertedero de reboce y se conecta con la tubería de limpieza.
- Tubería de desagüe de 8" de diámetro; se usa para limpieza. Permanece clausurada mediante una válvula de compuerta de 8". Conduce el agua a la red de alcantarillado.
- Tubería de alimentación de 8" de diámetro. Toma el agua de la parte baja del reservorio mediante canastilla y la conduce a la red de Distribución.

#### f) ALTURA DEL RESERVORIO

- 1º Para asegurar la presión mínima en el nudo N la cota mínima de fondo del reservorio debe ser de 16 mt. sobre la cota del terreno. Cota de fondo mínima:

$$CT (N) + 16 = 61 + 16 = 77 \text{ msnm.}$$

2º Considerando la presión mínima de 15 mt en el nudo X de cota 33.5 mt.

- Cota de fondo mínima cuando  $Q_{minh}$ :

$$= CT (X) + P_{min} + \sum h$$

$$= 33.5 + 15.0 + 0.21 = 48.71 \text{ mt.}$$

- Cota de fondo mínima cuando ( $Q_{md} + Q_{incendio}$ )

$$= CT (X) + P_{min} + \sum h$$

$$= 33.5 + 15.0 + 8.66 = 57.24 \text{ mt.}$$

3º Considerando la presión máxima de 50 mt. en el nudo X de cota 33.5 mt.

- Cota de Reboce máxima cuando  $Q_{minh}$ :

$$= CT (X) + P_{max} + \sum h$$

$$= 33.5 + 50.0 + 0.21 = 83.71 \text{ mt.}$$

- Cota de Reboce máxima cuando ( $Q_{md} + Q_{incendio}$ )

$$= CT (X) + P_{max} + \sum h$$

$$= 33.5 + 50.0 + 8.66 = 92.18 \text{ mt.}$$

Vemos que la cota mínima de fondo la da la 1<sup>ra</sup> condición (77 msnm), y la cota máxima de reboce la da la 3<sup>ra</sup> condición (83.71 msnm). Tomando la cota de fondo de 77 mt, tendremos como cota de reboce en los 82 msnm con una altura total del reservorio de 21 mt. -- Ver figura # 25.

### 3.12 RESERVORIO 3

Este reservorio actúa como reductora de presión. Toma el agua por el nudo M de la red de distribución y almacena agua para abastecer la Parte Baja de la Zona 1.

#### a) CAPACIDAD

Teóricamente, la capacidad debiera ser cercana a cero pues al estar el Reservorio 1 a mayor altura que el Reservorio 3, lo mantiene siempre lleno y las variaciones que se producen en la Parte Baja se reflejan como salida en el nudo M. El volumen que adoptaremos es el que resulte de suponer una interrupción de la salida por el Nudo M durante un lapso de 2 horas en el momento que se produce un incendio y se consume el gasto máximo diario.

$$Q = Q_{md} + Q_{incendio}.$$

$$Q = 9.30 + 30.0 = 39.3 \text{ lit/seg.}$$

$$V = \frac{(39.3 \text{ lit})}{\text{seg}} \frac{(3600 \text{ seg})}{\text{hora}} (2 \text{ horas}) = 282,960 \text{ lit.}$$

$$V = 283 \text{ m}^3.$$

- b.) FORMA : Circular
- c.) TIPO : Elevado
- d.) UBICACION : En la calle Santa Rosalía, a 20 mt de la intersección con la calle José Gálvez; frente a la Fábrica Unión y al local del Ministerio de Agricultura. La cota del terreno es aproximadamente 37 msnm.

Si consideramos un diámetro de 10 mt. tenemos:

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

$$h = \frac{4 V}{\pi D^2} = \frac{4 (283)}{\pi (10)^2} = 3.6 \text{ mt.}$$

Considerando un borde libre de 0.20 mt tenemos que  $h = 3.80 \text{ mt}$  que está dentro de las recomendaciones de la ESAL.

#### e) INSTALACIONES HIDRAULICAS

Las mismas que las del Reservoirio 2, pero todas las tuberías son de 6". El máximo nivel de agua se re

gula mediante un flotador que obstaculiza la entrada de agua cuando se alcanza la máxima altura diseñada.

f) ALTURA DEL RESERVORIO

1º: La cota máxima de reboce es aquella que puede otorgar la Parte Alta después de consumida su demanda. Esta limitación la tomaremos en el momento en que se consume el caudal máximo diario en la Parte Alta ( $Q_{md_1} = 33.10 \text{ lit/seg}$ ).

En el acápite 3.12.1 se calculan las pérdidas de carga cuando se consume el  $Q_{md}$  en la Zona 1.

Cota de Reboce Máxima:

$$\begin{aligned} \text{Cota Fondo (Reservorio 1)} - \sum h &= \\ &= 80.5 - 6.71 = 73.79 \text{ msnm.} \end{aligned}$$

2º: La cota mínima de fondo la da la condición de tener 15 mt de presión mínima en el punto  $Z_0$ . Considerando que la pérdida de carga desde el reservorio al punto  $Z_0$  es 1 mt, tenemos:

Cota Mínima de Fondo:

$$\begin{aligned} \text{CT (Reservorio 3)} + 16 \text{ mt} &= \\ 37.0 + 16 &= 53.0 \text{ msnm.} \end{aligned}$$

3º Considerando la presión mínima de 15 mt en el punto  $Z_3$  de cota 22.

- Cota de Fondo Mínima cuando  $Q_{minh}$ :

$$\begin{aligned} CT (Z_3) + P_{min} + \sum h &= 22.0 + 15.0 + 0.09 \\ &= 37.09 \text{ msnm.} \end{aligned}$$

- Cota de Fondo Mínima cuando  $(Q_{md} + Q_{incendio})$

$$\begin{aligned} Ct (Z_3) + P_{min} + \sum h &= 22.0 + 15.0 + 15.41 \\ &= 52.41 \text{ msnm.} \end{aligned}$$

4º Considerando la presión máxima de 50 mt en el punto  $Z_3$  de cota 22.

- Cota de Reboce Máxima cuando  $Q_{minh}$ :

$$\begin{aligned} CT (Z_3) + P_{max} + \sum h &= 22.0 + 50.0 + 0.09 \\ &= 72.09 \text{ msnm.} \end{aligned}$$

- Cota de Reboce Máxima cuando  $(Q_{md} + Q_{incendio})$  :

$$\begin{aligned} CT (Z_3) + P_{max} + \sum h &= 22.0 + 50.0 + 15.41 \\ &= 87.41 \text{ msnm.} \end{aligned}$$

Tenemos entonces que la cota máxima de reboce es de 72,09 mt y la mínima de fondo de 53 mt, Tomamos como cota de fondo los 53 mt y resulta como cota de reboce los

56.8 mt, La altura total del reservorio será de 19.8 mt.  
Ver figura # 26.

3.12.1 PERDIDA DE CARGA CUANDO SE CONSUME EN LA ZONA 1  
EL Qmd.

$$Q_{md_1} = 33.1 \text{ lit/seg.}$$

$$q = \frac{33.1 \text{ lit/seg.}}{102 \text{ Ha.}} = 0.325 \text{ lit/seg-Ha.}$$

Salida en M (Abastecimiento Parte Baja).

$$(0.325 \text{ lit/seg-Ha}) (28.65 \text{ Ha}) = 9.30 \text{ lit/seg.}$$

Caudales Supuestos:

CIRCUITO I

TRAMO	Q (lit/seg)
AB	~ 17.53
BE	~ 15.60
EC	~ 7.17
CD	14.35
DA	15.55

C A P I T U L O V

E S T I M A C I O N D E L C O S T O \*

\* Los costos unitarios que aparecen a continuación son actualizados al mes de Julio de 1981; algunos son los considerados en las actuales Valorizaciones que realiza la Dirección General de Obras Sanitarias del M.V.C. y la Dirección de Ingeniería Sanitaria del Ministerio de Salud y otros son costos en el mercado.

PARTIDA	u	Cant	COSTO UNITARIO		COSTO PARCIAL	
			Mano de Obra	Materiales	Mano de Obra	Materiales
1.00						
CAPTACION						
1.01						
Pozo Profundo: Comprende todo el desarrollo, pruebas a todo costo can tubería con forro de 12".	ml	40	--	200,000	4"000,000	--
1.02						
Bomba de Turbina Vertical para Pozo profundo de 40 mt, de succión y 20 mt de impulsión total 60 mt de Adt de 50 HP, un Motor Eléctrico para accionar la Bomba Pot. 60 HP.	u	1	645,000	8"500,000	645,000	8'500,000
1.03						
Motor Diesel estacionario de 60 HP de 1800 rpm con accesorio, tanque diario de combustible y herramientas para su funcionamiento.	u	1	310,000	4'600,000	310,000	4'600,000

PARTIDA	COSTO UNITARIO			COSTO PARCIAL		
	u	Cant	Mano de Obra	Material	Mano de Obra	Material
1.04 VALVULAS Y ACCESORIOS						
1.04.01 Válvula Check de cierre lento para golpe de ariete Ø 8"	u	1	5,635	140,820	5,635	140,820
1.04.02 Valvulas de Cierre de Tipo Compuerta.						
Ø 4"	u	1	12,546	48,707	12,546	48,707
Ø 6"	u	1	12,546	82,812	12,546	82,812
Ø 8"	u	1	9,894	122,981	9,894	122,981
1.04.03 Válvula de alivio de Presión Ø 6" de 100 PSI.	u	1	5,304	250,000	5,304	250,000
1.04.04 Válvula de Alivio de Aire.	u	1	3,315	82,812	3,315	82,812
1.04.05 TEES ( clase 105)						
8" x 4"	u	1	7,803	27,512	7,803	27,512
8" x 6"	u	1	7,943	29,913	7,949	29,913
6" x 4"	u	1	6,859	26,030	6,859	26,030
1.04.06 CODOS ( clase 105)						
4" x 90°	u	1	4,105	11,124	4,105	11,124
6" x 45°	u	2	6,400	18,295	12,800	36,590
8" x 45°	u	2	8,950	33,374	17,900	66,748

PARTIDA	u	Cant	COSTO UNITARIO		COSTO PARCIAL	
			Mano de Obra	Materiales	Mano de Obra	Materiales
1.04.07 Manómetro 0-100 PSI 2" x 1/4"	u	1	3,315	6,000	3,315	6,000
1.04.08 Medidor de Caudal Ø 8"	u	1	5,635	250,800	5,635	250,800
1.04.09 Uniones Dreiser Cortos Ø 4"	u	1	5,304	45,000	5,304	45,000
	u	1	5,304	80,000	5,304	80,000
1.04.10 Tuberías de Acero o Fierro fundido a partir de la linterna de descarga. Ø 4"	ml	0.85	7,500	10,120	6,375	8,680
	ml	2,10	8,670	12,420	18,207	26,082
	ml	2.00	9,690	16,530	19,380	33,060
1.05 Cabezal Mixto de combinación para Motor Diesel	u	1	41,437	112,400	41,437	112,400
1.06.12 Cardán para 60 HP.	u	1	16,520	52,020	16,520	52,020
1.07.13 Equipo de Clorinación de control Semiautomático , con equipo y accesorio - completos incluyendo bomba BOOSTER.	u	1	84,000	1'545,000	84,000	1'545,000



## PARTIDA

PARTIDA	u	Cant	COSTO UNITARIO		COSTO PARCIAL	
			Mano de Obra	Materiales	Mano de Obra	Materiales
4.00 RESERVORIO ELEVADO 2 (Se incluye prueba hidráulica).						
4.01 Replanteo y excavación	m <sup>3</sup>	273	1,300	--	354,900	--
4.02 CIMENTACION						
4.02.01 Concreto 1:4:8 para solado	m <sup>3</sup>	7	6,171	13,815	43,197	96,705
4.02.02 Concreto f'c = 210 para zapata y fuste de cimentación	m <sup>3</sup>	440	6,171	20,000	2'715,240	8'800,330
4.02.03 Acero fy = 4,200 para zapata y fuste de cimentación.	kg	16400	51	350	828,200	5'740,000
4.02.04 Encofrado (incluye encofrado y desencofrado, con madera para cinco usos, alambre y clavos)	p <sup>2</sup>	1095	65	373	70,627	409,256
4.03 FUSTE						
4.0301 Concreto f'c = 210	m <sup>3</sup>	174	13,156	23,480	2'289,144	4'085,520
4.03.02 Acero fy = 4,200	kg	7210	51	350	364,105	2'523,500
4.03.03 Encofrado interior (incluye desencofrado)	p <sup>2</sup>	454	291	373	131,887	169,342
4.03.04 Encofrado exterior	p <sup>2</sup>	411	310	373	127,410	153,303
4.04 FONDO DE LA CUBA (incluye la viga circular del fondo y el fondo cóncavo)						
4.04.01 Concreto f'c = 210	m <sup>3</sup>	73	13,156	23,480	960,388	1'714,040
4.04.02 Acero fy = 4,200	kg	12871	51	350	649,985	4'504,805

PARTIDA	u	Cant	COSTO UNITARIO		Materiales	COSTO PARCIAL	
			Mano de Obra	Mano de Obra		Mano de Obra	Materiales
4.04.03 Encofrado	p <sup>2</sup>	1990	13,156		23,480	960,388	1'714,040
4.05 MURO DE CUBA (comprende muro perimetral viga superior, viga inferior y chimenea).							
4.05.01 Concreto f'c = 210	m <sup>3</sup>	82	13,156		23,480	1'078,792	1'925,425
4.05.02 Acero fy = 4,200	kg	20910	51		350	1'057,975	7'318,500
4.05.03 Encofrado interior	p <sup>2</sup>	2700	291		373	784,350	1'009,071
4.05.04 Encofrado exterior	p <sup>2</sup>	3550	310		373	1'100,500	1'326,813
4.06 CUPULA							
4.06.01 Concreto f'c = 210	m <sup>3</sup>	14	13,156		23,480	184,184	328,731
4.06.02 Acero fy = 4,200	kg	980	51		350	49,490	343,000
4.06.03 Encofrado	p <sup>2</sup>	1900	310		373	589,000	710,130
4.07 PLATAFORMA, VIGAS Y LOSA							
4.07.01 Concreto f'c = 210	m <sup>3</sup>	15	13,150		23,480	197,250	352,200
4.07.02 Acero fy = 4,200	kg	840	51		350	24,240	294,000
4.07.03 Encofrado	p <sup>2</sup>	968	291		373	281,010	361,790
4.08 IMPERMEABILIZACION (Mortero 1:2 + aditivo)	m <sup>2</sup>	330	357		917	117,912	302,610
4.09 PINTURA COMPEXO	m <sup>2</sup>	330	149		322	49,170	106,260
4.10 OTROS							
4.10.01 Puerta de Madera Contraplacada	u	1	13,395		11,481	13,395	11,481
4.10.02 Chapa con colocación	u	1	2,000		22,220	2,000	22,220
4.10.03 Escalera metálica, con protección, pintura y colocada: Estimado	u	1	40,500		100,000	40,500	100,000

PARTIDA	u	Cant	COSTO UNITARIO		Materiales	COSTO PARCIAL	
			Mano de Obra	Materiales		Mano de Obra	Materiales
4.11 INSTALACIONES							
4.11.01 Tubería f.o. Ø 8" para ingreso, desague y salida (incluye abrazaderas, platos, pernos, tuercas, etc)	m	45	2,100	16,530	94,500	743,850	
4.11.02 Tubería de f.o. Ø 6" para reboce	m	7.5	2,100	12,420	15,750	93,150	
4.11.03 Codos 8" x 90°	u	5	5,482	33,374	27,410	166,870	
4.11.04 TEE 8" x 6"	u	2	5,482	18,296	10,964	36,592	
4.11.05 CANASTILLA Ø 12"	u	1	5,482	29,913	5,482	29,913	
4.11.06 Válvula de compuerta Ø 8"	u	1	5,482	70,447	5,482	70,447	
4.11.07 Transición f.o. AC Ø 8" (brida a mazza)	u	1	5,482	29,664	5,482	29,664	
5.00 RESERVORIO ELEVADO 3					14,639,303	44,786,261	
5.01 Replanteo y excavación	m <sup>3</sup>	273	1,300		354,900		
5.02 Cimentación							
5.02.01 Concreto 1:4:8 para solado	m <sup>3</sup>	7	6,171	13,815	43,197	96,705	
5.02.02 Concreto f'c = 210 para zapata y fuste de cimentación	m <sup>3</sup>	440	6,171	20,000	2,715,240	8,800,000	
5.02.03 Acero fy = 4,200	kg	16400	51	350	828,200	5,740,000	
5.02.04 Encofrado (incluye desencofrado, madera cinco usos, alambre, clavos, etc)	m <sup>2</sup>	1095	65	373	70,627	408,435	

PARTIDA	u	Cant	COSTO UNITARIO		COSTO PARCIAL	
			Mano de Obra	Materiales	Mano de Obra	Materiales
5.03						
FUSTE						
5.0301 Concreto f'c = 210	m <sup>3</sup>	158	13,156	23,480	2'078,648	3'709,966
5.03.02 Acero fy = 4,200	kg	6585	51	350	332,543	2'304,750
5.03.03 Encofrado interior	m <sup>2</sup>	386	291	373	112,133	144,267
5.03.04 Encofrado exterior	m <sup>2</sup>	351	310	373	108,810	131,186
5.04						
FONDO DE CUBA						
(incluye la viga circular del fondo y fondo cónico)						
5.04.01 Concreto f'c = 210	m <sup>3</sup>	59	13,156	23,480	776,204	1'385,367
5.04.02 Acero fy = 4,200	kg	12200	51	350	616,100	4'270,000
5.04.03 Encofrado	m <sup>2</sup>	1801	310	373	558,310	673,124
5.05						
MURO DE CUBA						
(Comprende muro perimetral viga superior, viga inferior y chimenea)						
5.05.01 Concreto f'c = 210	m <sup>3</sup>	72	13,156	23,480	947,232	1'690,560
5.05.02 Acero fy = 4,200	kg	18360	51	350	927,180	6'426,000
5.05.03 Encofrado interior	m <sup>2</sup>	2500	291	373	726,250	934,375
5.05.04 Encofrado exterior	m <sup>2</sup>	3110	310	373	964,100	1'162,363
5.06						
CUPULA						
5.06.01 Concreto f'c = 210	m <sup>3</sup>	10	13,156	23,480	131,560	234,800
5.06.02 Acero fy = 4,200	kg	700	51	350	35,350	245,000
5.06.03 Encofrado	m <sup>2</sup>	1802	310	373	558,620	673,497
5.07						
PLATAFORMA VIGAS Y LOSA						
5.07.01 Concreto f'c = 210	m <sup>3</sup>	11	13,156	23,480	144,716	250,280
5.07.02 Acero fy = 4,200	kg	616	51	350	31,108	215,600
5.07.03 Encofrado	m <sup>2</sup>	840	291	373	244,020	313,320

PARTIDA	u	Cant	COSTO UNITARIO		COSTO PARCIAL	
			Mano de Obra	Material	Mano de Obra	Material
5.08 IMPERMEABILIZACION (mortero 1:2 + aditivo)	m <sup>2</sup>	290	357	917	103,530	265,930
5.09 PINTURA COMPEXO	m <sup>2</sup>	290	150	322	43,355	93,380
5.10 OTROS						
5.10.01 Puerta de madera contra-placado	u	1	13,395	11,481	13,395	11,481
5.10.03 Chapa con colocación	u	1	2,000	22,220	2,000	22,220
5.10.03 Escalera, tipo marino, protección, pintura y colocación. (estimado)	u	1	40,500	100,000	40,500	100,000
5.11 INSTALACIONES						
5.11.01 Tubería de fierro Ø 6" para ingreso, reboce, desagüe y alimentación; incluye abrazaderas, platina, pernos, tuercas, etc.	ml	30	2,100	12,420	63,000	372,600
5.11.02 Codos 6" x 90	u	7	5,482	18,296	38,374	128,069
5.11.03 TEE 6" x 6"	u	1	5,482	27,500	5,482	27,500
5.11.04 Válvula de compuerta Ø 6"	u	1	5,482	82,812	5,482	82,812
5.11.05 Transición de fierro a AC Ø 6"	u	1	5,482	25,800	5,482	25,800
5.11.06 Flotador Ø 6"	u	1	5,482	50,000	5,482	50,000
5.11.07 Canastilla Ø 8"	u	1	5,482	50,460	5,482	50,460
					13,565,985	40,710,039

PARTIDA	u	Cant	COSTO UNITARIO		COSTO PARCIAL	
			Mano de Obra	Materiales	Mano de Obra	Materiales
6.00						
6.01	ml	7470	1,169	--	8'697,360	--
6.02	ml	7470	120	--	896,400	
6.03	ml	7470	50	120	373,500	896,400
6.04	ml	7470	255	115	1'904,850	859,050
6.05	ml	7470	120	100	896,400	747,000
6.06	ml	7470	350	70	2'614,500	522,900
6.07	ml	7470	35	70	261,450	522,900
6.08						
	ml	600		3,950		2'370,000
	ml	6870		2,500		17'175,000
6.09						
	u	5		25,280		126,400
	u	1		29,913		29,913
	u	1		32,881		32,881
	u	4		24,476		97,904
	u	7		18,296		128,072
	u	1		33,374		33,374
	u	12		18,296		219,452
	u	1		36,888		36,888

PARTIDA	COSTO UNITARIO			COSTO PARCIAL	
	u	Cant	Mano de Obra	Mano de Obra	Materiales
Transición de fierro a AC 8"	u	1	--	--	29,664
Válvulas de compuerta 8"	u	2	--	--	245,962
Válvula de compuerta 6"	u	19	--	--	1'573,437
<b>SUB TOTAL</b>		184'	899,913	15'644,460	25'476,929
DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRACION (10%)		18'	489,991		
UTILIDAD DE CONTRATISTA ( 10% )		18'	489,991		
CONTROL TECNICO E INSPECCION ( 3% )		5'	546,997		
<b>T O T A L</b>		227'	326,892		

## B I B L I O G R A F I A

1. Apuntes de Clase - UNI.  
Ing. Augusto Nayarro Palma.
2. Apuntes de Clase - UNI.  
Ing. David Harriz Pimentel.
3. "ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO"  
Autor: Ernest W. Steel.
4. "INGENIERIA SANITARIA"  
Alfredo Mendiola
5. "HIDRAULICA DE TUBERIAS Y CANALES"  
Dr. Arturo Rocha.
6. "LA CAPTACION DE AGUAS SUBTERRANEAS"  
Jean Pimienta, Barcelona - 1973.
7. "PROYECTO DE AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD DE SAN VICENTE DE CAÑETE"  
Ministerio de Vivienda y Construcción.
8. "ESQUEMA DE EXPANSION URBANA DE SAN VICENTE DE CAÑETE"  
Ministerio de Vivienda y Construcción - 1968.
9. "PROYECTO INTEGRAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO: PIURA"  
Ministerio de Fomento y Obras Públicas - 1965.

10. "DOCUMENTO CPV 03-01 "  
Instituto Nacional de Estadística - 1980.
11. "ANUARIO DE ESTADÍSTICAS VITALES DEL PERU"  
Oficina Nacional de Estadística.- 1972.
12. "LAS AGUAS SUBTERRANEAS EN EL VALLE DE CAÑETE"  
Ministerio de Agricultura y Alimentación - 1968.
13. "EL VALLE DE CAÑETE"  
Oficina Nacional de Evaluación de Recursos Naturales:  
ONERN.