

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ABASTECIMIENTO DE AGUA DE LURIN

TESIS DE GRADO

JULIO RODRIGUEZ LEON

PROMOCION 1963

LIMA · PERU

GENERALIDADES

El presente proyecto tiene por finalidad, estudiar y diseñar un sistema de abastecimiento de agua para la ciudad de Lurín, de tal manera que satisfaga su necesidad actual y la necesidad que tendrá en el período de diseño de este estudio.

Hay dos factores importantes en todo problema de abastecimiento de agua, que son:

1.- La Población

2.- La Fuente Abastecedora

1.- La Población es de capital importancia, pues constituye el objetivo del servicio; hay necesidad de hacer un estudio detenido de la población como organismo, teniendo en cuenta si es residencia industrial ó comercial, pues en todos los casos la demanda no será la misma. Además hay que tener en cuenta que una población no requiere del servicio con la misma intensidad durante todo el tiempo, sino que hay un máximo y un mínimo lo que se debe tener en cuenta en el momento de diseñar la red de distribución y montarse la maquinaria para la impulsión del agua.

En el diseño de la red de distribución, es fundamental conocer las variaciones máximas y mínimas, a fin de darle en el primer caso el diámetro que permita cubrir el consumo y en el segundo disponer de las defensas necesarias para evitar las roturas de las cañerías por efecto de las grandes presiones, estas defensas, son las válvulas.

El conocimiento de las características de la población nos permite conocer su demanda actual, con lo cual estamos en condiciones de diseñar las estructuras necesarias para el servicio; pero como estas estructuras son diseñadas para servir cierto tiempo, es decir un determinado número de años, habrá que preveer el desarrollo futuro de la po-

blación, estando en condiciones de utilizar ese servicio con toda eficiencia para lo cual, es necesario recurrir a estudios sociológicos.

Una red puede ser bien diseñada, pero la fuente de abastecimientos puede no tener la capacidad suficiente para cubrir las necesidades de la población a cuyo servicio se destina. Este problema ha sido muy frecuente en poblaciones de nuestro país, razón por la cual el agua circula durante las horas del día, cortándose el servicio durante la noche para almacenar agua.

Las necesidades de la población dependen generalmente de la zona donde se desarrollan, pues el consumo será mayor en las zonas cálidas que en las frías; también las necesidades no serán las mismas en ciudades con gran densidad de población que en aquellas que se desarrollan aisladamente; dependen también del tiempo en que actúa el servicio, debido a que aumenta el consumo por persona, lo cual veremos más adelante es directamente proporcional al aumento de la población.

Luego podemos decir en resumen que en un problema de abastecimientos de aguas hay que tener en cuenta el desarrollo de la población, considerando sus necesidades actuales y futuras en sus límites máximos y mínimos probables.

2.- Conocido el volumen que representa la necesidad de la población, tenemos que ver cuales son las posibles fuentes de abastecimientos. Generalmente casi todas las ciudades se han desarrollado a las orillas de un río, a excepción de algunos centros mineros, que están en lugares inapropiados desde el punto de vista del agua; de tal manera que podemos decir que los ríos constituyen las principales fuentes de abastecimiento.

La forma más primitiva de abastecer una ciudad era captar el agua en un punto bastante alto, conduciendo el agua por un conducto abierto hacia un reservorio situado en la parte alta de la ciudad para de allí distribuir a la población; pero el futuro desarro-

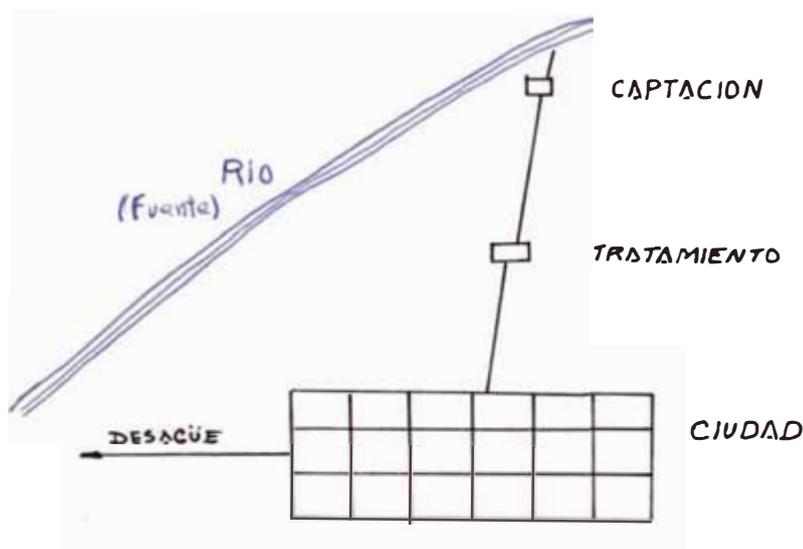
TESIS DE GRADO

ABASTECIMIENTO DE AGUA

FACULTAD ING. CIVIL

JULIO RODRIGUEZ LEON

llo de otras ciudades a las orillas del mismo río, crea el problema de la contaminación y actualmente ya no existe este sistema, puesto que para evitar la propagación de epidemias ha sido necesario instalar una planta de tratamiento, la que sirve para eliminar las bacterias que originan las epidemias.



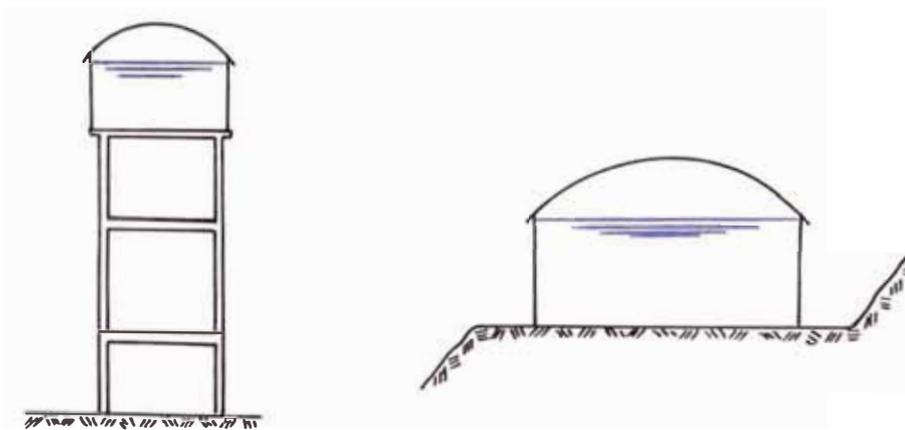
ESQUEMA DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTOS DE AGUA

La instalación de una Planta de Tratamiento a su vez, crea problemas complejos, ya que no se puede instalar una de estas plantas que tienen motores eléctricos en sitios donde no existe la energía eléctrica.

Además de la Planta de Tratamientos, se usa el sistema de filtros lentos para purificar el agua, pero presentan el inconveniente de que su mantenimiento es muy costoso, motivo por el cual no es practicable en ciudades poco desarrolladas y es precisamente para este tipo de ciudades que hay que buscar fuentes de abastecimiento más seguras y más económicas, tales como los manantiales. Hay ciudades muy favorecidas por los afloramientos de agua, como sucede en Arequipa en donde llega hasta 200 litros por segundo. Hay otras

ciudades sin embargo, y esto es la mayoría de los casos, en que los afloramientos no son suficientes para abastecer las necesidades, entonces se presenta el problema de excavar el terreno en busca de las aguas subterráneas, teniéndose así los pozos, los que a su vez crean el problema de la instalación de una Planta de Bombeo. Cuando no es posible mantener una Planta de Bombeo, se usan las galerías que sirven para conducir el agua a puntos notables de distribución, sistema como el que se usó en Lima desde la Atarjea hasta la Plaza de Armas; este sistema también presenta una serie de inconvenientes, pues no garantiza una cantidad constante de agua capaz de satisfacer las necesidades de la población.

Una vez determinadas la población y la fuente de abastecimientos, viene el estudio de las diferentes estructuras, tales como: la captación, la planta de tratamiento, y el sistema de distribución que es lo más costoso.



ELEVADO

APOYADO

La Red de Distribución es un problema estrictamente hidráulico, ya que en virtud de que las tuberías están enlazadas entre sí, hay que tener en cuenta las pérdidas de carga, en vista de la indeterminación del problema y ya veremos más adelante, que el agua tiende a irse según la línea de menor resistencia.

Cuando la topografía del terreno lo permite, los reservorios se pueden hacer sobre el suelo, pero si la topografía es plana, se deben hacer reservorios elevados, lo cual crea problemas de presiones, tanto verticales como horizontales y aún subpresiones, estas últimas sobre todo, en reservorios hundidos; las subpresiones se contrarrestan dando gran espesor al fondo y haciéndolo abovedado.

En abastecimiento de aguas, se requiere también tener conocimientos de la composición química del agua, tanto para su uso como agua potable, como para su uso industrial en fábricas. También es necesario tener conocimientos de Bacteriología, de Hidrología etc.

El establecimiento de un sistema de abastecimiento, crea el problema del establecimiento de sistemas de eliminación de las aguas negras, con las toxinas provenientes de las ciudades. Antiguamente la evacuación de estas aguas, se hacía directamente hacia las acequias de riego que cruzaban la población, lo cual desde luego, atraía pestes y epidemias. Ahora la eliminación se está haciendo hacia los cursos de aguas como los ríos, o hacia el mar.

Las aguas negras al llegar a los ríos, por acción del sol y de organismos inferiores se purifican, estando en condiciones de volver a ser captadas para ser tratadas en plantas de tratamiento y convertidas nuevamente en agua potable.

HISTORIA

El problema del Abastecimiento de Aguas, ha ido desarrollándose a la par que

el desarrollo de las poblaciones.

Cuando no existían núcleos urbanos, no había problemas de Abastecimiento de Aguas, pues personalmente cada individuo, buscaba su fuente de aprovisionamiento, al no existir concentración de individuos, no había mayores peligros de contaminación; lo que ha dado origen a problemas sumamente complejos.

Los primeros sistemas de Abastecimiento de Aguas, aparecen en Egipto los que estuvieron profundamente ligados a los sistemas de Irrigación. Los caldeos-asirios hicieron también, obras muy importantes en este aspecto. En la Biblia se mencionan casos muy importantes de contaminación de las aguas.

Entre nosotros tenemos ejemplos notables en este problema; así en Nazca el abastecimiento de aguas se hacía por galerías, que tenían una pendiente notable y seguían los estratos acuíferos y aún siguen funcionando.

En otras zonas áridas de América como en Arizona y Nuevo México hay obras muy importantes en este sentido.

En la China desde tiempos primitivos ya se usaban algunos coagulantes para purificar el agua.

En Roma en donde el agua no solo se utilizaba como elemento vital, sino también como medio de diversión, son muy notables los acueductos que distribuían el agua a puntos notables de la ciudad, tenían una longitud de 60 Km.

En la edad media hay un retroceso de la civilización acondicionándose el sistema de vida con el objeto de defenderse de los demás, se amurallaban desapareciendo el sistema de abastecimiento por acueductos, surgiendo el uso de los pozos y de las acequias que circulaban por la misma ciudad.

En Paris, en el siglo XIII se construyen los primeros acueductos y en el

siglo XIV se instala la primera tubería de fierro fundido en el palacio de Versalles, la que aún se mantiene en buenas condiciones.

En América se tiende la primera tubería de fierro fundido en Boston en 1650.

El siglo XIX es una época de verdadero progreso en este difícil problema, creándose los sistemas de impulsión para crear presión a fin de distribuir el agua a los centros de consumo.

Paralelamente con el progreso de la técnica de abastecimiento de aguas se desarrolla la teoría microbiana de Pasteur, llegándose a conocer el bacilo tifoso o de Ebert, comprobándose en Londres que las epidemias se producían debido a las contaminaciones del agua de un pozo que tenía ninguna protección, por la rotura de una tubería del alcantarillado; la epidemia se circunscribía a un circuito cerrado, precisamente el abastecido por el pozo contaminado.

En Hamburgo tomaban el agua del río directamente por bombeo comprobándose la propagación de las epidemias en ciertas zonas y no así en otras que estaban protegidas por los filtros de arena.

En la Actualidad, se purifica el agua mediante el cloro. La primera vez que se utilizó fue en Londres en forma de hipoclorito, teniendo la ventaja de su bajo costo y su poder de desinfección dura un tiempo bastante largo.

El sistema de abastecimiento de aguas en una población, es uno de los puntos más importantes en el control de las enfermedades que se producen en ella, pues en la actualidad cualquier epidemia se propaga rápidamente; y es por eso que el Estado tiene instituciones especiales que se preocupan tanto del abastecimiento de agua, como de la eliminación de las aguas negras, teniendo en mente que "Mas vale prevenir que curar".

EL CONSUMO DE AGUA PUNTO BASICO PARA EL PROYECTO DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO.

La cantidad de agua que se necesita para abastecer una población es función de dos factores:

- a) Consumo por persona
- b) Cantidad de habitantes que se va a considerar para la población.

En consumo de la población hay que considerar los valores medios por habitante, los factores que intervienen en el consumo, el desarrollo de la población, determinando la población futura y la forma escalonada de la construcción del servicio.

Es práctica establecida determinar el consumo de agua de una población en litros por habitante y por día. De los registros se saca un promedio anual, el que dividido entre el número de días que tiene el año nos da un valor promedio que recibe el nombre de "Dotación de agua" en litros por habitante y por día, este valor es muy variable dependiendo de los siguientes factores.

1.- Standard de vida o sea la modalidad de vida de la población y el clima.

Se ha comprobado que en Europa donde las condiciones de vida son reducidas el consumo de agua es bajo. En América este consumo es muy alto, teniendo su valor máximo en los Estados Unidos, que es un país sumamente rico, en el que sus habitantes viven rodeados de toda clase de comodidades.

El grado de desarrollo cultural, también influye en el consumo, así por ejemplo los sistemas de aire acondicionado requieren grandes cantidades de agua para el lavado del aire.

El clima es fundamental, pues la temperatura determina el hábito de vida; las curvas de temperatura están ligadas con las curvas de consumo, presentando sus máxi-

mos valores en verano e invierno; en verano en todas las poblaciones, en invierno sólo en aquellas en que se producen temperaturas tan bajas, que hay el peligro de que el agua se congele en las cañerías, produciendo la rotura de ellas, y para evitar este riesgo se mantienen abiertos los caños, aumentando por consiguiente el consumo.

Lima, por estar situada en zona seca, consume mucha agua pues el 30% de ella, lo gasta en regar jardines, que en otros lugares son regados por la lluvia.

2.- Calidad y costo del agua. Es natural, que una agua de buenas condiciones predisponga a un mayor uso de ella. El costo es importante, pues un método de disminuir el consumo, es aumentar el costo.

3.- Tamaño de la población. Se ha comprobado, que a medida que las poblaciones van creciendo, el consumo por persona aumenta. El aumento del consumo del agua es alrededor del 10% del aumento de la población.

4.- La presión del agua. Este es un factor determinante en el consumo y tiene dos efectos:

a) Entre 15 y 35 metros de presión, el consumo es mínimo.

b) Para presiones mayores el consumo aumenta debido a las filtraciones, a travez de los orificios que pueden existir en la red y que sabemos crece con la potencia $3/2$ de la presión, el golpe de ariete, es mayor y las válvulas sufren más.

Para presiones menores, el consumo también aumenta debido al almacenamiento del agua que se hace con motivo de no tener seguridad de un buen servicio, almacenamiento que muchas veces no es utilizado y se pierde.

5.- Consumo Industrial. Es el más difícil de determinar, ya que el consumo por habitante no tiene relación con el consumo industrial. Este consumo es tres o cuatro veces mayor que el consumo de la población, luego es el factor que tiene más peso en la determinación del consumo del agua.

6.- Servicios Públicos. Son variables de acuerdo con el tipo de población; entre nosotros tenemos: riego de calles y parques, lavado de mercados; este consumo no está registrado, pero se estima que es $1/4$ del consumo total.

7.- Pérdidas y desperdicios en la red. Es un factor muy grande y depende, de la forma como ha sido diseñado el sistema, del funcionamiento del servicio, del grado de cultura de la población, se producen por las redes en mal estado, debido a la rotura.

8.- Medidores y controladores de presión. Sirven para controlar las pérdidas para lo cual se colocan medidores maestros que registran el consumo por zonas, también hay medidores de presión para controlar las casas, lo que permite mantener un control del consumo. Cualquier población puede elaborar un gráfico superponiendo, dos curvas diferentes, la de consumo por persona y la de medidores.

En Lima, en 1927, el consumo llegaba a 300 litros por persona y por día, esto cuando aún no existían medidores. El año 1940, en que se habían instalado el 80% de los medidores, el consumo bajó a 200 litros, pero actualmente el control es más difícil pues existen sólo el 20% de los medidores que se necesitan para atender las necesidades de la población.

9.- Jardines particulares.- Estos jardines consumen gran cantidad de agua, cerca del 20% del consumo domiciliario.

Todos estos factores deben ser tomados y con la ayuda de datos estadísticos de otras poblaciones, se debe calcular la cantidad de agua necesaria para una población dada.

El Consumo, puede ser dividido en tres grupos, de acuerdo con el uso a que está destinado:

A) Consumo Doméstico.-

B) Consumo Público.-

C) Consumo Industrial y Comercial.-

Cada uno de ellos, tiene determinadas características.

A) CONSUMO DOMESTICO

Este consumo, está directamente influenciado por las características de los habitantes, las posibilidades económicas, etc. En realidad es casi constante, pudiendo variar entre 80 y 200 litros por persona y por día.

B) CONSUMO PUBLICO

Este consumo entre nosotros, no es controlado y en él está incluido la cantidad de agua potable para un caso de incendio. Los grifos de incendio presentan, la característica de que el consumo momentáneo es muy grande, pero no afecta todo el sistema, pues se dispone de un reservorio especial para atender estas demandas momentáneas de gran volumen; pero la red debe estar suficientemente capacitada para responder a esta demanda.

En los países donde las construcciones son de material combustible, y por consiguiente hay grandes posibilidades de incendio, el número de grifos que funcionan simultáneamente, son calculados en función de la población mediante la siguiente fórmula:

$$N = f \sqrt{P}$$

Siendo f un coeficiente que para Lima se ha tomado igual a la unidad.

P , es la población en miles de habitantes.

Si consideramos que Lima tiene 900,000 habitantes, el número de grifos que funcionarían simultáneamente, para apagar el mayor incendio probable que produzca en la ciudad, será:

$$N = 1 \sqrt{900} = 30$$

El consumo público en Lima, es el 20% del consumo total.

C) CONSUMO INDUSTRIAL Y COMERCIAL

El consumo industrial se caracteriza, por su uniformidad. El consumo comercial es muy variable, pudiendo llegar a "0" en las noches y a 200 en el día.

Conocido el valor más conveniente de la dotación de agua, se necesita saber como sería este consumo, pues los valores promedio que se conocen, se refieren a todo el año, pero si estudiamos la curva de consumo, veremos que presentan valores mayores en verano que en invierno y aún durante las 24 horas del día, el consumo no es constante, sino que de día es mayor que en la noche, llegando hasta dos y tres veces de los valores medios. Nosotros necesitamos saber esos valores máximos para proyectar el sistema de distribución, o sea para hacer frente al caso más desfavorable, considerando inclusive las posibilidades de incendio.

Por los motivos expuestos, habrá que estudiarse en detalle, las variaciones:

- a) Consumo diario.
- b) Consumo horario.

Consumo diario.-

Varía durante el año, de acuerdo con las condiciones del clima. Podemos dibujar Hidrogramas de acuerdo con estas variaciones; se acostumbra hacer la curva, no con los valores reales sino con los porcentajes relativos al promedio. (Como se indica en el diagrama siguiente).

La cantidad de agua que se necesita, está representada por el área achurada y es el producto de 100% (promedio de consumo) por todo el año.

La curva presenta dos zonas, una situada por encima del promedio y otra por debajo de él. De la definición de promedio, deducimos que el área de la curva por encima del promedio debe ser igual al área que está por debajo de él; indicándonos el almacenamiento

to que se debe hacer para satisfacer el consumo.

Los valores máximos entre nosotros no son muy grandes, pues la temperatura ambiente, es casi constante; luego nuestras curvas no tienen grandes variaciones alcanzando valores máximos de 120% a 140% y mínimos de 90% a 85%; para el caso de la ciudad de Lurín que es motivo de este proyecto, se ha considerado una variación máxima de 140% diaria.

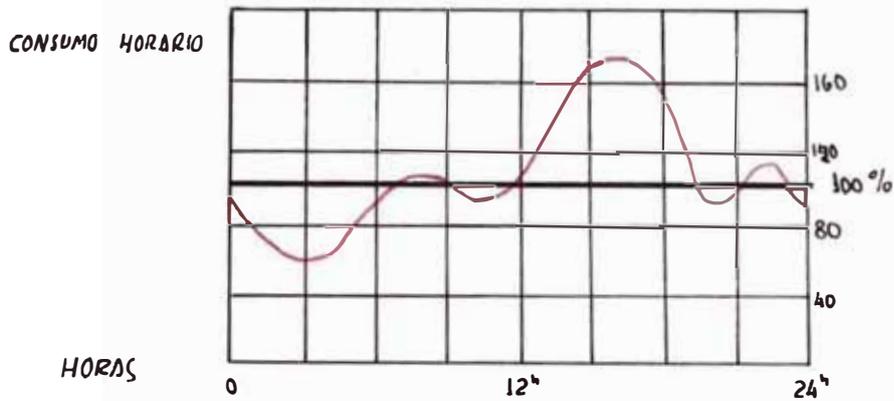


Consumo Horario.-

La curva tiene una gran variación; está relacionada con el régimen de vida y el tamaño de la población. En una población pequeña en la que las costumbres de los pobladores, son muy similares, estas curvas varían mucho; en cambio una población cosmopolita la curva varía muy poco. El consumo horario también está influenciado por el tamaño de la población. En el esquema adjunto, se podrá apreciar una curva de variación de consumo horario.

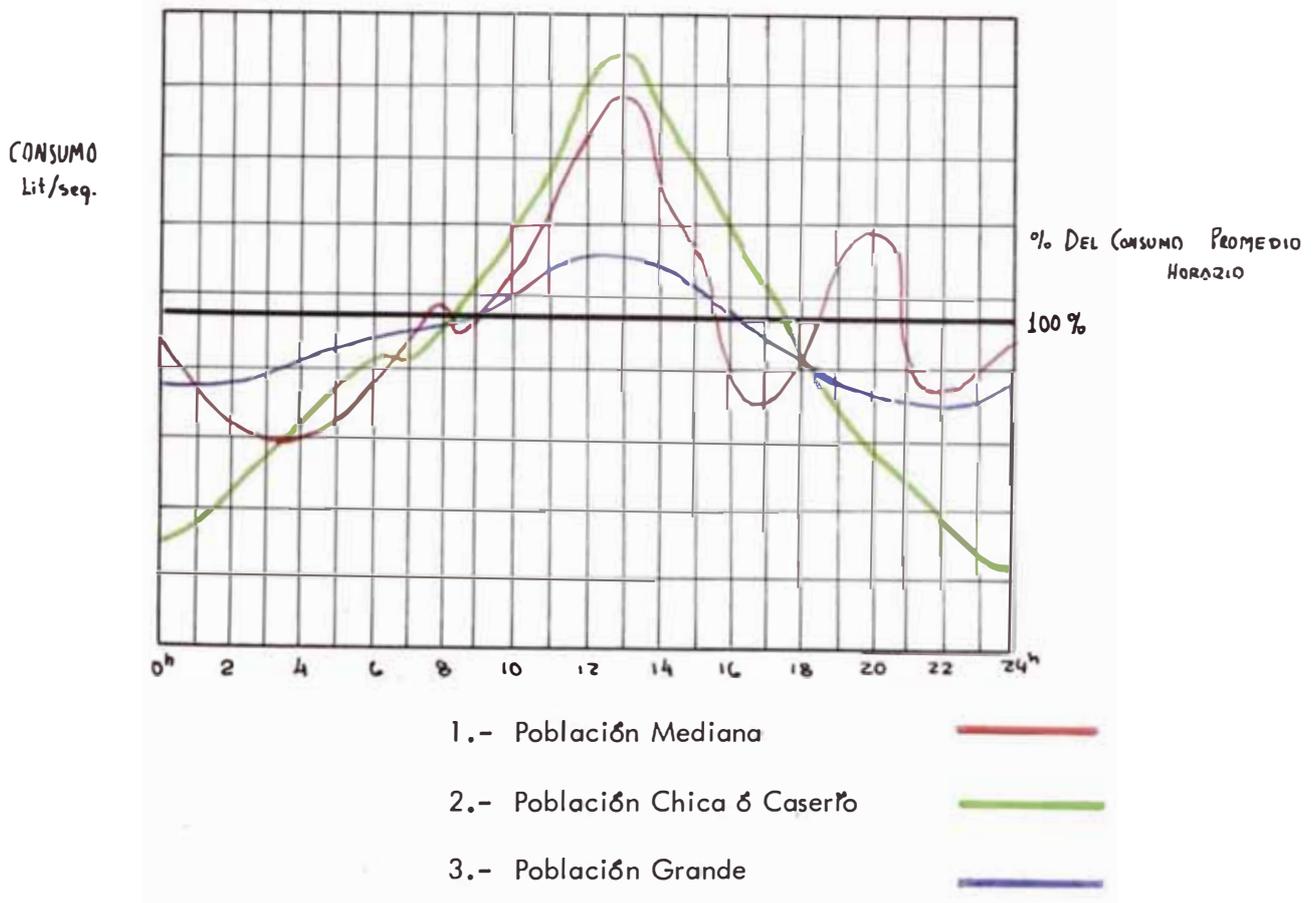
Para la ciudad de Lurín, se ha considerado una variación máxima horaria de 220%.

VARIACION DEL CONSUMO HORARIO



A continuación, se presenta un cuadro en el que se podrá apreciar como varía la dotación, el consumo máximo diario y el consumo máximo horario, con el número de habitantes. Estos datos no son exactos, pues son productos de observaciones muy generales.

CURVA DE VARIACIONES HORARIAS



ESTUDIO DE LA POBLACION

Conociendo las variaciones del consumo, nos interesa en segundo lugar conocer la población futura, ya que como hemos dicho una red se diseña para servir un cierto número de años.

El desarrollo futuro de una población se puede determinar, por una serie de sistemas, como son:

- 1.- Por el estudio de las curvas estadísticas.
- 2.- Por la estimación de la población que hacen los organismos encargados de proporcionar algún servicio público, como por ejemplo las Municipalidades.

Hay poblaciones que están en constante evolución, hay otras sin embargo, que tienden a desaparecer.

Los factores que intervienen en el cálculo del desarrollo de una población, no son sólo factores internos de ella, pues hay que considerar un factor muy importante que es el económico; es decir que el crecimiento de una población, va de acuerdo con su desarrollo comercial.

También influye en el crecimiento de una población, su cercanía a una gran urbe como es el caso particular de la ciudad de Lurín, cuyo crecimiento se puede considerar lento.

FORMA DE CALCULAR LA POBLACION FUTURA

Método racional.-

Es el más efectivo y lógico, ya que intenta estudiar todos los factores que influyen en el crecimiento de una población, dándoles su peso correspondiente.

En el método racional, consideramos tres factores importantes:

- a) Crecimiento vegetativo.
- b) Inmigración.
- c) Población flotante.

Crecimiento vegetativo: Se llama crecimiento vegetativo, a la diferencia entre el número de nacimientos y el número de defunciones por año, dividido entre el número total de la población.

Inmigración: Es un fenómeno que consiste en que una población, recibe habitantes como consecuencia de su desarrollo. La inmigración en el Perú, lo mismo que en todos los países del mundo, va del campo hacia la ciudad y de las ciudades pequeñas hacia las grandes.

Población flotante: Está constituida por las personas que se dirigen a un pueblo determinado por cierto período de tiempo, como en el caso de los Balnearios, que su población aumenta en la época de verano.

Para la población de Lurín, no se ha podido emplear este método debido a la carencia de datos.

Existen otros métodos basados en sistemas matemáticos, en los cuales nos hemos apoyado para el cálculo de nuestra población de diseño, que pasamos a analizar inmediatamente. Es necesario para emplear estos métodos, conocer los datos censales correspondientes a la ciudad en estudio y el período de diseño o sea el tiempo en que se piensa hacer trabajar la red calculada.

Datos Censales.-

Población de Lurín:

ANÁLISIS DE GRADO

ABASTECIMIENTO DE AGUA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

JULIO RODRIGUEZ LEON

Población de 1940 ----- 2,141 Habitantes

Población de 1948 ----- 2,200 Habitantes

Población de 1961 ----- 2,714 Habitantes

Período de Diseño.-

El diseño se hará para la población existente, dentro de 30 años, es decir para el año 1993.

NOTA: Debido a la carencia de datos censales, la población de 1948, ha sido su-
puesta.

Métodos empleados para el cálculo de la población futura.-

1.- Método Gráfico.- Se hace a base de las estadísticas de la Población, colo-
cando la fecha de los censos en el eje abscisas y las poblaciones correspondientes en el eje
de ordenadas, y se tiene así una curva de crecimiento que se prolonga hasta el año que se tra-
ta de encontrar el número de habitantes.

El cálculo se puede apreciar, en el gráfico adjunto. El resultado obtenido
es de 5,500 habitantes para el año de 1993.

2.- Método Aritmético.- En este método, se considera que la población crece como un capital impuesto a interés simple, es decir: $P = p \pm I \times t$.

Este método da valores muy bajos y se usa para poblaciones que están muy cerca del límite de saturación.

El cálculo para el presente proyecto, se anota a continuación :

P en 1940 -- 2,141 Habitantes

P en 1948 -- 2,200 Habitantes

P en 1961 -- 2,714 Habitantes

$$P_f = P_i \pm I_{10} \times t_{10}$$

$$P_f = P_i \pm P_i \times r \times t \quad \text{-- (1)}$$

$$\text{De (1) } P_f - P_i = P_i \times r \times t$$

$$r = \frac{P_f - P_i}{P_i \times t}$$

P_f = población futura

P_i = población actual

r = coeficiente de crecimiento

t = tiempo

$$r_1 = \frac{2,200 - 2,141}{2,141 \times 8} = 0.00345$$

$$r_2 = \frac{2,714 - 2,200}{2,200 \times 13} = 0.01795$$

$$r = \frac{r_1 \pm r_2}{2} = \frac{0.00345 \pm 0.01795}{2} = 0.0107$$

Aplicando (1), se tiene :

$$P_f = P_i \pm P_i \times r \times t$$

$$t = 1993 - 1961 = 32$$

$$P_{1993} = 2,714 + 2,714 \times 0.0107 \times 32 = \underline{3,643 \text{ Habitantes}}$$

3.- Método Geométrico.- Para poblaciones jóvenes en pleno desarrollo, se asume que el crecimiento de una población es análogo al de un capital a interés compuesto; es la forma más lógica de calcular sobre todo tratándose de poblaciones cuyo crecimiento es principalmente de carácter vegetativo.

P en 1940 -- 2,141 Habitantes

P en 1948 -- 2,200 Habitantes

P en 1961 -- 2,714 Habitantes

$$P_f = P_i (1 + r)^t \quad \text{-- (1)}$$

$$\text{De (1): } \frac{P_f}{P_i} = (1 + r)^t$$

$$(1 + r) = \sqrt[t]{\frac{P_f}{P_i}}$$

$$r = \sqrt[t]{\frac{P_f}{P_i}} - 1$$

En las fórmulas deducidas :

P_f = población futura

P_i = población actual ó inicial

r = coeficiente de crecimiento

t = tiempo en décadas

Aplicando las fórmulas :

$$r_1 = \sqrt[0.8]{\frac{2,200}{2,141}} - 1 = \sqrt[0.8]{1.028} - 1 = 1.035 - 1 = 0.035$$

$$r_2 = \sqrt[1.3]{\frac{2,714}{2,200}} - 1 = \sqrt[1.3]{1.233} - 1 = 1.175 - 1 = 0.175$$

$$r_m = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{0.035 + 0.175}{2} = 0.105$$

Reemplazando valores en (1), se tiene :

$$P_{1993} = 2,714 (1 + 0.105)^{3.2} = 2,714 (1.105)^{3.2}$$

$$P_{1993} = 2,714 \times 1.376 = 3,730$$

$$P_{1993} = \underline{3,730 \text{ Habitantes}}$$

4.- Método de crecimiento vegetativo.- Este método consiste en determinar el porcentaje de crecimiento de la población por año, que se halla mediante la diferencia entre el número de nacimientos y el número de defunciones, entre el número total de la población; una vez calculado este porcentaje, se podrá determinar la población en el año deseado.

Datos proporcionados por la "Oficina Nacional de Estadísticas y Censos".-

POBLACION DE LURIN

Año	<u>Nacimientos</u>	<u>Defunciones</u>
1952	183	49
1953	195	38
1954	190	48
1955	189	53
1956	221	59
1957	252	69
1958	238	55
1959	251	61
1960	275	66
1961	<u>251</u>	<u>81</u>
	2,245	579

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

$$r = \frac{\text{Nac.} - \text{Def.}}{P} = \frac{2,245 - 579}{2,714} = \frac{1,666}{2,714} = 0.61$$

61% --- 9 años

X --- 1 año

$$X = \frac{61 \times 1}{9} = 6.78\%$$

1,666 Hab. --- 9 años

X --- 10 años

$$X = \frac{1,666 \times 10}{9} = 1,850$$

En el período de diseño (30 años), habrá aumentado $1,850 \times 3 = 5,550$ Hab.

y la población en 1993, será :

$$P_{1993} = 2,714 + 5,550 = 8,264$$

$$P_{1993} = \underline{8,264 \text{ Habitantes}}$$

5.- Método de los Incrementos Variables. - En este método se asume, que el incremento de la población es variable y que esa variación es constante. Para aplicar este método, se necesita conocer por lo menos 3 datos censales.

		<u>I</u>	<u>AI</u>
1940	P		
		I ₁	
1948	P ₁		AI
		I ₂	
1961	P ₂		
		<u>I m.</u>	<u>AI m.</u>

$$P_1 = P + I_1$$

$$P_2 = P_1 + I_2$$

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

$$\text{Pero: } I_2 = I_1 \pm AI$$

$$\text{Luego: } P_2 = P_1 \pm I_1 \pm AI, \text{ y así sucesivamente.}$$

Aplicando el caso de Lurín :

1940	---	2,141		La variación debe ser en períodos fijos de tiempo; se ha considerado para este cálculo, períodos de 10 años. Habrá que realizar pues la conversión que a continuación se indica.
			59	
1948	---	2,200		
			514	
1961	---	2,714		

$$59 \text{ Hab.} \quad \text{---} \quad 8 \text{ años}$$

$$X \quad \text{---} \quad 10 \text{ años}$$

$$X = \frac{59 \times 10}{8} = 74 \text{ Hab.}$$

$$514 \text{ Hab.} \quad \text{---} \quad 13 \text{ años}$$

$$X \quad \text{---} \quad 10 \text{ años}$$

$$X = \frac{514 \times 10}{13} = 395 \text{ Hab.}$$

Luego:	<u>Año</u>	<u>Población</u>	<u>I</u>	<u>AI</u>
	1940	2,141		
			74	
	1950	2,215		321
			395	
	1960	2,505		
			234.5	321

Analizando el proceso de crecimiento como se ha indicado anteriormente,

se tiene :

$$P_{1970} = P_{1960} \pm I \pm AI = 2,505 \pm 235 \pm 321 = 3,061$$

$$P_{1980} = P_{1970} \pm I \pm 2AI = 3,061 \pm 235 \pm 2 \times 321 = 3,938$$

$$P_{1990} = P_{1980} \pm I \pm 3AI = 3,938 \pm 235 \pm 3 \times 321 = 5,136$$

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

$$P_{1993} = P_{1990} \pm 0.31 \pm 3VI = 5,136 \pm 0.3 \times 235 \pm 3 \times 321 = 6,170$$

$$P_{1993} = \underline{6,170 \text{ Habitantes.}}$$

6.- Método de la Parábola de 2do. Grado.- Este método asimila, la variación de la población a una curva de 2do. grado, que es la parábola.

$$Y = A \pm B X \pm C X^2 \text{ ----- (1)}$$

	<u>X</u>	<u>X²</u>	<u>Y</u>
1940	--	--	2,141
1948	8	64	2,200
1961	21	441	2,714

Reemplazando la 1a. hilera de valores en (1), se tiene :

$$2,141 = A \pm B \times 0 \pm C \times 0$$

$$A = 2,141$$

Reemplazando separadamente la 2a. y 3a. hilera en (1), se tiene :

$$2,200 = 2,141 \pm 8 B \pm 64 C \quad (a)$$

$$\underline{2,714 = 2,141 \pm 21 B \pm 441 C} \quad (b)$$

$$59 = 8 B \pm 64 C \quad (a)$$

$$\underline{573 = 21 B \pm 441 C} \quad (b)$$

$$\text{De (a) } B = \frac{59 - 64 C}{8} \quad (d)$$

$$\text{Reemplazando en (b) } 573 = \frac{21 (59 - 64 C)}{8} \pm 441 C$$

$$573 = 155 - 168 C \pm 441 C$$

$$418 = 273 C$$

$$C = 1.53$$

Reemplazando en (d) el valor de C, se tiene :

$$B = \frac{59 - 64 \times 1.53}{8}$$

$$B = 4.87$$

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

Con los valores obtenidos de :

$$\begin{array}{l} A = 2,141 \\ B = -4.87 \\ C = 1.53 \end{array} \quad \text{y para:} \quad \begin{array}{l} X = 53 \\ X^2 = 2,809 \end{array}$$

Reemplazándolos en (1), se tiene :

$$\begin{aligned} Y &= 2,141 - 487 \times 53 + 2,809 \times 1.53 = \\ Y &= 2,141 - 258 + 4,300 = \\ Y &= \underline{6,183 \text{ Habitantes.}} \end{aligned}$$

En el Gráfico siguiente, representa los valores hallados por este método.

7.- Método Comparativo.- Este método consiste en comparar, la forma como han variado otras poblaciones semejantes a la en estudio, tomando como variación para nuestra ciudad, un valor intermedio entre las poblaciones comparadas. Este método de cálculo es gráfico, como se puede apreciar en el dibujo adjunto y dió como resultado para nuestra población de Lurín, en 1993 5,740 Habitantes.

La ciudad de Lurín, en la aplicación de este método se ha comparado con las poblaciones de Cañete y Barranca, cuyos datos censales se dan a continuación :

Año	Cañete	<u>Barranca</u>
1862	1,120	717
1876	1,436	1,619
1918	2,150	2,700
1940	4,794	3,873
1958	7,000	6,000

A continuación, se encuentran los valores obtenidos según los diferentes métodos para la población de Lurín en 1993 :

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

Método Gráfico	: P = 5,500 Hab.
Método Aritmético	: P = 3,643 Hab.
Método Geométrico	: P = 3,730 Hab.
Método Crecimiento Vegetativo	: P = 8,264 Hab.
Método de Incrementos Variables	: P = 6,378 Hab.
Método de Parábola de 2do. Grado	: P = 6,183 Hab.
Método Comparativo	: P = 5,740 Hab.

Sacando el promedio de la población obtenida mediante estos 7 métodos, como se indica a continuación, se ha llegado como conclusión que la población de la ciudad de Lurín en 1993, será de 6,000 habitantes.

$$\text{Promedio} = \frac{P}{7} \text{ (métodos)}$$
$$\text{Promedio} = \frac{39,388}{7} = 5,610$$

Este valor se ha asimilado a los 6,000 habitantes arriba mencionados.

Ecuación de la curva representativa de la variación de la población de Lurín. - La variación de la población, se ha asimilado a una parábola de 2do. grado y su ecuación se ha calculado como se indica a continuación :

	<u>X</u>	<u>X²</u>	<u>Y</u>
1940	0	0	2,141
1961	21	441	2,714
1993	53	2,809	6,000

$$Y = A + B X + C X^2$$

$$A = 2,141$$

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

$$2,714 = 2,141 + 21 B + 441 C$$

$$6,000 = 2,141 + 53 B + 2,809 C ;$$

$$573 = 21 B + 441 C$$

$$3,859 = 53 B + 2,809 C$$

$$B = \frac{573 - 441 C}{21}$$

$$3,859 = \frac{53 (573 - 441 C)}{21} + 2,809 C$$

$$3,859 = 1,450 - 1,115 C + 2,809 C$$

$$2,409 = 1,694 C$$

$$C = 1.43$$

$$B = \frac{573 - 441 \times 1.43}{21}$$

$$B = 2.71$$

Reemplazando valores en (1), se obtiene :

$$Y = \underline{2,141 - 2.71 X + 1.43 X^2}$$

En la hoja siguiente, se puede apreciar el gráfico representativo de la ecuación.

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

ESTUDIO DE LA CAPTACION

En todo proyecto de Abastecimiento de Agua, definir cuál será la fuente de donde se obtendrá el agua es parte fundamental del estudio, pues del comportamiento de esta fuente dependerá que el sistema cumpla con su finalidad, que es satisfacer las necesidades de la población que va a servir.

Es pues necesario, analizar cuidadosamente anotando ventajas y desventajas, todas las formas de captación posibles para luego definirnos por la que nos ofrece cumplir con las exigencias requeridas.

Siendo nuestro problema principal el ubicar una fuente que nos ofrezca agua lo más pura posible en apreciable cantidad, habrá que realizar dentro de este cuidadoso análisis un estudio hidrológico e hidrogeológico de la zona, obteniendo como conclusiones de primer orden, los caudales máximos y mínimos de los cursos de agua existentes, la presencia de agua subterránea, el nivel de dicha napa y sentido del flujo; así como también la existencia de afloramientos de agua, con sus respectivos caudales máximos y mínimos. Se obtendrá en la medida de lo posible, datos estadísticos para preveer y planear el comportamiento de las fuentes.

Luego de esta visión general referente a un estudio sobre la captación, pasaremos al caso específico de la ciudad de Lurín.

El Valle de Lurín, donde se encuentra situada la población del mismo nombre, posee las condiciones físicas que caracterizan a los valles de nuestra costa; es decir, es parte de la cuenca del río Lurín, el que tiene sus nacientes en la Cordillera de los Andes y desemboca al Océano Pacífico; tiene pendientes fuertes en las zonas altas para luego convertirse en casi plano en su zona baja. El río Lurín es un torrente,

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

quiero decir, un río joven de caudal tremendamente irregular, de fuerte pendiente en sus nacientes, bajando éstas en su desembocadura. El área de la cuenca del río es de: 1,671.2 Kms².

Este río es el único curso de agua superficial existente en la zona; para dar una idea de su irregularidad, a continuación indico los caudales límites:

$$Q_{\text{máx.}} = 100 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad Q_{\text{mín.}} = \text{nulo}$$

Sus máximas avenidas, se producen en los meses de verano (Enero, Febrero, Marzo) y su estiaje en la estación de invierno (Abril, Diciembre); debido a su pendiente, posee un poder de arrastre elevado.

Existen en la cuenca del río dos zonas bien definidas, que se denominan cuenca húmeda y cuenca seca. La primera de las nombradas es en la que se producen las precipitaciones que alimentan al río, esta zona es la parte alta de la cuenca (Sierra). La segunda como su nombre lo indica, no aporta caudal al río pues las precipitaciones son ínfimas, se puede considerar nulas; ésta es la parte baja (Costa).

Como se puede deducir de lo expuesto, el caudal variará sólo y exclusivamente de acuerdo a como varía el clima en las partes altas (Sierra de la cuenca).

Con respecto a las aguas subterráneas, se puede decir que si existen en el valle, presentando como particularidad su salinidad; ésta en las zonas aledañas a la población (zona baja), originada entre otros factores por su cercanía al mar.

Por último, en la margen derecha del río Lurín, a 1 Km. más o menos del puente sobre la carretera Panamericana, se encuentran varios manantiales de los cuales el mayor arroja un gasto de 14 lts/seg. y los menores variando de 1 a 4 lts/seg. (estos gastos son en estiaje); el agua que aflora por estos manantiales, se considera de buena calidad.

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

Han sido expuestas, como se puede apreciar, las principales características de las diferentes fuentes de agua.

ESTUDIO DEL AGUA SUPERFICIAL.-

Ahora bien, tomando conciencia de la importancia que tiene en un proyecto de Abastecimiento de Agua, el estudio de las diferentes fuentes y sabiendo que en nuestro país, en gran cantidad de casos, estas fuentes son ríos, expongo a continuación una metodología moderna.

Esta metodología ha sido propuesta por el científico italiano Ing. Alfredo Bandini y denominada "Funciones de Utilización"; el método es aplicable a cursos de agua superficiales. Este estudio tiene el privilegio de haber sido dado a conocer por primera vez, en nuestro país. El Ing. Alfredo Bandini, experto de la CEPAL, en el mejor aprovechamiento del agua, llegó al Perú como asesor del Instituto Nacional de Planificación, exponiendo sus conclusiones en el período de Enero a Agosto de 1964.

Luego de este pequeño prefacio, pasaré a hacer el estudio de las "Funciones de Utilización" para el río Lurín y, lo denominaré como "Apéndice al Estudio de la Captación".

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

APENDICE AL ESTUDIO DE LA CAPTACION

Análisis del Método:

Para el curso de agua en estudio, se elige la estación más significativa teniendo en cuenta su ubicación y el período de observaciones de caudales; los datos básicos considerados, son los caudales diarios y medios mensuales de cada año.

Los módulos mensuales han sido calculados con la fórmula siguiente:

Se atribuye a "Módulo", la significación de media general. Si para una magnitud X , se dispone de n años de observación y si:

$$X_{m.i} \quad \begin{array}{l} (m = 1, 2, 3, \dots, 12) \\ (i = 1, 2, 3, \dots, n) \end{array}$$

es el valor correspondiente a un cierto mes, el módulo del mes genérico m será:

$$X_m = \frac{1}{n} \sum X_{m.i}$$

Aclaremos además, que los máximos y mínimos medios mensuales, son los efectivamente registrados en determinados años y no deben ser confundidos con eventuales promedios de los máximos o mínimos valores mensuales respectivamente, que carecen de real valor estadístico.

Se ha seguido la convención clásica; en este sentido los valores de los caudales específicos indican la eficiencia global de la cuenca hasta la estación considerada y su variación, a lo largo de un cauce, corresponde a la sucesión de áreas más o menos activas, bajo el punto de vista hidráulico. El grado de actividad depende no sólo de las precipitaciones meteóricas (lluvias y nieves), si no también de la presencia de napas subterráneas, alimentadas aguas arriba y con pendientes piezométricas adecuadas para contribuir al escurrimiento superficial. Mientras las pérdidas por filtración desde los

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

cauces hacia las napas, se consideran como un factor negativo. Así mismo, mencionaremos circunstancias debidas a causas artificiales, como son los usos consuntivos y las derivaciones del agua de una cuenca para otra.

No obstante, no podemos olvidar una característica peculiar de las cuencas del Pacífico, esto es, la existencia de una faja costera donde las precipitaciones prácticamente se anulan. Por lo tanto, se considera necesario indicar un valor convencional probable del área húmeda de la cuenca.

Será muy interesante completar el análisis del régimen típico de las cuencas, con la determinación del "flujo meteórico" ó lluvia caída sobre una cierta área.

Indiquemos con h_{i-1} y h_i , las alturas de lluvia a lo largo de las dos isohietas sucesivas $(i-1)$ é i , que abarcan la superficie A_i . El volumen de flujo será:

$$V_i = \frac{1}{2} A_i (h_{i-1} + h_i)$$

Si consideramos una sucesión de isohietas, con alturas de precipitación igual a h_0, h_1, \dots, h_i , respectivamente el volumen total de lluvia caída, entre las isohietas 0 é i , será:

$$\sum_1^i V_i = \frac{1}{2} \sum_1^i A_i (h_{i-1} + h_i)$$

A este volumen total, le haremos corresponder una altura de "flujo meteórico", distribuída sobre la superficie entera que se limita por dichas isohietas:

$$h_i = \frac{1}{2} \frac{\sum_1^i A_i (h_{i-1} + h_i)}{\sum_1^i A_i}$$

Consideremos ahora, una sección fluviométrica s alimentada por una cuenca de superficie A y sean, respectivamente V y h , volumen y altura de flujo, en

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

un cierto plazo de tiempo T . Si indicamos con \bar{Q} el caudal medio que pasa por s en dicho plazo, el volumen escurrido será igual a $\bar{Q} \cdot T$; de suponer este volumen distribuido con uniformidad sobre la superficie A , tendríamos una altura correspondiente:

$$\bar{h}_e = \frac{\bar{Q} \cdot T}{A}$$

Indicaremos como "altura de pérdida aparente h_p ", de la parte de la cuenca limitada por s , la diferencia:

$$h_p = \bar{h}_i - \bar{h}_e$$

y como coeficiente de escorrentía " K_e ", la relación:

$$K_e = \frac{\bar{h}_e}{\bar{h}_i} = \frac{\bar{Q} \cdot T}{\sum_1^i V_i}$$

"Huelga agregar consideraciones sobre lo útil que sería, si pudiéramos disponer de los elementos que acabamos de definir, en diferentes secciones fluviométricas, no solamente para integrar las consideraciones desarrolladas en el párrafo precedente, si no también para calcular con suficiente seguridad, los caudales en otras secciones donde no hayan sido aforados, por criterios de correlación".

Desdichadamente, no será posible proceder a esa categoría de determinaciones, hasta intensificar la red pluviométrica, para poder trazar las isohietas relativas a períodos mensuales, anuales y plurianuales e instalar nuevas estaciones de aforo a lo largo de los ríos y sus afluentes.

Estudio de las Funciones propiamente dichas:

Ahora bien, utilizando las series de Caudales Diarios, se han determinado las funciones siguientes:

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

- a) DURACIONES de los caudales, para los períodos enteros de observación.
- b) DURACIONES de los caudales en cada uno de los meses del año, para los mismos períodos de observación.
- c) CONCENTRACIONES de los caudales, en función de las duraciones.

Caudales MEDIOS UTILIZABLES, Volúmenes NO APROVECHADOS y volúmenes DEFICITARIOS, con función de los respectivos caudales MAXIMOS DERIVABLES, para un determinado aprovechamiento hidráulico. Relaciones entre MEDIAS UTILIZABLES y MAXIMOS DERIVABLES.

A continuación indicaremos las aclaraciones necesarias sobre el cálculo analítico de las funciones mencionadas.

DURACION.-

El concepto estadístico de DURACION, es muy conocido. Consideremos una serie de magnitudes:

$$F_a, F_b, \dots F_i \dots F_n \quad (a)$$

clasificadas en orden decreciente. La duración del valor genérico F_i de la serie, es el número de veces i que la F_i ha sido superado ó igualado y, la relación:

$$\frac{100 i}{n}$$

Se identifica con el "índice de probabilidad".

En el caso que se trata, las magnitudes son los caudales diarios Q relativos a una estación de aforo; el número de veces será entonces, el número de días que constituyen por lo tanto, la unidad de medida del tiempo t .

La preparación de la serie (a), se hace laboriosa cuando n es un número muy grande, como ocurre con la estación considerada en el presente estudio, la que

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

tiene un período de observación de 22 años. No obstante los cálculos pueden ser simplificados por el proceso siguiente:

Elijamos un cierto número de valores:

$$(b) \quad Q_0 > Q_1 > Q_2 > Q_3 > \dots > Q_i \dots > (\text{min. } Q)$$

El primero Q_0 , debe ser un poco inferior al valor max. Q de la serie. Calculemos las "frecuencias":

$$f_1, f_2, f_3, \dots, f_i \dots$$

es decir, el número de valores de caudales (aforados) Q_x , comprendidos en los intervalos limitados por los valores (b). En el intervalo genérico definido por Q_{i-1} y Q_i , se incluyen todos los caudales Q_x satisfaciendo la condición:

$$Q_{i-1} < Q_x < Q_i$$

Es evidente que los valores (b) tienen que ser fijados con el criterio de constituir intervalos, en los que los caudales Q_x se pueden distribuir razonablemente. Examinando las planillas de los caudales diarios, se pueden individualizar las modalidades de variación de los mismos, esto es, las zonas donde se registra menor ó mayor densidad de valores.

La amplitud de los intervalos será inversamente proporcional a dichas densidades, concentrando el mayor número de los mismos en las zonas densas, en las que se procura conseguir la posible uniformidad de distribución.

Los tiempos de DURACION t_i se obtienen sumando progresivamente las frecuencias (b), es decir:

$$t_i = y + \sum_1^i f_i$$

Se refieren por consecuencia, al valor Q_i , límite inferior del intervalo i ésimo. Aclaremos que "y" es el número de veces que se ha registrado el valor Q max., resultando en general $y = 1$. El último intervalo termina con min. Q .

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

CALCULO DE LAS PLANILLAS Y RESUMEN DE LOS GRAFICOS.-

- Como primer paso en el cálculo, se recopila toda información existente sobre el cálculo de los aforos; datos que se obtienen del Departamento de Hidrología de la Dirección de Irrigación del Ministerio de Fomento y Obras Públicas. En las planillas que denominaré 1-a, 1-b, 1-c, se pueden apreciar los promedios de los caudales mensuales y anuales, así como los caudales máximos y mínimos registrados mes a mes en cada año. Promediando las medias correspondientes a cada año se obtiene el módulo anual. Para el río Lurín, el módulo anual en la estación de Manchay (para la que se ha hecho el estudio, ya que no existe otra estación en este río), es de $4.433 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Las planillas que llamo tipo 2-a, 2-b, 2-c, están divididas en meses, reuniendo para cada uno de los mismos, las frecuencias relativas a un período de 10 años. La construcción de estas planillas, las considero fundamentales ya que sobre ellas prácticamente se apoya el resto de los cálculos. En estas planillas como ya se ha explicado, la fijación de los diferentes límites se ha de hacer con mucho cuidado, siguiendo el principio también expuesto, de que los "límites serán inversamente proporcionales a las frecuencias de los caudales". En las planillas de este tipo para el río Lurín, se han considerado 25 intervalos, variando desde un $Q \text{ máx.} = 100 \text{ m}^3/\text{seg}$. hasta un mínimo $Q \text{ mín.} = 0$.

La planilla siguiente a confeccionar que se denominará -3, reúne los caudales con las frecuencias correspondiente a cada planilla 2-a, 2-b, 2-c; así como las frecuencias totales con su % referido al ciclo completo. También figura la duración de cada intervalo, y su % referido al ciclo total.

Con los valores obtenidos se grafica la curva de DURACION, siendo representada en el Gráfico adjunto como una Función $Q(t)$.

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO . RODRIGUEZ LEON

La planilla número -4, enumera las frecuencias por decenios para cada mes y con estos valores se calculan las "duraciones mensuales" que figuran en el Gráfico N. 1.

Finalmente, quiero hacer notar que como comprobación de que el sistema adoptado para simplificar los cálculos, no afecta el grado de precisión de los resultados, se han determinado tanto el módulo anual así como los mensuales mediante la fórmula :

$$\bar{Q} = \frac{1}{T} \int_0^T Q dt$$

chequeándose con los valores hallados analíticamente.

NOTA

La fórmula precedente y las posteriores estarán referidas al Gráfico resumen de las funciones de utilización que se expone a continuación.

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

GRAFICO DE LAS FUNCIONES RESTANTES.-

Gráfico de Concentración:

En la figura resumen de los gráficos, consideremos un cierto caudal Q_1 de duración t_1 . El área :

$$\text{O A B } t_1 \text{ O} = \int_0^{t_1} Q(t) dt = [V_c(t)] \quad t = t_1$$

representa el volumen totalizado con el escurrimiento de los caudales $Q \geq Q_1$ que se concentran en el intervalo de duración t_1 . A este volumen se le denomina Volumen de Concentración. Para graficar la curva se halla otro valor al que llamaremos Relación de concentración, y que es la relación del Volumen de concentración al Volumen total escurrido.

$$K_c = \frac{V_c(t)}{Q \cdot T}$$

Recta de Equidistribución:

La recta de ecuación:

$$e(t) \quad \frac{Q \cdot t}{Q \cdot T} = \frac{t}{T}$$

representa las relaciones de concentración, en el caso de un escurrimiento con el caudal Q constante, como se verificaría si hubiera un embalse, con capacidad suficiente para la regulación total.

También, es conveniente hacer notar que la tangente trigonométrica, en un punto de la curva $K_c(t)$, es proporcional al valor del caudal $Q(t)$ que corresponde a la misma abscisa, sobre la curva de duración, así:

derivando $K_c(t) = \frac{V_c(t)}{Q \cdot T}$ respecto de t , se tiene :

$$\frac{d K_c}{d t} = \operatorname{tg} d(t) = \frac{1}{Q \cdot T} \cdot \frac{d V_c}{d t} = \frac{1}{Q \cdot T} \cdot Q(t)$$

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

CAUDALES : MAXIMO DERIVADO Y MEDIO APROVECHABLE.

VOLUMENES : NO APROVECHABLE Y DEFICITARIO

Fijándonos el valor $Q_1 = Q(t_1)$ como caudal máximo derivable Q_d para un determinado aprovechamiento hidráulico, se tiene:

$$V_{u-1} = \text{Area } O Q_1 B C T O = Q_1 T_1 + \int_{t_1}^T Q dt$$

que representa el volumen total derivado, y la relación:

$$Q_{u-1} = \frac{V_{u-1}}{T}$$

es el CAUDAL MEDIO APROVECHABLE.

Tendremos evidentemente que:

$$\text{para } Q_d = \max. Q \quad Q_{M.A} = \bar{Q}$$

$$\text{para } Q_d = \min. Q \quad Q_{M.A} = \min. Q$$

Es fácil comprender la importancia que tiene este elemento, relacionado con el correspondiente valor del caudal derivable, considerando que de " Q_d ", dependen las dimensiones de las obras necesarias para realizar las instalaciones, mientras que del caudal medio aprovechable " Q_u ", depende el rendimiento funcional y económico del aprovechamiento.

Ahora nuevamente, fijándonos en valor Q_1 del "Caudal máximo derivable en el Gráfico resumen de las funciones:

$$\text{El área } Q_1 A B Q_1 = \int_0^{t_1} Q dt - Q_1 t_1 = V_{per.}$$

representa el Volumen Perdido, esto es no aprovechado.

Volumen Deficitario:

Está representado en el Gráfico resumen por:

$$V_{def.} = B D C B = Q_1 (T - t_1) - \int_{t_1}^T Q dt$$

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

Resulta evidente que para :

$$\begin{array}{l} Q_d > Q_i \\ Q_d < Q_i \end{array}$$

$$V_{\text{per.}} < V_{\text{def.}}$$

$$V_{\text{per.}} > V_{\text{def.}}$$

Esta condición da una buena orientación para limitar la elección de Q_d , cuando se prevee regular los caudales con un embalse, cuya función es recuperar total ó parcialmente $V_{\text{per.}}$ para integrar las deficiencias $V_{\text{def.}}$.

SISTEMA PRACTICO PARA EL DIBUJO DE LAS CURVAS.-

Se sigue un sistema de areado para caudales pre-establecidos, desde 5, 10, 20, 30, 40, 50 ó 100% de Duración. En el diagrama adjunto se puede apreciar para un caudal "Q", las diferentes áreas a determinarse, que son:

c, b, d y f para formar

$$e = d + f$$

$$a = c + b$$

$$g = b + d$$

Con todas estas cantidades se confecciona la planilla N.5.

Con los valores de áreas así halladas se determina:

$$\text{Relación de Concentración} = \frac{b + c}{V_T} = \frac{a}{V_T}$$

$$\text{Caudal medio utilizable} = \frac{b + d}{100} = \frac{g}{100}$$

$$\% \text{ Volumen de deficitario} = \frac{f}{V_T}$$

$$\% \text{ Volumen desperdiciado} = \frac{c}{V_T}$$

El proceso se realiza para cada porcentaje y, como paso siguiente apoyándonos en estos resultados, confeccionamos la planilla N.6. Esta planilla sirve para

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

CONCLUSIONES DE ESTE ESTUDIO

Como factor importante y creo conveniente, resaltar el hecho de que el estudio expuesto se ha realizado en base a los caudales medidos en la sección de aforo cito en la localidad de Manchay. Dista esta localidad del pueblo de Lurín, 14 Kms. (en línea recta). La distancia de la estación fluviométrica al manantial "Conchitas", es de 12 Kms. (siguiendo el curso del río; en este recorrido el agua del río se filtra y evapora en cantidades considerables, siendo el caudal a la altura del manantial muy inferior al medido en Manchay. Estos datos previos son necesarios para las condiciones que a continuación se exponen.

Una obra de Abastecimiento de Agua requiere un comportamiento uniforme, es decir no conciente un desequilibrio en otorgar el servicio, equivale esto a que no es aceptable que funcione el proyecto correctamente el 90%, 80% ó 70% del tiempo para el cual ha sido diseñado, sino el 100% del tiempo, pues se trata de garantizar la salud y el bienestar de seres humanos.

Como se puede observar en el estudio de las funciones de utilización para el río Lurín, el caudal a captarse ó sea el máximo diario (24 lts/seg.), se produce con una duración alrededor del 93%; cantidad muy satisfactoria pero como ya se ha dicho se requiere que tenga el 100% de persistencia, sería pues necesario el regular el caudal del río, para lo cual convendría un represamiento ó derivación de otro río, lo que como se supone resultaría antieconómico dado la pequeñez de la obra que se proyecta. Se suma a esto, el hecho de que se necesitaría una línea de conducción de 14 Kms. para transportar el agua.

Quedaría la posibilidad de realizar la captación aguas abajo de Manchay, así por ejemplo, convendría la captación a la altura del manantial "Conchitas", sería un lugar ideal pues es el punto más cercano al pueblo de Lurín. Pero surge el in

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

conveniente anteriormente descrito, me refiero a la baja del caudal en el río por la gran cantidad de pérdidas, lo que hace bajar la curva de duración considerablemente y el caudal a captarse ya no tendría un 93% de duración, sino un 70% más o menos, lo que no satisface los requerimientos, siendo necesario la regulación cosa nada conveniente por supuesto.

Del análisis precedente se deduce que una captación de aguas superficiales es impracticable por la irregularidad del río.

Resultaría quizás posible, y digo quizás porque habría que realizar un estudio detenido, el captar aguas del río para un abastecimiento integral de varios pueblos y balnearios aledaños, pues ya en una obra de esta magnitud se podría justificar una regulación del río.

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

ESTUDIO DEL AGUA SUBTERRANEA.

Luego del estudio correspondiente a aguas superficiales, pasaremos al estudio del agua subterránea.

El agua Subterránea existe en todo el valle de Lurín, teniendo como particularidad, la de presentarse tanto potable como salobre según sea la zona. Existe agua subterránea potable en las partes altas del valle no así, en las partes bajas cosa desfavorable para la población de Lurín, pues como se encuentra en la parte baja del valle, todos los pozos en un radio de 4 Kms. más o menos alrededor de la ciudad están salados.

Como dato importante se informa que actualmente el pueblo de Lurín, se abastece de agua obtenida de pozos que quedan en Pachacamac. Como se puede deducir de esta información, el captar agua por pozos para abastecer la ciudad de Lurín, puede ser una solución al problema. Además, es necesario hacer notar que como no existe un estudio de agua subterránea no se sabe a ciencia cierta el comportamiento de los pozos.

ESTUDIO DE LAS AGUAS QUE AFLORAN.

Pasaremos ahora a estudiar la otra fuente posible de agua, para la ciudad de Lurín que son las aguas que afloran.

Como ya se ha indicado, existen en la margen derecha del río Lurín varios manantiales; tienen diferentes tamaños sobresaliendo entre ellos, uno que como se ha indicado arroja 14 lts/seg. en época de estiaje, aumentando su gasto en épocas de avenidas; el agua es de muy buena calidad. El manantial se denomina "Conchitas".

El problema estriba en que se necesitan 24.305 lts/seg. y el manantial sólo da 14 lts/seg. (nos ponemos en el caso más desfavorable). Para solucionar el conflicto presentado se ha proyectado un sistema de galerías filtrantes las que completarían el gasto requerido.

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

En resumen existe la probabilidad de captar agua para la ciudad de Lurín empleando el siguiente sistema:

1.- Captación del manantial conchitas 14 lts/seg:

Como el gasto a captarse es el máximo diario, veamos hasta qué año puede el manantial solo abastecer la ciudad de Lurín.

$$\frac{P \times 250 \times 1.4}{86,400} = 14$$
$$P = \frac{14 \times 86,400}{250 \times 1.4} = 3,460 \text{ habitantes}$$

Luego con la población que puede satisfacer el gasto del manantial entramos a la curva representativa de la variación de la población de Lurín y, obtenemos el año 1973. Es decir que el manantial sólo puede abastecer hasta el año hallado.

A partir de este año, se requiere aumentar el gasto en la captación, para lo cual se ha proyectado un sistema de galerías filtrantes.

2.- Red de Galerías :

Estas galerías estarán colocadas en el lecho del río, transversales a este y en las cercanías del manantial Conchitas; su rendimiento se considera de 0.10 litros por segundo por metro lineal de tubería. Se ha asumido este rendimiento por comparación con unas galerías filtrantes que se encuentran en el fondo Villena; en este fundo, existen galerías que arrojan el mismo gasto encontrándose la napa a 2.50 m. de profundidad, el agua obtenida por estas galerías han resultado salobres (informe dado por el Ministerio de Fomento y Obras Públicas).

En consecuencia, el rendimiento adoptado para las galerías del río, están del lado de la seguridad pues la napa de agua en el lecho del río se encuen

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

tra a 1.20 m. de profundidad (informe proporcionado por el Departamento de Aguas Subterráneas del Ministerio de Agricultura) y, su calidad es buena.

En conclusión, se necesitarán $\frac{10 \text{ lts/seg.}}{0.10 \frac{\text{lts} \times \text{seg.}}{\text{m.}}}$ 100 metros de galerías.

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

DISCUSION DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO

Luego de expuestas las particularidades de las fuentes de agua posibles, queda a juicio del proyectista una de las fuentes como solución. Son factores fundamentales de la elección:

- a) Factor económico : es decir, de ofrecer todas las fuentes rendimientos óptimos, el sistema más económico será el mejor.
- b) Factor rendimiento: es decir, que predominará el sistema que ofrezca mejor servicio.

Posibles Soluciones ó Sistemas.-

Analizando las características de las diferentes fuentes se llega a confeccionar el siguiente resumen:

Posibles Sistemas.-

- 1.- Captación de agua subterránea mediante pozos tubulares en la localidad de Pachacamac, distante alrededor de 5 Kms. del pueblo Lurín. Luego transportar el caudal máximo máximo que sería el caudal a captarse hasta el pueblo, pero con una línea de conducción tan larga, la presión de llegada sería insuficiente necesitando una planta de bombeo, para dar la presión requerida.
- 2.- Captación de aguas subterráneas a más ó menos 2 Kms. de Lurín, a una cota semejante al nivel del pueblo Lurín; luego transportada por gravedad y bombeada a un reservorio de regulación, ya que es necesario dar la presión requerida. El gasto a captarse sería el máximo diario, por que la presencia del reservorio serviría para absorber los consumos picos.
- 3.- La tercera posibilidad sería el captar las aguas del manantial Conchitas y completar el máximo diario con las galerías filtrantes como ya se ha indicado anteriormente.

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

Determinación de la Solución.-

Todos los sistemas planteados ofrecen un rendimiento satisfactorio, conclusión a la que hemos llegado comparando, visitando los pozos existentes, afloramientos y consultas con personas del lugar, como es de suponer por el período de explotación de estas fuentes los usuarios han dado una información precisa y digna de toda fé. Queda pues el factor económico como el determinante para escoger un sistema ú otro.

Pasaremos ahora a discutir los sistemas:

- 1.- El primer sistema consiste en la captación del máximo maximorum (53.5 lts/seg.) en los alrededores de Pachacamac mediante pozos, en este caso se proyectan dos pozos ya que por la carencia de estudios sobre agua subterránea, que nos podría asegurar cuál es el gasto a obtenerse, así como que la calidad que en un comienzo fue buena después de un período de explotación no lo sea. En conclusión, dada la inseguridad sobre el comportamiento de la napa se considera que funcionarían dos pozos con sus respectivas plantas de bombeo.
- 2.- El segundo sistema comprende, un costo de planta de bombeo para obtener el agua subterránea, línea de conducción por gravedad de 2 Kms., planta de bombeo al reservorio y el costo de este último. Se captaría el máximo día rio.
- 3.- La tercera posibilidad abarca el costo de una caseta de albañilería para el manantial, un muro de contención para proteger la caseta. Sistema de galerías filtrantes, línea de conducción por gravedad, planta de bombeo y reservorio.

Antes de fijar la solución adoptada, es conveniente notar que en los

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

pozos de la zona baja, cabe la posibilidad de obtener agua salina aunque en el 1er. periodo de explotación no lo sea. Además como se sabe, el mantenimiento de una planta de bombeo eleva los costos tremendamente, por combustible etc.

En fin la solución adoptada es la que corresponde a la "tercera posibilidad". A continuación se expone el Gráfico producto del análisis económico de cada sistema, el que da como la solución más económica a la tercera posibilidad.

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

Acotación Referente a la Ventaja que supone el hecho de escoger como Solución, el Tercer Sistema.-

Para el cálculo de la población futura de la ciudad de Lurín, se ha considerado un censo extra ó si se quiere decir, ficticio (ver estudio de la población) puesto que solo existen 2 censos reales para la ciudad, el de 1940 y el de 1961, siendo como se sabe insuficientes.

El censo considerado como se ha podido apreciar es para 1948 y se ha asumido una población de 2,200 habitantes.

Se asumió el número de habitantes indicado, para que la población aparente estar en un período de crecimiento más ó menos acelerado y así colocarnos, dentro de la seguridad. Aunque en la realidad, como se puede observar en los censos habidos (Año 1940 = 2,141 habit. - Año 1961 = 2,714 habit.), la población aumenta a razón de 573 habit. en 21 años.

La población de Lurín en síntesis, tiende a mantenerse constante. Es producto de este estancamiento la cercanía a la capital del país, la que como es conocido ofrece mayor oportunidad de ocupación, mejores salarios, mayores distracciones. Todos estos factores anotados producen la inmigración del poblador de Lurín, esto se ha reflejado en las estadísticas realizadas.

También es conveniente agregar que se han instalado dos nuevas industrias relativamente cerca a Lurín que son: la "Fábrica de ladrillos calcareos" y la "Refinería Conchán", que lógicamente servirán como aliciente para que la población tienda a establecerse en su pueblo.

En conclusión, se ha definido la población de Lurín en 6,000 habitantes, previendo los factores antes expuestos para de esta manera, colocarnos dentro del

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

plano conservador. Entonces como se ha visto ya, el manantial Conchitas podrá satisfacer él solo, mayor número de años las necesidades de Lurín.

Como dato importante, se anota que los pobladores de algunas zonas de Pachacamac, se sirven del manantial Conchitas para obtener agua que usan en su servicio doméstico. Al efectuarse este proyecto no se perjudicará a esta gente, pues existen otros manantiales más pequeños en las cercanías del puquio "Conchitas", de donde pueden obtener el agua necesaria para ellos.

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

OBRAS DE CAPTACION - LINEA DE CONDUCCION - RESERVORIOS

Ya escogido nuestro sistema de captación, pasaremos al cálculo y diseño de sus estructuras, tuberías etc. que corresponden a dicho sistema.

Detalle de la Captación y Obras que comprende :

1.- Obras de la captación propiamente dichas:

- a) Captación del manantial Conchitas
- b) Galerías Filtrantes.

Se ha proyectado reunir el agua proveniente del manantial y de las galerías en un pozo colector de donde partirá la línea de conducción.

Descripción de los puntos a y b :

- a) Para tomar el agua del manantial "Conchitas", se ha diseñado una caja de concreto armado la cual se empotrará en el cerro. Sus dimensiones serán : 1.50 m. x 1.50 m. en la base, por 1.80 m. de alto; he creído conveniente profundizar la caja 0.50 m. ya que el manantial se encuentra casi al mismo nivel del cauce del río.

La caja de concreto llevará dentro dos compartimentos:

- Uno de embalse, con una sección de 1.00 m. x 1.50 m. De esta zona partirá la tubería conduciendo el agua hacia el pozo colector, dicho pozo colector se encuentra en la margen izquierda del río. La tubería irá enterrada en el cauce del río a 0.50 m. de profundidad, será de Eternit, como es de suponer este compartimiento dará cara al manantial; también tendrá su tubería de rebose.
- El otro compartimento de la caja medirá 0.50 m. x 1.50 m. y, será libre con una entrada en la parte superior para las personas en-

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

cargadas de la conservación y mantenimiento; también se encontrará en estas zonas, las válvulas controladoras del gasto en la tubería de conducción al pozo colector .

En los esquemas adjuntos se podrá apreciar las obras descritas con mayor detalle.

- b). El sistema de galerías filtrantes constará de 3 hileras cada una de las cuales, tendrá su pozo colector en la margen izquierda del río, quiere decir que la pendiente de las tuberías será en ese sentido para favorecer el movimiento del agua. Los pozos colectores de cada hilera de galerías estarán a su vez unidos por un colector que se desembocará en la caja que recoge las aguas del manantial Conchitas. De este punto comenzará la línea de conducción, la cual transportará el agua hacia la bomba, que a su vez la impulsará al reservorio. Las hileras de galerías serán cada una de 40 metros, sobrepasándonos como se puede ver, en 20 m., con respecto al metraje calculado anteriormente, pero los colocamos como seguridad.

La línea de conducción será de tubería Eternit de diámetros 8" con cajas rompe presiones, ubicadas en puntos adecuados, esta tubería terminará en la planta de bombeo y, a su vez ésta será la encargada de llevarla al reservorio.

Surge en este instante un nuevo problema, siempre en el aspecto económico pues habrá que escoger cuál de todos los sistemas posibles de bombeo es el óptimo.

El balance a realizarse girará en base a costo de bombeo y costos de embalse. A esta parte del estudio la denominaré "discusión del Sistema Impulsión y Embalses".

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

CALCULO DE LOS DRENES

De acuerdo a experiencias y pruebas, la velocidad de ingreso del agua en un dren debe ser alrededor de 5 cms/seg.

El caudal que se debe captar es de 0.10 lts/seg/m. de tubería.

Cálculo del área total de ingreso que debe haber por metro de dren:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.10 \text{ dm}^3/\text{seg.}}{5 \text{ cm}/\text{seg.}} = \frac{100 \text{ cm}^3/\text{seg.}}{5 \text{ cm}/\text{seg.}} = 20 \text{ cm}^2.$$

Luego el número de perforaciones en 1 metro de dren será:

Usando perforaciones de 1" de diámetro.

$$N \times \frac{\pi (2.54)^2}{4} = 20$$

$$N = \frac{80}{20.1} = 4 \text{ perforaciones}$$

Es decir, que en un metro estarán a 0.25 m. de distancia cada uno.

Pero como los tubos son de 4 metros, habrán por dren 15 perforaciones a 0.25 m. de distancia cada uno. Además, las perforaciones se harán alternativamente a cada lado del tubo y con un ángulo de 45° a partir del centro del tubo.

ESTUDIO DEL SISTEMA
IMPULSION - EMBALSES

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

Discusión del Sistema Impulsión y Embalses.-

He considerado ocho sistemas, los cuales dependen fundamentalmente del número de horas de bombeo, y digo que dependen de las horas de bombeo, porque el volumen de almacenamiento de los reservorios que son el complemento del conjunto, sólo son función exclusiva del tiempo de bombeo. Además, cabe anotar que no se ha considerado la posibilidad de un reservorio elevado, porque a todas luces, la solución es idéntica a la 1ra. posibilidad y, no llega a competir económicamente con ésta.

Es pues necesario, conocer la variación de consumo en el día máximo y como consecuencia el "Diagrama Masa"; este diagrama como es sabido nos proporcionará el volumen de embalse, para cualquier número de horas de bombeo.

NOTA: Las variaciones de consumo que abajo se indican, han sido asimiladas al pueblo de Lurín por carecer esta ciudad de Información Estadística. Los valores son aproximados a los de otras ciudades con características parecidas.

Variación del Consumo en el Día Máximo

Horas	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
% Día Máximo	20	40	50	100	140	220	160	130	140	130	50	20

Dotación = 250 lts/hab/día.

Caudal promedio en el día máximo = 24.305 lts/seg.

Caudal máximo horario = 53.5 lts/seg.

Volumen Consumido en el día máximo = $250 \times 6,000 \times 1.4 = 2,100 \text{ m}^3$

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

Cuadro Resumen para el Dibujo del Diagrama Masa :

Horas	Día Máximo	Volumen Consumido cada 2 h. (m ³)	Volumen Acumulado (m ³)
2	0.20	35.0	35.0
4	0.40	70.0	105.0
6	0.50	87.5	192.5
8	1.00	175.0	367.5
10	1.40	245.0	612.5
12	2.20	385.0	997.5
14	1.60	280.0	1,277.5
16	1.30	227.5	1,505.0
18	1.40	245.0	1,750.0
20	1.30	227.5	1,977.5
22	0.50	87.5	2,065.0
24	0.20	35.0	2,100.0

Para el gráfico del diagrama masa, en el eje de abcisas se han colocado las horas y, en el de ordenadas el volumen acumulado.

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

CUADROS ECONOMICOS ↓-

El costo de un reservorio apoyado está calculado actualmente en S/. 600 por m³.

El costo de la impulsión comprende:

- Costo tubería
- Costo bomba
- Costo combustible

El costo inicial está constituido por :

- Costo tubería
- Costo bomba
- Costo cisternas
- Intereses del monto inicial.

A continuación se presentan los cuadros económicos:

Cuadro de Capacidad y Costo del Reservorio Elevado.-

Los volúmenes han sido obtenidos del diagrama masa.

Posibilidad	Volúmen (m ³)	Costo Unitario	Costo Total
1°	570.0	S/. 600	342,000
2°	297.5	600	178,500
3°	309.1	600	185,460
4°	227.5	600	136,500
5°	315.0	600	189,000
6°	542.5	600	325,500
7°	962.5	600	430,500
8°	1,207.5	600	577,200

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

Como se puede deducir del análisis de producción y consumo, es necesario la presencia de una cisterna almacenadora en la planta de bombeo, que tendrá la función de guardar el agua que se capta en las horas que la bomba no funciona.

A continuación su cuadro económico :

Cuadro de Capacidad y Costo de la Cisterna

Posibilidad	Volumen (m ³)	Costo Unitario	Costo Total
1°	-----	S/. 600	---
2°	4h. x 24.3 x 3.6 = 349.92	600	209,952
3°	6h. x 24.3 x 3.6 = 524.88	600	314,928
4°	8h. x 24.3 x 3.6 = 699.84	600	419,904
5°	10h. x 24.3 x 3.6 = 874.80	600	524,880
6°	12h. x 24.3 x 3.6 = 1,049.76	600	629,856
7°	14h. x 24.3 x 3.6 = 1,224.72	600	734,832
8°	16h. x 24.3 x 3.6 = 1,399.68	600	839,808

S.U.A.P.R.O.-----R.E.S.U.M.E.N

Posibilidad	Horas	Costo Tubería	Costo Bomba	Costo Reservorio	Costo Cisterna	Costo Inicial	Costo del Combustible A los 15 Años	Costo a los 15 Años
1	24h	16,500	78,100	342,000	---	436,600	279,225	715,825
2	20h	16,500	83,900	178,500	209,952	488,852	273,750	762,602
3	18h	19,500	83,900	185,460	314,928	603,788	264,853	868,641
4	16h	19,500	83,900	136,500	419,904	659,804	251,850	911,654
5	14h	19,500	93,800	189,000	524,880	827,180	239,805	1'066,985
6	12h	42,000	108,000	325,500	629,856	1'105,356	229,950	1'335,306
7	10h	42,000	108,000	430,500	734,832	1'315,332	220,095	1'535,427
8	8h	42,000	108,000	577,200	839,808	1'567,008	220,095	1'787,103

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

Tomando como base el Cuadro Resumen, pasamos a dibujar las curvas representativas de los costos año a año para cada sistema.

Cada curva partirá de un punto denominado costo inicial, é irá variando en forma de recta, debido al consumo de combustible que es constante. Es necesario recalcar que la 1ra. y 2da. posibilidad contemplan un cambio de equipo cada 10 años, debido al desgaste de las máquinas. La 3ra. y 4ta. posibilidad debido al ciclo de bombeo más cómodo, su cambio de equipo se realizará a los 15 años (contempla un solo cambio). La 5ta. 6ta. 7ma. y 8va., no contemplan cambio de equipo. Este período de duración de las máquinas han sido fijados por los distribuidores de las mismas, habiéndose empleado un criterio conservador a su manera de ver.

Después de los escalones que sufren las curvas debido al cambio de equipo, vuelven a crecer en forma constante hasta su punto final, que corresponde a los 30 años ó sea al período de diseño. El gráfico se muestra a continuación.

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

CONCLUSIONES.-

Del gráfico anterior, se deduce que la solución óptima es la 1ra., que fija un tiempo de bombeo continuo ó sea las 24 horas del día.

Lógicamente, le corresponde a esta solución un solo reservorio, que tendrá una capacidad de 560 m^3 y, estará íntegramente apoyado en el terreno.

ESPECULACIONES SOBRE EL FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA .

Como el tiempo de bombeo es continuo durante las 24 horas y pueda parecer un trabajo excesivo, se puede realizar para prolongar la vida de las máquinas, un trabajo coordinado con dos bombas, digamos que puede funcionar una 3 días seguidos y la otra, otros 3; inclusive podría hacerse trabajar 12 horas cada bomba manteniéndose la tercera que debe comenzar a funcionar (teóricamente a los 20 años) como repuesto. Es decir, que se puede coordinar el trabajo para obtener ventajas en la duración. Lo que si sucedería, es la necesidad de otro motor pero dada la ventaja en cuestión económica de la 1ra. posibilidad sobre su contendora más cercana que es la segunda, siempre continúa la 1ra. como la mejor. (El último acápito funcionaría si con la 2da. posibilidad no se hace la coordinación mencionada, pues de lo contrario la ventaja económica de la 1ra. posibilidad seguiría invariable).

El definir la coordinación está supeditado a las condiciones económicas y comerciales en el momento de ejecutarla; a mi parecer, forma técnicamente es correcta.

NOTA : En los planos correspondientes a la descripción del sistema Impulsión-Embalses, se ha colocado una sola bomba con su motor, de suceder la coordinación, sólo habría que conectar el tubo de impulsión con los dos de impulsión que salen de cada bomba con un accesorio "Y" y, dos válvulas compuerta para

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

poder aislar la bomba que se desee .

A continuación, se presenta un esquema de lo explicado :

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

D I S E Ñ O

R E S E R V O R I O S

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

CALCULO DEL RESERVORIO ELEVADO

Dimencionamiento del Reservoirio .-

$$V = 560 \text{ m}^3$$

De acuerdo a recomendaciones de los calculistas, la relación:

$$\frac{H}{D} = 0.4 \quad H = 0.4 D$$

Luego :

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \times H$$
$$560 = \frac{\pi D^2}{4} \times 0.4 D$$

$$D^3 = \frac{4 \times 560}{0.4 \times \pi} = 1,790$$

$$D = \sqrt[3]{1,790} = 12.1$$

Asumimos :

$$D = 12.0 \text{ m.}$$

Entonces :

$$560 = \frac{\pi \times 12^2}{4 \pi} \times H$$

$$H = \frac{4 \times 560}{144 \times \pi} = 5.05 \text{ m.}$$

Las dimensiones serán :

$$D = 12.0 \text{ m.}$$

$$H = 5.05 \text{ m.}$$

$$f = 0.30 \text{ m. (asumido)}$$

Cálculo del Reservoirio :

$$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_t = 0.1 f'_c = 17.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 12$$

$$f_s = 1,070 \text{ Kg/cm}^2$$

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

Fórmula que da la sección del concreto para que no se produzcan rajaduras en el concreto :

$$A_g = \left[\frac{1}{f'_t} - \frac{n-1}{f_s} \right] \times T = \left[\frac{1}{17.5} - \frac{12-1}{1,070} \right] \times T = 0.0468 T$$

Fórmula que da la tensión en cualquier punto de la pared del reservorio :

a.- Primera Faja : Faja de 1 metro partiendo del fondo.

$$T = \frac{1,000 \times 5.05 \text{ m.} \times 12.0}{2} = 30,300 \text{ Kg}$$

$$A_g = 0.0468 \times 30,300 = 1,420 \text{ cm}^2$$

$$e \times 100 = 1,420$$

$$e = 14.20 \text{ cm}^2; \text{ éste sería el espesor mínimo necesario para que}$$

no se agriete el concreto. Para el presente diseño, se ha considerado un $e = 20 \text{ cm.}$

teniendo en cuenta los recubrimientos mínimos.

$$T = f_s \times A_s$$

$$A_s = \frac{T}{f_s} = \frac{30,300}{1,070} = 28.4 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Empleando } \varnothing 3/4'' \quad s = \frac{2.84}{28.4} \times 100 = a \quad 10.0 \text{ cm.}$$

$$\text{Empleando } \varnothing 1'' \quad s = \frac{5.10}{28.4} \times 100 = a \quad 18.0 \text{ cm.}$$

Longitud de Empalme :

$$l = \frac{f_s \times a}{A_u} = \frac{1,070 \times 2.54}{4 \times 0.05 \times 175} = \frac{1,070 \times 2.54}{35.0} = 80 \text{ cm.}$$

Area de Acero Vertical :

$$A_{sV} = 0.0025 \times b \times e$$

$$e = 20 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$A_{sV} = 0.0025 \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

Empleando \emptyset 5/8" $s = \frac{1.98}{5} \times 100 = a$ 40 cm.

Armadura Vertical para absorber los Momentos Negativos que se generan en la parte baja de la pared.

1er. Criterio:

$$M = \frac{1}{6} q l^2 = \frac{1}{6} \times 30,300 \times 5.05^2 = 129,000 \text{ Kg-m}$$

$$A_{sM} = \frac{M}{f_s j d} = \frac{129,000}{1,070 \times 0.866 \times 15} = \frac{129,000}{13,850} = 9.3 \text{ cm}^2$$

2do. Criterio:

$$A_{sM} = A_{sV} = 5.0 \text{ cm}^2$$

Logicamente tomaremos : $A_{sM} = 9.3 \text{ cm}^2$

Tomando \emptyset 5/8" $s = \frac{1.98}{9.3} \times 100 = a$ 20 cm.

b.- Segunda Faja: Faja de 1 m. a continuación de la primera.

$$T = \frac{1,000 \times 4.05 \times 12}{2} = 24,300 \text{ Kg.}$$

$$A_g = 0.0468 \times 24,300 = 1,140 \text{ cm}^2$$

$$e \times 100 = 1,140$$

$$e = 11.4 \text{ cm}^2$$

$$T = f_s \times A_s \quad A_s = \frac{24,300}{1,070} = 22.8 \text{ cm}^2$$

Empleando \emptyset 1" $s = \frac{5.10}{22.8} \times 100 = a$ 22 cm.

Longitud de Empalme :

$$l = \frac{f_s \times a}{4_u} = \frac{1,070 \times 2.54}{35} = 80 \text{ cm.}$$

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

Area de Acero Vertical :

$$A_{sV} = 0.0025 \times b \times e = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5 \text{ cm}^2$$

Empleando $\emptyset 5/8''$ $s = \frac{1.98}{5} \times 100 = a 40 \text{ cm.}$

c.- Tercera Faja : 1 m. a continuación de la anterior y, a 3.05 m. de la superficie.

$$T = \frac{1,000 \times 3.05 \times 12}{2} = 18,300$$

$$A_g = 0.0468 \times 18,300 = 857 \text{ cm}^2$$

$$e \times 100 = 857$$

$$e = 8.57 \text{ cm.}$$

Se ha fijado como espesor en la cúspide de la pared (o sea el mínimo) 20 cms. por razones de recubrimiento y por la vigueta que irá en este punto. Luego en esta faja, aunque el espesor necesario es menor, se tendrá también un $e = 20 \text{ cms.}$

$$A_s = \frac{18,300}{1,070} = 17.1 \text{ cm}^2$$

Empleando $\emptyset 1''$ $s = \frac{5.10}{17.1} \times 100 = a 30 \text{ cm.}$

Longitud de Empalme :

$$l = \frac{f_s \times a}{4_u} = \frac{1,070 \times 2.54}{35} = 80 \text{ cm.}$$

Area de Acero Vertical :

$$A_{sV} = 0.0025 \times b \times e = 5.0 \text{ cm}^2$$

Empleando $\emptyset 5/8''$ $s = \frac{1.98}{5} \times 100 = a 40 \text{ cm.}$

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

d.- Cuarta Faja :

Situada a 2.05 m. del nivel del agua.

$$T = \frac{1,000 \times 2.05 \times 12}{2} = 12,300 \text{ Kg.}$$

$$A_g = 0.0468 \times 12,300 = 575 \text{ cm}^2$$

$$e \times 100 = 575$$

$e = 5.75$ pero como ya hemos dicho, el espesor sera de
 $e = 20 \text{ cms.}$

$$A_s = \frac{12,300}{1,070} = 10.5 \text{ cm}^2$$

Empleando $\emptyset 1''$ $s = \frac{5.10}{10.5} \times 100 = a 50 \text{ cm.}$

Longitud de Empalme :

$$l = \frac{f_s \times a}{4_u} = \frac{1,070 \times 2.54}{35} = 80 \text{ cm.}$$

Area de Acero Vertical :

$$A_{sV} = 0.0025 \times b \times e = 5.0 \text{ cm}^2$$

Empleando $\emptyset 5/8''$ $s = \frac{1.98}{5} \times 100 = a 40 \text{ cm.}$

e.- Quinta Faja : Situada su parte baja a 1.05 de la superficie (es la última faja).

$$T = \frac{1,000 \times 1.05 \times 12}{2} = 6,300 \text{ Kg.}$$

$$A_g = 0.0468 \times 6,300 = 295 \text{ cm}^2$$

$$e \times 100 = 295$$

$e = 2.95 \text{ cm.}$ el cálculo se realiza como control, porque el es-
pesor mínimo es de 20 cms.

$$A_s = \frac{6,300}{1,070} = 5.9 \text{ cm}^2$$

Empleando $\emptyset 3/4''$ $s = \frac{2.84}{5.9} \times 100 = a 48 \text{ cm.}$

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

Longitud de Embalse :

$$l = \frac{f_s \times a}{4_u} = \frac{1,070 \times 1.91}{35} = 60 \text{ cm.}$$

Area de Acero Vertical :

$$A_{sV} = 0.0025 \times 0.20 \times 100 = 5.0 \text{ cm}^2$$

Empleando $\emptyset 5/8''$ $s = \frac{1.98}{5} \times 100 = a 40 \text{ cm.}$

Refuerzo en el Chaflán :

$$A_{sCH} = A_{sV} \sqrt{2} \quad A_{sCH} = 5 \sqrt{2} = 7.05 \text{ cm}^2$$

Empleando $\emptyset 1/2''$ $s = \frac{1.27}{7.05} \times 100 = a 18.0 \text{ cm.}$

Cálculo de la Base.-

La base del tanque trabajará íntegramente a compresión. Llevará una armadura mínima de acuerdo al reglamento; y su espesor también será calculado conforme a las pautas dadas por el reglamento.

a.- Espesor de la base :

$$e = \frac{h_{\text{agua}}}{40} \pm 1'' = \frac{505}{40} \pm 1'' = 12.6 \pm 2.54 = 15.14$$

$$e = \frac{\text{Perímetro Base}}{180} = \frac{2 \pi \times 600}{180} = 20 \text{ cm.}$$

Tomamos por seguridad el mayor $e = 20 \text{ cm.}$

b.- Armadura :

$$A_s = 0.002 \ b \times d = 0.002 \times 100 \times 15 = 3 \text{ cm}^2$$

$$d = e - 5 = 15 \text{ cm}^\circ$$

Empleando $\emptyset 1/2''$ $s = \frac{1.27}{3} \times 100 = a 42.4 \text{ cm.}$

Será una malla, quiero decir la misma armadura en los dos sentidos.

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

CALCULO DE LA TAPA DEL RESERVORIO

Será tipo cúpula y, sus dimensiones serán :

$$\frac{f}{D} = 0.13$$

$$f = 0.13 \times 12 = 1.56$$

Asumimos $f = 1.60 \text{ m.}$

$$R = 0.5 \frac{c^2 + f^2}{f}$$

$$R = 0.5 \times \frac{6^2 + 1.6^2}{1.60} = 0.5 \times \frac{36 + 2.56}{1.60} = 0.5 \times \frac{38.56}{1.60} = 12 \text{ m.}$$

Area del Casquete del Techo :

$$A = 2 \pi R f = 2 \pi \times 12 \times 1.6 = 6.28 \times 12 \times 1.6 = 121 \text{ m}^2$$

Peso propio del Casquete por m^2 ----- $2,400 \times 0.10 = 240 \text{ Kg/m}^2$

(Suponiendo $e = 10 \text{ cm.}$)

$$\text{Sobrecarga : } \text{-----} = \frac{100 \text{ Kg/m}^2}{q = 340 \text{ Kg/m}^2}$$

$$Z = A \times q$$

$$Z = 121 \times 340 = 41,100 \text{ Kg.}$$

Carga vertical que transmite el casquete :

$$P = 0.5 \frac{Z}{\pi C} = 0.5 \times \frac{41,100}{\pi \times 6} = \frac{41,100}{37.6} = 1,090 \text{ Kg. por metro}$$

Compresión en el hormigón por la tensión tangencial de la Fuerza T :

$$E = \frac{P (R - F)}{C} = \frac{1,090 (12 - 1.6)}{6} = \frac{1,090 (10.4)}{6} = 1,890 \text{ Kg.}$$

$$T = \frac{1,890 \times 12}{6} = 3,780 \text{ Kg.}$$

$$C = \frac{3,780}{100 \times 15} = \frac{3,780}{1,500} = 2.5 \text{ cm.}$$

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

Según reglamento, el espesor mínimo = 6 cms.

Luego tomamos : $e = 6$ cms.

Armaduras :

a.- Sección de la armadura que forma las directrices del Casquete :

$$A_s = \frac{P}{T_f} = \frac{1,090}{1,070} = 1.02 \text{ cm}^2 \text{ por metro de desarrollo del Casquete.}$$

Armadura mínima, según reglamento para absorber los esfuerzos de temperatura y retracción de fragua :

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 6 = 1.2 \text{ cm}^2 \text{ por metro}$$

$$\text{Tomamos : } A_s = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Empleando } \varnothing 1/4'' \quad s = \frac{0.32}{1.2} \times 100 = 26.6 \text{ cm.}$$

b.- Armadura que forma las generatrices. Absorberá los esfuerzos de temperatura y retracción de fragua.

$$A_s = 0.002 \times 100 \times b = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Empleando } \varnothing 1/4'' \quad s = \frac{0.32}{1.20} \times 100 = a \ 26.6 \text{ cm.}$$

c.- Viga Casquete -Techo : Siendo E el empuje horizontal por metro, éste origina en la viga una tensión de :

$$W = E \times C \quad (\text{Kg})$$

$$W = 1,890 \times b = 11,340 \text{ Kg.}$$

Sección de la armadura :

$$A_s = \frac{W}{t_f} = \frac{11,340}{1,070} = 11.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Empleando } \varnothing 3/4'' \quad N = \frac{11.6}{2.84} = 4 \text{ fierros}$$

Luego la Viga llebará : 4 fierros 3/4''

SISTEMA DE DISTRIBUCION

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

ADUCCION Y RED DE DISTRIBUCION

Esta parte del proyecto comprende el cálculo de diámetros, caudales y presiones a que va estar sometida la red, así como la cota que ha de tener el agua en el reservorio para satisfacer las presiones requeridas.

En el cálculo de la aducción, sí, a diferencia del de la conducción, habrá de considerarse el caudal máximo que demandará la población y se diseñará de tal manera, que funcione la red óptimamente en dicho instante. (el de máximo requerimiento).

Como un paso previo al cálculo propiamente dicho de la red, se deberá de finir lo siguiente :

1) Area de expansión futura de la ciudad, dependiendo esta expansión fundamentalmente de la topografía del sitio; en segundo lugar, por la ubicación de un centro industrial; en tercer lugar, por la instalación de algún centro cívico ú apertura de oficinas estatales etc. En resumen se debe tener el plano de la ciudad con sus calles bien definidas tanto actuales como futuras.

2) Trazo de la red sobre el plano de la ciudad, comprendiendo entonces las tuberías matrizes como las de relleno. Este trazo no lo rige ninguna ley matemática, más bien se hace a criterio del proyectista pero tratando que cada tramo de matriz, abastezca una área similar a la que abastecen los demás.

Una vez ubicadas en la ciudad las tuberías por calcular, que son las matrizes, se determinará el Q de la aducción.

3) Luego el $Q_{\text{aducción}}$, será el último dato que se necesite para iniciar el cálculo. Este gasto como hemos dicho, es la máxima solicitud de la ciudad.

Es pues necesario como hemos visto, realizar el levantamiento a curvas de nivel de la ciudad y alrededores; este plano deberá ser confeccionado a la escala

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

más o menos de 1 : 5,000 y curvas cada metro.

A continuación, haré un análisis de lo anteriormente dicha para el caso de el presente proyecto.

Del Ministerio de Fomento y Obras Públicas, se obtuvo el plano a curvas de nivel de la población de Lurín a escala 1 : 2,000. Sobre este plano se trazaron las áreas de expansión, las cuales se han considerado uniformes a todo lo largo del perímetro de la ciudad, puesto que no existe ni se prevee algún factor determinante para que la población se extienda en alguna dirección. En seguida hemos trazado las matrizes y las tuberías de relleno.

Y como última condición para entrar al cálculo de la red, se ha valorizado el Q de aducción como ha continuación expongo.

CALCULO DEL GASTO DE DISEÑO.-

En el cálculo del gasto de diseño, he realizado las siguientes consideraciones :

El gasto de diseño teórico sería, el gasto máximo maximorum más el gasto por incendio, pero como el hecho de que suceda ó se necesite este gasto es una probabilidad muy remota, ya que ésto supone que en un año se produzca el incendio el día máximo de este año y en la hora de máximo consumo de ese día, adoptaremos el mayor de los gastos que nos resulten de las siguientes posibilidades :

$$1ra. Posibilidad : Q_{\text{diseño red}} = Q_{\text{máximo diario}} + Q_{\text{incendio}}$$

$$2da. Posibilidad : Q_{\text{diseño red}} = Q_{\text{máximo maximorum}}$$

Pasaremos pues al cálculo :

$$\underline{\text{Datos}} : P = 6,000 \text{ Hab.}$$

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

$$\text{Dot} = 250 \text{ lit/diario/Hab.}$$

$$\text{Máximo diario} = 1.4$$

$$\text{Máximo horario} = 2.2$$

$$Q_{\text{máx. diario}} = 24.305 \text{ lit/seg.}$$

$$Q_{\text{máx. max.}} = 24.305 \times 2.2 = 53.5 \text{ lit/seg.}$$

$$\text{Caudal por grifo} = 10 \text{ lit/seg.}$$

$$\text{Número de grifos que funcionan simultáneamente.} \quad N = F \sqrt{P}$$

$$F = \text{Constante para el Perú.} \quad F = 1$$

$$P = \text{Población en miles}$$

$$N = 1 \sqrt{6} = 2.4$$

Se puede asumir 2 grifos pero como seguridad se toma : $N = 2.4$

Luego el gasto por incendio será :

$$Q = 10 \times 2.4 = 24 \text{ lit/seg.}$$

Entonces :

$$1\text{ra. Posibilidad} : Q_{\text{diseño red}} = 24.305 + 24 = 48.3 \text{ lit/seg.}$$

$$2\text{da. Posibilidad} : Q_{\text{diseño red}} = 24.305 + 2.2 = 53.5 \text{ lit/seg.}$$

Como conclusión, deducimos que el gasto con que se diseñará la red será :

$$Q_{\text{diseño red}} = 53.5 \text{ lit/seg.}$$

CALCULO DEL AREA TOTAL A SERVIR.-

Para el cálculo del área, se dividió toda la superficie en triángulos parciales, ya que resulta más exacto que usar planímetro.

$$\text{Primer Triángulo} : A_1 = \left(\frac{907 \times 256}{2} \right) = 116,096 \text{ m}^2.$$

$$\text{Segundo Triángulo} : A_2 = \left(\frac{907 \times 606}{2} \right) = 274,821 \text{ m}^2.$$

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

$$\text{Tercer Triángulo : } A_3 = \frac{845 \times 118}{2} = 49,855 \text{ m}^2.$$

$$\text{Area Total : } 440,772 \text{ m}^2.$$

$$\text{Area Total : } 44.077 \text{ Has.}$$

CALCULO DEL COEFICIENTE O CAUDAL POR HECTAREA.-

Este coeficiente es igual al caudal de diseño entre el número a Q- Has., por servir con dicho caudal.

$$C = \frac{53.5}{44.077} = 1.205 \text{ lit/seg/Ha.}$$

CALCULO DE LAS AREAS DE INFLUENCIA DE CADA RAMAL.-

Al igual que para el cálculo del área total de la ciudad, se ha dividido las áreas parciales de cada ramal en triángulos para así, tener mayor exactitud.

RAMAL C-D :

$$A = \frac{684 \times 187}{2} + \frac{584 \times 144}{2} + \frac{530 \times 102}{2} + \frac{418 \times 38}{2} = 14.097 \text{ Há.}$$

RAMAL B-C :

$$A = \frac{465 \times 114}{2} + \frac{190 \times 271}{2} + \frac{292 \times 75}{2} = 6.32 \text{ Hás.}$$

RAMAL A-B :

$$A = \frac{362 \times 27}{2} + \frac{410 \times 85}{2} + \frac{371 \times 112}{2} + \frac{412 \times 115}{2} = 6.674 \text{ Hás.}$$

RAMAL A-F :

$$A = \frac{230 \times 59}{2} + \frac{256 \times 112}{2} + \frac{307 \times 106}{2} = 3.741 \text{ Hás.}$$

RAMAL F-E :

$$A = \frac{391 \times 52}{2} + \frac{303 \times 118}{2} + \frac{303 \times 87}{2} = 4.1212 \text{ Hás.}$$

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

RAMAL D-E :

$$A = \frac{445 \times 62}{2} + \frac{445 \times 68}{2} + \frac{237 \times 112}{2} = 4.499 \text{ Hás.}$$

RAMAL E-B :

$$A = \frac{292 \times 73}{2} + \frac{292 \times 134}{2} + \frac{219 \times 142}{2} = 4.577 \text{ Hás.}$$

Como chequeo nos debe dar el área total calculada anteriormente.

$$\text{Suma de Areas} = 44.0272$$

$$\text{Area Total} = 44.077$$

Error : 0.0498 Hás., que es aceptable.

CAUDAL QUE DISTRIBUYE CADA RAMAL.-

Con el área que ha de servir cada rama, pasamos a calcular el caudal que tendrá que servir cada uno. Este caudal es igual al "Coeficiente δ caudal por Hectárea", multiplicada por el área de cada ramal.

Ramal	<u>Longitud</u> (m.)	Area (Há)	Coef. lit/s/Há	Q Ramal lit/seg.
A - B	270	6.674	1.205	8.0
B - C	268	6.320	1.205	7.7
C - D	430	14.095	1.205	17.0
D - E	247	4.499	1.205	5.4
E - B	359	4.577	1.205	5.5
E - F	234	4.1212	1.205	5.0
F - A	214	3.741	1.205	4.5

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

Nos faltaría determinar los caudales, diámetros y pérdidas de carga en cada tramo para poder tener diseñada la red. Este cálculo lo haremos empleando el método de Hardy Cross, que como es sabido es un método de aproximaciones sucesivas. Este método consiste en fijarse diámetros para cada ramal; esto se realiza en base al caudal que circula. En seguida se reparte el gasto que entra en la red a criterio del proyectista y por supuesto, proporcional al área a servirse. También debe fijarse la dirección que ha de seguir el flujo, esto es muy importante porque la dirección del flujo determinará el signo que ha de llevar. Luego se inicia el cálculo y se corrige sucesivamente mediante la fórmula:

$$A = \frac{-\sum h}{1.85 \sum \frac{h}{Q}}$$

Donde:

$\sum h$ = suma algebraica de las pérdidas de carga

$\sum \frac{h}{Q}$ = suma del coeficiente $\frac{h}{Q}$, para cada ramal

1.85 = constante

Para mayor facilidad, el cálculo se hace en forma de cuadro, como se podrá apreciar más adelante; habrán tantos cuadros como circuitos tenga la red.

En el presente proyecto, solo se tienen 2 circuitos y se han realizado 4 tanteos para poder cerrar el cálculo.

A continuación, se presenta el cálculo de la red por el método de Hardy

Cross:

La repartición de caudales y sentido del flujo, se indica en el esquema siguiente:

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

En el calculo del sistema de tuberias del presente proyecto, se empleo un abaco de origen Israeli (se emplea en el centro de Estudios Superiores TAHAL -Israel). Es un abaco asimilado al sistema de una regla de cálculo, su uso es sencillo y muy practico. En este proyecto se adjunta una copia de esta regla.

Criterios Usados en la colocación de accesorios de la red:

Valvulas de compuertas: se han colocado de tal manera que pueda ser cortado la parte del circuito en emergencia sin necesidad de interrumpir el consumo en el resto de la ciudad.

Grifos contra incendio: se han ubicado teniendo en cuenta un largo de mangera de 150 m. quiere decir que un grifo distará de otro 300 m.

PRESUPUESTO

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

PRESUPUESTO PROYECTO DE ABASTECIMIENTO

DE AGUA DE LURIN

PARTIDAS	Unid.	Cantidad	Costo Unitario	Costo Parcial	Costo Total
			S/	S/	S/
I. SISTEMA DE CAPTACION.-					
1) Caja de concreto, captación del manantial.				3,000.00	
2) Relleno para defensa de la caja de captación del manantial.			Global	1,000.00	
3) Tubería Manantial-Buzón #3. D = 4".	N°	18	204.00	3,672.00	
4) Canastilla de Bronce de 6".		1	500.00	500.00	
5) Drenes de 8". Tubería clase 45.	m.	120	600.00	72,000.00	
6) Excavaciones.	m ³ .	448	32.00	14,336.00	
					94,508.00
I. SISTEMA DE CONDUCCION.-					
Se empleará tubería tipo MAG-NANI, de 75 lit/pulg ² .					
1) Tuberías :					
a- Tubos de 8".	N°	450	561.00	252,450.00	
b- Tubos de 10".	N°	360	882.00	317,520.00	
2) Excavaciones.	m ³ .	3,168	32.00	101,376.00	
3) Cajas ó Buzones de Control, con tapa metálica.	m. de P.	950	825.00	7,837.50	
					679,183.50
I. SISTEMA IMPULSION-EMBALSES.-					
1) Reservorios-Bomba con tubería y accesorios necesarios.				1'151,250.00	
2) Caseta de Bombeo. Parte Estructural.	m ² .	30	800.00	24,000.00	
					1'175,250.00

ABASTECIMIENTO DE AGUA

JULIO RODRIGUEZ LEON

PARTIDAS	Unid.	Cantidad	Costo Unitario	Costo Parcial	Costo Total
			S/.	S/.	S/.
V. SISTEMA DE DISTRIBUCION.-					
1) Tuberías :					
a- De 8" clase 75.	N°	216	561.00	121,176.00	
b- De 6" clase 45.	N°	228	322.00	73,416.00	
c- De 4" clase 45.	N°	677	204.00	138,104.00	
2) Excavaciones.	m ³	1,793	32.00	57,276.00	
3) Accesorios :					
Tipo MAZZA, clase 105.					
a- Válvulas Interruptoras:					
De 8"	N°	2	2,796.00	5,592.00	
De 6"	N°	8	1,078.00	8,624.00	
De 4"	N°	22	715.00	15,730.00	
b- Grifos para incendio, tipo poste de dos bocas.	N°	7	2,860.00	20,020.00	
c- Tapones:					
De 8"	N°	4	26.00	104.00	
De 6"	N°	5	21.00	107.00	
De 4"	N°	3	7.90	23.70	
d- Cruces :					
De 8"	N°	3	1,030.00	3,090.00	
De 6"	N°	6	645.00	3,870.00	
De 4"	N°	7	341.00	2,387.00	
e- Tees :					
De 8"	N°	3	740.00	2,220.00	
De 6"	N°	10	459.00	4,590.00	
De 4"	N°	23	240.00	5,520.00	
f- Reducciones :					
De 8" x 6"	N°	3	432.00	1,296.00	
De 8" x 4"	N°	1	390.00	390.00	
De 6" x 4"	N°	13	243.00	3,159.00	
g- Anillos de jebe para las uniones.		2,000	Global	30,000.00	
					S/ 496,694.70
					S/ 2'445,636.20
IMPREVISTOS	10%	-----			244,563.62
				TOTAL GENERAL :	S/ 2'690,199.82

ESPECULACIONES

ESPECULACIONES SOBRE ESTE PROYECTO

En la ejecución de este proyecto, se encontró serios inconvenientes, relacionados exclusivamente a la carencia de información, con la que se podría llegar a diseños más económicos y más perfectos. Esta información a la que me refiero, no es otra que la referente a los recursos de agua en la zona del estudio, ya que las otras facetas de un proyecto de Abastecimiento de Agua, se encuentran principalmente dependiendo del conocimiento técnico del proyectista y del factor económico; es entonces necesario la presencia de estos estudios para la realización de un óptimo proyecto.

Para el estudio y evaluación de los recursos de aguas superficiales, las Funciones de Utilización, a mi parecer dan los resultados deseados. Debo anotar que es necesario la construcción de estaciones hidrológicas en todos los ríos del país, que son las únicas que pueden dar la información veraz y exacta del comportamiento de un cauce superficial (en el caso de Lurín, ha dejado de funcionar 3 años). Ahora, referente a los recursos de aguas subterráneas, no se tiene ninguna información salvo pequeños inventarios y geología incompleta. Recién en nuestro país, se ha creado un Departamento de Aguas Subterráneas (Ministerio de Fomento y Obras Públicas), que tendrá como finalidad, ejecutar los estudios anhelados.

Pero adelantándome a los que debe tener en mente esta Oficina, indicaré algunos puntos principales que se deben conocer y estudiar, para su aplicación en proyectos de Abastecimiento.

Antes de proceder a ejecutar un programa de explotación, es necesario conocer los principios generales sobre reservas y recursos de aguas subterráneas.

Desde luego, es necesario distinguir netamente las reservas y los recursos. Las reservas representan el volumen de agua almacenada, durante un tiempo más o menos largo, dentro de los sistemas acuíferos. Los recursos no se refieren sino a la parte explotable de las reservas. En efecto, sólo un volumen parcial de la totalidad de las aguas subterráneas son explotables en razón de los imperativos técnicos y económicos de una parte, de conservación y protección de otra.

Las estructuras geológicas determinan la forma y las dimensiones, por lo tanto, el volumen total de los acuíferos.

Las condiciones hidrogeológicas, condicionan el tipo de napa, pero ésta puede estar libre o cautiva; la forma, la posición y las fluctuaciones de la superficie piezométrica, determinan el volumen de terreno saturado.

Los recursos en aguas subterráneas representan el volumen de agua explotable tomadas a las reservas.

Esto es función de:

- Las reservas.
- Las posibilidades de explotación de las napas acuíferas, las cuales dependen de las características: hidrogeológicas del terreno acuífero, permeabilidad y transmisibilidad.
- Renovamiento de las reservas: alimentación y pérdidas.

Clasificación de las Reservas.-

Se pueden distinguir entre las reservas en aguas subterráneas, cuatro grandes tipos determinados esencialmente por las condiciones hidrogeológicas y el ritmo de las precipitaciones:

- Las Reservas Regulatrices.
- Las Reservas Geológicas.
- Las Reservas Naturales.
- Las Reservas de Explotación.

Clasificación de los Recursos:

Los recursos pueden ser:

- Potenciales Teóricos.
- Potenciales Reales.
- Explotables.

Los Recursos Potenciales Teóricos - están determinados por el volumen de agua total, como consecuencia de la infiltración eficaz de las precipitaciones y del vertimiento de otros horizontes acuíferos.

Los Recursos Potenciales Reales - representan una fracción de los recursos potenciales teóricos, por déficit debido a la evapotranspiración y a las pérdidas por fugas en las napas adyacentes y vertimiento en la superficie.

Los Recursos Explotables - representan la parte de los recursos potenciales reales, en donde la explotación está condicionada por:

- a) las reservas.
- b) las posibilidades de explotación de las napas acuíferas.

Explotación de los Recursos. -

La explotación de los recursos, pone un problema de principio general.

Parece lógico limitar la explotación de las aguas subterráneas a los recursos explota -

bles, los cuales equilibrados con la alimentación y las pérdidas, conducen a la regularización y a la conservación de las reservas.

Es no obstante concebible en las condiciones económicas particulares, pasar este límite y agotar progresivamente las reservas naturales (reservas reguladoras y geológicas). La duración de la explotación está así limitada intencionalmente a un cierto lapso de tiempo: 20, 50, 100 años.

Cálculo de los Recursos. -

El cálculo de los recursos en aguas subterráneas, exige el conocimiento de numerosos datos:

- Estructuras geológicas y condiciones hidrogeológicas de la región estudiada.
- Características hidrogeológicas de los terrenos acuíferos: porosidad eficaz, coeficiente de almacenamiento, permeabilidad o transmisividad.
- Características técnicas y económicas de las obras de captación.
- Alimentación de las napas: precipitación, infiltración eficaz.
- Pérdidas: evapotranspiración en las napas adyacentes, vertimiento de superficie.

En el primer estado de los estudios hidrogeológicos, nuestro conocimiento sobre estos problemas, muy aproximativos o rudimentarios, nos permiten solamente preparar un programa previsorio de explotación de los recursos en agua.

El programa previsorio de explotación de los recursos en agua es establecido según los datos sobre la estimación:

- Los Recursos en agua.
- Las Necesidades en agua.

El estudio permite formular las prescripciones concernientes a:

- La explotación de los recursos acuíferos.
- La protección de las aguas y su conservación.

Estimación de los Recursos de Agua. -

En la estimación de los recursos de agua debe tenerse en cuenta, su totalidad, agua de superficie y napas subterráneas donde la armonización de la explotación debe ser realizada.

Después de la primera fase del estudio hidrogeológico, esta estimación no sería si no aproximada y provisoria. Sería un error en consecuencia, de considerarlo como suficiente. Ella es basada esencialmente sobre:

- El cálculo de reservas.
- El estudio de las variaciones del nivel piezométrico.
- El estudio de las fluctuaciones del caudal de las fuentes, pozos y perforaciones.
- La alimentación de las napas.

Después de esta pequeña aclaración de ideas, a continuación expongo un Plan de Trabajo para la realización de un estudio de aguas subterráneas, a fin de poder servir a cualquier persona, sobre el particular.

Fases del Estudio:

(1) Fase de Reconocimiento Hidrogeológico:

A.- Reconocimiento Geológico:

- Estudio geomorfológico de las formaciones.
- Levantamiento del Mapa Geológico.

B.- Reconocimiento de los Indicios de Aguas Subterráneas (Inventario de Recursos Hidráulicos):

- Consiste en la observación, medidas y descripción de cada indicio según un plan convencional; de esta manera es fichado y ubicado en un plano a escala conveniente.

C.- Estudio Hidrológico:

- Estudio más preciso (pruebas de bombeo, cambios de nivel de la napa) de algunos o todos los indicios.
- Estudio de las escorrentías superficiales y de los factores climáticos de que dependen.

Este aspecto se traduce por un informe hidrogeológico provisional, que contendrá además de los documentos analíticos (datos y fichas), algunos documentos sintéticos como:

- Mapa Freático.
- Mapa de Reconocimiento.
- Mapa de Permeabilidades.

El ensamble dará un conocimiento preliminar de las estructuras hidrogeológicas, con sus propiedades hidrogeológicas y además, los siguientes conocimientos:

- Delimitaciones de las diferentes cuencas subterráneas.
- Régimen de la napa.
- Importancia de la zona de alimentación, drenaje y escorrentía.
- Estimación de las reservas.

Según las necesidades de este informe, se deducirá si es posible pasar de inmediato a la explotación o a la ejecución de un plan racional de estudios y trabajos.

D.- Prospección:

- Trabajos de topografía.
- Estudios geofísicos.
- Pozos de reconocimiento.
- Pozos de prueba ó explotación.

Las conclusiones finales estarán orientadas a:

- Rendimientos.
- Posibilidades de explotación.
- Comportamiento de los acuíferos.

BIBLIOGRAFIA

Hidráulica - Davis.

Manual del Calculista - Goldenhorn.

Curso de Cálculo - Ing° Sarmiento.

Curso de Abastecimiento de Agua - Ing° Jacobi.

Curso de " " " - Ing° Ibañez.

Evaluación de los Recursos Hidráulicos del Perú ONERN - Ing° Bandini.

Ministerio de Fomento - Dirección de Irrigación - Servicio Hidrológico.

Ministerio de Agricultura - Dirección de Aguas de Regadío.

Instituto Geográfico Militar - Cartografía.
