

Universidad Nacional de Ingeniería  
*FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL*

*TESIS DE GRADO*

**Agua Potable para la Ciudad de  
Caravelí**

**Promoción 1958**

**JUAN JOSE BARAHONA MEZA**

**LIMA - PERU  
1959**



GENERALIDADES SOBRE LA CIUDAD DE CARAVELI

ASPECTO GEOGRAFICO.-

La ciudad de Caravelí, capital de la provincia del mismo nombre, departamento de Arequipa; se encuentra ubicada en la banda derecha de la quebrada de Caravelí; a 1823 mts. de altura sobre el nivel del mar; a 70 Kms. de las riberas del océano Pacífico; a 15° 46' 30" de latitud Sur y 73° 26' 00" de longitud Oeste del Meridiano de Greenwich.

Agrícolamente, goza de magníficas tierras de cultivo, tradicionales por su fertilidad.

Entre sus principales cultivos se encuentran:

-La Vid.- es utilizada en la elaboración de bebidas espirituosas, como el vino, pisco etc.; empleando en esta pequeña industria tinajones que datan del tiempo de la Colonia.

-Trigo.- él cual es llevado a los tres molinos existentes, en donde es convertido en harina, la cual es comerciada en los poblados cercanos de la zona de sierra, convirtiéndose así en abastecedor de dichas regiones.

-Frutas.- esta zona es muy propicia y fecunda, dando gran variedad de ellas, como: naranjas, peras, chirimoyas, higos etc. Estas frutas son llevadas a las poblaciones vecinas, en donde es comerciada, existiendo gran demanda por este cultivo, siendo motivo de muy buenas entradas para los agricultores de esta provincia de Caravelí.

-Además existen distintas variedades

de hortalizas y legumbres, esto se debe a que gran parte de las casas de la ciudad tienen huerta.

En cuanto a la ganadería, el clima existente es excelente para su mantenimiento, además hay gran cantidad de pastales, los cuales se forman en tiempo de lluvia en los ladros bastante altos que rodean a la ciudad, en dichos lugares previamente se prepara la tierra. También se siembra alfalfa, cultivo que constituye un medio de comercio, ya que los ganaderos la compran para que pasten sus animales.

Actualmente cuenta con grandes extensiones de terreno, las cuales son insulsas por la falta de agua; siendo de necesidad fundamental el impulso de su potencialidad agrícola mediante la ejecución de irrigaciones.

Su clima es caluroso en verano y templado en invierno, es además seco. Las lluvias no son muy abundantes, su atmósfera es muy saludable, casi siempre tiene un cielo límpido y despejado.

Víalmente está unida a la carretera Panamericana mediante una trocha, distancia que puede normalmente cubrirse por un vehículo común en un tiempo promedio de 3:00 hs. aproximadamente. Así mismo está unida a los pueblos de Siquiquiña, Huanca, Chuñino, Chicani, Huarca, Viscoro y Suñivilca mediante senderos.

Los cerros situados en las laderas que rodean la ciudad, presentan vetas de oro de muy buena ley. A sólo 5 Kms. también hay yacimientos de azufre y cobre. A 30 Kms. hay piedra sillar y alcaparrosa.

ASPECTO TOPOGRAFICO.-

La ciudad de Caravelí ha sido edificada en un terreno casi totalmente plano, sus calles se caracterizan por su trazado recto y nivel casi horizontal. La zona cercana al río está en menor altura que la alejada, zona considerada como de futura expansión. Luego por tener Caravelí una topografía llana y casi plana, tiene la gran ventaja de poder expandirse y llegar a ser en el futuro una ciudad amplia.

ASPECTO SOCIAL.-

En cuanto al tipo de comunidad, la población en su generalidad se dedica a la agricultura, también existe un determinado sector que se dedica a la elaboración de harina de trigo y otros a la de bebidas espirituosas. Además como en toda ciudad otro agrupamiento de habitantes se dedica al comercio y a la industria de trabajos manuales en pequeña escala.

En cuanto a la situación económica de la ciudad, de acuerdo a los datos obtenidos, se ha determinado de una manera aproximada, que hay un 20% de la clase acomodada, siendo los demás de una situación económica modesta, en que la mayor parte cuenta por lo menos con una pequeña parcela de terreno.

Por lo tanto, podemos asegurar que el standard de vida es bajo y ello se debe a que la población no cuenta con la satisfacción plena de sus necesidades elementales, como son agua potable insuficiente, desagüe deprimente, servicio de alumbrado público deficiente.

Caravelí fue elevada a la categoría de provincia por ley del 6 de Octubre 1870, año en que ya la ciudad había adelantado mucho en civilización y agricultura. Lo obtuvo además por sus importantes servicios a las causas de la Independencia y de la Restauración. Su rango de ciudad le viene desde la ley del 2 de Setiembre de 1870. Ultimamente ha sido elevada a la categoría eclesiástica de Diócesis.

ASPECTO URBANISTICO.-

La ciudad ha sido edificada en una planicie, sus calles son rectas y sin declive, por lo que muestra claramente que su planificación fue previamente determinada. Sus casas son construídas de adobe con techos de paja o calamina. Junto a ellas existen huertos con árboles frutales, lo cual le da un aspecto muy atrayente.

Su edificio principal es la iglesia parroquial, de construcción moderna, con piso de locetas de mármol; su parte central está pavimentada con cemento y hermoçada con postes ornamentales.

Tiene servicio de luz eléctrica, aunque él es muy deficiente, por la baja iluminación que da, así como los continuos apagones que se presentan por sus deficiencias en la planta. Cuenta también con un pequeño aeropuerto, él cual permite el aterrizaje de pequeñas naves aéreas, con lo cual se consigue establecer una comunicación por el aire con las demás regiones del país.

## NECESIDAD DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE

El agua potable juega un papel importantísimo en la higiene individual y pública, por ser elemento indispensable para la alimentación y limpieza humana.

Cuanto más modernas son las poblaciones, cuanto más atienden a su salubridad y embellecimiento, mayor es la cantidad que por habitante consumen, siendo ello medio seguro de evitar los efectos de múltiples causas de nocividad.

El agua que como bebida se ingiere en el organismo, tiene por misión principal, reparar las pérdidas líquidas que éste sufre y actuar como disolvente en los procesos digestivos y de absorción de los alimentos, pero además favorece el desarrollo del quimismo vital, sirviendo de vehículo de materias minerales principalmente la cal, sin las que la vida orgánica se hace imposible y las cuales no suministra siempre en medida necesaria la alimentación.

Pero así como el agua es un vehículo de alimentos minerales, hecho también es hoy, que actúa como medio de transporte de los bacilos de enfermedades epidémicas.

La contaminación de las utilizadas para la alimentación de caseríos, pueblos y ciudades, es hoy pues, un peligro grave para el desarrollo de epidemias, que a todo trance conviene alejar por varios medios como:

- 1.-Empleando aguas que reúnan las debidas condiciones de potabilidad.

2.-Cuidando de captar dichas aguas y conducir las desde de su punto de origen hasta el de consumo en condiciones tales, que se eviten las contaminaciones por mezcla con aguas impuras, con líquidos residuales o con terrenos contaminados.

3.-Vigilando constantemente la conservación de estas condiciones y remediando sin pérdida de tiempo cualquier riesgo que denuncien los periódicos análisis químicos y bacteriológicos.

#### CONDICIONES SANITARIAS ACTUALES DE CARAVELI .

El servicio de agua que abastece actualmente a la población de Caravelí es de forma por demás rudimentaria e insalubre y consiste en lo siguiente:

-Captación de las aguas superficiales del río Caravelí por medio de una bocatoma por demás rústica.

-Conducción por una acequia, es decir una zanja en el mismo terreno; este conducto habierto lleva el agua desde el río hasta la ciudad.

#### CONCLUSIONES.-

De acuerdo a las observaciones hechas de la necesidad de agua potable y de las deficiencias graves que presenta el actual servicio de agua, llegamos a la siguiente conclusión:

Considerando el peligro en que los habitantes de Caravelí están expuestos, si el consumo se hace en condiciones precarias, se hace ineludible la gran necesidad de abastecer de agua potable a la ciudad de Caravelí. Por lo cual se seguirá el estudio de la elaboración del proyecto.



## Capítulo II

### PERIODO DE DISEÑO Y CRECIMIENTO DE LA POBLACION

-PERIODO DE DISEÑO

-POBLACION ACTUAL

-DETERMINACION DE LA POBLACION FUTURA

    -METODO GRAFICO

    -METODO ARITMETICO

    -METODO GEOMETRICO

    -METODO DEL INCREMENTO VARIABLE

    -METODO RACIONAL

-SELECCION DE LA POBLACION FUTURA

-----vvvvvvvVvvvvvv-----

PERIODO DE DISEÑO DE LAS OBRAS.-

Cuando se realizan obras de abastecimientos de agua para una ciudad, estas deben construirse teniendo en cuenta el factor tiempo; es decir estas deben hacerse sólo para el momento de consumo, sino para un futuro que no sea ni muy cercano, ni muy alejado tampoco; debe considerarse un tiempo mas o menos amplio, el cual se denomina Período de diseño.

Este período de acuerdo a la experiencia, generalmente varía de 20 a 50 años. Período que escogeremos de acuerdo a múltiples factores que hay que considerar, como:

- a).-Vida probable de estructuras
- b).-Facilidad de obtención del capital para financiar la obra.
- c).-Predicción aproximada de la población futura.

En Caravelí consideraremos todos estos factores para determinar un período que se acomode a su ritmo de vida. Experimentalmente se ha comprobado, que cuando se trata de un pueblo pequeño, es muy recomendable tomar un tiempo que se aproxime a los 50 años, y tomando en cuenta que la financiación está en manos de el gobierno; consideramos como Período de Diseño la cantidad de 35 años.

El gasto de financiación disminuye muy poco en relación a la disminución de años. Además no todas las obras se ejecutaran de inmediato, si no a medida que las necesidades lo requieran, lo cual representa una economía en cuanto a mantenimiento y desembolso fuerte de dinero.

CRECIMIENTO DE LA POBLACION

POBLACION ACTUAL .-

No se puede obtener la cantidad axacta de habitantes,por lo que no han habido censos recientes.El último se realizó en el año de 1940,dando la suma de 1177 habitantes;pero este dato está completamente alejado de nuestra época y no nos puede servir,se tendrá que recurrir a otros datos como son los siguientes:

1).-La Sección Estadística del Ministerio de Hacienda,tiene calculado para el año de 1957 la cantidad de 1646 habitantes.

2).-Por encuesta realizada entre 6 personas notables del lugar.Esta dio como resultado promedio la suma de 1900 habitantes.

3).-Por consideración de la población escolar que en este poblado es de 298 alumnos.Ahora si tomamos en cuenta que el promedio familiar en esta clase de pequeñas ciudades es de 6 a 7 personas,y considerando un alumno por cada hogar,se puede calcular la población actual:

$$298 \times 6 = 1788 \text{ habts.}$$

$$298 \times 7 = 2086 \text{ habts.}$$

En estas cifras hay que tomar en cuenta,que un grupo de niños y adolescentes no concurren ala escuela por diversas circunstancias y la poca importancia que en dichas zonas se le da al estudio.Así mismo se tiene como atenuante a esta cantidad la situación de que haya 2 o más alumnos por familia.

CONCLUSION.-

Analizando los datos expuestos, llegamos a la determinación de la población actual. La cual consideramos en forma muy aproximada la cantidad de 1800 habitantes para el año de 1958.

DETERMINACION DE LA POBLACION FUTURA

Como se ha fijado la cantidad de 35 años para el Período de Diseño, tendremos que calcular para esta época la cantidad de habitantes existentes, para con ese valor determinar el gasto de agua que la población consumirá en forma aproximada, cuando se llegue al final de dicho período.

Esta determinación se hará empleando los siguientes métodos:

1º METODO GRAFICO.-

Su cálculo es a base de la dibujada por conocimiento de varios de sus puntos, los cuales representan cantidades dadas por los censos realizados y datos estadísticos.

<u>Años</u>	<u>Población</u>
1862	2394
1876	2123
1940	1177
1950	1433
1958	1800

Como se observa en los datos expuestos, las poblaciones censadas en los años de 1862 y 1876 no pueden ser utilizadas por el trazado de la curva, sólo tomaremos en cuenta la de años posteriores.

Este método es impreciso y poco aproximado. Su resultado lo obtenemos extrapolando.

<u>Resultado:</u>	<u>Año</u>	<u>Población</u>
	1993	3720

2º METODO ARITMETICO.-

Se considera un crecimiento uniforme en función del tiempo. Da valores bajos y por ello sólo se lo utiliza en poblaciones que estén muy cerca de su grado de saturación, también se le denomina método del interés simple.

Se aplica la siguiente fórmula:

$$P=p(1+rt)$$

Siendo: P=Población futura

p= " actual

r=Coeficiente de crecimiento por décadas.

t=Tiempo en décadas.

valor de r :

$$r = \frac{P - p}{p \times t}$$

$$r = \frac{Pa - P'}{Paxt} = \frac{1800 - 1177}{1177 \times 1.8}$$

$$r = 0.294$$

para 1993:

$$P = 1800(1 + 0.294 \times 3.5)$$

$$\underline{P = 3650 \text{ habitantes}}$$

3º METODO GEOMETRICO .-

Se considera el crecimiento de la población como un capital impuesto a interés **Cómpuesto**.

Da valores altos ,aplicándose por ello a poblaciones jóvenes.

Fórmula..... $P=p(1+r)^t$

$$r = \left( \frac{P}{p} \right)^{1/t} - 1$$

$$r = \left( \frac{1800}{1177} \right)^{1/1.8} - 1 =$$

$$\underline{r=0.267}$$

Para el año de 1993 :

$$P=1800(1+0.267)^{3.5}$$

$$\underline{P=4120 \text{ habitantes}}$$

4° METODO DEL INCREMENTO VARIABLE .

Se considera que el incremento de la población es variable y que dicha variación es constante, es decir, que la segunda derivada de la curva de crecimiento va a ser una línea recta. Para poder aplicar este método es necesario el conocimiento de tres datos.

Año	Población	Incremento	Por años	Incr.o dif. por $\dagger$ 10 a	Varc.de Incr.
1940	1177				
1950	1433	$\dagger 256$	10	$\dagger 256$	
1958	1800	$\dagger 367$	8	$\dagger 459$	$\dagger 203$
				$\dagger 715$	
		<u>Promedio.....</u>		<u><math>\dagger 358</math></u>	<u><math>\dagger 203</math></u>

Pobl. Año 1968 = 1800  $\dagger$  358  $\dagger$  203 = 2361 habts.

" " 1978 = 2361  $\dagger$  358  $\dagger$  2 x 203 = 3125 "

" " 1988 = 3125  $\dagger$  358  $\dagger$  3 x 203 = 4092 "

" " 1993 = 4092  $\dagger$  358 x 0.5  $\dagger$  203 x 3.5 = 4982 habts.

Resultado:  $P_{93} = 4982$  habts.

5º METODO RACIONAL .

Es el método más efectivo y lógico para estudiar el crecimiento de una población.

Consiste en **hacer** un análisis de los diferentes factores que influyen en el desarrollo de la población, tales como el crecimiento vegetativo y el balance entre la inmigración y la emigración. Estando este influenciado por las oportunidades de vida, condiciones de medio etc.

Datos Demográficos de la Ciudad de Caravelí

Año	Nacimientos	Defunciones	<u>Crecimiento Vegetv.</u>
1949	29	17	† 12
1950	33	8	† 25
1951	33	11	† 22
1952	32	7	† 25
1953	33	10	‡ 23
1954	37	5	† 32
1955	38	7	† 31
1956	45	6	† 39
			<hr/>
			† 209
		<u>Promedio</u> .....	<u>† 26</u>

Indice de Crecimiento Vegetativo:

$$i = \frac{26}{1800} \times 100 =$$

$$i = 1.44\%$$

Empleamos la fórmula geométrica, considerando que Caravelí es una población futura.

$$\text{Fórmula} \quad P=p(1+i)^t$$

Para el año de 1993

$$P=1800(1+0.0144)^{3.5}$$

Resultado : P=2890 habts.

#### RESUMEN DE LOS METODOS EMPLEADOS.-

<u>Método</u>	<u>Nº de Habts) para 1993</u>
Gráfico	3720
Aritmético	3650
Geométrico	4120
Increment.Variable	2890

#### SELECCION DE LA POBLACION FUTURA .

Experimentalmente se sabe que ninguno de los métodos empleados de la cantidad exacta que la población tendrá en el año de 1993; pero si se puede llegar a una aproximación por uno de ellos o por promedio de varios.

Para ello hay necesidad de estudiar el grado de desarrollo en que se encuentra la ciudad y los factores principales que puedan afectar dicha determinación.

En Caravelí se ve claramente que es una ciudad joven, que está en pleno desarrollo, por dicho motivo desecharemos los métodos cuyos resultados sean pequeños; por lo tanto escogeremos entre los métodos Geométrico y de Incrementos Variables, los cuales dan resultados mayores.

Además por experiencia en ciudades pequeñas se ha comprobado que es mucho mejor escoger métodos de resul-



tados más amplios, pues conviene tomarse un coeficiente de seguridad, resultados que siempre estarán sobre la cantidad real.

En conclusión, adoptaremos una cantidad promedio de los métodos Geométrico y de Incrementos Variables:

Nº de Habts. para el año de 1993 .....4500

666-----000-----666

## Capítulo III

### CONSUMO DE AGUA

- ESTIMACION DE LA DEMANDA REQUERIDA
- FACTORES QUE AFECTAN EL CONSUMO
- CLASIFICACION DEL CONSUMO
- DOTACION SELECCIONADA
- DEMANDA PARA INCENDIO
- VARIACIONES DE CONSUMO

)))-----vvvvvVvvvv-----(((

## CONSUMO DE AGUA

### 1º ESTIMACION DE LA DEMANDA REQUERIDA.-

Esta estimación es indispensable por que nos permite fijar las dimensiones de la estructura del sistema. Por esta razón no sólo debe tomarse en cuenta las necesidades inmediatas si no de hacerlo en función de las poblaciones futuras. Dicha previsión resulta aproximada pero lo necesaria como para que de resultados posibles.

Siempre debe hacerse por exceso, especialmente si la ciudad en estudio es pequeña.

No se adoptar una dotación sin antes determinar y detallar los factores que afectan el consumo de agua.

### 2º FACTORES QUE AFECTAN EL CONSUMO DE AGUA:

a.-Tamaño de la Población.- reducida, por lo tanto ello nos indica una dotación pequeña.

b.-Clima.- cuando la temperatura es muy baja o muy subida, el consumo de agua aumenta. Ello se debe a que en climas calurosos y secos, se incrementa el consumo de agua empleada en los baños, aire acondicionada e irrigación. En cambio en climas cercanos a 0° o menos, se presenta una gran pérdida de agua por tener que dejar que el agua corra continuamente para evitar el congelamiento y por consiguiente la ruptura de la tubería.

Caravelí no tiene problemas en cuanto clima, por ser relativamente caluroso en verano y templado en invierno.

c.-Standard de vida.- influe directamente en el consumo, de igual modo que el grado de cultura. En nuestra población las condiciones de vida son bajas, aunque se prevee un mejoramiento futuro.

d.-Calidad y Costo del Agua.- es un factor importante que influe directamente sobre la cantidad; ya que un agua de olor y sabor desagradables, turbia etc. tendrá menor demanda que un agua de buena calidad.

En cuanto al costo se tratará de que este sea lo más razonable posible.

e.-Presión del agua en la Red de Distribución.- Las pérdidas por filtración están en función de las presiones altas. A su vez las presiones bajas aumentan también el consumo por el almacenamiento inútil que se tiene que realizar. A nuestra red trataremos de darle una presión adecuada. Se recomienda hacerlo con una presión que oscile entre los 15 y 30 mts., se ha probado que dicho intervalo las pérdidas que se presentan son mínimas.

f.-Industrias.- Su influencia es muy grande, en ciudades americanas se ha comprobado que el agua utilizada en industrias alcanza hasta un 65% del consumo total. En nuestra población la industria es muy incipiente y por lo tanto su influencia es insignificante.

g.-Jardines y Huertos.- Caravelí es una población en la que la mayor parte de sus residencias cuentan con pequeños huertos, ellos serían regados con agua potable, especialmente en tiempo de Invierno, realizándolo en Verano las lluvias de temporada.

h.-Servicios Públicos.- son muy variables dependen del tipo de la población.

Entre los principales podemos citar: riego de calles, consumo en escuelas, descarga por piletas de adorno y consumo popular.

i.-Pérdidas en el Sistema.- en la red por muy bien que esté hecha, siempre se presentan pérdidas por filtraciones y desperdicios. Se ha comprobado que dichas pérdidas alcanzan cifras del 20 al 30 % del Consumo Medio.

j.-Medidores.- es otro de los factores que influye grandemente en el consumo. Por estudio en varias ciudades de Europa se determinó, que al instalar los medidores se redujo en un 30 % el consumo.

Su instalación tiene el gran inconveniente de tener un alto costo y produce pérdidas de presión.

En Caravelí, por ser una población pequeña, no se tomará en cuenta por el momento la instalación de medidores, las personas autorizadas indicaran en su debido tiempo cuando lo sea conveniente o sea cuando Caravelí tenga un nivel de vida adecuado.

### 3° CLASIFICACION DEL CONSUMO .

Se hace de acuerdo al uso que se le destina:

- a.-Consumo Doméstico
- b.-Consumo Industrial y Comercial.
- c.-Consumo Público.
- d.-Consumo por Perdidas en el Sistema.

a.-Consumo Doméstico.-Agua gastada en los queaseres comunes del hogar,determinando así la necesidad de disponer de un agua de buena calidad.

En cuanto a la cantidad necesaria depende de las características de la población.

b.-Consumo Industrial y Comercial.-Constituye el agua usada en hoteles,restaurants,oficinas,tiendas comerciales y plantas industriales.No hay relación entre la cantidad de habitantes y el consumo industrial.

c.-Consumo Público.-Agua utilizada en lavado de calles riego de parques,piletas de adorno,escuelas y otros gastos municipales y de consumo popular.

d.-Consumo por Pérdidas en el Sistema.-Se trata del agua que se pierde por infiltraciones que se presentan en la Red de Distribución,por motivo de que existen presiones muy elevadas en la tubería.También se presentan pérdidas por des perdicios que se presentan a consecuencia de alguna ruptura en la red o por descuido de los mismos consumidores,o por tratarse de poblaciones que tienen climas Continentales.

#### 4º DOTACION SELECCIONADA.-

Se llama Dotación al promedio anual de consumo por habitante y por día.Sus valores son muy variables,es por eso que para su determinación se necesita un estudio de los factores que influyen en el consumo.

Fijaremos su cantidad analizando los siguientes criterios:

a.-Por análisis de experiencias en otras ciudades.

Así tomaremos como ilustración el asado en USA.

<u>Tipo</u>	<u>Valor Unitario</u>	<u>Valor Promedio</u>	<u>Valor Máximo</u>
Doméstico	75	135	190
Comerc.e Inds.	40	115	185
Público	20	40	55
Pérdidas	55	90	150
	<u>190</u>	<u>380</u>	<u>580</u>

En realidad estos valores para ciudades pequeñas como de nuestro país, resultan elevados.

b.-Analíticamente por el empleo de fórmulas empíricas:

$$\text{-Para demandas bajas } G=53 \times P^{0.11}$$

$$\text{-Para demandas promedios } G=54 \times P^{0.125}$$

Siendo:

G=Dotación en glns/p/d

P=Nº de habitantes en millares

Tomaremos tan sólo la fórmula para demandas bajas

$$G=53 \times 4.5^{0.11}$$

$$G=62.5 \text{ glns/p/d}$$

$$\underline{G=236 \text{ lts/p/d}}$$

c.-Por el uso en proyectos de abastecimientos de agua en nuestro país. En los cuales de acuerdo a la experiencia se toman valores que oscilan entre los 200 y 300 litros, por habitante y por día; y de acuerdo a las características propias de cada población.

Conclusión.-De acuerdo al estudio establecido en los puntos vistos, podemos precisar que para Caravelí la dotación más conveniente, que pueda cubrir la cantidad necesaria que satisfaga plenamente a cada habitante es de :

200 lits/p/d

En esta cifra no se considera la demanda por incendios.

5° DEMANDA PARA INCENDIOS .

Es una función importante en un servicio de agua potable, la protección contra incendios; para esto debe incluirse un gasto determinado que pueda cubrir el agua que para dicha función se necesita.

Por lo general agua utilizada en esta demanda, al cabo de un año es pequeña en relación con el consumo total. Esto ocurre por que los incendios son casos fortuitos pero cuando se producen, determinan una gran demanda de agua en ese lapso de tiempo para sofocarlo. Es por eso que influye grandemente en los reservorios de almacenamiento y sistemas de distribución.

La red de distribución debe estar capacitada para responder a esta gran demanda momentánea.

Se recomienda que los grifos a usarse sean los suficiente capaces de dar 170 glns/m y con una presión que no debe ser inferior a 20 lbs/pulg<sup>2</sup>.

Para encontrar esta demanda hay una serie de métodos y fórmulas empíricas :



Fórmulas americanas:

$$\text{Kuichberg} \dots\dots Q=700 \sqrt{P}$$

$$\text{Freeman, Jhone} \dots\dots Q=250\left(\frac{P}{5} + 10\right)$$

$$\text{N.B.of F.U.} \dots\dots Q=1020 P(1-0.01 \sqrt{P})$$

Siendo:

Q=Demanda en glns/m

P=N° de habitantes en millares

Estas fórmulas dan resultados elevados para un país como el nuestro, ya que ellas han sido hechas para un medio de mayor standard de vida, como es EEUU.

Entre nosotros se utilizan unas fórmulas prácticas que la experiencia ha fijado. Por medio de ellas se determinan el N° de grifos y la demanda por incendio.

a). N° de Grifos:

$$\text{Fórmula} \dots\dots N=f \sqrt{P}$$

Siendo: f=Coeficiente cuyo valor generalizado es 1

P=N° de habitantes en millares

Luego: P=4.5

$$N=1 \sqrt{4.5}$$

$$\underline{N= 2 \text{ grifos}}$$

b). -Demanda:

$$\text{Fórmula} \dots\dots Q=10 \sqrt{P}$$

$$Q=10 \sqrt{4.5}$$

$$\underline{Q=21 \text{ lts/s}}$$

Conclusiones.- De acuerdo a estas fórmulas prácticas, para satisfacer la demanda por incendio se necesitan 2 grifos de 170 glns/m que equivalen a dos grifos de 10 lts/s.c/u, los cuales arrojan un total de 20 lts/s. Pero estudiando la situación actual y las características de la ciudad de Caravelí, adoptamos la siguiente demanda:

1 grifo de 15 lts/s y mantenido este gasto durante un tiempo de 2 horas.

El volumen total requerido por incendio será de

$$V = 1 \times 15 \times 2 \times 60 \times 60$$

$$V = 108 \text{ m}^3$$

#### 6° VARIACIONES DE CONSUMO.-

El consumo de agua de una población, no es constante sino que fluctúa continuamente. Esta variación se debe a varios factores en los cuales predomina el clima y el tamaño de la población.

Es necesario el análisis de estos cambios, para evitar las deficiencias que pudieran originarse en la cantidad de agua necesaria, para satisfacer a la demanda en días u horas máximas.

Las variaciones más importantes, son las que se producen entre los diferentes meses del año, las diarias y las horarias.

a.-Variaciones Mensuales.- El consumo de agua es mayor generalmente en los meses de Verano e Invierno, especialmente cuando estas estaciones son Continentales.

Así tenemos que en los meses de Verano habrá mayor demanda de agua por motivo de sequedad, mayor uso

en el servicio doméstico y riego de jardines y calles.

En cambio en Invierno, cuando este es muy frío, se llega a máximos muy altos, por la pérdida de agua que se produce al dejar abiertas las llaves, las cuales evitan así que el agua se congele y rompa la tubería.

En EE.UU. por experiencia en su medio rara vez exceden el 12 % del promedio anual.

b.-Variaciones Diarias.-En los meses de máximo consumo, es donde se producen las variaciones diarias más notables, esto se debe a una serie de factores entre los que predomina el clima. Es por esto que estas variaciones diarias se producen especialmente en los días más calurosos del mes.

Por estudios realizados en varias ciudades americanas, se ha llegado a establecer que estas variaciones fluctúan entre el 150% y 200% del promedio.

Entre nosotros se acostumbra considerar estas variaciones hasta el 150 % del promedio.

Tomando en consideración las apreciaciones y características de Caravelí, como las cantidades asumidas a ciudades de parecidas condiciones de vida, adoptaremos como valor máximo del consumo diario... 130% del promedio Anual .

Gasto para el día de máximo consumo:

$$Q_m = 200 \times 1.3 \times 4,500$$

$$Q_m = 117,000 \text{ lts/d}$$

c.-Variaciones Horarias.-Estas variaciones son las más importantes. En su mayor parte se deben a la actividad de los pobladores.

Cuando se trata de un pueblo pequeño las variaciones producidas son las máximas.

En cambio en ciudades cosmopolitas existe una variación menor, debido a las compensaciones de consumo.

Como Caravelí es una es una población netamente agricultora, el consumo baja a partir de las 20 hrs., luego el consumo entre las 20 y 5 de la madrugada se reduce tan sólo a pérdidas en el sistema. Durante el resto del día el consumo varía de acuerdo a las actividades de la población.

Se alcanza un máximo a las 12 hrs. y otro menor a las 19 hrs.; máximos que coinciden con las horas de almuerzo y comida respectivamente.

Por experiencias en poblaciones vecinas cuyos proyectos ya han sido establecidos, asumimos que el consumo máximo horario se produce al medio día y será de 170 % del día de Máximo Diario.

Gasto para la Hora Máxima:

$$Q_h = 1.3 \times 1.7 \times 4500 \times 200 =$$

$$Q_h = \underline{198,700 \text{ lits/d}}$$

En conclusión se tiene:

$$\text{Dotación Promedio} = 200 \text{ lits/s}$$

$$\begin{aligned}\text{Consumo Promedio Diario} &= \frac{200 \times 4500}{86400} \\ &= 10.4 \text{ lts/s} \\ \text{Consumo Máximo Diario} &= \frac{200 \times 4500 \times 1.3}{86400} \\ &= 13.5 \text{ lts/s} \\ \text{Consumo Máximo Horario} &= \frac{200 \times 4500 \times 1.3 \times 1.7}{86400} \\ &= 22.9 \text{ lts/s}\end{aligned}$$

-----  
CUADRO DE VARIACIONES HORARIAS EN EL DIA DE MAXIMO CONSUMO

<u>Hora</u>	<u>% del Día Mx.</u>	<u>Hora</u>	<u>% del Día Mx.</u>
1	30	13	150
2	35	14	140
3	40	15	130
4	50	16	110
5	70	17	120
6	90	18	130
7	110	19	150
8	120	20	100
9	130	21	80
10	140	22	60
11	160	23	50
12	170	24	35

-----oooooOooooo-----

Para poder dibujar el diagrama de variaciones horarias se presenta a continuación el siguiente cuadro con los Consumos Horarios y los Consumos Horarios Acumulados

<u>Horas</u>	<u>% C.H. del día M.C.</u>	<u>Consumo Pr.H. del día M.C.</u>	<u>Consumo Horario</u>	<u>Consumo H. Acumulado</u>
1	30	1170	351	351
2	35	"	410	761
3	40	"	468	1229
4	50	"	585	1814
5	70	"	819	2633
6	90	"	1053	3686
7	110	"	1287	4973
8	120	"	1404	6377
9	130	"	1522	7899
10	140	"	1640	9539
11	160	"	1872	11411
12	170	"	1990	13401
13	150	"	1756	15157
14	140	"	1640	16797
15	130	"	1522	18219
16	110	"	1287	19506
17	120	"	1404	20910
18	130	"	1522	22432
19	150	"	1756	24188
20	100	"	1170	25358
21	80	"	936	26294
22	60	"	702	26996
23	50	"	585	27581
24	35	"	410	27991

-----  
El agua que debe ser almacenada está indicada por el area achurada.(en el respectivo diagrama)

## Capítulo IV

### EXPANSION URBANA

-GENERALIDADES

-ZONIFICACION

-DENSIDADES

-----vvvvvVvvvv-----

## EXPANSION URBANA

### GENERALIDADES.-

Una vez conocidas la cantidad de habitantes y la curva de consumo, se presenta el problema de distribución, comprendiendo por ahora el área ocupada por la población actual; pero teniendo en cuenta que las obras son proyectadas para un período de diseño de 35 años, es de necesidad conocer el área que ocupe la población en el año de 1993 o sea las zonas de futura expansión urbana, pues los límites de expansión tienen una gran importancia, estando principalmente de acuerdo con las condiciones topográficas de la zona, que influyen bastante en la distribución, así tenemos:

-Cuando la expansión se realiza hacia las partes altas, hay que tomar en cuenta dicho desarrollo en la ubicación a una altura conveniente de la planta de captación, reservorio de regulación, plantas de bombeo etc.

-Cuando la expansión se realiza en la parte baja, el problema que se presenta es, que en dicha zona habrán presiones excesivas, con la cual surge la solución de romper la presión, realizando la distribución por zonas.

La determinación de la expansión urbana se hace en función de la zonificación y de las densidades de la zona.

### ZONIFICACION.-

La ciudad no tiene un plan piloto elaborado por la O.N.P.U. para establecer su desarrollo futuro y de acuerdo a las informaciones obtenidas en sus oficinas, la posibilidad de su realización está todavía muy lejana.



El levantamiento altimétrico y planimétrico de la ciudad es época reciente, habiendo sido ejecutado por ingenieros del Ministerio de F. y O. P.

En él se puede observar claramente que sus manzanas están técnicamente distribuidos, siendo de corte ortogonal y con longitudes promedio de sus lados de 80 x 70 mts.

Sus calles en su mayor parte conservan un ancho uniforme de 9.00 mts de longitud.

La topografía de la ciudad es bastante llana, dispone de tierras para nuevas viviendas a todo el alrededor del actual area que ocupa la población actualmente, aunque la mayor parte de ellas están constituidas por terrenos de cultivo.

De acuerdo con la tendencia de la población el area de expansión estará situada en las partes altas, zona que por sus condiciones de planicie y salubridad se ofrece a la construcción de nuevas viviendas.

También se ha considerado como zona de desarrollo urbano, el area comprendida en la parte superior de la calle Junín, la cual consideramos de expansión inmediata por lo tanto dicha area estará comprendida en la primera etapa de obras del proyecto de abastecimiento.

#### DENSIDADES.-

En nuestro país la densidad varía normalmente entre 100 y 230 h/Ha; bajando esta cantidad en las zonas

comerciales e industriales, subiendo en zonas muy edificadas como la de viviendas populares que existen en gran número en la metrópoli de Lima.

Por ser Caravelí un poblado pequeño adoptaremos las siguientes densidades:

$$\text{Densidad Actual} = 120 \text{ h/Ha}$$

$$\text{Densidad Futura} = 140 \text{ "}$$

Luego con un area actual de 17.9 Ha se tendrá una población para la densidad asumida de

$$= 17.9 \times 120$$

$$= 2148 \text{ habitantes}$$

Como la población para el año de 1993 será de 4500 , se tendrá que urbanizar para la siguiente población futura :

$$= 4500 - 2148$$

$$= 2352 \text{ h.}$$

Luego como:

$$\text{Densidad Futura} = 140 \text{ h/Ha}$$

$$\text{Población Incrementd.} = 2352 \text{ h.}$$

$$\text{Area de Expansión} \quad \frac{2352}{140}$$

$$\underline{\text{Area de Expansión}} = 16.8 \text{ Ha}$$

Area Total para el año de 1993

$$\text{Area Actual} \quad = 17.9 \text{ Ha}$$

$$\text{Area de Expansión} = 16.8$$

$$\underline{\text{Area Total}} \quad = 34.7 \text{ Ha}$$

-----oooooooooooooooo-----

## Capítulo V

### FUENTES DE CAPTACION

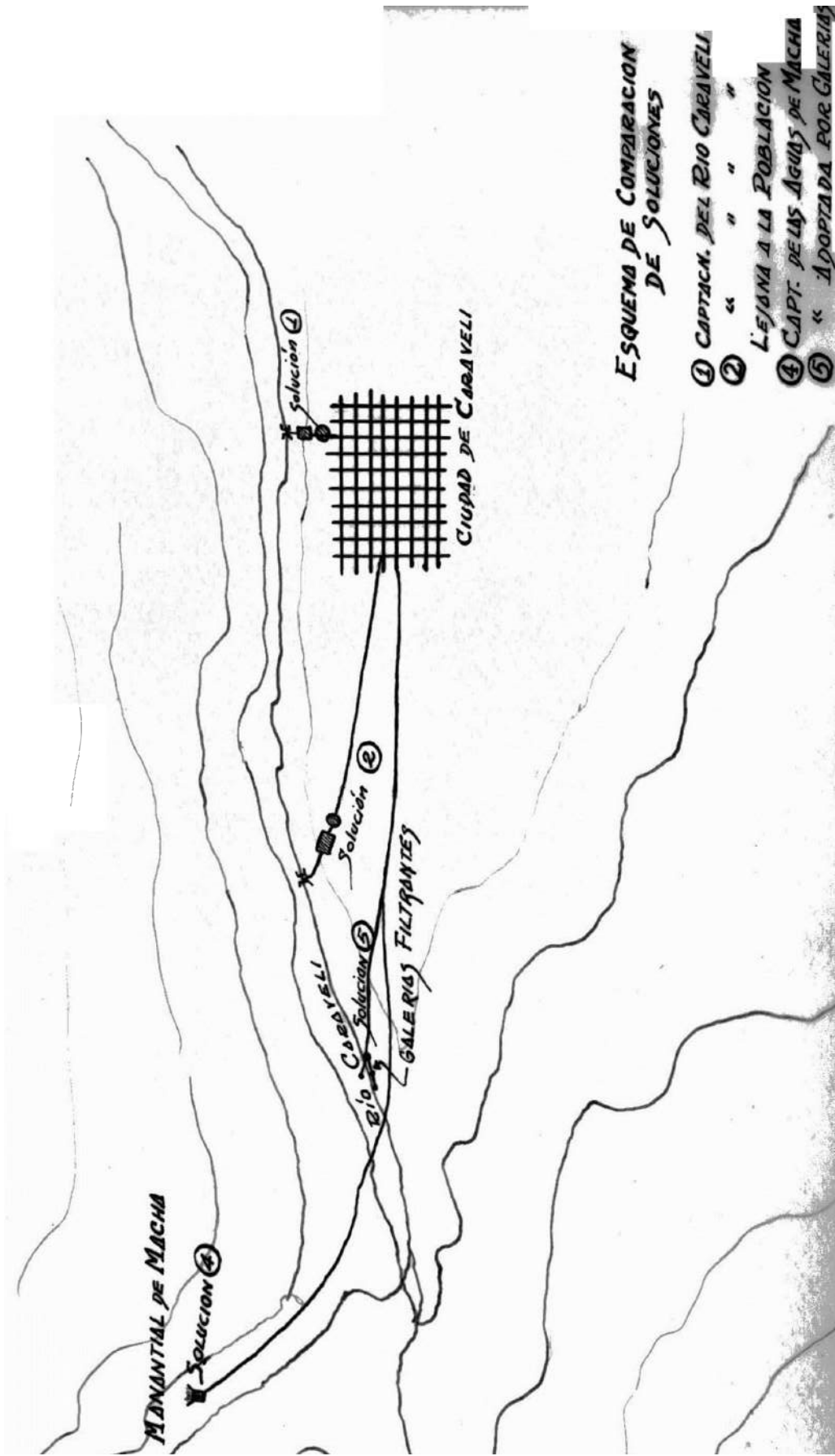
-GENERALIDADES

-SOLUCIONES

-DISCUSION

-CONCLUSION

-----VVVVVVVVVVVV-----



FUENTES DE CAPTACION

Determinada la población y el area de expansión, habrá que resolver el problema del estudio de las diversas posibilidades de abastecimiento a la población.

Para lo cual necesitamos hacer los siguientes estudios :

-Estudio de los recursos acuíferos, que se hace a base de los estudios hidrológicos de la zona.

-Un plano topográfico completo de la zona en estudio.

-Localización de las capas acuíferas por medio de un estudio geológico.

-Estudio del caudal, comportamiento, calidad de las aguas superficiales.

De acuerdo a todos los datos que se han podido conseguir, se presentan las siguientes soluciones :

1.-Captación de las aguas superficiales del Río Caravelí cercanas a la población.

2.-Captación de las aguas superficiales del Río Caravelí a una distancia tal que permita su conducción por gravedad.

3.-Captación por medio de pozos.

4.-Captación de las aguas surgentes de Macha

5.-Captación por galerías filtrantes en las inmediaciones del río Caravelí.

DISCUSION.-

1ª y 2ª Soluciones.-Captar directamente del río Caravelí sus aguas superficiales. Ambas soluciones necesitan de planta de captación, y planta de tratamiento; requiriendo la primer solución una planta de bombeo, para dar a el agua la altura suficiente que le permita llegar con una presión adecuada al sitio de consumo.

La segunda solución no necesita una planta de bombeo porque está ubicada en una cota tal que le da la altura necesaria. Pero tiene en contra la gran magnitud de su linea de **conducción**, en cambio en la primera es corta.

La diferencia de estas dos soluciones estriba en averiguar técnica y economicamente, que resulta más ventajoso:

-la planta de bombeo y su mantenimiento costoso o

-una linea de conducción larga.

Estas dos soluciones tienen en si el grave inconveniente del alto costo de su planta de captación, tratamiento y en caso de necesitarse, planta de bombeo. A todo esto hay que agregar el elevado costo de mantenimiento.

Hay que tomar en cuenta también, que este río pertenece a la cuenca del océano Pacífico y por lo tanto no trae un caudal uniforme durante todo el año, en ciertas épocas de sequía trae una cantidad exigua, la cual es insuficiente hasta para los regadíos de cultivos anexos.

3º Solución.-Para poder realizar una captación por medio de pozos, es necesario conocer la ubicación de las napas freáticas, para lo cual hay que hacer un estudio geológico de la zona, lo cual por razones económicas no es posible por ahora.

Además no existe ningún pozo en la la localidad que pueda ser motivo de algún estudio aproximado.

Ingenieros establecidos en el lugar, están de acuerdo en que por la calidad del suelo y subsuelo, es vaga la posibilidad del buen rendimiento de un pozo.

Es digno de tomarse en consideración el alto costo que significa el mantenimiento de una planta de bombeo.

4º Solución.-Captación de las aguas surgentes de Macha, lugar situado a 8 Km de la población y al otro lado del río Caravelí.

Después de realizar una detenida inspección se ha podido comprobar que no existen tales aguas surgentes sino que se tratan de afloramientos de aguas de riegos que al incorporarse a la napa acuífera y al haber depresiones del terreno, aparecen estacionarias o discurren sin potencia o muy desparramadas, nuevamente hacia el cause del río.

Uno de los afloramientos más importantes daba tan sólo 4 lts/s y sin estar en el máximo estíaje.

Además estas aguas aparecen en su mayor parte, en zonas que en épocas de avenidas constituyen el lecho del mismo río.

Por esta razón y debido también al exiguo caudal de afloramiento, para captarlas habría que hacer unas galerías filtrantes con el inconveniente de que requerirían una conducción de mayor longitud que la de las galerías filtrantes anexas al río Caravelí.

5º Solución.-Ejecución de galerías filtrantes en las inmediaciones del río Caravelí, las cuales consisten en drenes rodeados de material filtrante clasificado. Evitando la cementación de su sistema por medio de buzones de inspección, los cuales le dan seguridad y regularidad a la captación.

Esta solución tiene la gran ventaja, de no tener casi costo de mantenimiento.

CONCLUSION.-

Un análisis técnico-económico de las cinco soluciones presentadas, nos determina a esta última solución como la más conveniente por su costo económico y seguridad en el abastecimiento; que es lo que se requiere en fuente de abastecimiento, para poder satisfacer en forma amplia las necesidades de agua potable de la ciudad de Caravelí.



## Capítulo VI

### SISTEMA DE CAPTACION

-GENERALIDADES

↳ZONA DE CAPTACION

-CALCULO Y DISTRIBUCION DE LAS GALERIAS

-BUZONES DE INSPECCION Y LIMPIEZA

-CAMARA DE RECOLECCION

-RESUMEN

-----vvvvvVvvvvv-----

## SISTEMA DE CAPTACION

### GENERALIDADES.-

De acuerdo al estudio comparativo hecho en el capítulo anterior, se eligió por criterio técnico-económico, el sistema de captación por galerías filtrantes, las cuales consisten en drenes formados por tuberías dispuestas en igual forma como se usan en irrigaciones, pero con la variante de que dichos tubos irán rodeados de material filtrante clasificado. Como el agua que se va a captar es subterránea, agua infiltrada del río Caravelí, diremos algunas generalidades sobre ella.

Las aguas subterráneas son generalmente las mejores para abastecimientos de poblaciones, por ser más puras, más limpias, más frescas que las superficiales.

Tienen la desventaja de estar algunas veces mineralizadas, cargadas de sales en disolución, a consecuencia de los diferentes terrenos que atraviesan.

Su cantidad por lo general, está en razón inversa de su calidad.

Para poder aprovechar las aguas subterráneas hay que empezar por hacer un estudio geológico de la región para poder precisar la posición y permeabilidad de las distintas capas del terreno.

Las aguas que se infiltran en la corteza terrestre, provienen de las precipitaciones atmosféricas o de los ríos y lagos de fondos permeables.

Decienden en las tierras porosas por la acción de la gravedad y su velocidad de penetración es inversamente proporcional al grado de permeabilidad de la capa geológica que atraviesa.

Es posible aprovechar el agua subterránea buscándola en el interior del terreno, donde existen y captándolas por medio de pozos o galerías.

Lo que si es muy difícil es determinar su cantidad.

Por lo tanto para poder lograr estas aguas lo primero que hay que hacer es investigar las distintas capas acuíferas por medio del estudio geológico e hidrológico de la región.

Para el estudio hidrológico hay que partir de todos los datos que haya sobre la zona, como mapas geológicos, túneles, minas, cortes naturales del terreno, pozos existentes etc.

Enunciadas estas generalidades sobre las aguas subterráneas, abordaremos el estudio del sistema de captación del proyecto.

#### ZONA DE CAPTACION.-

Esta zona se determinó, tomando en cuenta que tuviese la altura necesaria con respecto al lugar de consumo, así mismo la topografía, facilidad de acceso, cercanía a uno de los caminos etc.

De acuerdo a estos detalles se eligió como zona de captación la que queda en la cota 147 a 153 y en una extensión de 300 mts de longitud.

CALCULO DEL CAUDAL DE AGUA QUE PRODUCIRA LA GALERIA.-

Para conocer el rendimiento de las galerías, se hicieron en la zona determinada dos zanjas paralelas al río y con una profundidad promedio de 2.50 mts.

Los resultados fueron:

$$\text{Zanja A de } L=20.00 \dots\dots\dots Q_A = 2.60 \text{ l/s}$$

$$\text{Zanja B de } L=16.00 \dots\dots\dots Q_B = 1.76 \text{ l/s}$$

El gasto por metro lineal de zanja será :

$$Q_A = 2.60 \text{ l/s} \dots\dots\dots q_A = \frac{2.60}{20} =$$
$$q_A = 0.13 \text{ lts/s/ml}$$

$$Q_B = 1.76 \text{ l/s} \dots\dots\dots q_B = \frac{1.76}{16} =$$
$$q_B = 0.11 \text{ lts/s/ml}$$

Obteniéndose un término medio de gasto de:

$$q_m = \frac{q_A + q_B}{2} =$$
$$q_m = \frac{0.13 + 0.11}{2} =$$
$$q_m = 0.12 \text{ lts/s/ml}$$

Como medida de seguridad adoptaremos el siguiente gasto :

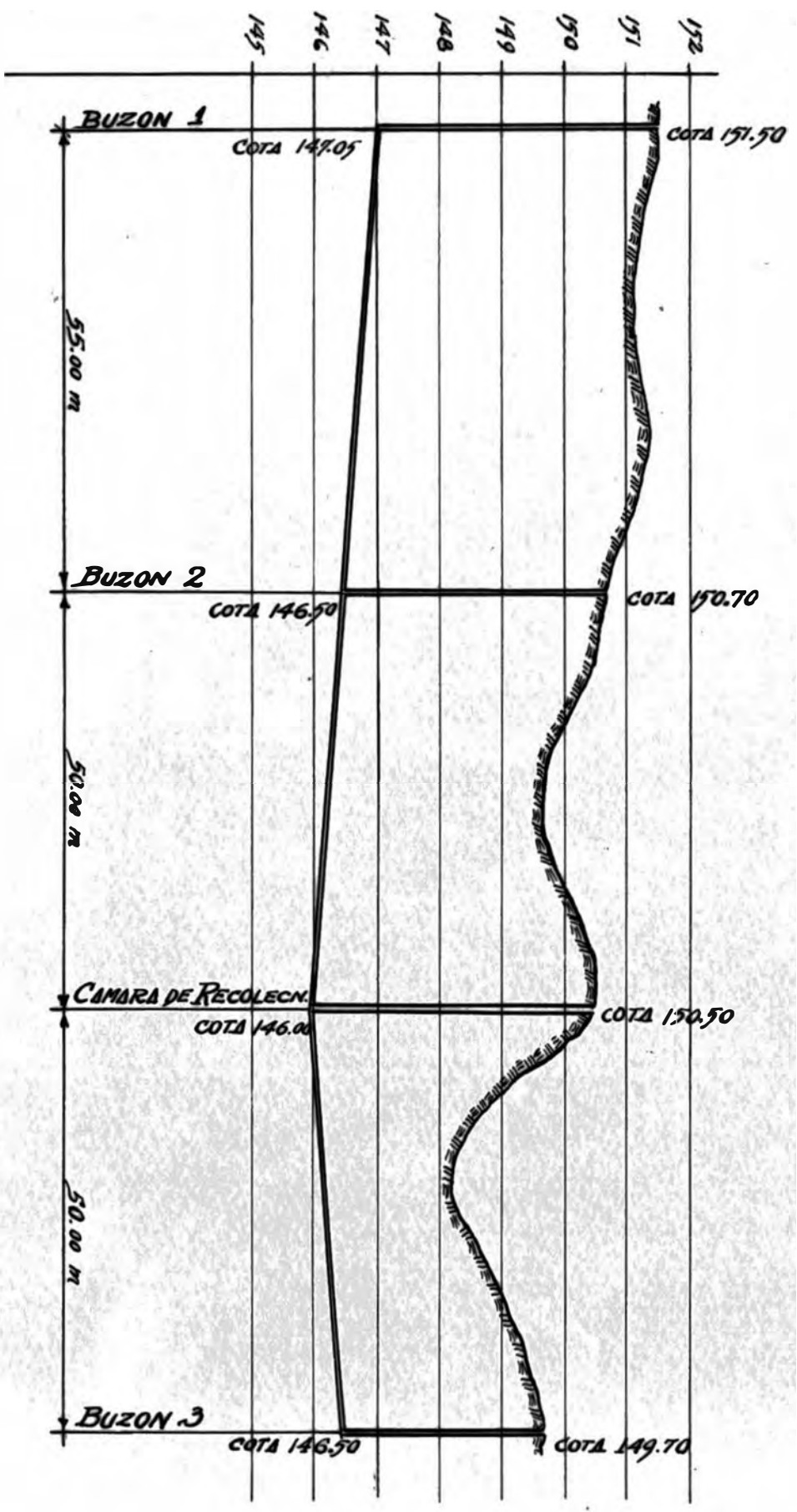
$$q = 0.09 \text{ lts/s/ml}$$

LONGITUD NECESARIA DE TUBERIA .-

$Q_D$  = Gasto necesario para conducir al reservorio

PERFIL DE LAS GALERIAS

H = 1:750  
V = 1:100



$Q_D$  = Consumo Máximo Diario

$$Q_D = 13.5 \text{ lts/s}$$

$$L = \frac{Q_D}{q} =$$

L = longitud necesaria de tubería

$$L = \frac{13.5}{0.09} =$$

$$L = 150 \text{ ml}$$

Por seguridad en definitiva tomaremos :

$$\underline{L = 155 \text{ ml}}$$

$$\underline{q = 0.09 \text{ lts/s/ml}}$$

#### DISTRIBUCION DE LAS GALERIAS.-

De acuerdo a la zona de captación se las distribuirá en dos galerías :

a.-Una galería paralela al río de 105.00 mts de longitud.

b.-Una galería transversal al río de 50.00 mts. de longitud.

Se colocarán buzones al comienzo de cada galería y una intermedia en la paralela al río.

Ambas galerías se unirán en la Cámara de Recolección, donde depositarán sus aguas.

#### Gastos producidos por cada galería.-

<u>Tramo</u>	<u>S %</u>	<u>L</u>	<u>Gasto</u>	
B <sub>1</sub> -B <sub>2</sub>	1	55	4.95	
B <sub>2</sub> -B <sub>r</sub>	1	50	4.50	9.45
B <sub>3</sub> -B <sub>r</sub>	1	50	4.50	
				<u>13.95 lts/s</u>

Como sólo se necesitan  $Q_d = 13.5$  lts/s .

Hay margen de seguridad por cualquier deficiencia que en el sistema se pueda presentar.

DIAMETRO Y MATERIAL DE LA TUBERIA.-

Se empleará tubería de concreto simple

En cuanto al diámetro de la tubería, haremos el cálculo respectivo, utilizando el nomograma de Hazen y Williams para conducciones de agua a tubo lleno y el diagrama de elementos hidráulicos proporcionales.

Asumiendo un diámetro de 6" para la tubería de todo el sistema, se obtienen los resultados siguientes:

Tramo	S ‰	D "	L m	Tubo Lleno		Relacns		Galería		
				Q l/s	V m/s	Q%	V%	Q l/s	V m/s	Tirante
B <sub>1</sub> -B <sub>2</sub>	10	6	55	14	0.77	0.35	0.93	4.95	0.72	0.42 D
B <sub>2</sub> -B <sub>r</sub>	10	6	50	14	0.77	0.68	1.07	9.45	0.83	0.58 D
B <sub>3</sub> -B <sub>r</sub>	10	6	50	14	0.77	0.32	0.89	4.50	0.69	0.38 D

El cuadro expuesto indica claramente que el diámetro elegido cumple con las condiciones de tirante apropiado y velocidad conveniente.

BUZONES DE INSPECCION Y LIMPIEZA.-

Para poder efectuar la inspección y limpieza del sistema de captación se utilizan buzones del tipo standard igual a los de alcantarilla. Así aseguraremos el rendimiento de la captación efectuada.

Es recomendable distribuirlos como se hace en la red de desagües, es decir en los puntos donde hay cambio de dirección, pendiente, comienzo de la galería etc.

Se recomienda además colocarlos cada cierta distancia, la cual debe oscilar entre los 50 y 60 mts.

Como una galería tiende a bajar en su rendimiento, por cementación de los estratos porosos, es de suma necesidad la colocación de estos buzones.

En nuestro caso utilizaremos tres buzones, los cuales están dispuestos en la forma siguiente:

Galería A : buzones  $B_1$  y  $B_2$  en el origen y a 50 mts de la cámara de recolección.

Galería B : buzón  $B_3$  en el origen.

#### CAMARA DE RECOLECCION.-

Es un buzón en donde terminan las dos galerías y de donde partirá la tubería de conducción al reservorio.

En el se instalarán los accesorios necesarios que permitan cumplir con su función de recolección y regularización del caudal necesario que tiene que entregar a la tubería de conducción.

#### RESUMEN DEL SISTEMA DE CAPTACION .

Comprende la construcción de dos galerías filtrantes, una de 105 ml paralela al río, con dos buzones de inspección y otra de 50 ml transversal al río con un buzón.



Su profundidad media se puede considerar de 3,70 mts., a 0.40 m. del fondo de la galería, se colocarán tubos de concreto simple de 6" de diámetro y 0.90 m. de largo, con una pendiente uniforme de  $1 \%$  hacia la cámara de recolección.

Los tubos serán puestos unos a continuación de otros, con separación entre sus bordes de 1" , esto se hace con el fin de permitir el ingreso del agua.

Los drenes formados por tubería, irán rodeados de material filtrante clasificado, de grano creciente hacia la galería, como se indica en el plano respectivo.

Este filtro comprende varias capas como son:

a).-Una capa de piedra que rodeará al tubo, siendo el tamaño de la piedra de  $3/4"$  a  $3"$  y en un espesor de 0.80 m.

b).-Una capa de grava de  $3/8"$  a  $3/4"$  de 0.90 m. de espesor, la cual irá encima de la capa de piedra, su tendido se hará tomando toda clase de cuidados.

c).-Una capa de arena gruesa y otra de material arenoso irán encima de las anteriores capas respectivamente.

Los buzones de inspección serán del tipo standard, de 1.20 m. de diámetro interior, sus muros y base serán de concreto 1:3:6 con un espesor de 15 cm. y 20 cm. respectivamente; tendrán un marco y tapa de fierro fundido, adosadas a sus paredes llevan una escalera de acceso.

Su altura con respecto al terreno anexo, debe de tomarse en cuenta para evitar el ingreso de aguas superficiales.

La cámara de recolección será de forma circular de 1.60 m. de diámetro interior y 4.50 mts de profundidad. Será de concreto armado, mezcla 1:2:4 con fierros de 1/2" de diámetro, dispuestos cada 0.20 m., tanto en el sentido vertical como en el circular.

La tapa será también de concreto armado mezcla 1:2:4 con fierros de diámetro de 1/2" cada 0.15 m. y dispuestos en forma de malla.

La tapa tendrá un agujero con marco de acero para una cubierta de fierro fundido, similar a la de los buzones standard.

Para poder descender se construirá una escalera con pasos de fierro de 3/4" dispuestos cada 0.30 m.

El agua proveniente de las dos galerías, llegarán a través de las tuberías de concreto simple; el agua recolectada saldrá por la tubería de conducción.

Se dispondrá de una válvula de 6" con vástago largo, que permita su manejo desde el exterior de la cámara de recolección.

-----00000000000-----

## Capítulo VII

### RESERVORIO DE REGULACION

-OBJETO

-CAPACIDAD

-UBICACION

-DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL

-CALCULO DE LA PARED CILINDRICA

" " " CUBIERTA

" " LAS VIGAS

" " " COLUMNAS

" " " ZAPATAS

" " LA LOSA DE FONDO

-DESCRIPCION Y DETALLES DE CONSTRUCCION

-CAMARA DE LLAVES

-----vvvvvvVvvvvv-----

RESERVORIO DE REGULACION

OBJETO.-

En toda obra de abastecimientos de agua, el caudal que se dispone casi nunca coincide con el consumo en la mayor parte del día, hay veces en que el caudal afluente es mayor que el gasto y otras veces inferior al mismo. Es por esto que ante esta variación que va en contra de la regularización del abastecimiento, es que sea preciso construir en un sitio adecuado del sistema un depósito que asegure durante todo el día, la suministración de agua indispensable cuando lo exija el consumo y en horas de escaso consumo almacene lo sobrante.

Además satisfaga la demanda requerida por incendio.

Así mismo uniformiza presiones en el sistema de distribución.

En caso de usarse planta de bombeo, uniformiza las cargas.

Eleva presiones en los puntos alejados.

2-CAPACIDAD.-

Está determinada por los siguientes almacenamientos :

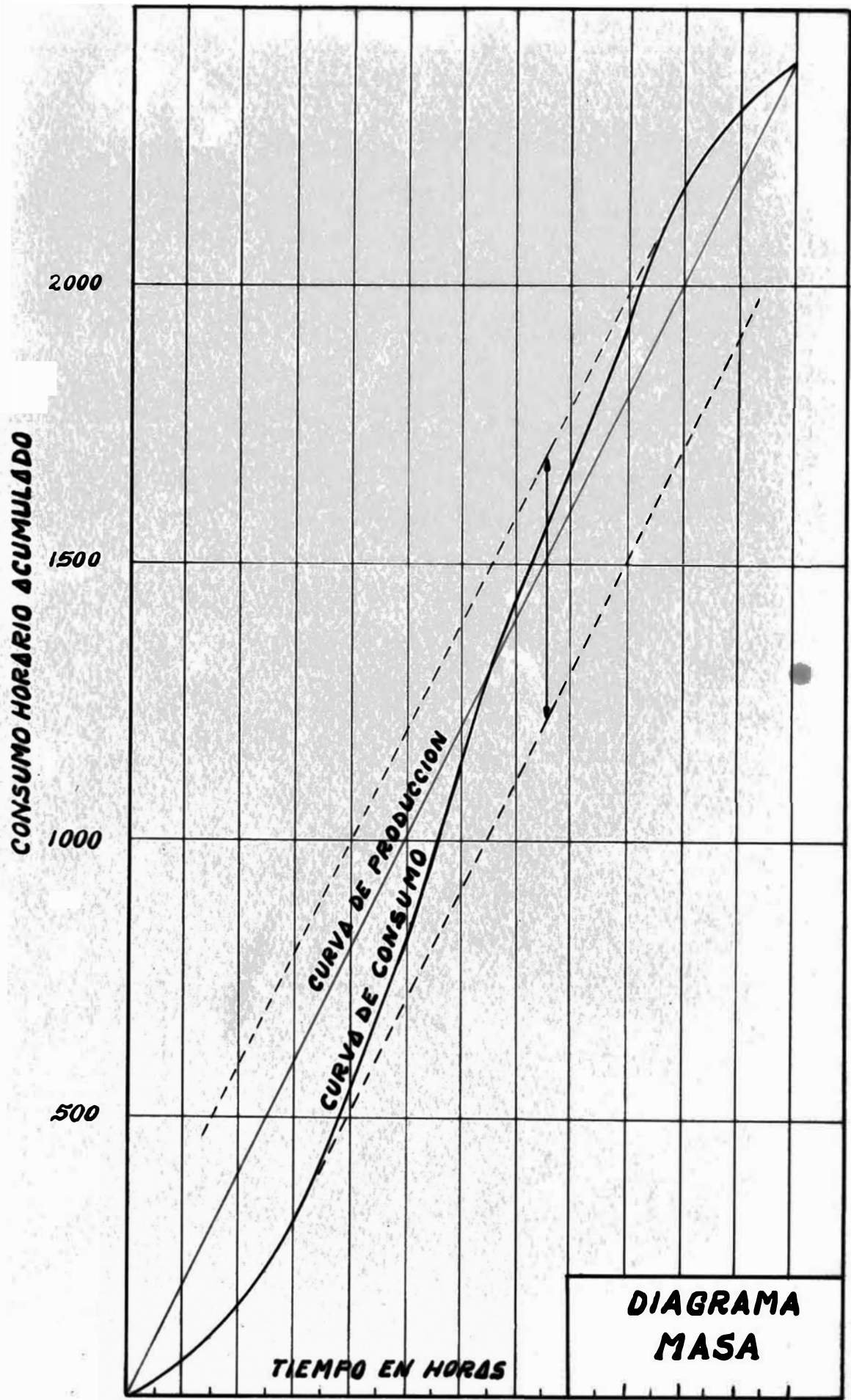
a.-Almacenamiento para cubrir las fluctuaciones del consumo.

b.-Almacenamiento por gasto contra incendio

c.-Almacenamiento por emergencia.

a.-Almacenamiento para cubrir las fluctuaciones horarias.-

Este volumen se calcula con ayuda del diagra-



**DIAGRAMA  
MASA**

**TIEMPO EN HORAS**

0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24

ma Masa y para el día de máximo consumo.

Este diagrama se dibuja, tomando los consumos acumulados horarios como eje de ordenadas y como eje de abscisas el tiempo en horas.

Como la producción se estima constante, estará ella representada por una línea recta que une el origen y el final de la curva masa de consumo.

Para determinar el almacenamiento que equilibre la producción y el consumo, trazamos rectas por los puntos de inflexión de la curva de consumos acumulados paralelas a la recta de producción. Luego el segmento vertical medido entre ambas paralelas nos dará el almacenamiento buscado, como se indica en el gráfico respectivo.

$$\begin{aligned} \text{Almacenamiento requerido} &= \frac{5580}{24} = \\ &= \underline{232 \text{ m}^3/\text{hora}} \end{aligned}$$

b.-Almacenamiento por gasto contra incendio.-

Ya calculado anteriormente y cuyo volumen es de : ..... =  $108 \text{ m}^3$

c.-Almacenamiento por emergencia.-

Es siempre conveniente tomar un coeficiente de seguridad por los imprevistos que puedan presentarse durante el funcionamiento del sistema, especialmente cuando la fuente de captación es cierta inestabilidad en proporcionamiento del agua para abastecer a la población.

Para este proyecto de Caravelí tomaremos el 5% de la suma de los otros almacenamientos.

Almacenamiento por fluctuaciones	=	232 m <sup>3</sup>
Almacenamiento por incendio	=	108
Total	=	<u>340 m<sup>3</sup></u>

Luego el almacenamiento por emergencia será de:

$$= 5 \% \times 340 =$$
$$= 17 \text{ m}^3$$

tomaremos 20 m<sup>3</sup>

CONCLUSION.-

Almacenamiento por fluctuaciones	=	232 m <sup>3</sup>
" " incendio	=	108
" " emergencia	=	20
<u>Total</u> .....	=	<u>360 m<sup>3</sup></u>

Luego el volumen total del Reservorio de Regulación será de 360 m<sup>3</sup>

UBICACION.-

El reservorio debe estar situado en un lugar tal ,que se pueda conseguir una red de distribución lo más económica posible y así mismo haya una máxima uniformidad de presiones en todos los puntos abastecidos.

Para ello será necesario que se lo situe en el baricentro de la ciudad abastecida.

pero generalmente es muy difícil cumplir con esta disposición técnica,por la topografía de la región y el factor económico que influye grandemente en su ubicación.

Sólo empleando depósitos elevados podrían cumplir con esa disposición técnica, pero por economía se procura establecerlo en cerros o lomas, que sólo por excepción coinciden con el baricentro de la población.

En Caravelí se presenta el siguiente problema de elegir entre las dos soluciones que hay para determinar su ubicación

Solución A.-Reservorio elevado en el centro de consumo. Con una altura de 18.00 m. de acuerdo al cuadro de presiones, correspondientes al cálculo de los circuitos que se indican en los gráficos adjuntos.

Solución B.-Reservorio apoyado, ubicado en la cota 131.00 m., punto adoptado por su mayor proximidad al centro de consumo y a la línea de conducción.

Para determinar cual es la solución más conveniente se hará un análisis técnico-económico.

Empezaremos haciendo el análisis técnico.

#### Análisis Técnico.-

##### Solución A

a.-Situación dentro de la misma ciudad, muy cerca al baricentro.

b.-Línea de aducción de pequeña longitud.

c.-Por su ubicación, uniformiza y mejora presiones en todos los puntos.

d.-Red de distribución económica

e.-Hay gran facilidad para su control debido a su cercanía.



Solución B.-

a.-Situación distante del centro de abastecimientos.

b.-Linea de aducción de gran longitud.

c.-Dificultad en el control.

d.-En caso de ruptura en la linea de aducción, la ciudad quedaría sin el suministro de agua. Problema que un reservorio elevado puede resolverlo temporalmente.

De acuerdo al estudio de estas características técnicas de ambas soluciones, se observa claramente que la solución A mayores ventajas que la solución B.

Por lo tanto determinamos que técnicamente la solución A es la conveniente, pero hay que tomar en cuenta el factor económico, que es el prima en todo proyecto.

Análisis Económico.-

Para su estudio comparativo se tomarán en cuenta las siguientes obras :

- Reservorio
- Red de Distribución
- Linea de Conducción
- Linea de Aducción

Estas comparaciones económicas son hechas con metrados y precios aproximados.

a.-Reservorio:

Solución A:

$$360 \text{ m}^3 \text{ a } \$/ 1100.00 \text{ c/m}^3 \dots\dots\dots = \$/ 396,000.00$$

Solución B:

$$360 \text{ m}^3 \text{ a } \$/ 400.00 \text{ c/m}^3 \dots\dots\dots = \$/ 144,000.00$$

CIRC.	TRM/LONGT. Km	D "	C	Q <sub>0</sub> 1/2	S <sub>0</sub>	h <sub>0</sub>	h <sub>0</sub> /Q <sub>0</sub>	Δ <sub>0</sub>	Q <sub>1</sub>	S <sub>1</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>1</sub> /Q <sub>1</sub>	Δ <sub>1</sub>	Q	S	h	
I	BC	0.091	4	130	9.0	14.2	1.29	0.14	-0.52	8.48	13.2	1.20	0.14	-0.51	7.97	11.6	1.04
	CD	0.255	4	"	8.1	12.0	3.05	0.38	-0.52	7.58	10.7	2.73	0.36	-0.51	7.07	9.2	2.30
	DE	0.256	4	"	4.0	3.3	0.85	0.21	-0.52	3.48	2.6	0.67	0.19	-0.51	2.97	1.9	0.50
	HE	0.254	4	"	8.7	12.6	3.45	0.40	-0.52+1.38	7.84	11.4	-2.80	0.37	-0.51+0.31	8.04	11.8	-3.00
	HB	0.161	4	"	4.0	3.3	-0.53	0.13	-0.52	4.52	4.0	-0.64	0.16	-0.51	5.03	5.0	-0.84
						+1.21	1.26				+1.16	1.22				0.00	

$$\Delta_0 = -\frac{+1.21}{1.85 \times 1.26} = -0.52$$

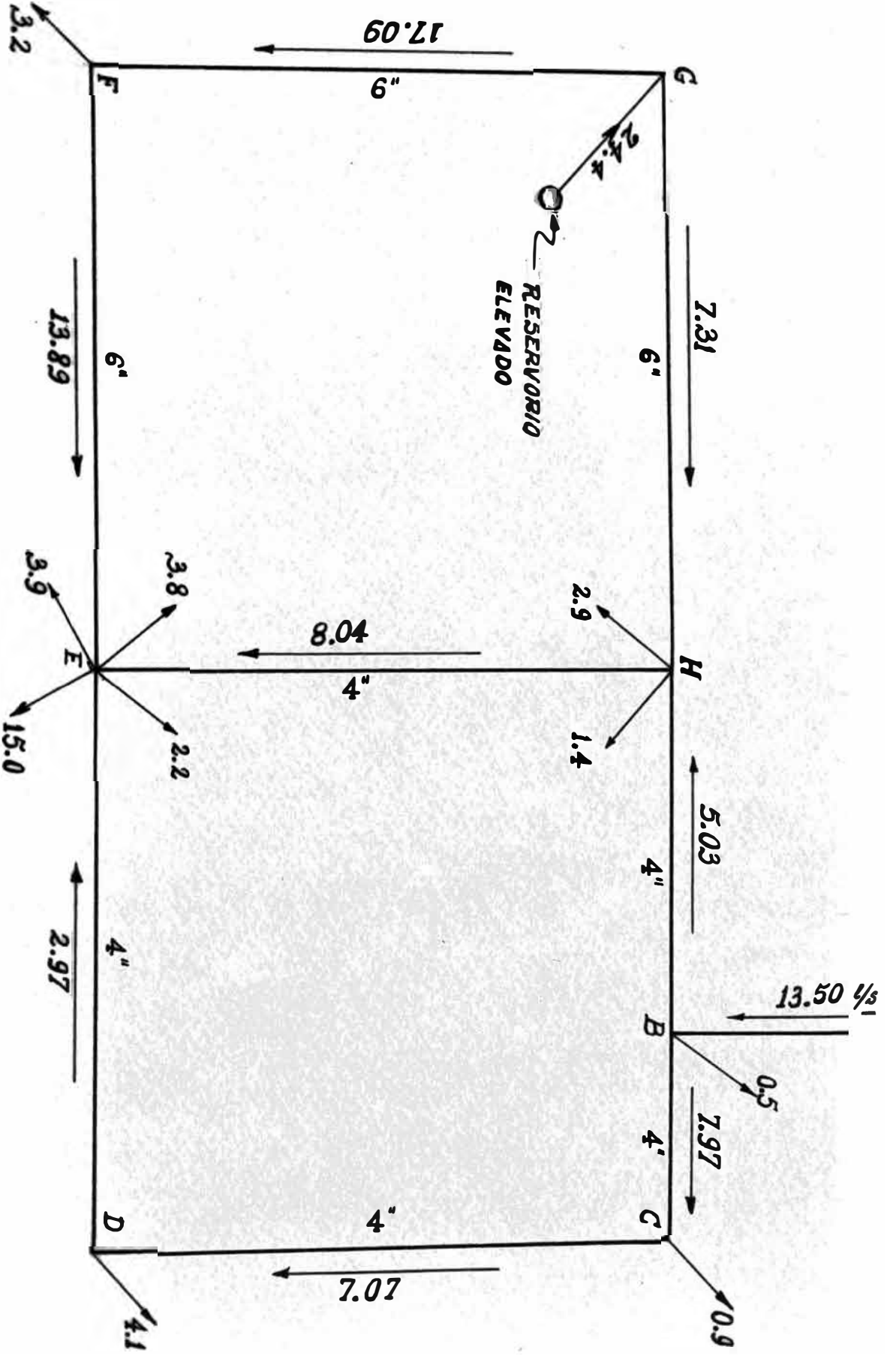
$$\Delta_1 = -\frac{+1.16}{1.85 \times 1.22} = -0.51$$

II	HE	0.254	4	130	8.7	13.6	3.45	0.40	-1.38+0.52	7.84	11.4	2.80	0.37	-0.31+0.51	8.04	11.8	3.00
	EF	0.269	6	"	12.2	3.7	-1.00	0.08	-1.38	13.58	4.5	-1.21	0.09	-0.31	13.89	4.7	1.40
	FG	0.252	6	"	15.4	5.6	-1.41	0.09	-1.38	16.78	6.6	-1.66	0.10	-0.31	17.09	6.8	1.91
	GH	0.271	6	"	9.0	2.1	0.57	0.06	-1.38	7.62	1.6	0.43	0.06	-0.31	7.31	1.5	0.31
						+1.61	0.63				+0.36	0.62				0.00	

$$\Delta_0 = -\frac{+1.61}{1.85 \times 0.63} = -1.38$$

$$\Delta_1 = -\frac{+0.36}{1.85 \times 0.62} = -0.31$$

**CASO DEL  
RESERVORIO ELEVADO**



**ESQUEMA  
DE LA RED MATRIZ  
RESERVORIO ELEVADO**

Saldo favorable a la solución B ..... = \$/ 252,000.00

b.-Red de Distribución.-

En lo que corresponde tan sólo a la red matriz.

Solución A:

792 ml de 6" a \$/ 120.00 c/ml = \$/ 95,040.00  
1017 " " 4" a \$/ 80.00 " = 81,360.00  
\$/ 176,400.00

Solución B:

1034 ml de 6" a \$/ 120.00 c/ml = \$/ 124,080.00  
775 " " 4" a \$/ 80.00 " = 62,000.00  
\$/ 186,080.00

Saldo favorable a la sol.A ..... \$/ 9,680.00

c.-Linea de Conducción.-

Solución A:

1800 ml de 6" Eternit a \$/ 100.00 = \$/ 180,000.00

Solución B:

800 ml de 6" C.Hume a \$/ 50.00 = \$/ 40,000.00

Saldo favorable a Sol.B ..... = \$/ 140,000.00

d.-Linea de Aducción.-

Solución A:

65 ml de 8" a \$/ 160.00 c/ml = \$/ 10,400.00

Solución B:

1000 ml de a 10" a \$/ 210.00 = \$/ 210,000.00

Saldo favorable a sol.A ..... \$/ 199,600.00

Resumen:

Solución A

Reservorio elevado ..= \$/ 396,000.00

Red de Distribución = 176,400.00

Línea de Conducción = 180,000.00

Línea de Aducción = 10,400.00

\$/ 762,800.00

Solución B

Reservorio apoyado = \$/ 144,000.00

Red de Distribución = 186,080.00

Línea de Conducción = 40,000.00

Línea de Aducción = 210,000.00

\$/ 580,080.00

Saldo favorable a la sol.B ..... \$/ 182,720.00

Conclusión.-Después de realizar estos análisis técnico-económico, llegamos a la conclusión que por factor importantísimo económico, se utilizará para el proyecto un Reservorio Apoyado, ubicado en una elevación natural.

#### 4-DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL.-

El reservorio será apoyado y sobre la falda de una elevación en la cota 131 como se indica en los planos respectivos.

Estar apoyado sobre la superficie, no necesita estar enterrado para estar defendido, pues el clima del lugar es bastante propicio para su protección al descubierto.

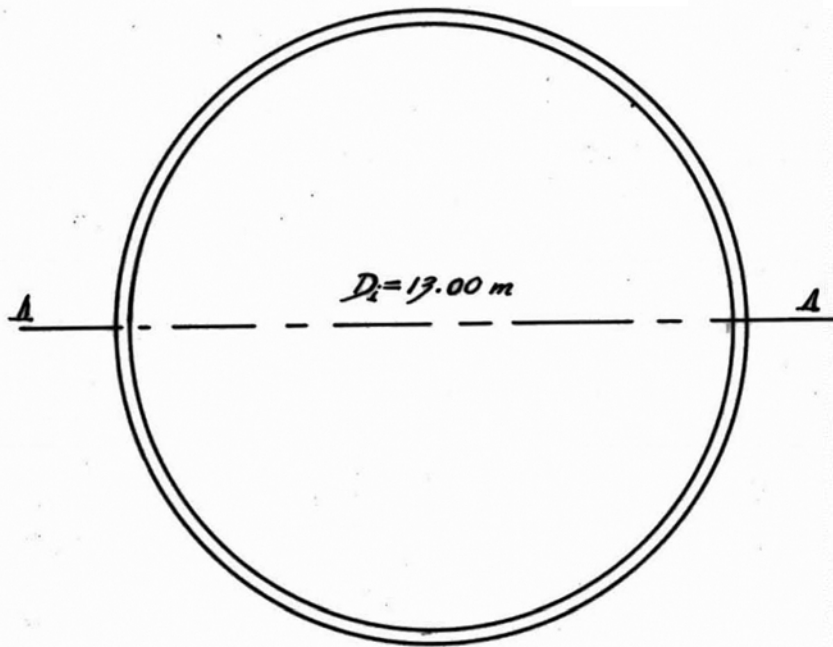
En cuanto al material de construcción se adoptó concreto armado, por ofrecer mayor seguridad y casi nula filtración en comparación con los de mampostería que tienen la ventaja de ser más económicos.

Determinado el material a usarse, hay que seleccionar su forma; para esto elegiremos entre la forma circular o rectangular.

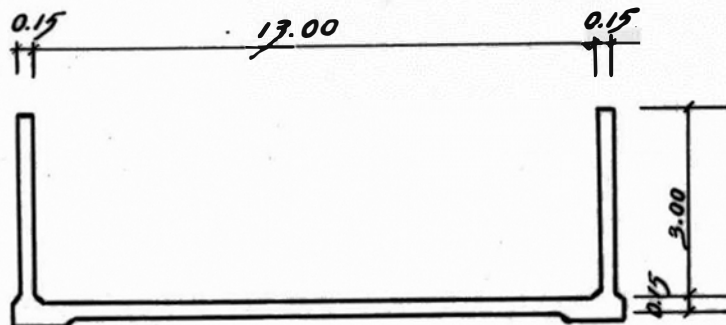
Siendo el volumen del reservorio, una cantidad relativamente pequeña será más conveniente adoptar la forma circular.

Además los reservorios circulares tienen las siguientes ventajas sobre los rectangulares :

- a)-Menor cantidad de armadura
- b)-Sólo están sometidos a esfuerzos longitudinales.
- c)Se evita la debilidad en las esquinas que los rectangulares sufren.
- d)-Por su forma requieren una mínima longitud para un contenido dado.



PLANTA



CORTE A-A

RESERVORIO  
ESQUEMA  
PARED CILINDRICA  
y  
LOSA DE FONDO

En conclusión

El depósito será de forma circular, de concreto armado, ubicado en las faldas de una elevación en la cota 131.00 m y con las siguientes dimensiones

Tirante de agua = h = 2.70 m  
Borde libre = a = 0.30 m  
Altura Reserv. = H = 3.00 m  
Diámetro inter. = D = 13.00 m  
Volumen = V = 360.00 m<sup>3</sup>

El reservorio tendrá una cubierta para protegerla contra el ingreso de elementos extraños que hagan insalubre el agua; e irá apoyada sobre dos vigas rectangulares, las cuales a su vez descansarán sobre dos columnas cada una.

CALCULO DE LA PARED CILINDRICA .-

Se considera que la pared está empotrada en la parte inferior y libre en la superior.

Luego se tendrá que las presiones y los momentos flectores son variables a lo largo de la pared y varían también con el factor:

$$\gamma = \frac{H}{S}$$

Siendo:

S = una constante que está en función del radio R y del espesor e

$$S = \frac{\sqrt{R \cdot e}}{1.316}$$

Asumiendo un espesor de e = 0.15 m



$$S = \sqrt{\frac{6.50 \times 0.15}{1.316}}$$

$$S = 0.752$$

luego:

$$\gamma = \frac{3.00}{0.752}$$

$$\gamma = 3.99 \text{ se tomará } 4.00$$

Se considerará a la pared cilíndrica formada por dos sistemas ideales

a)-Un sistema constituido por anillos horizontales.

b)- " " " " ménsulas verticales de anchura vertical igual a la unidad.

Trabajando cada uno de ellos en forma independiente, debiendo cumplirse que en cada punto o más particularmente en un punto cualquiera situado a la profundidad  $x$  se tendrá que :

$$p = p_a + p_m = \gamma x$$

Siendo:

$p$  = presión en un punto cualquiera

$p_a$  = " que absorbe el sistema anular.

$p_m$  = " " " " " vertical

Luego habrá que considerar dos diagramas de presiones, uno  $p_a$  para los anillos y otro  $p_m$  para las ménsulas.

Para poder hacer el respectivo diagrama calculamos los puntos claves:

La profundidad  $x$  en donde la presión sobre las ménsulas es nulo está dada por la siguiente fórmula:

$$t_g \gamma \left(1 - \frac{x}{H}\right) = \frac{\gamma}{1 - \gamma}$$

$$t_g 4 \left(1 - \frac{x}{3}\right) = \frac{4}{1 - 4}$$

$$4 \left(1 - \frac{x}{3}\right) = \text{arc } t_g \left(-\frac{4}{3}\right)$$

$$\underline{x = 2.30 \text{ m}}$$

Además se tiene que la presión hidrostática en el fondo es de :

$$p = wH$$

$$w = \text{densidad del agua} = 1,000 \text{ Kg/m}^3$$

$$p = 1,000 \times 3.00$$

$$\underline{p = 3,000 \text{ Kg.}}$$

Con los datos de la profundidad para la presión nula y la presión en el fondo, trazamos la curva ABC a sentimiento.

Los datos obtenidos en este diagrama son de aproximación.

De dicho diagrama obtemos los siguientes datos :

Máxima presión anular :

$$p_{a_{mx}} = 2380 \text{ Kg.}$$

La cual actua a la profundidad de :

$$x = 2.07 \text{ m}$$

#### Diagrama de Momentos Flectores .-

Por ser  $\gamma$  menor que 4.60 corresponde a un determinado diagrama de acuerdo al método de cálculo, en el cual sólo hay una zona inferior de momentos negativos y una zona

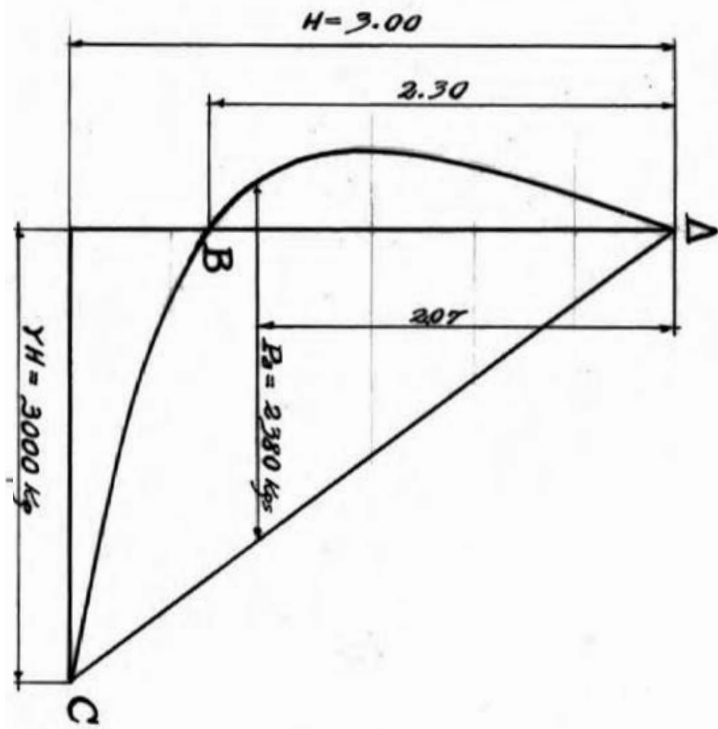


DIAGRAMA DE PRESIONES  
 HIDROSTÁTICAS

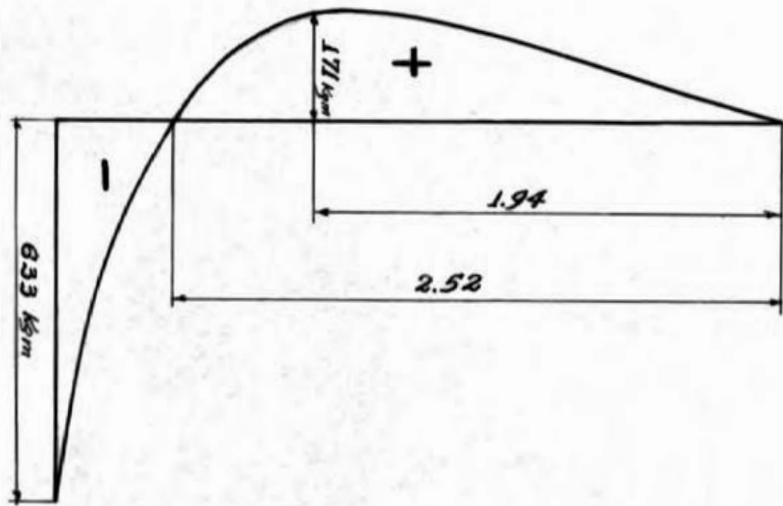


DIAGRAMA DE  
 MOMENTOS FLECTORES

superior de momentos positivos.

Momento Máximo Negativo.-

Se presenta en la base y es igual al momento de empotramiento en dicho lugar, el cual puede obtenerse por la siguiente expresión :

$$\begin{aligned} (-) M &= - 0.288 w.H.R.e \left(1 - \frac{1}{4}\right) \\ &= - 0.288 \times 1000 \times 3 \times 6.50 \times 0.15 \left(1 - \frac{1}{4}\right) \end{aligned}$$

$$\underline{(-) M = - 633 \text{ Kgm}}$$

En esta zona se presentarán tensiones de tracción en el parámetro interior de la pared.

Profundidad del punto de momento nulo:

$$t_g \gamma \left(1 - \frac{x}{H}\right) = 1 - \frac{1}{\gamma}$$

$$t_g \gamma \left(1 - \frac{x}{3}\right) = 1 - \frac{1}{4}$$

$$\underline{x = 2.52 \text{ m}}$$

Momento Máximo Positivo.-

Se toma 27 % del Máximo Momento Negativo

$$\begin{aligned} (+) M &= 0.27 (-) M_{mx} \\ &= 0.27 \times 633 \end{aligned}$$

$$\underline{(+ ) M = 171 \text{ Kgm}}$$

Profundidad del Máximo Momento Positivo:

$$t_g \gamma \left(1 - \frac{x}{H}\right) = 2 \gamma - 1$$

$$t_g \gamma \left(1 - \frac{x}{3}\right) = 2 \times 4 - 1$$

$$\underline{x = 1.94 \text{ m}}$$

Espesor de la Pared.-

1)-El valor de la presión máxima sobre los anillos es de :

$$p_a = 2380 \text{ Kg.}$$

Fuerza de tracción en la longitud de 1.00 m

$$T = p_a \times R \times l$$

$$T = 2380 \times 6.50 \times 1.00$$

$$T = 15,500 \text{ Kg}$$

El espesor estará dado por la siguiente expresión:

$$e = 0.01 \left( \frac{1}{14} - \frac{14}{900} \right) 15500$$

$$e = 0.0558 \times 155$$

$$\underline{e = 8.65 \text{ cm}}$$

Espesor menor que el asumido de 15 cm

2)-Considerando el Máximo Momento Flector del fondo sobre una ménsula vertical de ancho igual a 1.00 m

$$(-) M = 633 \text{ Kgm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{bK}} = \lambda \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$\text{siendo } \lambda = \frac{1}{\sqrt{K}}$$

Luego con :

$$f_c = 47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 900 \text{ ''}$$

Obtenemos el valor de  $\lambda$ , de la tabla N° V del libro de F.Moral.

$$\lambda = 0.340$$

$$d = 0.340 \sqrt{\frac{63300}{100}}$$

$$d = 8.6 \text{ cm}$$

como:

$$e = d + r$$

$$e = 8.6 + 3$$

$$\underline{e = 11.6 \text{ cm}}$$

Cantidad menor que el espesor asumido de 15 cm

Por lo tanto el espesor asumido queda chequeado y con buen margen de seguridad y facilidad para su construcción.

$$e = 15 \text{ cm}$$

#### CALCULO DE LA ARMADURA.-

##### Armadura Anular Horizontal.-

La distribución del acero se hace empleando el diagrama de la fuerza de tracción T .

Siendo

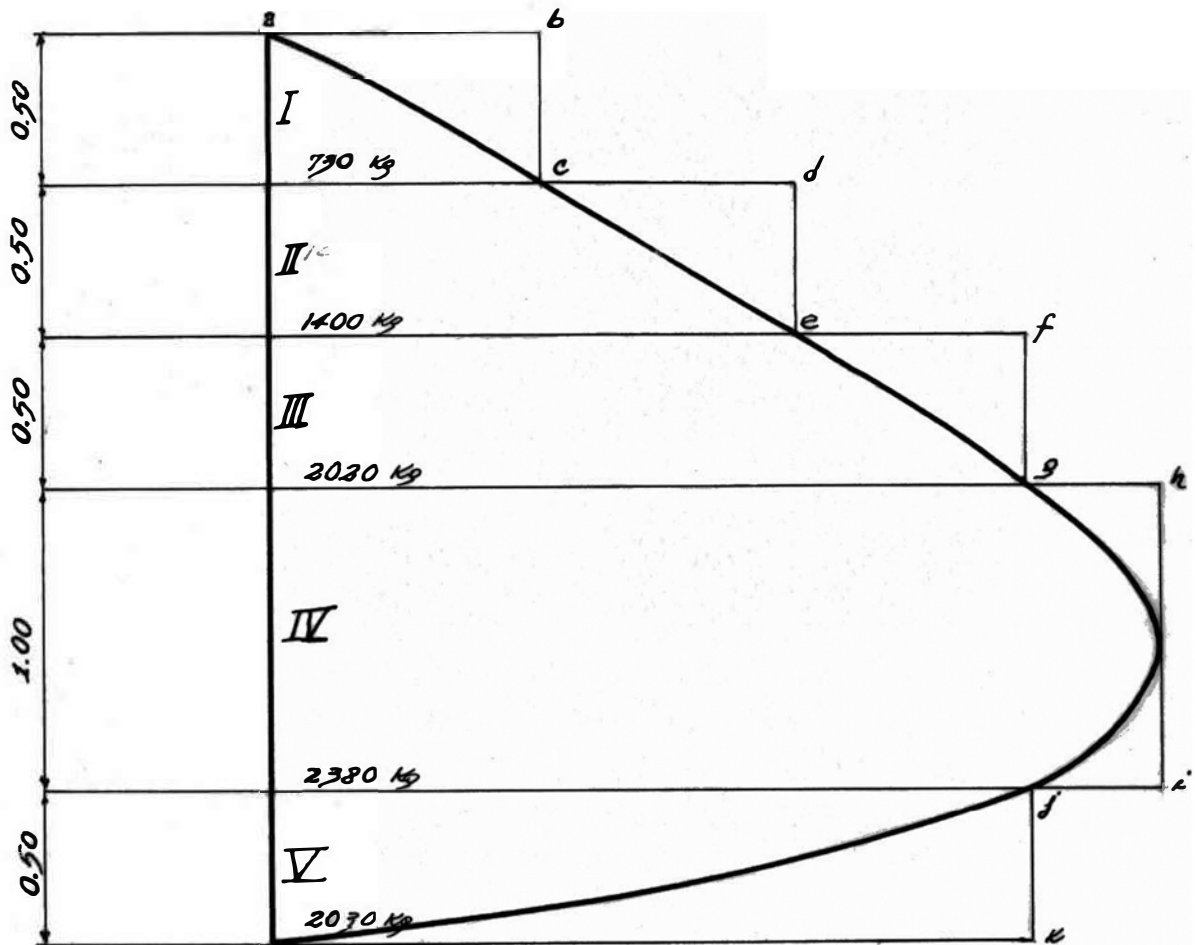
$$T = p_a \times R \times l$$

Para esto el diagrama se divide en zonas de acuerdo a la altura y se sustituyen por el diagrama rectangular a,b,c.....j,k .

Se encuentra la armadura necesaria para

$$f_s = 900 \text{ Kg/cm}^2$$

El cuadro de la página siguiente ilustra sobre lo anteriormente dicho.



**DIAGRAMA  
DE LAS FUERZAS DE  
TRACCION  
PARA EL CALCULO DE M. ANGULAR**

Zona	Altura	Presión Anular $p_a$	Fuerza de Trcc. p/m de Altura $T=p_a \times R \times l$	$A_s$	$\bar{\phi}$	Separacn
	m	Kg	Kg	cm <sup>2</sup>	"	cm
I	0.50	730	4750	5.3	½	24.0
II	0.50	1400	9100	10.1	½	12.5
III	0.50	2020	13100	14.6	½	8.5
IV	1.00	2380	15500	17.3	½	7.5
V	0.50	2030	13200	14.7	½	8.5

Acero Mínimo.-

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\min}} &= 0.0025 \text{ b}d \\
 &= 0.0025 \times 100 \times 12 \\
 &= 3 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Cifra menor que las areas de acero calculadas.

Empalme necesario para los anillos.-

$$\begin{aligned}
 L &= \frac{f_s \cdot a_s}{4u} \\
 L &= \frac{900 \times 1.27}{4 \times 7} \\
 L &= 0.41 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tomamos como longitud L = 0.45 m

Armadura Vertical.-

Se consideran dos armaduras ,una para absorber el momento negativo y la otra para el positivo



$$A_s = udb$$

u = constante que se obtiene de la tabla

Nº 5 del libro de F.Moral.

$$u = 1.129$$

$$\begin{aligned} A_s &= 1.129 \times 12 \times 1 \\ &= 13.6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = \phi \text{ de } 5/8'' \text{ a } 14.5 \text{ cm}$$

Esta se colocará en la cara interior hasta 25 cm de altura y apartir de este punto se reducirá a la mitad, suprimiendo una barra intermedia hasta el punto de momento nulo, pero tomando en cuenta que las barras que llegan al punto de momento de momento nulo deben pasar en una dimensión de :

$$l = 16 \phi$$

$$l = 30 \text{ cm}$$

Haciéndose esto por el anclaje.

Para el Momento Máximo Positivo.-

Se colocará en la cara exterior de la pared

$$(\dagger) M = 171 \text{ Kgm}$$

$$r = \frac{d}{\sqrt{\frac{M}{b}}}$$

$$d = h - (r_e \dagger \phi_a \dagger 0.5)$$

$$d = 11 \text{ cm}$$

$$r = \frac{11}{\sqrt{171}}$$

$$r = 0.84$$

Luego con los valores de  $r=0.84$  y  $f_s=900 \text{ Kg/cm}^2$  de la Tabla Nº V de F.Moral se obtiene:

$$f_h = 15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u = 0.167$$

$$\begin{aligned} A_s &= t \sqrt{Mb} = udb \\ &= 0.167 \times 11 \times 1 \\ &= 1.9 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

La armadura vertical en zona de momentos positivos no debe ser menor que :

$$\begin{aligned} 0.003 A_s &= 0.003 \times 15 \times 100 \\ &= 4.5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Cantidad menor resulta el area anteriormente encontrada

Por tanto se tendrá que :

$$A_s = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \underline{\underline{\emptyset \text{ de } 3/8'' \text{ a } 16 \text{ cm}}}$$

#### Armadura Oblicua a 45° en la Base.-

Generalmente se acostumbra colocar una determinada area de acero en la zona de unión de la losa del fondo y la pared cilíndrica :

$$A_s = \sqrt{2} A_{s \text{ vertical}} (-)$$

$$A_s = \sqrt{2} \times 13.6$$

$$A_s = 19.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \underline{\underline{\emptyset \text{ de } 5/8'' \text{ a } 10 \text{ cm}}}$$

-----oooOooo-----

CALCULO DE LA CUBIERTA.-

La cubierta será una losa armada en una sola dirección, apoyada sobre dos vigas que están dispuestas simétricamente.

El concreto utilizado tendrá las siguientes características:

$$f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 63 \text{ "}$$

$$f_s = 1400 \text{ "}$$

$$j = 0.866$$

$$k = 0.403$$

$$K = 11$$

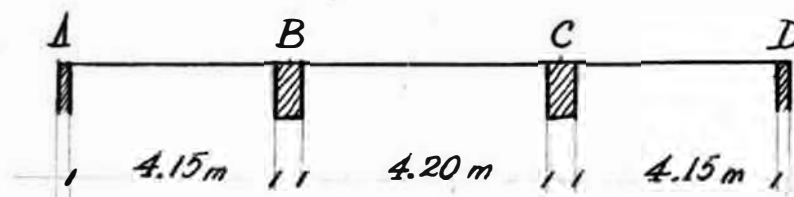
$$n = 15$$

Como se trata de losa circular, su cálculo aproximado se lo hará por fajas normales a las vigas:

Una central, dos intermedias y dos extremas.

FAJA CENTRAL .-

Suponiendo vigas de 0.25 m de ancho y dispuestas en la forma siguiente:



Por lo tanto las luces de cálculo serán

$$L_{AB} = L_{CD} = 4.15 \text{ m}$$

$$L_{BC} = 4.20 \text{ m}$$

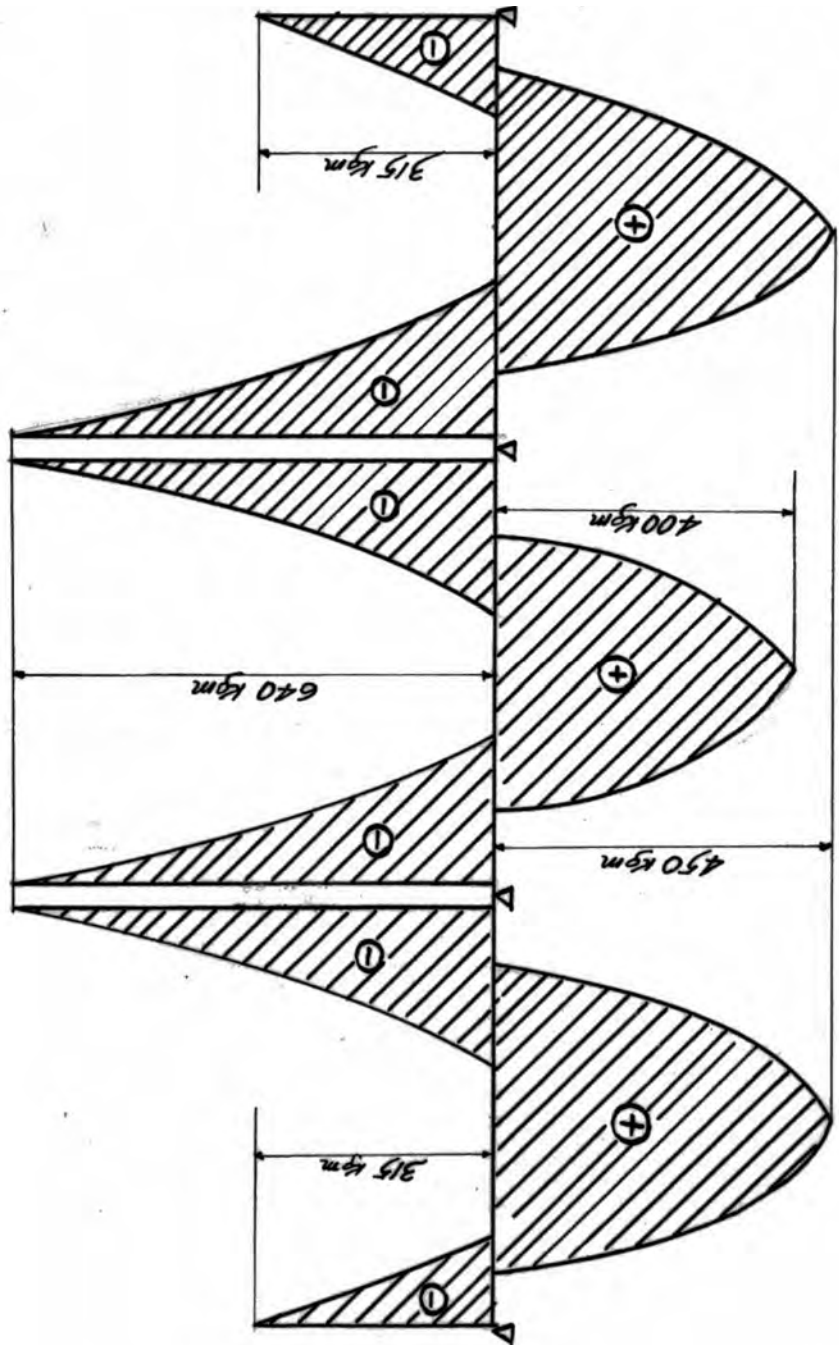


DIAGRAMA DE MOMENTOS  
 DE LA FAJA CENTRAL  
 LOJA DE TRES TRAMOS CONTINUOS  
 CUBIERTA DEL RESERVOIRIO

Se utilizarán los coeficientes aproximados del A.C.I.

Espesor de la losa asumido:

$$h = 11 \text{ cm}$$

La sobrecarga considero como si fuese de una azotea.

$$\text{Peso propio} = 0.11 \times 2400 = 264.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{array}{r} \text{S/C} \dots\dots\dots = 100.00 \\ \hline 364.00 \text{ Kg/m}^2 \end{array}$$

Momentos\_.-

Como se trata de una losa continua de tres tramos se tendrá:

$$(\dagger) M_{14} = \frac{364 \times 4.15^2}{14}$$

$$= 450 \text{ Kgm}$$

$$(\dagger) M_{16} = \frac{364 \times 4.20^2}{16}$$

$$= 400 \text{ Kgm}$$

$$(-) M_{10} = \frac{364 \times 4.20^2}{10}$$

$$= 640 \text{ Kgm}$$

$$(-) M_{20} = \frac{364 \times 4.15^2}{20}$$

$$= 315 \text{ Kgm}$$

Chequeo del espesor asumido.-

$$d = \text{altura útil}$$

$$M_{mx} = 640 \text{ Kgm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}}$$

$$d = \sqrt{\frac{64000}{11 \times 100}}$$

$$d = 7.7 \text{ cm}$$

$$h = d + r$$

$$h = 7.7 \div 3$$

$$h = 10.7 \text{ cm}$$

que es menor que el asumido, luego aceptamos como altura de losa :

$$h = 11 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

### Armadura.-

#### Area Acero Negativo

Apoyos Intermedios:

$$(-)M_{10} = 640 \text{ Kgm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_s = \frac{64000}{1400 \times 0.866 \times 8}$$

$$A_s = 6.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \emptyset \text{ de } 3/8'' \text{ a } 21 \text{ cm}$$

Apoyos Extremos:

$$A_s = \frac{315}{640} \times 6.6$$

$$A_s = 3.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \emptyset \text{ de } 3/8'' \text{ a } 21 \text{ cm}$$

#### Area Acero Positivo

Tramo Central:

$$A_s = \frac{400}{640} \times 6.6$$

$$A_s = 4.1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \emptyset \text{ de } 3/8'' \text{ a } 17 \text{ cm}$$

Tramos Extremos:

$$A_s = \frac{450}{640} \times 6.6$$
$$= 4.65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \emptyset \text{ de } 3/8'' \text{ a } 15 \text{ cm}$$

Area Acero Mínimo:

$$A_s = 0.002 \text{ bd}$$
$$= 1.6 \text{ cm}^2$$

Area de acero menor que las anteriormente calculadas.

Doblado de la Armadura.-

Momentos Positivos:

$$M_{16} \dots\dots = 0.145 \times 4.20 = 0.61 \text{ m}$$

$$M_{14} \dots\dots = 0.125 \times 4.15 = 0.52 \text{ m}$$

Momentos Negativos:

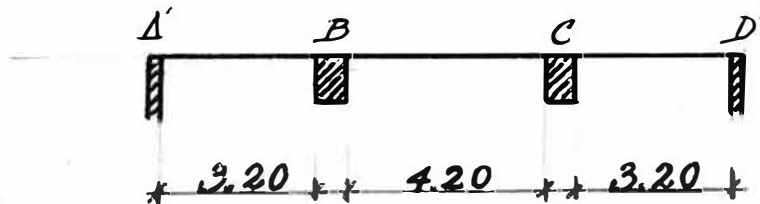
$$M_{10} \dots\dots = 0.275 \times 4.20 = 1.15 \text{ m}$$

Armadura de Repartición :

$$A_s = 0.002 \text{ bd}$$
$$= 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \emptyset \text{ de } 3/8'' \text{ a } 45 \text{ cm}$$

Fajas Intermedias.-



$$\begin{aligned} (+) M_{14} &= \frac{364 \times 3.20^2}{14} \\ &= 267 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (+) M_{16} &= \frac{364 \times 3.70^2}{16} \\ &= 312 \text{ Kgm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (-) M_{10} &= \frac{364 \times 3.70^2}{10} \\ &= 500 \text{ Kgm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (-) M_{20} &= \frac{364 \times 3.20^2}{20} \\ &= 188 \text{ Kgm.} \end{aligned}$$

Armadura.-

Apoyos Intermedios:

$$\begin{aligned} (-) A_s &= \frac{500}{1400 \times 0.866 \times 8} \\ &= 5.2 \text{ cm}^2 \\ &= \varnothing \text{ de } 3/8" \text{ a } 13.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Apoyos Extremos:

$$\begin{aligned} (-) A_s &= \frac{5.2}{500} \times 188 \\ &= 1.95 \text{ cm}^2 \\ &= \varnothing \text{ de } 3/8" \text{ a } 36 \text{ cm} \end{aligned}$$

Tramo Central:

$$\begin{aligned} (+) A_s &= \frac{5.2}{500} \times 312 \\ &= 3.25 \text{ cm}^2 \\ &= \varnothing \text{ de } 3/8" \text{ a } 22 \text{ cm} \end{aligned}$$



Tramos Exteriores:

$$\begin{aligned} (+) A_s &= \frac{5.2}{500} \times 267 \\ &= 2.75 \text{ cm}^2 \\ &= \emptyset \text{ de } 3/8'' \text{ a } 25.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Doblado de la Armadura :

$$\begin{aligned} (+) M_{16} &\dots\dots = 0.145 \times 4.20 = 0.61 \text{ m} \\ (+) M_{14} &\dots\dots = 0.125 \times 3.20 = 0.40 \text{ m} \\ (-) M_{10} &\dots\dots = 0.275 \times 3.70 = 1.00 \text{ m} \end{aligned}$$

Fajas Extremas.-

Tomando como base la armadura de las **fajas** intermedias, calculamos de de una manera aproximada él de estas fajas.

$$\begin{aligned} (+) M_{14} &= \frac{364 \times 3^2}{14} \\ &= 234 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

Apoyos Intermedios:

$$(-) A_s = \emptyset \text{ de } 3/8'' \text{ a } 15 \text{ cm}$$

Apoyos Extremos:

$$(-) A_s = \emptyset \text{ de } 3/8'' \text{ a } 40 \text{ cm}$$

Tramo Central:

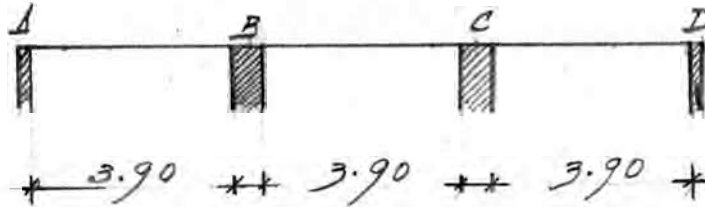
$$(+ ) A_s = \emptyset \text{ de } 3/8'' \text{ a } 25 \text{ cm}$$

Tramos Exteriores:

$$\begin{aligned} (+) A_s &= \frac{234}{1400 \times 0.866 \times 8} \\ &= 2.4 \text{ cm}^2 \\ &= \emptyset \text{ de } 3/8'' \text{ a } 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

CALCULO DE LAS VIGAS.-

La losa de la cubierta descansa sobre dos vigas continuas de tres tramos iguales, las cuales a su vez están apoyadas cada una en dos columnas.



Luz de cálculo:

$$l = 3.90 \text{ m}$$

Altura de la viga:

Se toma  $l/10$  de la luz aproximadamente o sea asumimos el siguiente valor:

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

Cargas que actúan sobre la viga:

$$\text{Peso losa} = 364 \times 440 = 1600 \text{ Kg/m}$$

$$\text{" propio} = 0.25 \times 0.40 \times 2400 = \underline{240}$$

$$1840 \text{ Kg/m}$$

Como se van a emplear los coeficientes aproximados del A.C.I., para el cálculo de momentos hay necesidad de conocer la :

Relación de Rigideces:

$$R_r = \frac{S}{S} \frac{K_c}{K_v}$$

Asumimos columnas de  $25 \times 25 \text{ cm}^2$  de sección

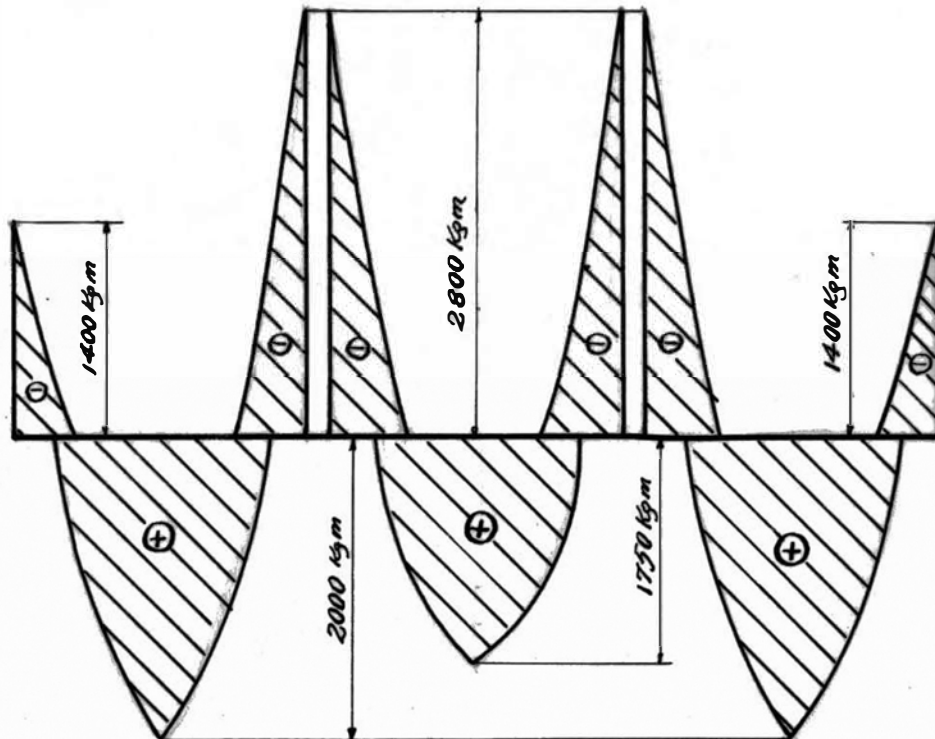


DIAGRAMA DE MOMENTOS

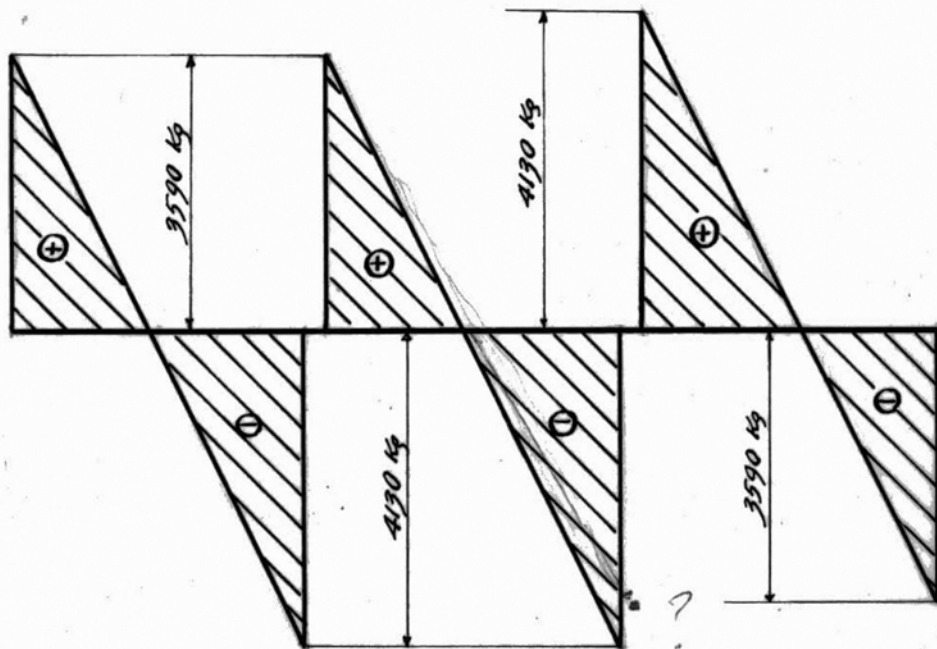


DIAGRAMA DE CORTE

VIGA DE TRES TRAMOS  
CONTINUOS E IGUALES

$$Kc = \frac{1.1 \times 25^4}{12 \times 300}$$
$$= 191 \text{ cm}^3$$

$$Kv = \frac{25 \times 40^3}{12 \times 445}$$
$$= 300 \text{ cm}^3$$

$$Rr = \frac{191}{300}$$

$$Rr = 0.64$$

Cantidad menor que 8 , luego los coeficientes aproximados para hallar los momentos son :

Momentos :

$$(-) M_{10} = \frac{1840 \times 3.90^2}{10}$$
$$= 2,800 \text{ Kgm}$$

$$(-) M_{20} = \frac{1840 \times 3.90^2}{20}$$
$$= 1400 \text{ Kgm}$$

$$(+ ) M_{14} = \frac{1840 \times 3.90^2}{14}$$
$$= 2000 \text{ Kgm}$$

$$(+ ) M_{16} = \frac{1840 \times 3.90^2}{16}$$
$$= 1750 \text{ Kgm}$$

Altura Util:

$$M_{mx} = M_{20} = 2800 \text{ Kgm}$$

$$d = \sqrt{\frac{280000}{11 \times 25}}$$

$$d = 32 \text{ cm}$$

$$h = d + \frac{1}{2} \phi + \phi_E + r$$

$$h = 38 \text{ cm}$$

Con lo cual queda chequeada la altura de viga asumida :

$$\underline{h = 40 \text{ cm}}$$

$$\underline{d = 34 \text{ cm}}$$

### Armadura de las vigas .-

Apoyos Extremos:

$$\begin{aligned} (-) A_s &= \frac{140000}{1400 \times 0.866 \times 34} \\ &= 3.4 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Area de acero menor que el acero mínimo

$$\begin{aligned} A_{s_{\min}} &= 0.005bd \\ &= 4.25 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

por lo tanto tomaremos el acero mínimo

$$\begin{aligned} (-) A_s &= 4.25 \text{ cm}^2 \\ &= 2 \phi \frac{1}{2}'' + 1 \phi \frac{5}{8}'' \end{aligned}$$

Apoyos Internos:

$$\begin{aligned} (-) A_s &= \frac{2800}{1400} \times 3.4 \\ &= 6.8 \text{ cm}^2 \\ &= 2 \phi \frac{3}{4}'' + 1 \phi \frac{1}{2}'' \end{aligned}$$

Tramos Exteriores:

$$(+ ) A_s = \frac{2000}{1400} \times 3.4$$

$$\begin{aligned}(\dagger) A_s &= 4.85 \text{ cm}^2 \\ &= 4 \text{ } \phi \text{ } 1/2''\end{aligned}$$

Tramo Central:

$$\begin{aligned}(\dagger) A_s &= \frac{1750 \times 3.4}{1400} \\ &= 4.25 \text{ cm}^2 \\ &= 2 \text{ } \phi \text{ } 1/2'' \dagger 1 \text{ } \phi \text{ } 5/8''\end{aligned}$$

Esfuerzo Cótante.-

Tramo Central:

$$\begin{aligned}V_{mx} &= 0.5wl' \\ &= 0.5 \times 1840 \times 3.90 \\ &= 3590 \text{ Kg} \\ v_{mx} &= \frac{V_{mx}}{b_j d} \\ &= \frac{359000}{25 \times 0.866 \times 34} \\ &= 4.88 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 0.035 f'_c\end{aligned}$$

Valor que por estar comprendido entre  $0.03f'_c$  y  $0.06f'_c$  determina que de acuerdo al reglamento del A.C.I. se use anclaje ordinario y estribos. Por seguridad se adoptará anclaje especial y estribos.

Tramos Exteriores:

$$\begin{aligned}V_{mx} &= 0.575 wl' \\ &= 0.575 \times 1840 \times 3.90 \\ &= 4130 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v_{mx} &= \frac{413000}{25 \times 0.866 \times 34} \\ &= 5.62 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 0.04f'_c \end{aligned}$$

luego se necesita anclaje especial y estribos.

Chequeo de la Armadura por Adherencia.-

Tramo Central:

$$\begin{aligned} (\dagger) \text{ P.I.}_{16} &= 0.15 \text{ l}' \\ &= 0.15 \times 3.90 \\ &= 0.57 \text{ m} \end{aligned}$$

Esfuerzo de corte en el punto de inflección

$$\begin{aligned} V &= 3590 - 1840 \times 0.57 \\ &= 2540 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Perímetro necesario para anclaje especial

$$\begin{aligned} u &= 0.075 f'_c \\ &= 10.5 \text{ Kg/cm}^2 \\ (\dagger) \xi_o &= \frac{V}{u_j d} \\ &= \frac{2540}{10.5 \times 0.866 \times 34} \\ &= 8.2 \text{ cm} \end{aligned}$$

Se tiene

$$2 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2" \dagger 1 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8" \dots \dots \dots \xi_o = 13 \text{ cm}$$

que indica que está correcto.

Tramos Exteriores:

$$(\dagger) \text{ P.I.}_{14} = 0.125 \text{ l}'$$

$$\begin{aligned}(\dagger)P.I._{14} &= 0.125 \times 3.90 \\ &= 0.49\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{mx} &= 0.575 \text{ wl}' \\ &= 4130 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{PI} &= 4130 - 0.49 \times 1840 \\ &= 3230 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}(\dagger)\Sigma_o &= \frac{3230}{10.5 \times 0.866 \times 34} \\ &= 10.5 \text{ cm}\end{aligned}$$

que es menor que  $\Sigma_o$  de  $4\phi 1/2'' \dots = 16 \text{ cm}$

Apoyos Interiores.-

$$V_{mx} = 4130 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned}(-)\Sigma_o &= \frac{4130}{10.5 \times 0.866 \times 34} \\ &= 13.4 \text{ cm}\end{aligned}$$

menor que  $\Sigma_o$  de  $2\phi 3/4'' \dagger 1\phi 1/2'' \dots = 16 \text{ cm}$

Estribos.-

Se utilizaran estribos de dos ramas  $\phi 3/8''$

Espaciamiento Mínimo:

$$S = \frac{2a_s f_s j d}{V_s}$$

$a_s$  = area de la barra

$V_s$  = Esfuerzo de corte que absorbe el acero

Tramo Central.-

Apoyos B y C:

$$\begin{aligned}V_s &= 3590 - 4.2 \times 25 \times 0.866 \times 34 \\ &= 500 \text{ Kg}\end{aligned}$$



$$S = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 34}{500}$$

$$= 117 \text{ cm}$$

Tramos Exteriores.-

Apoyos B y C:

$$V_s = 4130 - 4.2 \times 25 \times 0.866 \times 34$$

$$= 1040 \text{ Kg}$$

$$S = \frac{58500}{1040}$$

$$= 56 \text{ cm}$$

Apoyos A y D :

$$V_s = 3590 - 4.2 \times 25 \times 0.866 \times 34 = 500 \text{ Kg}$$

$$S = 117 \text{ cm}$$

Como se tiene que  $v$  es menor que  $0.06f'_c$

de acuerdo al reglamento el espaciamiento máximo es de :

$$S_{mx} = \frac{d}{2}$$

$$= \frac{34}{2}$$

$$= 17 \text{ cm}$$

Espaciamiento que se usará en todos los apoyos por ser menor que los calculados.

Longitud Necesaria de Estribos.-

Tramo Central.-

Apoyos B y C :

$$a = \frac{V - V_c}{w}$$

$$= \frac{500}{1840}$$

$$= 0.32 \text{ m}$$

Luego se necesitan:

1 estribo a 10 cm y los demás a 17 cm en una longitud de 0.44 m.

Tramos Exteriores

Apoyos B y C

$$\begin{aligned} a &= \frac{1040}{1840} \\ &= 0.57 \text{ m} \end{aligned}$$

Luego se necesitan:

1 estribo a 9 cm y los demás a 17 cm en una longitud de 60 cm

Apoyos A y D

Se necesitan:

1 estribo a 6 cm y los demás a 17 cm en una longitud de 0.40 m.

-----0000000-----

### CALCULO DE LAS COLUMNAS.-

Son cuatro columnas iguales y dispuestas simétricamente, sobre cada dos de ellas descansa una viga.

$$\begin{aligned} h &= 3.00 - 0.20 \\ &= 2.80 \text{ m} \end{aligned}$$

$$b = 0.25 \text{ m}$$

Asumiendo para la otra dimensión de la columna:

$$t = 0.25 \text{ m}$$

Luego se tendrá:

$$\begin{aligned} p.p. &= 0.25 \times 0.25 \times 2.80 \times 2400 \\ &= 420 \text{ Kg} \end{aligned}$$

P = Carga axial que actúa sobre la columna

$$P = 1840 \times 4.15 \text{ † p.p.}$$
$$= 8100 \text{ Kg}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{2.80}{0.25}$$
$$= 11.2$$

Por ser esta relación mayor que 10 la columna trabaja como larga.

Para compensar el pandeo se calcula con una carga ficticia P' :

$$P' = \frac{P}{1.3 - 0.3 h/d}$$
$$= \frac{8100}{1.3 - 0.3 \times 11.2}$$
$$= 8400 \text{ Kg}$$

Se utilizará concreto 1:2:4 de las siguientes características :

$$f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 140 \text{ "}$$

#### Cálculo de la Cuantía:

$$P = 0.8 A_g(0.225f'_c \text{ † } f_s p_g)$$
$$p_g = \frac{P/0.8 A_g - 0.225f'_c}{f_s}$$
$$= \frac{8400/0.8 \times 25 \times 25 - 0.225 \times 140}{1400}$$
$$= \frac{1.68 - 31.5}{1400}$$
$$= \text{valor negativo}$$

Por ello de acuerdo al reglamento tomaremos la cuantía mínima establecida y con ella calcularemos la sección estructural.

$$p_g = 0.01$$

$A_{g_e}$  = Sección estructural.

$$\begin{aligned} &= \frac{P}{0.8(0.225f'_c + f_s p_g)} \\ &= \frac{8400}{0.8(0.225 \times 140 + 1400 \times 0.01)} \\ &= 231 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Cantidad menor que  $\frac{1}{2} A_{g_a} = 313 \text{ cm}^2$

Luego el area de cálculo para la armadura será:

$$\frac{1}{2} A_{g_a} = 313 \text{ cm}^2$$

$$p_g = 0.01$$

Sección de la columna :

$$A_g = 25 \times 25 \text{ cm}^2$$

Area de Acero:

$$\begin{aligned} A_s &= p_g \times \frac{1}{2} A_g \\ &= 0.01 \times 313 \\ &= 31.3 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Pero de acuerdo al reglamento el area mínima de acero en una columna es la que corresponde a ....4Ø de 5/8"

Como el area encontrada es menor que el acero mínimo adoptaremos el mínimo :

$$\underline{A_s = 4 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''}$$

Estribos.-

Se usará Ø de 1/4"

Espaciamiento Necesario:

$$S = 16 \times 5/8''$$

$$= 25.5 \text{ cm}$$

$$S = 48 \times 1/4''$$

$$S = t \\ = 25 \text{ cm}$$

luego tomaremos la menor que cumple con las otras condiciones:

$$S = 25 \text{ cm}$$

-----oooOooo-----

CIMENTACION DE LAS COLUMNAS.-

Se usarán zapatas aisladas de concreto 1:2:4

Resistencia aproximada del terreno:

$$R_t = 2.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P = \text{Carga axial} = 8100 \text{ Kg}$$

$$s/c = 5\% \quad " \quad = \underline{410}$$

$$\text{Carga Total} = 8510 \text{ Kg}$$

Siendo pequeña la carga actuante, resultará más económico hacerla de concreto simple.

Area de la Zapata:

$$A_z = \frac{8510}{2.5} \\ = 3400 \text{ cm}^2$$

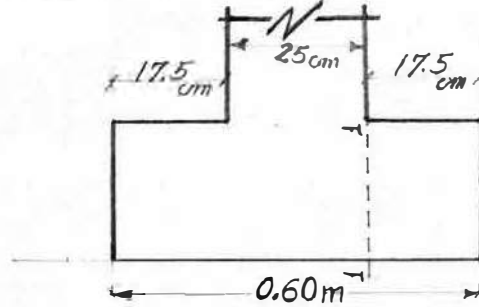
Adoptaremos zapatas de :

$$\underline{A_z = 60 \times 60 \text{ cm}^2}$$

Reacción Neta del Terreno:

$$W_n = \frac{8100}{60 \times 60} \\ = 2.25 \text{ Kg/cm}^2$$

Los máximos momentos de flexión son iguales por la forma cuadrada de la zapata :



$$\begin{aligned}M_{1-1} &= Wn.l.\frac{1}{2} \text{ m}^2 \\ &= 2.25 \times 60 \times \frac{1}{2} \times 17.5^2 \\ &= 20700 \text{ Kgcm}\end{aligned}$$

Corte en la Sección 1-1 :

$$\begin{aligned}V_{1-1} &= Wn.l.m \\ &= 2.25 \times 60 \times 17.5 \\ &= 2360 \text{ Kg.}\end{aligned}$$

Altura Necesaria de la Zapata:

Por momento de flexión:

$$h = \sqrt{\frac{6 M_{1-1}}{b \cdot f_c}}$$

siendo:

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$f_c = 0.03f'_c$$

$$= 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 20700}{60 \times 4.2}}$$

$$h = 22.2 \text{ cm}$$

Por Corte:

$$h = \frac{3 V_{1-1}}{2 \cdot b \cdot v_c}$$

$$v_c = 0.02 f'_c$$

$$= 2.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = \frac{3 \times 2360}{2 \times 60 \times 2.8}$$

$$= 21.1 \text{ cm}$$

Por anclaje de la armadura de la columna:

longitud necesaria de anclaje:

$$= 32 \phi \text{ de } 5/8''$$

$$= 50 \text{ cm}$$

pero tomando en cuenta el gancho y la inclinación de la armadura se tomará:

$$\underline{h = 30 \text{ cm}}$$

-----

CALCULO DE LA LOSA DEL FONDO.-

Siendo buena la resistencia del terreno donde ésta se apoyará ,no necesita mayor cálculo y por lo tanto consistirá en :

Una losa de 15 cm de espesor con una armadura en cada sentido de  $\phi$  de 3/8" a 30 cm c.a.c.

-----

DESCRIPCION Y DETALLES DE CONSTRUCCION DEL RESERVORIO

El depósito se hará de forma circular, de 13m de diámetro interior, con una altura de 3.00 m y un tirante de agua de 2.70 m y una capacidad de 360 m<sup>3</sup> de agua.

Todos sus elementos estructurales se harán de concreto armado de 140 Kg/cm<sup>2</sup> de resistencia.

Las paredes cilíndricas tendrán un espesor de 15 cm e irán empotrados a la losa de fondo, la cual tendrá 15 cm de altura y una inclinación de 1 % hacia el centro donde se hallará ubicada la boca de la tubería de desagüe, elemento necesario para eliminar el agua y sedimentos después de la respectiva limpieza del reservorio.

Para eliminar el exceso de agua almacenada, se utilizará una tubería de rebose, la cual está conectada a la desagüe en la cámara de llaves .

La cubierta será una losa de 11 cm armada en un sentido, teniendo su superficie superior una inclinación de 1 % para impedir el almacenamiento de agua de lluvia.

Sobre el paramento exterior de las paredes se hará sobresalir el techo en una longitud de 10 cm, para evitar que las aguas pluviales dañen dicho paramento.

La superficie superior de la cubierta recibirá un tratamiento adecuado para evitar la filtración del agua exterior.

El ingreso al interior del depósito, se hará por medio de una abertura de 0.60 m de diámetro, la cual tendrá



una tapa metálica debidamente asegurada, además se colocarán escalines empotrados en la pared, interior y exteriormente.

La cubierta estará apoyada sobre dos vigas rectangulares de  $25 \times 40 \text{ cm}^2$ , las cuales a su vez descansan sobre dos columnas c/v, de  $25 \times 25 \text{ cm}^2$  de sección.

Por tratarse de un recipiente cerrado, hay necesidad de ventilar el agua almacenada, para ello se utilizan dos tubos galvanizados de 4" debidamente dispuestos y doblados a  $180^\circ$  con su respectivo filtro, para impedir el acceso de polvo, insectos etc.

Para el ingreso y salida del agua se utilizarán tuberías de 6" y 10" respectivamente, las cuales estarán debidamente distribuidas para tratar que el agua esté siempre en continua circulación. La tubería de salida estará provista de un colador o canastilla en su extremidad.

Los paramentos interiores de los muros y la superficie superior de la losa de fondo que están bañados por el agua, necesitan un tratamiento especial para evitar la pérdida de agua por infiltración; consistiendo este tratamiento en un enlucido de mortero 1:3 con sika Nº 3 en la proporción de  $\frac{1}{2} \text{ Kg/m}^2$ , teniendo el cuidado de aplicarlo apenas se haya hormigonado la pared.

En cuanto a la construcción de las paredes y losa de fondo, se tendrá mucho cuidado en la dosificación de materiales del concreto usado, evitando en lo posible las juntas.

### CAMARA DE LLAVES.-

Anexa al reservorio se construirá la cámara de llaves, que es un recinto donde se encuentran reunidas las válvulas de las tuberías de entrada, salida, rebose y desagüe.

El tubo de rebose se une a la tubería de desagüe detrás de su llave.

Las tuberías de entrada y salida en este lugar están unidas por una válvula "By-pass", con lo cual se puede aislar el depósito en caso de limpieza.

Las conexiones hidráulicas serán de fierro fundido y se ha proyectado de tal forma que las uniones se hagan con el menor número posible de llaves, piezas de enlace y cuando sea factible prescindiendo completamente de las piezas de reducción.

Las dimensiones de la cámara se han diseñado tratando de que ellas permitan la facilidad de montura y puesta en marcha de las llaves.

Para la construcción de sus paredes se empleará concreto ciclópeo 1:3:6

El techo será una losa de 10 cm de concreto armado.

Para ventilación y luz se dispondrá una ventana de 0.50 x 0.80 m .

El ingreso a su interior se efectuará mediante una abertura circular de 0.60 m de diámetro, con su respectiva tapa metálica y sus escalines de acceso.

Los diseños, acotaciones y accesorios están

descriptos en los planes respectivos.

-----000000000000-----

## Capítulo VIII

### CONDUCCION DEL AGUA

-GENERALIDADES

-TRAZADO

-LINEA DE CONDUCCION

-LINEA DE ADUCCION

-----vvvvvvvVvvvvvv-----

CONDUCCION DEL AGUA

GENERALIDADES.-

Una vez que se ha proyectado el sistema de captación, viene la otra parte de todo problema de abastecimientos de agua y es la conducción de estas, desde el punto de toma hasta los depósitos o centros de distribución.

Según la altura del punto de captación con respecto al depósito, la conducción puede ser por pendiente natural o mediante elevación de bombas.

Se ha elegido como sistema de conducción el de pendiente natural, es por esto que se seleccionó el punto de toma en un lugar que tenga la altura suficiente.

Además este sistema es más económico y seguro, que el utilizar un punto de toma más cercano al consumo pero necesitando elevación artificial del agua.

El agua puede ser conducida por medio de:

- a).- Canales descubiertos y cubiertos
- b).- Tuberías.

La elección entre el canal o la tubería, depende principalmente de la cantidad de agua a conducir, siendo en general más económica la tubería que el canal, cuando se ~~trata~~ trata de pequeños o medianos volúmenes, empleados de ordinario para el abastecimientos de poblaciones.

En cambio para los aprovechamientos de fuerza hidráulica o en caso de utilización de agua para riego

como suelen conducirse mayores volúmenes, se utiliza de ordinario el canal. Así también se lo usa para el abastecimiento de grandes capitales.

De acuerdo a estas generalidades adoptamos el siguiente sistema de conducción:

-Por pendiente natural y por medio de tuberías

Trazado de la Conducción.-

La conducción representa casi siempre, uno de los elementos que más influye en el costo total, por lo tanto hay necesidad de realizar un estudio concienzudo, que comprende los siguientes puntos:

- Reconocimiento del terreno
- Levantamiento topográfico de la zona
- Confección del perfil longitudinal.

Así podemos realizar en el plano de perfiles, el señalamiento de la traza de la línea de conducción, pero para ello hay que tomar en cuenta una serie de indicaciones de carácter general:

a.-Tramos rectilíneos, tan largos como sea posible, evitando los ángulos muy cerrados y las inflexiones pronunciadas en el perfil.

b.-Evitar en lo posible las contrapendientes y cuando esto no sea posible, señalar estos puntos altos, para luego prever una evacuación eficiente del aire acumulado por medio de una válvula de aire.

c.-Evitar los tramos horizontales, aunque esto obligue a profundizar las zanjas y colocar en estos puntos bajos válvulas de purga.

d.-Evitar las expropiaciones, porque encarecen el costo de la línea.

e.-Evitar los pasos por terrenos pantanosos, charcas etc.

f.-Facilitar el buen asiento y seguridad de los conductos, sin necesidad de obras costosas.

g.-Colocar la rasante de la zanja en forma tal, que sobre la arista superior del tubo, exista una capa de tierra suficiente de más o menos 1.00 m como mínimo.

De acuerdo a estas generalidades podemos realizar el trazado de la línea del sistema de conducción del proyecto, que comprende dos líneas :

1.-Línea de Conducción.- que lleva el agua del punto de toma hasta el reservorio.

2.-Línea de Aducción.- conduce el agua almacenada por el reservorio, hasta el lugar de consumo.

Por lo tanto podemos ya realizar el cálculo de estas líneas.

#### LINEA DE CONDUCCION.-

Para el diseño del diámetro hay que considerar los siguientes datos obtenidos del perfil longitudinal (ver plano respectivo).

Cota del punto de toma = 146.50 m

Cota del punto de toma = 146.50 m  
Cota Reservorio = 134.00  
Desnivel = 12.50 m

Gasto del cálculo :

Qd = Consumo Máximo Diario  
= 13.5 lts/s

Longitud Total: (del plano)

Lc = 808.00 ml

Material de la Tubería:

Por su poco costo y seguridad se ha elegido  
-----Tubería de Concreto Hume

Pendiente Hidráulica:

$$S\% = \frac{\text{Desnivel (mts)}}{\text{Longitud (Km)}} \\ = \frac{12.50}{0.808} \\ = 15.5 \text{ m/Km}$$

Cálculo del Diámetro:

Con Qd y S% se entra al abaco correspondiente a la fórmula de Hazen y Williams para tubos de concreto y determinamos así el diámetro de la línea de conducción, lo mismo que la velocidad del flujo:

$$D = 6" \\ v = 0.75 \text{ m/s}$$

Por seguridad en el sistema se colocarán en la línea una válvula de purga y otra de aire, en puntos de ella que están determinados gráficamente en el plano del perfil longitudinal.



LINEA DE ADUCCION.-

Gasto de Cálculo:

$$Q = Q_h + Q_i$$

Q<sub>h</sub>= Consumo Máximo Horario

$$= 22.9 \text{ l/s}$$

Q<sub>i</sub>= Gasto por incendio

$$= 15.0 \text{ l/s}$$

$$Q = 22.9 + 15.0$$

$$= 37.9 \text{ l/s}$$

Datos extraídos de acuerdo al trazado de la línea en el perfil longitudinal (ver plano respectivo)

$$\text{Cota fondo reservorio} = 131.00 \text{ m}$$

$$\text{Cota piezométrica del punto B} = \underline{127.47}$$

$$\text{Desnivel} = 3.53 \text{ m}$$

Longitud Total:(del plano)

$$L_a = 1006.00 \text{ ml}$$

Pendiente Hidráulica:

$$S\% = \frac{3.53}{1.006}$$

$$= 3.51 \text{ m/Km}$$

Cálculo del Diámetro:

Con S y Q entrando en el nomograma de Hazen y Williams correspondiente a tubería de eternit, obtenemos:

$$D = 10''$$

$$v = 0.76 \text{ m/s}$$

Material de la Tubería:

Tubería de Eternit clase 75

-----oooooooooooooooo-----

## Capítulo IX

### RED DE DISTRIBUCION

- OBJETO
- SISTEMAS
- PRESION MINIMA DE SERVICIO
  - " NECESARIA POR INCENDIO
- CALCULO DE LA RED
- MATERIAL DE LAS TUBERIAS
- VERIFICACION DE LA RED CALCULADA
- ESPECIFICACIONES PARA EL TRAZADO
- ACCESORIOS, VALVULAS Y GRIFOS
- INSTALACION

)))-----vvvvVvvvv-----(((

## RED DE DISTRIBUCION

### OBJETO.-

Su finalidad es repartir el caudal necesario para el consumo en los diferentes casos de cada una de las calles de la población, tanto para las necesidades actuales como para las futuras, de acuerdo al período de diseño y con las presiones adecuadas en cada punto de la red.

Está formada por el conjunto de tuberías, grifos, válvulas y demás accesorios que permitan cumplir su cometido.

### SISTEMAS.-

La distribución se puede realizar por varios sistemas, usándose actualmente en forma generalizada :

A.-El Sistema de Circuito Ramificado

B.-El Sistema de Circuito Cerrado

#### A.-Sistema de Circuito Ramificado.-

Consiste en que de la tubería principal o ramal primario, nacen ramales secundarios, de ellos así mismo otros y así sucesivamente a manera de los nervios de una hoja.

Cada punto de la red recibe agua tan sólo por un lado, lo cual trae el inconveniente de que si se presenta un desperfecto en algún punto, toda la red posterior a este punto quedaría sin agua.

Este sistema a pesar de sus desventajas ,se puede aplicar cuando no sea posible enlazar los extremos de las ramificaciones,para constituir la red cerrada o también en poblaciones de area sumamente alargada.

#### B.-Sistema de Circuito Cerrado.-

Su forma de distribución del agua es en malla,por medio de circuitos matrices.

#### Conclusión.-

En el proyecto se empleará el sistema de circuito cerrado,por sus disposiciones técnicas favorables , ventajas que señalamos a continuación:

a).-En caso de ruptura en algún punto de un tramo de la red,basta con aislar dicho ramal utilizando las válvulas para que los demás tramos de la red sigan funcionando.

b).-No existen puntos muertos,evitándose con ello la posible contaminación del agua potable.

c).-Las pérdidas de carga son reducidas por tener cada tramo alimentación en ambos sentidos.

d).-Las presiones pueden regularizarse

#### PRESION MINIMA DE SERVICIO.-

Su cálculo aproximado se realiza considerando los siguientes factores:

a).-Caravelí es una población pequeña, en la que sus edificaciones mayores alcanzan dos pisos,siendo escasas las casas que tienen dicha altura,dimensión vertical

que corresponde aproximadamente a 4.00 m de altura sobre el nivel de la red de distribución.

b).-Conexiones domiciliarias.-por lo general la tubería más usada es de  $\frac{1}{2}$ ".Asumiendo una longitud aproximada de 20.00 m y considerando que la pérdida de carga producida representa el 25% de la longitud considerada tendremos:

$$\begin{aligned} \text{p.de c.} &= 0.25 \times 20 \\ &= 5.00\text{mts} \end{aligned}$$

c).-Aparatos Sanitarios.-suponen una serie de aparatos que requieren una presión determinada para poder funcionar, así tenemos por ejemplo:

<u>Aparatos</u>	<u>Presión Necesaria</u>
Lavavos	5 lib/pulg <sup>2</sup>
Water closets tanque	6 "
Duchas	5 "

De acuerdo a este cuadro de presiones necesarias consideramos que se necesita una presión de 4.00 m

d).-Medidores.-la pérdida de carga fluctua entre 3 y 4 mts.

Por seguridad tomamos 4.00 m

Conclusión.-

Altura de edificaciones	= 4.00 m
Conexiones domiciliarias	= 5.00
Aparatos sanitarios	= 4.00
Medidores	= 4.00
	17.00 m

Luego la presión mínima necesaria será de 17.00 m la cual corresponde a 24 lib/pulg<sup>2</sup>.

PRESION NECESARIA POR INCENDIO.-

Un incendio requiere de altas presiones para que el servicio de bomberos pueda cumplir con su función. Si se hiciese el cálculo de la red considerando esas subidas presiones, resultaría una red muy costosa. Además una presión alta es inconveniente, porque incrementa fugas y somete a la distribución a grandes esfuerzos, las cuales se producen principalmente en las instalaciones domiciliarias.

Es por eso que actualmente se ha generalizado el empleo de la motobomba o bomba de mano, para tener la presión necesaria que impulse el agua a través de la manguera.

Toda bomba puede dar su caudal nominal, con tal de que la presión en la boca de incendio sea suficiente para proporcionarle el agua necesaria.

Cuando se emplea la bomba, se conecta a la boca de incendio, preferentemente a través de una abertura de 4", por medio de una sólida manguera de succión.

En el cálculo hidráulico de la red, no se toma en cuenta la presión necesaria por incendio, pero si se toma en consideración el caudal necesario.

Cuando el abastecimiento es por medio de bombas, se aumenta la presión en la red, al recibir aviso de incendio.

CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION.-

Para poder diseñar el diámetro económico de las tuberías matrices, que deben cumplir con su doble finalidad de caudal y presión necesaria, hay que realizarlo por etapas:

Gasto Necesario de Cálculo.-

Es él que corresponde a la hora de Máximo Consumo y considerando que en ese mismo momento se produce un incendio en el punto más desfavorable.

Consumo promedio o Dotación = 200 lts/habt/d

Día de Máximo Consumo = 130% del consumo pr.

Hora de " " = 170% del D.de M.C.

Número de habitantes (1993) = 4500

$Q_h$  = Consumo Máximo Horario

$Q_i$  = Consumo por Incendio

= 15 l/s

$$Q_h = \frac{200 \times 1.3 \times 1.7 \times 4500}{86400}$$

= 22.9 l/s

$Q_T = Q_h + Q_i$

= 22.9 + 15.0

= 37.9 l/s

Elección de los Circuitos.-

Teniendo en cuenta que el sistema de distribución cuesta el 60% del proyecto y que a la red de distribución le corresponde el 80% de él, hay la gran necesidad

de realizar un estudio concienzudo para establecer la mejor forma de sus circuitos, para que así cumplan con las condiciones económicas y técnicas requeridas.

Siendo actualmente Caravelí una población pequeña, de topografía llana y con un área ocupada de forma casi cuadrada, no se tiene mayor problema en elegir los circuitos.

Luego para elegir, es decir para realizar el diseño de los circuitos se ha considerado el desarrollo de la población y por esto se han determinado dos circuitos:

-Circuito I.-para la población actual, él cual entrará en la primera etapa de construcción e instalación.

-Circuito II.-para la población futura, la cual se considerará en una segunda de construcción.

#### AREAS SERVIDAS.-

Se determinan las longitudes de los diferentes tramos de los circuitos y luego se procede a encontrar los gastos que cada ramal necesita para abastecer a una zona cercana.

Estas zonas se determinan por medio de trazos adecuados, que permiten obtener una buena distribución de la zona de influencia de cada tramo y tomando en cuenta los siguientes factores:

a).-Longitud del tramo

b).-Límite de influencia de los tramos

anexos.



c).-Densidad de la zona que atraviesa

$$\begin{aligned}
 \text{Densidad uniforme} &= 130 \text{ hab/Ha} \\
 \text{Area Total} &= \frac{\text{N}^\circ \text{ de habts(1993)}}{\text{densidad}} \\
 &= \frac{4500}{130} \\
 &= 34.73 \text{ Ha}
 \end{aligned}$$

Con todos estos datos determinamos las areas de influencia, luego utilizando el factor de gasto encontramos los gastos por tramo.

$$\begin{aligned}
 \text{factor de gasto} &= \frac{22.9}{4500} \\
 &= 0.0051 \text{ lts/s/hab}
 \end{aligned}$$

Efectuados los cálculos consiguientes, se obtienen los resultados que se exponen en el cuadro adjunto y su esquema en el respectivo plano de Areas Servidas.

Tramo	Longitud mts	Densidad Promedio hab/Ha	Area Servid Ha	Población Servida	Factor de Gasto	Gasto l/s
AB	85	130	0.6883	89	0.0051	0.5
BC	91	"	1.3820	179	"	0.9
CD	255	"	6.2104	805	"	4.1
DE	256	"	5.8946	763	"	3.9
EF	269	"	5.8040	751	"	3.8
FG	252	"	4.8264	625	"	3.2
GH	271	"	4.3914	569	"	2.9
HB	161	"	2.1865	284	"	1.4
EH	254	"	3.3526	435	"	2.2
			<u>34.7362</u>	<u>4500</u>		<u>22.9</u>

Nota.-Los gastos encontrados para cada tramo se colocarán al final de cada uno de ellos y de acuerdo con el sentido del flujo.

#### CALCULO HIDRAULICO DE LA RED.-

Se utilizará el método de Hardy Cross modificado, con la ayuda de abacos de la fórmula de Hazen y Williams.

#### Diámetro de las tuberías Matrices.-

De acuerdo al método, se asumirán diámetros para cada tramo de los dos circuitos y teniendo en cuenta los siguientes factores:

- a).-La presión conveniente
- b).-El gasto de consumo de cada tramo
- c).-La velocidad de circulación.
- d).-La ubicación del gasto por incendio
- e).-Los diámetros disminuyen a medida que se alejan del punto de entrada del agua de consumo.

Asumidos los diámetros, es necesario determinar el material de la tubería, para poder utilizar los nomogramas respectivos.

#### Material de las Tuberías.-

Los materiales más generalizados y de mayor uso, son los de fierro fundido y eternit.

Entre ellos elegiremos el más conveniente, para ello haremos un estudio comparativo a base de sus ventajas y desventajas.

#### A.-T.de Fierro Fundido.-

A.-T.de Fierro Fundido.-

Características:

- Espesor suficiente para proporcionar la debida seguridad contra la corrosión.
- Soporta mejor las presiones y fuerzas exteriores.
- Tienen una gran duración.
- Da seguridad para la demanda por incendio .
- Proporciona gran facilidad para el empalme de conexiones domiciliarias.
- Permite pequeñas deflexiones en el trazo.
- Costo elevado
- Altas tarifas de transporte.por su peso
- Formación de tubérculos en caso de aguas blandas.
- Probabilidad de electrólisis.
- Corrosión externa en terrenos ácidos.

B.-T.de Eternit.-

Características:

- Coeficiente "c" de flujo alto
- ☞Es inmune a corrientes galvánicas.
- Alta resistencia a la corrosión,lo que permite que se las instale hasta en suelos ácidos.

-Mantiene su flujo original, por estar libre de la tuberculización.

-Poco peso, lo cual representa una economía en transporte e instalación.

-Costo económico por ser fabricado en el país.

-La flexibilidad de las uniones permite su rápida instalación.

-Tiene la desventaja de ser muy frágil por lo cual hay que tener mucho cuidado en preparar una cama especial de material uniforme y fino.

#### Conclusión.-

La tubería elegida debe cumplir condiciones de presión y velocidad conveniente, no sólo al comienzo sino durante el tiempo de duración fijado por el período de diseño. Además hay que tomar en cuenta el factor económico, es decir que la tubería llene los requisitos ideales de costo de instalación y mantenimiento.

De acuerdo a estas especificaciones técnico-económicas y al análisis de las dos clases de tubería, se ha llegado a la conclusión que el material empleado será el de eternit.

Luego con los datos encontrados podemos aplicar el método Cross.

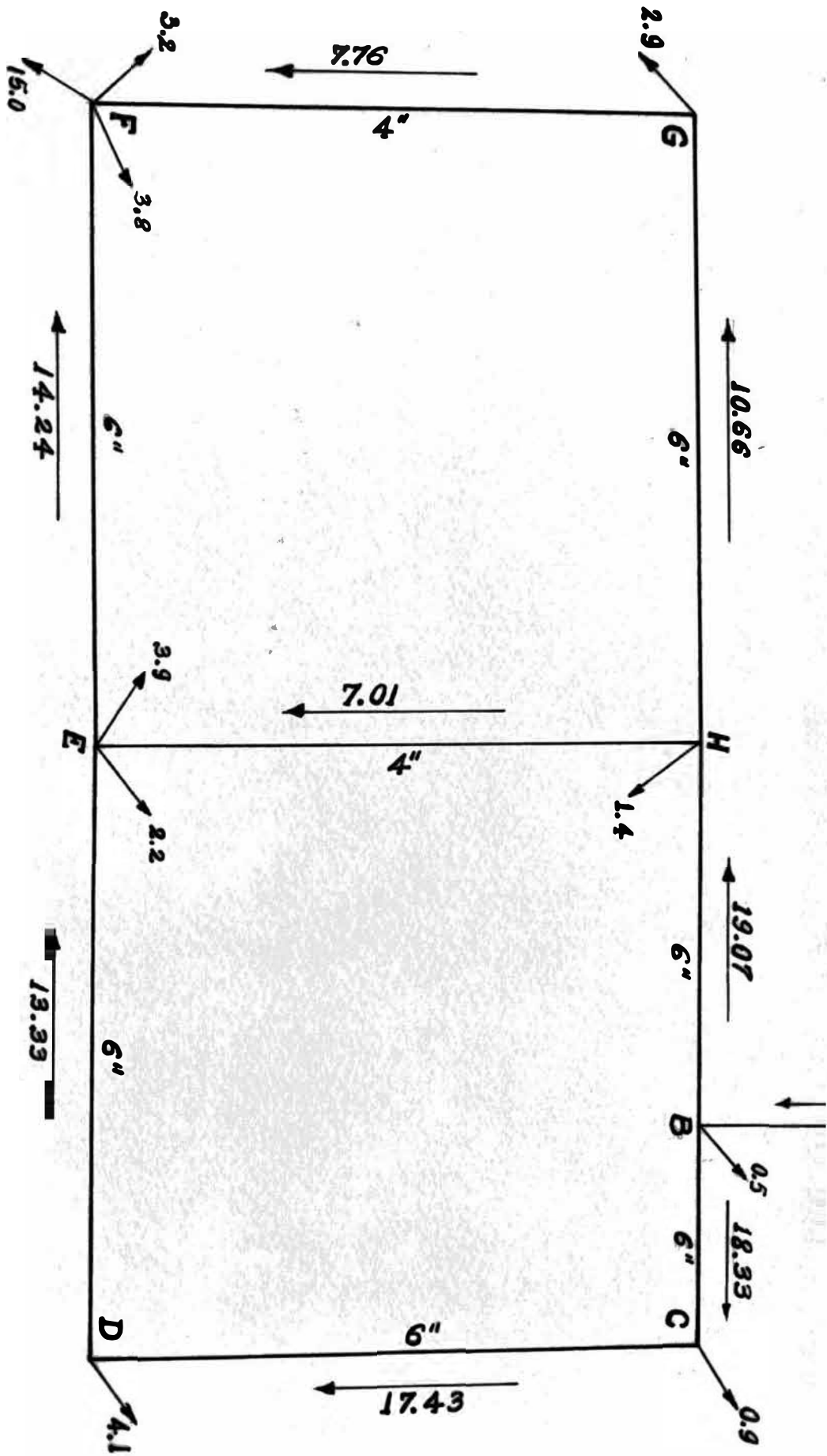
#### Ubicación del punto más desfavorable.-

Esto se hace con el fin de poder aplicar en

DIR. TRAMO	LONGITD. Km	D <sub>n</sub>	C	Q <sub>0</sub> L/s	S <sub>0</sub>	h <sub>0</sub>	h <sub>0</sub> /Q <sub>0</sub>	Δ <sub>0</sub>	Q	S	h
<b>I</b>											
BC	0.091	6	130	+18.3	7.7	+0.70	0.038	+0.03	18.33	7.8	+0.71
CD	0.255	6	130	+17.4	7.0	+1.78	0.102	+0.03	17.43	7.0	+1.78
DE	0.256	6	130	+13.3	4.3	+1.10	0.083	+0.03	13.33	4.4	+1.13
EH	0.254	4	130	- 7.0	9.0	-2.28	0.336	+0.03-0.04	7.01	9.1	-2.30
HB	0.161	6	130	-19.1	8.3	-1.34	0.070	+0.03	19.07	8.2	-1.32
						-0.04	0.629				0.00
<b>II</b>											
HE	0.254	4	130	+ 7.0	9.0	+ 2.28	0.336	+ 0.04-0.03	7.01	9.1	+ 2.30
EF	0.269	6	130	+14.2	4.8	+ 1.29	0.091	+0.04	14.24	4.9	+ 1.32
FG	0.252	4	130	- 7.8	11.3	-2.85	0.366	+0.04	7.76	11.2	-2.83
BH	0.271	6	130	-10.7	2.9	- 0.79	0.074	+0.04	10.66	2.9	-0.79
						-0.07	0.867				0.00

$$\Delta_0 = - \frac{-0.04}{1.85 \times 0.629} = +0.03$$

$$\Delta_0 = - \frac{-0.07}{1.85 \times 0.867} = +0.04$$



dicho punto el gasto por incendio.

De acuerdo a los circuitos, los puntos más desfavorables que se presentan son:

- Punto G por ser el de mayor altura
- Punto F por ser el más alejado del punto de entrada.

Luego haremos los siguientes tanteos:

Tanteo A:

Incendio concentrado en F

Hacemos el cross respectivo con los siguientes diámetros asumidos:

<u>Tramo</u>	<u>Diámetro</u>
BC	6"
CD	6"
DE	6"
EH	4"
HB	6"
EF	6"
FG	4"
GH	6"

Obteniéndose los resultados que los gráficos correspondientes muestran.

Considerando una presión relativa de 30.00 m en el punto B, se tendrá las siguientes presiones en los puntos F y G :

Presión en F

$$\begin{aligned}C_{pF} &= C_{pB} - h_f(BH + HG + GF) \\ &= 97.39 + 30.00 - (1.32 + 0.79 + 2.83) \\ &= 127.39 - 4.94 \\ &= 122.45 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}p_F &= C_{pF} - C_{tF} \\ &= 122.45 - 103.12\end{aligned}$$

$$\underline{p_F = 19.33 \text{ m}}$$

Presión en G

$$\begin{aligned}C_{pG} &= C_{pB} - h_f(BH + GH) \\ &= 127.39 - (1.32 + 0.79) \\ &= 125.28 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}p_G &= C_{pG} - C_{tG} \\ &= 125.28 - 106.36\end{aligned}$$

$$\underline{p_G = 18.92 \text{ m}}$$

De acuerdo a estos resultados el punto más desfavorable en cuanto a presión es el nudo G

Aplicando el gasto por incendio en G ,realizamos el cross respectivo con los mismos diámetros asumidos, en contrando que las presiones en los nudos F y G serán :

Presión en F

$$\begin{aligned}C_{pF} &= 127.39 - (1.75 + 1.89 - 0.79) \\ &= 124.54 \text{ m}\end{aligned}$$

$$p_F = 124.54 - 103.12$$

$$p_F = 21.42 \text{ m}$$



CIRC.	TRAM	LONG. Km	D "	C	Q <sub>e</sub> 1/2	S <sub>o</sub>	h <sub>o</sub>	h <sub>o</sub> /Q <sub>o</sub>	Δ <sub>o</sub>	Q <sub>i</sub>	S <sub>i</sub>	h <sub>i</sub>	h <sub>i</sub> /Q <sub>i</sub>	Δ <sub>i</sub>	Q	S	h
	BC	0.091	6	130	15.7	5.8	0.53	0.034	-0.44	15.26	5.6	0.51	0.033	-0.71	14.55	5.0	0.45
	CD	0.255	6	130	14.8	5.2	1.32	0.089	-0.44	14.36	4.9	1.25	0.087	-0.71	13.65	4.5	1.14
I	DE	0.256	6	130	10.7	2.9	0.74	0.169	-0.44	10.26	2.7	0.69	0.067	-0.71	9.55	2.3	0.58
	EH	0.254	4	130	3.0	1.9	-0.48	0.160	-0.44+1.43	2.01	0.9	-0.23	0.114	-0.71+0.28	2.44	1.9	-0.34
	HB	0.161	6	130	21.7	10.4	-1.68	0.077	-0.44	22.14	10.7	-1.72	0.078	-0.71	22.85	11.3	-1.83
							+0.43	0.529				+0.50	0.379				0.00

$$\Delta_o = -\frac{+0.43}{1.85 \times 0.529} = -0.44$$

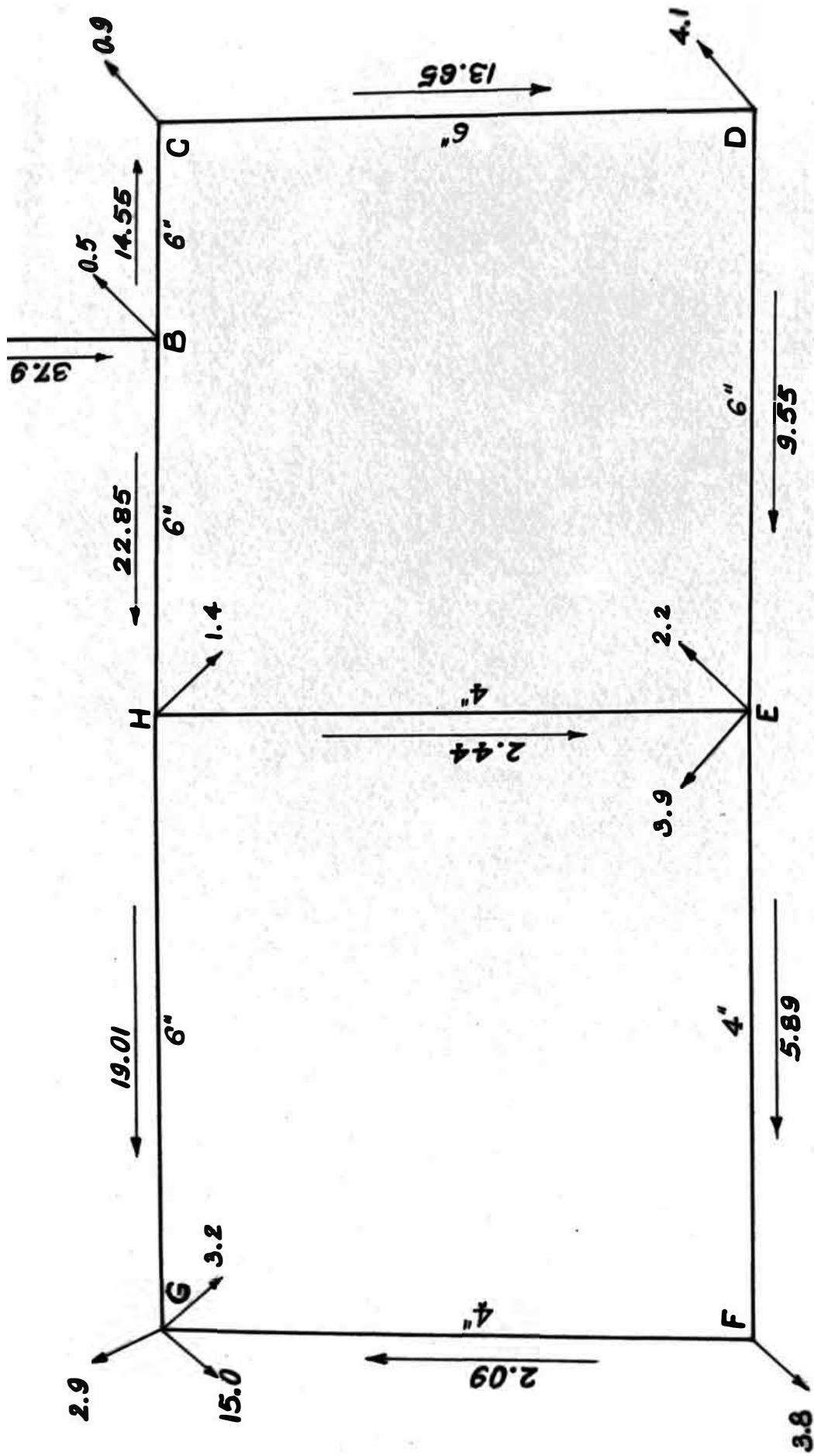
$$\Delta_i = -\frac{+0.50}{1.85 \times 0.379} = -0.71$$

	HE	0.254	4	130	9.0	1.9	0.48	0.160	-1.43+0.44	2.01	0.9	0.23	0.114	-0.28+0.71	2.44	1.3	0.34
	EF	0.269	4	130	7.6	10.7	2.88	0.378	-1.43	6.17	7.3	1.96	0.318	-0.28	5.89	6.7	1.73
	FG	0.252	4	130	3.8	3.0	0.75	0.199	-1.43	2.97	1.3	0.33	0.198	-0.28	2.09	1.0	0.21
	GH	0.271	6	130	17.3	6.9	-1.87	0.108	-1.43	18.73	8.0	-2.17	0.116	-0.28	19.01	8.2	-2.28
							+2.24	0.845				+0.35	0.686				0.00

$$\Delta_o = -\frac{+2.24}{1.85 \times 0.845} = -1.43$$

$$\Delta_i = -\frac{+0.35}{1.85 \times 0.686} = -0.28$$

**CONSUMO MAXIMO  
SOLUCION DEFINITIVA  
PARA LA RED MATRIZ**



**ESQUEMA  
DE LA RED MATRIZ  
SOLUCION DEFINITIVA**

Presión en G

$$C_{pG} = 127.39 - (1.75 \pm 1.89)$$

$$= 123.75 \text{ m}$$

$$p_G = 123.75 - 106.36$$

$$\underline{p_G = 17.39 \text{ m}}$$

Lo cual verifica que efectivamente el nudo G es el más desfavorable en cuanto a presión y por lo tanto en dicho nudo se aplicará el gasto por incendio.

Ahora haremos una serie de tanteos con diferentes diámetros para las tuberías matrices, para así encontrar los diámetros más económicos y que además cumplan con tener la presión necesaria.

De acuerdo a este criterio tomado en cuenta en los diversos tanteos, se llega a la conclusión que los diámetros que cumplen esas condiciones son los mostrados en cuadro siguiente:

<u>Tramo</u>	<u>Diámetro</u>
BC	6"
CD	6"
DE	6"
EH	4"
HB	6"
EF	4"
FG	4"
GH	6"

VERIFICACION DE LA RED CALCULADA.-

La red debe cumplir con las condiciones de velocidad y presiones convenientes.

Verificación por Presión.-

De acuerdo a la cota del reservorio, comprobaremos si dicha altura es la suficiente para lograr que la presión en todos los de la red sean mayores que la presión mínima de 17.00 m (calculada anteriormente) y que tampoco llegue a ser excesiva o sea mayor de 100 lib/pulg<sup>2</sup>, porque se originan pérdidas por filtraciones.

Presión en B

$$\text{Cota fondo reservorio} = 131.00 \text{ m}$$

$$\text{Cota punto B (entrada)} = \underline{97.39}$$

$$\text{Diferencia de altura} = 33.61 \text{ m}$$

Pérdida de carga en la Tubería de Aducción:

$$h_{f(1.de a.)} = 2.51 \text{ m}$$

$$p_B = \text{dif.de h.} - h_{f(1.de a.)}$$

$$= 33.61 - 2.51$$

$$\underline{p_B = 31.10 \text{ m}}$$

Con la presión en el nudo B de entrada, encontramos las presiones en los demás puntos de la red matriz.

Presión en C

$$C_{pC} = C_{pB} - h_f(BC)$$

$$= 128.49 - 0.45$$

$$= 128.04$$

$$\begin{aligned} p_C &= C_{pC} - C_{tC} \\ &= 128.04 - 94.47 \\ \underline{p_C} &= \underline{33.57 \text{ m}} \end{aligned}$$

Presión en D:

$$\begin{aligned} C_{pD} &= C_{pC} - h_f(CD) \\ &= 128.04 - 1.14 \\ &= 126.90 \text{ m} \\ p_D &= C_{pD} - C_{tD} \\ &= 126.90 - 92.23 \\ \underline{p_D} &= \underline{34.67 \text{ m}} \end{aligned}$$

Presión en E :

$$\begin{aligned} C_{pE} &= C_{pD} - h_f(DE) \\ &= 126.90 - 0.58 \\ &= 126.32 \text{ m} \\ p_E &= C_{pE} - C_{tE} \\ &= 126.32 - 97.76 \\ \underline{p_E} &= \underline{28.56 \text{ m}} \end{aligned}$$

Presión en F :

$$\begin{aligned} C_{pF} &= C_{pE} - h_f(EF) \\ &= 126.32 - 1.73 \\ &= 124.59 \text{ m} \\ p_F &= C_{pF} - C_{tF} \end{aligned}$$

$$p_F = 124.59 - 103.12$$

$$\underline{p_F = 21.47 \text{ m}}$$

Presión en G :

$$C_{pG} = C_{pF} - h_f(FG)$$

$$= 124.59 - 0.21$$

$$= 124.38 \text{ m}$$

$$p_G = C_{pG} - C_{tG}$$

$$= 124.38 - 106.36$$

$$\underline{p_G = 18.02 \text{ m}}$$

Presión en H :

$$C_{pH} = C_{pG} + h_f(GH)$$

$$= 124.38 + 2.28$$

$$= 126.66 \text{ m}$$

$$p_H = C_{pH} - C_{tH}$$

$$= 126.66 - 101.30$$

$$\underline{p_H = 25.36 \text{ m}}$$

Conclusión.-

Como se puede observar, todos los nudos tienen una presión mayor que la mínima de 17.00 m y menor que la presión de 70.00 m ( 100.00 lib/pulg<sup>2</sup>).

Luego la red está verificada para la presión y por lo tanto el reservorio está en una altura adecuada.

Como una consecuencia del estudio de presiones, presento un cuadro con las características de cada nudo.

Tramo	Cota Terreno		Cota Piezométrica		Presiones		D	Long.	P.de C
	E	S	E	S	E	S			
BC	97.39	94.47	128.49	128.04	31.10	33.57	6	91	0.45
CD	94.47	92.23	128.04	126.90	33.57	34.67	6	255	1.14
DE	92.23	97.76	126.90	126.32	34.67	28.56	6	256	0.58
EF	97.76	103.12	126.32	124.59	28.56	21.47	4	269	1.73
FG	103.12	106.36	124.59	124.38	21.47	18.02	4	252	0.21
GH	106.36	101.30	124.38	126.66	18.02	25.36	6	271	2.28
EH	97.76	101.30	126.32	126.66	28.56	25.36	4	254	0.34
HB	101.30	97.39	126.66	128.49	25.36	31.10	6	161	1.83

-----vvVvv-----

Verificación por velocidad.-

El flujo en las tuberías debe tener una velocidad moderada, la cual debe de estar dentro de ciertos límites. Cuando las velocidades son muy altas ocasionan desperfectos, rupturas en la red, debidas a la gran energía que producen dichas velocidades, así mismo se producen grandes pérdidas de carga. Cuando son muy lentas pueden haber sedimentaciones peligrosas.

Existen muchos criterios en cuanto a la fijación de límites permisibles de la velocidad, acostumbrándose generalmente a considerar en los proyectos de abastecimientos los siguientes límites :

menores que 1.50 m/s

mayores que 0.30 "

En nuestra las velocidades que se presentan en los diferentes tramos son :

Tramo	D	Gasto	Velocidad
	"	l/s	m/s
BC	6	14.55	0.78
CD	6	13.65	0.75
DE	6	9.55	0.54
EF.	4	5.89	0.72
FG	4	2.09	0.24
GH	6	19.01	1.03
HE	4	2.44	0.30
HB	6	22.85	1.23

De acuerdo al cuadro anterior se puede observar que las tuberías matrices verifican con respecto a la velocidad, pues todas en general se encuentran dentro de los límites establecidos de velocidad máxima y mínima. Tan sólo el tramo FG no cumple con esta disposición, pero pasaremos por alto este defecto ya que su valor se encuentra muy cercano al límite mínimo señalado.



METRADO DE LA RED.-

De acuerdo a los cálculos efectuados, hacemos el metrado de la tubería matriz y de relleno.

La tubería de relleno se ha considerado exclusivamente de un diámetro de 4".

Por seguridad en caso de rupturas, las longitudes reales se han multiplicado por un coeficiente de 105%

<u>Diámetro</u>	<u>Longitud</u>	<u>Material</u>
"	m	
6	1085.00	Eternit clase 105
4	9475.00	" " "

Repartidos en la forma siguiente :

Tubería Matriz:

<u>Diámetro</u>	<u>6"</u>	<u>4"</u>
1ra Etapa	900.00	363.00
2da "	185.00	452.00
<u>Total</u>	<u>1085.00 m</u>	<u>815.00 m</u>

Tubería de Relleno:

<u>Diámetro</u>	<u>4"</u>
1ra Etapa	5800.00 m
2da "	2860.00
<u>Total</u>	<u>8660.00 m</u>

-----vvvVvvv-----

ESPECIFICACIONES PARA EL TRAZADO.-

De acuerdo con las normas de la Dirección de Obras Sanitarias, las tuberías en su trazado deben cumplir ciertas reglamentaciones.

De acuerdo a elección anterior el material de la tubería será de Eternit clase 105, de 4.00 m de longitud, con uniones acopladas o sea del tipo de espiga y campana, a base de anillos de jebe.

Las calles de Caravelí son de un ancho menor a los 12.00 m, por lo cual la tubería irá por un costado de ellas, eligiendo siempre el lado que tenga mayor importancia y sobre todo existan construcciones de más altura.

La distancia horizontal a que debe estar de la acera es de 1.50 m como mínimo, así se podrá colocar con facilidad los grifos hidrantes.

La cercanía a la tubería de desagüe puede ser motivo de contaminación del agua potable por probables infiltraciones, por lo cual con respecto a esta tubería se adopta el siguiente criterio: el nivel de la tubería de agua potable debe de estar siempre por encima de la de desagüe, en una distancia vertical de 1.50 m y horizontal de 2.50 m como mínimos.

Por ser la tubería de eternit, la profundidad a que debe ser instalada será de 1.20 m como mínimo.

Con respecto a los cables eléctricos, deben estar alejados de estos por lo menos 1.00 m .

Cuando las curvas sean suaves en el perfil del tendido, no se usarán conexiones sino tramos cortos, con ello se economizarán accesorios y se aprovecha las deflexiones hasta de 6° que pueden sufrir las tuberías de eternit.

#### ACCESORIOS.-

Estos son constituidos por las válvulas, grifos, tees, codos, reducciones, etc.

Todos ellos son de fierro fundido.

Todas estas piezas tienen una finalidad determinada dentro de la red; como son por ejemplo : unir tramos de tubería de un mismo o diferente diámetro, permitir cambios de dirección, aislar tramos etc.

El plano de accesorios indica claramente la disposición de todos ellos .

#### Válvulas.-

El objeto de estas piezas, es el de poder aislar tramos de tubería, para que si se presenta una interrupción en algún punto de la red, esto no sea motivo de una paralización del servicio, además permite regularizar presiones,

Las válvulas escogidas para emplear en el proyecto serán del tipo Compuerta, de fierro fundido, montadas en bronce, con guarniciones del mismo material, para una presión mínima de 10 atmósferas.

Cada válvula dispondrá de una caja metálica de fierro fundido, cuya tapa coincidirá con el nivel del pavimento.

Para su distribución, se han considerado que no queden fuera de servicio tramos mayores de 250.00 mts.

En general para la distribución se debe tomar en cuenta los siguientes factores:

a).-Las válvulas deben colocarse siempre en las esquinas, por excepción a media cuadra.

b).-Espaciamiento máximo entre válvulas

c).-Para evitar dificultad en su ubicación, debe haber un orden en su distribución.

#### Grifos.-

Considerando mangueras de una longitud de 150.00 m, se ha tomado esta longitud como dimensión máxima entre grifos.

El espaciamiento depende principalmente del valor de la propiedad protegida. En zonas industriales, comerciales o muy edificadas deben colocarse a 100.00 como mínimo.

Los grifos empleados serán del tipo hidrante o postes, de dos boquillas para conexiones de 2.5" y una de 4.5" para utilizar el servicio de incendio; desague automático, en su base llevarán un codo terminal de campana para conexión con tubería de 4".

Se han escogido grifos de este tipo por su mejor servicio, mayor facilidad para su uso y no hay peligro de perder su ubicación. Eso si tienen en su contra su alto costo en comparación con los grifos a flor de tierra.

En cuanto a la ubicación, se tratará de que estén siempre cerca de las tuberías de mayor diámetro y de preferencia en las esquinas.

Con el fin de que los autos no puedan malograrse, se los colocará a 30 cm de los bordillos.

Hay necesidad de colocar una válvula compuerta con su respectiva caja para cada grifo.

Por el alto costo que representan los grifos hay que tener en cuenta las siguientes instrucciones para su uso:

1).-Abrase el hidrante, lenta y continuamente, y siempre lo suficiente para impedir cualquier ruido de la válvula principal, incluso si de esta manera sale más agua de la precisa.

2).-Cuando se cierre, hacerlo muy lentamente, en especial a medida que la válvula se aproxima al asiento y hasta que haya contacto firme.

3).-Después de cerrar un hidrante de incendio, póngase los correspondientes capuchones a las boquillas de salida.

4).-Para maniobrar en un hidrante, debe emplearse solamente como herramienta la llave pentagonal.

Además de las instrucciones anteriores, es necesario que se lo pinte de un color llamativo, como el de amarillo anaranjado, facilitándose con ello la labor de ubicación del grifo por parte de los bomberos.

METRADO DE LOS ACCESORIOS.-

<u>Accesorio</u>	<u>10" x 6"</u>	<u>10" x 4"</u>	<u>6" x 4"</u>	<u>4" x 4"</u>	<u>Etapas</u>
<u>Cruz</u>	1	1	9	23	1ra
			2	8	2da
	1	1	11	31	Total

<u>Accesorio</u>	<u>10" x 4"</u>	<u>6" x 6"</u>	<u>6" x 4"</u>	<u>4" x 4"</u>	<u>Etapas</u>
<u>Te</u>	1	2	3	23	1ra
				15	2da
	1	2	3	38	Total

<u>Accesorio</u>	<u>90° x 4"</u>	<u>Etapas</u>
<u>Codos</u>	1	1ra
	2	2da
	3	Total

<u>Accesorio</u>	<u>10" x 4"</u>	<u>6" x 4"</u>	<u>Etapas</u>
<u>Reduccn</u>	1	3	1ra
		1	2da
	1	4	Total

<u>Accesorio</u>	<u>10"</u>	<u>6"</u>	<u>4"</u>	<u>Etapas</u>
<u>Válvula</u>	1	6	75	1ra
		1	28	2da
	1	7	103	Total

<u>Accesorio</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Etapa</u>
	12	1ra
<u>Grifo</u>	<u>6</u>	<u>2da</u>
	18	Total

Tapones: 8 de 4"

INSTALACION DE LA TUBERIA.-

Especificaciones Generales.-

Como norma cada tubo de eternit debe ser inspeccionado al llegar a su destino, una revisión minuciosa que permite ubicar a los que están en malas condiciones, lo cual evita el grave inconveniente que se presentaría al tener que reemplazarlo después de hecha la instalación.

Por ser el eternit un material frágil, debe tenerse mucho cuidado en su manejo, tratar en lo posible de evitar el manipuleo inútil. Para esto la tubería al ser descargada debe alinearse cerca de la zanja donde tiene que ir depositada la tubería, pero siempre buscando una posición protegida contra el tránsito de animales, vehículos etc.

Zanjas.-

Para el depósito e instalación de la tubería se abrirán zanjas de 0.50 mts de ancho mínimo.

Los tubos descansarán sobre toda su longitud sobre una cama uniforme y continua.

Hay que evitar que las uniones descansen sobre un fondo sólido.

En el fondo de la zanja se dejará un claro, en los sitios en donde vayan las uniones.

#### Unión de los Tubos.-

En el momento de efectuar la junta, el interior de la campana y la superficie exterior de la espiga deben estar bien limpios, para así obtener una unión impermeable.

#### Relleno de la Zanja.-

Realizada la instalación y montaje de : grifos contra incendios, válvulas, accesorios, etc., se hace el relleno de la zanja.

El material que se emplea es terroso o arenoso, libre de piedras grandes, depositándose una capa de 10 cm en el fondo de la zanja y apisonando fuertemente abajo del tubo hasta que no haya vacíos, con esto se consigue, que el tubo esté apoyado en toda su longitud. Luego se sigue depositándose sucesivamente capas de tierra de 10 cm, apisonando bien cada una de ellas, hasta llegar al plano del diámetro horizontal del tubo, incluso en el sitio de las uniones .

La siguiente labor será , cubrir el tubo, cuidando de usar material libre de piedras y haciendo una cama de 30 cm de alto, procediendo luego a hacer el relleno restante a pala o por medios mecánicos con material de la excavación.



. Debe tenerse presente que las uniones necesitan quedar al descubierto, para ser sometidas a observación durante la prueba de la tubería; en ningún caso deben abrirse las válvulas y someter a presión las tuberías sin colocar rellenos sobre los tubos.

Luego de concluida la prueba, se debe hacer el resto del relleno con material que no tenga piedras de más de 20 cm, ni trozos de madera, ramas o cualquier otro material que impida una correcta consolidación.

Se deberá compactar el terreno regándolo con manguera o por inundación de la zanja.

#### Pruebas.-

Una vez que la tubería ha sido instalada y rellena parcialmente la zanja, se le someterá a una presión hidrostática de prueba equivalente a 1.5 veces la presión de trabajo.

Esta prueba se realizará por tramos aislados para esto se usará una **bomba** conectada a la tubería.

Como recomendación, los tramos a prueba deben ser menores de 500.00 mts.

#### Instalación por Etapas.-

La instalación de la red de distribución no se hará en forma total desde el comienzo, sino que de acuerdo a las circunstancias se han considerado dos etapas:

1ra Etapa.-Corresponde a la instalación de la parte de red que abastezca a la población actual y a la zona de inmediata expansión.

En los planos respectivos se indican con un trazo continuo.

2da Etapa.-Instalación de las zonas que quedan,es decir las consideradas por expansión futura,dentro del período de diseño igual a 35 años.

Su instalación se hará en forma total o parcial y en tiempos convenientes de acuerdo a las necesidades que se vayan presentando,criterio que corresponde a las autoridades pertinentes.

En los planos respectivos está indicado con un trazo discontinuo.

-----vvvvvVvvvv-----

Capítulo X

PRESUPUESTO

-----vvvvvVvvvv-----

PRESUPUESTO

CANTIDAD	DESCRIPCION	PRECIO UNITARIO		COSTO TOTAL		TOTAL
		m. de O.	MATERIAL	M. de O.	MATERIAL	
	<b>A.-CAPTACION .-</b>					
155 ml	a) Galerías Filtrantes: Excavación y nivelación de zanjas para galería de 3.70 m de profundidad promedio 0.80 m de ancho en el fondo y 3.40 m en la superficie.	\$ 22.00	\$ 31.00	\$ 3410 00	\$ 10850 00	
350 m <sup>3</sup>	Piedra seleccionada		22.00		9900 00	
450 m <sup>3</sup>	Arena		16.00		2800 00	
175 N	Tubos de concreto simple de 6" x 90 cm					
155 ml	Acomodo de la tubería y disposición del material seleccionado	16.00		2480 00	23550 00	\$ 29440 00
	b) Buzones de Inspección :					
36 m <sup>3</sup>	Excavación	3.50		126 00		
3 N	Encofrado y desencofrado	80.00		240 00		
11 m <sup>3</sup>	Concreto 1:3:6		175.00		1925 00	
11 m <sup>3</sup>	Batido y colocación del concreto	20.00		210 00		
54 N	Escalines $\phi$ 3/4", su colocación	4.50	13.00	243 00	702 00	
60 m <sup>2</sup>	Enlucido interior	2.50		150 00		
	Van.....			\$ 969 00	\$ 2627 00	\$ 29440 00



PRESUPUESTO

CANTIDAD	DESCRIPCION	PRECIO UNITARIO		COSTO TOTAL		TOTAL
		M. de O.	MATERIAL	M. de O.	MATERIAL	
	d) Transporte:				Van.....	\$/ 38902 00
7 Ten.	Transporte Lima-Caravelí	250.00		1750 00		
17 Ten.	" Local	20.00		340 00		
				\$/ 2090 00		2090 00
	Total Captación .....					\$/ 40992 00
	<b>B.-RESERVORIO DE ALMACENAMIENTOS/</b>					
200 m <sup>3</sup>	Excavación para el reservorio y cámara de válvulas en terreno de conglomerado.	\$/ 6.00		\$/ 1200 00		
68 m <sup>3</sup>	Concreto 1:2:4 para la pared cilíndrica, cubierta, columnas, vigas, zapatas, losa de fondo y cámara de válvulas				\$/ 15640 00	
68 m <sup>3</sup>	Batido y colocación del concreto 1:2:4 del reservorio y cámara de válvulas .	20.00		1360 00		
360 m <sup>2</sup>	Encofrado y desencofrado de pared cilíndrica cubierta, vigas, columnas y c. de válvulas.	3.50		1260 000	3589 00	
970 p.c.	Madera para encofrados (5 usos)	3.70			14820 00	
3900 Kg	Acero redondo, tipo intermedio para refuerzo		3.80			
	Van.....			\$/ 3820 00	\$/ 34049 00	

PRESUPUESTO

CANTIDAD	DESCRIPCION	PRECIO UNITARIO		COSTO TOTAL		TOTAL
		M. de O.	MATERIAL	M. de O.	MATERIAL	
3900 Kg	Cortado y doblado y colocación de la armadura del Reservorio y Cámara de Válvulas	\$ 0.60	Vienen...	3820 00	\$ 34049.00	-----
360 Kg	Clavos y alambre		\$ 5.00	2340 00	1800 00	
290 m <sup>2</sup>	Enlucido y acabado de paredes, piso y techo	2.50		725 00		
170 Kg	"Sika" para impermeabilización del enlucido		18.00		3060 00	
40 m <sup>2</sup>	Ladrillos pasteleros colocados con torta de barro	1.50	8.00	60 00	320 00	
2 N	Tubos de ventilación de 4"	20.00	90.00	40 00	180 00	
20 N	Escalines de ø 3/4", su colocación.	4.50	13.00	90 00	260 00	
2 N	Tapas de f.fáo con su marco para inspección	13.00	270.00	26 00	540 00	
10 N	Tubería "Hume" de 6"x6"x 10 lib/pulg <sup>2</sup> para desague, su instalación.		56.00		560 00	
7 ml	Tubería f.fáo de 6" para rebose y de conexión a la tubería de desague, incluyendo pérdidas		170.00		1190 00	
1 N	Canastilla de bronce de 10"		600.00		600 00	
3 N	Válvula Compuerta de 6"		1000.00		3000 00	
1 N	" " " 10"		1800.00		1800 00	
	Van.....			\$ 7101 00	\$ 47359 00	

PRESUPUESTO

CANTIDAD	DESCRIPCION	PRECIO UNITARIO		COSTO TOTAL		TOTAL
		M. de O.	MATERIAL	M. de O.	MATERIAL	
2 N	Tees de 6" x 6"	\$ 440.00	Vienen .....	\$ 7101 00	\$ 47359 00	
1 N	Tee de 10" x 10"		\$ 1220.00		880 00	
3 N	Codos de 6" x 90		260.00		1220 00	
1 N	Reducción de 10" x 6"		506.00		780 00	
5 ml	Tubería de f.fdo. de conexión entre tubería de conducción y aducción.		170.00		506 00	
35 Ton.	Transporte Lima-Caravelí	250.00		8750 00	850 00	
40 Ton.	" Local	20.00		800 00		
	<b>Total RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO</b>			\$ 16651 00	\$ 52595 00	69246 00
	<b>C.-CONDUCCION.-</b>					69246 00
	a)-Línea de Conducción:					
808 ml	Excavación y nivelación de zanjas	\$ 4.50		\$ 3636 00		
808 ml	Helleno y pisonado de las zanjas	2.00		1616 00		
475 N	Tubos de concreto Hume de 6"x6'x50 lib/pulg <sup>2</sup> incluyendo 5% por pérdidas.		\$ 80.00		\$ 38000 00	
808 ml	Colección y calafateo de la tubería	5.00		4040 00		
450 N	Uniones calafateadas mezcla 1:1	Van.....	2.00	\$ 9292 00	900 00	
					\$ 38900 00	







BIBLIOGRAFIA.-

"Arquitectura Hidráulica"	A. Schoklitsch
"Ingeniería Sanitaria"	A. Mendiola
"Abastecimientos de agua"	E. Gallego R.
"Tratado de Ingeniería Sanitaria"	M. Sallovitz
"Abastecimientos de agua y alcantarillado"	E.W.Steel
"Abastecimientos de agua"	A.D.Flinn- R.S.Weston -C.L.Bogert
"Abastecimientos de agua" (apuntes)	A.Pons Muzzo
"Hormigón Armado"	F.Moral
"Concreto Armado" (apuntes)	S.Sarmiento
"Reservoirs and tanks"	W.S.Gray
Diccionario Geográfico del Perú	P. y Paz Soldán
" " "	La Crónica

-----ooooOoooo-----